

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RAFAEL ALVES PEREIRA VAROTO

**ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DO USO DE CONCRETO E AÇO DE
ALTA RESISTÊNCIA EM BLOCO DE CONCRETO ARMADO SOBRE QUATRO
ESTACAS**

MARINGÁ

2023

RAFAEL ALVES PEREIRA VAROTO

**ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DO USO DE CONCRETO E AÇO DE
ALTA RESISTÊNCIA EM BLOCO DE CONCRETO ARMADO SOBRE QUATRO
ESTACAS**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof^(a). Dr. Leandro Vanalli

CO-Orientador: Prof^(a). Dr. Pablo Augusto Krahl

MARINGÁ

2023

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

V324a

Varoto, Rafael Alves Pereira

Análise numérica da influência do uso de concreto e aço de alta resistência em bloco de concreto armado sobre quatro estacas / Rafael Alves Pereira Varoto. -- Maringá, PR, 2023.

137 f.: il. color., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Vanalli.

Coorientador: Prof. Dr. Pablo Augusto Krahl.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2023.

1. Concreto de alta resistência. 2. Aço de alta resistência. 3. Blocos de concreto. 4. Concreto - Resistência à compressão. I. Vanalli, Leandro, orient. II. Krahl, Pablo Augusto, coorient. III. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

CDD 23.ed. 624.1834

RAFAEL ALVES PEREIRA VAROTO

**ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DO USO DE CONCRETO E AÇO
DE ALTA RESISTÊNCIA EM BLOCO DE CONCRETO ARMADO
SOBRE QUATRO ESTACAS**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 27/09/2023, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

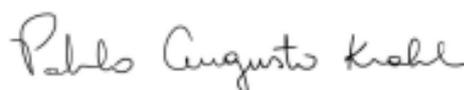
BANCA EXAMINADORA

LEANDRO
VANALLI:92947263987

Assinado de forma digital por
LEANDRO VANALLI:92947263987
Data: 2023.10.17 17:54:21 -0300

Prof. Dr. Leandro Vanalli

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Professor Orientador de Estudos



Prof. Dr. Pablo Augusto Krahl

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Professor Coordenador de Estudos

Documento assinado digitalmente



LUIZ ANTONIO FARANI DE SOUZA

Data: 27/09/2023 23:36:45 -0300

Verifique em <https://validar.it.gov.br>

Prof. Dr. Luiz Antonio Farani de Souza

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá

Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein

Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Estadual de Campinas

Documento assinado digitalmente



LEANDRO MOUTA TRAUTWEIN

Data: 11/10/2023 14:14:03 -0300

Verifique em <https://validar.it.gov.br>

*Este trabalho é dedicado à minha mãe
Claudineia e ao meu pai Eugênio, por
serem os pilares de quem me tornei.*

AGRADECIMENTOS

A minha família, que agradeço de forma especial, pois me deram todos os suportes necessários para que hoje eu pudesse estar onde estou, a minha mãe Claudineia, a meu pai Eugênio e a meu irmão Murilo, meu muito obrigado.

A minha namorada Nadia, que compartilhou de minha trajetória de altos e baixos, sem nunca me deixar desanimar.

Ao meu avô Eurilio, que não chegou ao final deste trabalho, mas que fez parte com seus humildes conselhos durante toda a trajetória, eterno em minhas memórias.

Ao meu coorientador Pablo Augusto Krahl, por seu apoio, ajuda e contribuição no meu crescimento, com toda certeza esse trabalho não teria sido o que foi sem suas orientações, meu muito obrigado.

Ao meu orientador Leandro Vanalli, por toda orientação e ajuda ao longo de todo o caminho.

Ao professor Carlos Humberto Martins, por disponibilizar computadores para a realização das simulações.

Aos colegas do PCV: Adriano, Everton, Karol, Paulo e André. Pela ajuda e troca de conhecimento ao longo do processo.

A Joseane pela disponibilidade e atenção que sempre foi disposta.

Agradeço a todos os professores do programa de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá por terem contribuído para minha formação.

Agradeço a Deus, por me dar forças, capacitação, e por colocar estas pessoas no meu caminho durante o processo deste trabalho.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

RESUMO

Dentro do contexto da utilização de blocos rígidos de concreto sobre quatro estacas com a utilização de materiais de alta resistência, o presente estudo tem como objetivo investigar o comportamento de blocos de concreto armado sobre quatro estacas submetidos a esforço vertical centrado, avaliando a influência do comportamento a variação da resistência à compressão do concreto de 30, 60 e 90 MPa, a resistência à tração do aço de 500, 600 e 700 MPa e taxa de armadura de 0,2, 0,3 e 0,4%. Para as análises um modelo de elementos finitos foi desenvolvido com o software ABAQUS, e após calibrado com o modelo experimental de Sam e Iyer (1995) fez-se um estudo paramétrico das variações citadas anteriormente. Um critério de falha foi utilizado tendo como base o modelo originalmente proposto por Muttoni (1985) e adaptado pelo presente estudo para blocos sobre quatro estacas. Os resultados também foram comparados com a formulação analítica por bielas e tirantes de Blevot e Frémy (1967). Com o aumento da resistência à compressão do concreto do bloco obtém-se maiores capacidades de carga, aumento de rigidez, tendo aumento na fragilidade quanto maior a resistência à compressão do concreto. Para o aço, não houve ganho de capacidade de carga com o aumento da resistência à tração. Para o aumento da taxa de armadura, houve ganho na capacidade de carga e aumento do deslocamento obtido no centro inferior do bloco no momento da ruptura. Para as armaduras houve pequena variação, sendo menos solicitadas quanto maior a resistência do concreto, exercendo pouca influência ao variar a tensão, e com pequenos ganhos em relação à taxa, tendo em todos os baixas tensões e deformações nos tirantes, distantes dos limites de escoamento. Após as simulações realizadas, o critério de falha analítico do modelo proposto como critério de parada da simulação numérica se mostrou simples e eficaz, com boa aproximação da capacidade de carga do bloco e deslocamento no momento da ruptura. Portanto, as simulações foram validadas, o modelo captou a capacidade de carga e os deslocamentos do bloco, e o modelo de falha corroborou para representatividade dos resultados, que os usos dos materiais de alta resistência pode ser utilizados com segurança para blocos de concreto sobre quatro estacas, reduzindo o consumo de materiais. Conclui-se com o estudo que o modelo adotado capturou o comportamento do bloco devido a diferentes configurações adotadas.

Palavras-chave: Bloco, Quatro Estacas, Concreto de alta resistência, Aço de alta resistência, Taxa de armadura, Resistência à compressão.

ABSTRACT

Within the context of the use of rigid concrete blocks on four piles using high-strength materials, the aim of this study is to investigate the behavior of reinforced concrete blocks on four piles subjected to centered vertical stress, evaluating the influence on behavior of variations in concrete compressive strength of 30, 60 and 90 MPa, steel tensile strength of 500, 600 and 700 MPa and reinforcement ratio of 0.2, 0.3 and 0.4%. For the analysis, a finite element model was developed using the ABAQUS software, and after calibrating it with the experimental model of Sam and Iyer (1995), a parametric study of the variations mentioned above was carried out. A failure criterion was used based on the model originally proposed by Muttoni (1985) and adapted by this study for blocks on four piles. The results were also compared with the analytical formulation using rods and ties by Blevot and Frémy (1967). Increasing the compressive strength of the block's concrete results in higher load capacities, increased stiffness and increased fragility the higher the concrete's compressive strength. For the steel, there was no gain in load capacity with the increase in tensile strength. As the reinforcement ratio increased, there was a gain in load capacity and an increase in the displacement obtained at the bottom center of the block at the moment of rupture. There was little variation in the reinforcements, which were less stressed the higher the concrete strength, exerting little influence when varying the tension, and with small gains in relation to the rate, with low tensions and deformations in the ties in all cases, far from the yield limits. After the simulations carried out, the analytical failure criterion of the model proposed as a stopping criterion for the numerical simulation proved to be simple and effective, with a good approximation of the load capacity of the block and displacement at the moment of rupture. Therefore, the simulations were validated, the model captured the load capacity and displacements of the block, and the failure model corroborated the representativeness of the results, that the use of high-strength materials can be used safely for concrete blocks on four piles, reducing the consumption of materials. The study concludes that the model adopted captures the behavior of the block due to the different configurations adopted.

Key-words: Block, Four piles, High-strength concrete, High-strength steel, Reinforcement ratio, Compressive strength.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Bloco sobre 4 estacas de (BLEVOT e FRÉMY, 1967) e visualização da treliça.....	21
Figura 2.2 – Configurações de blocos sobre quatro estacas.....	22
Figura 2.3 - Panorama final de fissuração de dois blocos sobre quatro estacas ensaiados	23
Figura 2.4 – Tipos de armadura e ancoragem utilizadas nos blocos.....	24
Figura 2.5 – Modelos de blocos ensaiados.....	24
Figura 2.6 – Modelos ensaiados.....	26
Figura 2.7 – Padrão de fissuração.....	27
Figura 2.8 – Padrão de fissuração do fundo do bloco N1B45A2C.....	28
Figura 2.9 - Detalhe para as variações dos ensaios de (SAM e IYER, 1995).....	31
Figura 2.10 – Panorama de fissuração do ensaio experimental do bloco sobre quatro estacas com armadura em malha	32
Figura 2.11 – Panorama de fissuração do ensaio do bloco sobre quatro estacas com armadura segundo os lados.....	32
Figura 2.12 - Panorama de fissuração do ensaio do bloco sobre quatro estacas com armadura segundo as diagonais.....	33
Figura 2.13 – Padrão de fissuração da simulação numérico do caso por armadura em malha.....	34
Figura 2.14 - Curva carga x deslocamento com carga analítica e deslocamento obtidos dos modelos experimentais	35
Figura 2.15 - Situações típicas de regiões D.....	38
Figura 2.16 - Efeito do uso de concreto e aço no peso de vigas	48
Figura 2.17 - Mobilização das tensões nas barras em compressão	49
Figura 2.18 – Variação de estribos para diferentes tipos de aço	50
Figura 2.19 - Efeito do tipo de aço na abertura de fissura a flexão.....	51
Figura 2.20 – Gráfico Tensão x Deformação do aço CA 50 S/AR.....	52
Figura 2.21 – Aplicação do aço CA50 S/AR em blocos de coroamento	53
Figura 2.22 – Redução da quantidade de barras.....	53
Figura 2.23 – Redução do custo	53
Figura 3.1 – Parâmetros elásticos e deformações para o concreto.....	56
Figura 3.2 - Superfície de escoamento do CDP no estado plano de tensões.....	58
Figura 3.3 – Função potencial plástico G no plano $p - q$	59
Figura 3.4 - Relação tensão-deformação para o concreto	61
Figura 3.5 – Relação tensão-deformação para os elementos de aço	63
Figura 3.6 - Modelo numérico.....	65
Figura 3.7 – Elemento C3D10.....	66

Figura 3.8 – Elemento T3D2.....	67
Figura 3.9 – Discretização dos elementos finitos sólidos do bloco	67
Figura 3.10 - Condição de carregamento do modelo	68
Figura 3.11 - Condições de contorno do bloco	69
Figura 3.12 – Interação utilizada entre os elementos sólidos e de treliça (Embedded region)	71
Figura 3.13 – Curva carga-rotação para os testes de (KINNUNEN, NYLANDER e TOLF, 1980)	73
Figura 3.14 – Correlação entre abertura da fissura crítica ao cisalhamento de laje, e rotação ψ .	73
Figura 3.15 – Critério de falha a punção como função da espessura da fissura crítica ao cisalhamento comparado com 99 resultados experimentais e a equação do ACI 318-05.....	74
Figura 3.16 – Perímetro de controle.....	75
Figura 3.17 – Diferença entre alturas uteis d e dv	75
Figura 3.18 – Aplicação do critério de falha.....	76
Figura 3.19 – Aplicação do critério de falha do modelo proposto para o bloco experimental	77
Figura 3.20 - Curva carga-deslocamento do modelo C0.6.....	78
Figura 3.21 – Funcionamento estrutural de bloco sobre quatro estacas.....	80
Figura 3.22 – Polígono de forças	81
Figura 3.23 – Detalhes do estudo paramétrico	87
Figura 4.1 - Curva carga x deslocamento do modelo numérico.....	89
Figura 4.2 - Curva carga x deslocamento do modelo experimental.....	89
Figura 4.3 - Força-deformação no tirante.....	90
Figura 4.4 – Deformações e tensões nos tirantes	91
Figura 4.5 - Bielas de compressão no interior do bloco.....	92
Figura 4.6 - Panorama de fissuração no momento da ruptura do bloco experimental.....	93
Figura 5.1 - Carga x Deslocamento dos modelos 1, 2 e 3.....	96
Figura 5.2 – Carga e deslocamento obtidos pelo modelo proposto para os modelos 1, 2 e 3.....	97
Figura 5.3 - Carga x Deformação na armadura dos modelos 1, 2 e 3	97
Figura 5.4 - Deformação nos tirantes dos modelos 1, 2 e 3	99
Figura 5.5 - Tensão de tração nos tirantes dos modelos 1, 2 e 3.....	100
Figura 5.6 - Bielas de compressão dos blocos dos modelos 1, 2 e 3.....	101
Figura 5.7 - Bielas de compressão dos blocos dos modelos 1, 2 e 3.....	102
Figura 5.8 - Dano a tração nos blocos dos modelos 1, 2 e 3	103
Figura 5.9 - Carga x Deslocamento dos modelos 4, 5 e 6.....	105
Figura 5.10 – Carga e deslocamento obtidos pelo modelo proposto para os modelos 4, 5 e 6....	105
Figura 5.11 - Carga x Deformação na armadura dos modelos 4, 5 e 6.....	106
Figura 5.12 - Deformação nos tirantes dos modelos 4, 5 e 6.	107

Figura 5.13 - Tensão de tração nos tirantes dos modelos 4, 5 e 6.....	107
Figura 5.14 - Bielas de compressão dos blocos dos modelos 4, 5 e 6.....	108
Figura 5.15 - Bielas de compressão dos blocos dos modelos 4, 5 e 6.....	109
Figura 5.16 - Dano a tração nos blocos dos modelos 4, 5 e 6.....	110
Figura 5.17 - Carga x Deslocamento dos modelos 7, 8 e 9.....	113
Figura 5.18 – Carga obtido pelo modelo proposto para os modelos 7, 8 e 9.....	113
Figura 5.19 - Carga x Deformação na armadura dos modelos 7, 8 e 9.....	114
Figura 5.20 - Deformação nos tirantes dos modelos 7, 8 e 9.....	115
Figura 5.21 - Tensão de tração nos tirantes dos modelos 7, 8 e 9.....	115
Figura 5.22 - Bielas de compressão dos blocos dos modelos 7, 8 e 9.....	116
Figura 5.23 - Bielas de compressão dos blocos dos modelos 7, 8 e 9.....	117
Figura 5.24 - Dano a tração nos blocos dos modelos 7, 8 e 9.....	118
Figura C.1 - Correlação das respostas obtidas sobre o modelo de (SAM e IYER, 1995).....	131
Figura C.2 – Desvio padrão de carga e deslocamento em relação ao bc	132
Figura C.3 - Desvio padrão de carga e deslocamento em relação ao bt	133
Figura C.4 - Desvio padrão de carga e deslocamento em relação ao ângulo de dilatação.....	133
Figura C.5 -Erros em relação a carga e deslocamento para os modelos com ângulo de dilatação de 45°.....	134
Figura C.6 - Curva carga-deslocamento para malha de 20mm.....	135
Figura C.7 - Curva carga-deslocamento para malhas de 30 mm.....	136
Figura C.8 - Curva carga-deslocamento para malhas de 30 mm.....	137

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classes e resistências características para os tipos de concreto	39
Tabela 2.2 – Tipos de aplicações para aço em estruturas de concreto armado	47
Tabela 3.1 – Propriedades do modelo experimental de (SAM e IYER, 1995)	64
Tabela 3.2 - Tipo e dimensão dos elementos finitos	67
Tabela 3.3 – Parâmetros do modelo de falha a punção de (MUTTONI, 1985)	77
Tabela 3.4 – Arranjo de armadura para blocos sobre.....	84
Tabela 3.5 – Parametrização dos modelos	87
Tabela 4.1 – Resultados experimentais e numéricos para o caso estudado	90
Tabela 5.1 – Modelos estudados	94
Tabela 5.2 – Carga (kN) e deslocamento (mm) obtidos nos modelos 1, 2 e 3 pelo modelo numérico e formulação analítica de (BLEVOT e FRÉMY, 1967).....	95
Tabela 5.3 – Carga de ruptura dos blocos e deformação correspondente nos tirantes dos blocos 1, 2 e 3.	98
Tabela 5.4 – Carga (kN) e deslocamento (mm) obtidos nos modelos 4, 5 e 6 pelo modelo numérico e formulação analítica de (BLEVOT e FRÉMY, 1967).....	104
Tabela 5.5 – Carga de ruptura dos blocos e deformação correspondente nos tirantes dos blocos 4, 5 e 6.	106
Tabela 5.6 – Carga (kN) e deslocamento (mm) obtidos nos modelos 7, 8 e 9 pelo modelo numérico e formulação analítica de (BLEVOT e FRÉMY, 1967).....	111
Tabela 5.7 – Carga de ruptura dos blocos e deformação correspondente nos tirantes dos blocos 7, 8 e 9.	114
Tabela A.1 – Dados validação numérica.....	128
Tabela B.1 – Resultados analíticos	130
Tabela C.1 – Variação dos parâmetros numéricos	132
Tabela C.2 – Parâmetros de entrada do CDP	137

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Dimensão do bloco em determinada direção
a_e	Largura da estaca
A_e	Área da seção transversal da estaca
a_p	Largura do pilar
A_p	Área da seção transversal do pilar
A_s	Área de aço
$A_{s,calc}$	Área de aço calculada
$A_{s,ef}$	Área de aço efetiva
$A_{s,nec}$	Área de aço necessária
$A_{s,p}$	Área de aço da armadura de pele
$A_{s,sup}$	Área de aço da armadura superior
B	Largura do bloco
b_c	Constante de compressão
b_t	Constante de tração
C	Distância entre a face do pilar e o eixo da estaca mais afastada
c	Cobrimento da armadura
d	Altura útil do bloco
D	Diâmetro da estaca
d_c	Dano à compressão
$d_{máx}$	Altura máxima do bloco
$d_{mín}$	Altura mínima do bloco
d_t	Dano à tração
e	Distância entre eixos da estaca
$E_{aço}$	Módulo de elasticidade do aço
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{c,exp}$	Módulo de elasticidade do concreto obtido experimentalmente
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto
f_{bd}	Resistência de cálculo de aderência na ancoragem de armaduras passivas
$F_{bk,n}$	Resistência de aderência das barras
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
f_{cm}	Resistência média do concreto à compressão
f_{ct}	Tensão característica resistente do concreto à tração
F_d	Força de cálculo

f_{tm}	Resistência média à tração do concreto
f_y	Tensão de escoamento
f_{yd}	Resistência de cálculo do aço
f_{yk}	Resistência característica do aço
G_F	Energia de fratura
h	Altura do bloco
K_c	Razão entre os meridianos de tração e compressão
L	Comprimento do bloco
l_b	Comprimento de ancoragem básico
$l_{b,min}$	Comprimento de ancoragem mínimo
$l_{b,nec}$	Comprimento de ancoragem necessário
l_d	Tamanho do elemento finito
R	Raio de dobramento da armadura
R_{cb}	Força atuante na diagonal comprimida
R_{st}	Força atuante no tirante
$R_{st,gan}$	Força resistida pelo gancho
V	Distância entre o eixo da estaca e a face do bloco
w	Abertura de fissura
w_c	Abertura de fissura crítica
ε	Deformação
ε_{cl}	Deformação de pico
ε^{el}	Deformação elástica
ε^{in}	Deformação inelástica
ε^{pl}	Deformação plástica
ε_u	Deformação última
μ	Viscosidade
θ	Ângulo de inclinação da biela
ν	Coefficiente de Poisson
ξ	Excentricidade
σ_{b0}/σ_{c0}	Razão entre tensão uniaxial e biaxial
σ_c	Tensão de compressão
σ_{c0}	Tensão de escoamento
$\sigma_{cd,b,est}$	Tensão de compressão na biela relativa à estaca
$\sigma_{cd,b,lim,est}$	Tensão de compressão limite na biela relativa à estaca
$\sigma_{cd,b,lim,pil}$	Tensão de compressão limite na biela relativa ao pilar
$\sigma_{cd,b,pil}$	Tensão de compressão na biela relativa ao pilar

σ_{cu}	Tensão última
σ_t	Tensão de tração
σ_{t0}	Pico de tensão
ϕ	Diâmetro da armadura
ψ	Ângulo de dilatação
f_{cd1}	Tensão resistente máxima em bielas com compressão transversal ou sem tensões de tração transversal e nós onde se encontram somente bielas;
f_{cd2}	Tensão resistente máxima em bielas com tração e nós onde se encontram dois ou mais tirantes;
f_{cd3}	Tensão resistente máxima em nós com somente um tirante;
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto;
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto;
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto;
α_{v2}	Coefficiente de efetividade do concreto.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	18
1.1 Justificativa.....	19
1.2 Objetivos	19
1.2.1. Objetivo geral.....	19
1.2.2. Objetivos específicos.....	19
2. REVISÃO DE LITERATURA	20
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	20
2.2 ESTADO DA ARTE EM PESQUISAS RELACIONADAS A BLOCOS SOBRE ESTACAS	22
2.2.1. Resultados experimentais.....	22
2.2.2. Resultados numéricos.....	28
2.2.3. Resultados do modelo experimental de referência.....	30
2.2.3.1. Panorama de fissuração e modo de ruptura	31
2.2.3.2. Curva carga x deslocamento	34
2.2.3.3. Curva carga x deformação nas armaduras	36
2.2.4. Método das bielas.....	37
2.3 MATERIAIS DE ALTA RESISTÊNCIA.....	39
2.3.1. Concreto de alta resistência.....	39
2.3.1.1. Fragilidade do concreto.....	41
2.3.1.2. Materiais componentes do concreto.....	43
2.3.1.2.1. Cimento	43
2.3.1.2.2. Agregado	43
2.3.1.2.3. Aditivos e adições.....	44
2.3.1.2.4. Procedimento de dosagem e mistura	46
2.3.2. Aço de alta resistência.....	46
2.3.2.1. Estudos da utilização de barras de aço de alta resistência em elementos de concreto	46
3. METODOLOGIA	54

3.1	MODELOS CONSTITUTIVOS PARA OS MATERIAIS	54
3.1.1.	Comportamento do concreto	54
3.1.1.1.	Modelo de plasticidade com dano acoplado para o concreto (CDP)	54
3.1.1.2.	Relação constitutiva tensão-deformação para o concreto a compressão	60
3.1.1.3.	Relação constitutiva tensão-deformação para o concreto a tração	61
3.1.1.4.	Variável Dano	62
3.1.2.	Comportamento do aço	63
3.1.2.1.	Relação constitutiva tensão-deformação para o aço	63
3.2	PROPRIEDADES DO MODELO EXPERIMENTAL DE REFERÊNCIA.....	64
3.2.1.	Geometria	64
3.2.2.	Propriedades dos materiais.....	64
3.2.3.	Descrição dos ensaios.....	64
3.3	MODELAGEM NUMÉRICA.....	65
3.3.1.	Discretização	66
3.3.2.	Carregamento	68
3.3.3.	Condições de contorno	68
3.3.4.	Método de análise e solução.....	69
3.3.5.	Interação entre os materiais.....	70
3.4	CRITÉRIO DE FALHA BASEADO NA TEORIA DA FISSURA CRÍTICA AO CISCALHAMENTO COMO CRITÉRIO DE PARADA (“CRITICAL SHEAR CRACK THEORY”).....	71
3.4.1.	Modelo de (MUTTONI, 1985).....	72
3.4.2.	Modelo proposto como critério de parada da simulação numérica de blocos de concreto sobre quatro estacas baseado no modelo de falha de (MUTTONI, 1985).....	76
3.5	MODELO DE BLEVOT E FRÉMY (1967).....	79
3.5.1.1.	Bloco sobre quatro estacas	80
3.6	ESTUDO PARAMÉTRICO	85
3.6.1.	Fundamentos da parametrização	85
3.6.2.	Detalhes do estudo paramétrico	86
4.	RESULTADOS	88

4.1	VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO COM O EXPERIMENTAL DE (SAM e IYER, 1995).....	88
4.1.1.	Curva carga x deslocamento e carga na ruptura.....	88
4.1.2.	Curva carga x deformação nas armaduras.....	90
4.1.3.	Panorama de fissuração e modo de ruptura.....	91
5.	ANÁLISE PARAMÉTRICA	94
5.1	INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS	94
5.1.1.	Resistência à compressão do concreto	95
5.1.2.	Resistência à tração do aço.....	104
5.1.3.	Taxa de armadura	111
6.	CONCLUSÕES.....	119
6.1	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	122
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123
	APÊNDICE A – TABELA DE DADOS DA VALIDAÇÃO NUMÉRICA	128
A.	Dados das simulações realizadas	128
	APÊNDICE B – CÁLCULO ANALÍTICO POR BLEVOT E FREMY (1967) DO ESTUDO PARAMÉTRICO	130
B.	Formulação utilizada	130
	APÊNDICE C – CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	131
C.	Variação dos parâmetros numéricos.....	131

1. INTRODUÇÃO

Devido a grande importância do estudo de blocos sobre estacas no campo da engenharia, e após constatar que há uma lacuna nos estudos em que são utilizados em blocos o concreto e o aço de alta resistência, determinou-se um campo a ter contribuição.

Os resultados numéricos presentes na literatura obtêm-se valores de rigidez maiores que os ensaios experimentais, obtendo bons resultados para a carga, porém não confiáveis para o deslocamento.

A maior parte dos trabalhos experimentais utilizados como base do método das bielas, o qual são baseados na formulação clássica de (BLEVOT e FRÉMY, 1967) utilizam concretos de classes de resistências convencionais de 21,50 a 32,90 MPa, tais como os trabalhos de (ADEBAR, KUCHMA e COLLINS, 1990), (MIGUEL, 2000), (MUNHOZ, 2014), (DELALIBERA, 2006).

O tipo de concreto e aço utilizados são fatores importantes que influenciam diretamente na capacidade de carga do bloco e, conseqüentemente, na segurança da estrutura. O concreto e o aço de alta resistência são opções cada vez mais utilizadas no mercado devido às suas propriedades mecânicas superiores em relação aos materiais convencionais e a escolha adequada do tipo material pode afetar significativamente o desempenho estrutural da estrutura.

Outro ponto de vista a ser analisado é que, materiais de alta resistência tendem a gerar soluções que consomem menos matéria prima para alcançar o mesmo desempenho com materiais convencionais. No caso de aço, a diminuição das taxas, diminui o custo com corte e dobra e no caso de regiões congestionadas, facilita o adensamento do concreto pela diminuição do número de barras.

No caso do concreto, o aumento da resistência à compressão, tende a reduzir a geometria, e com isso a redução do trabalho, tempo de escavação, volume de terra a ser retirado, como também reduzindo geometrias de obras que são usualmente extensas, como blocos de fundação para elementos muito carregados.

Neste trabalho, serão feitas simulações numéricas de análises não lineares para avaliar o comportamento de um bloco de concreto apoiado sobre quatro estacas. Será realizado um estudo paramétrico variando a resistência à compressão do concreto, à tração do aço, e a taxa de armadura do bloco. As simulações numéricas não lineares serão realizadas no software ABAQUS.

Serão avaliados parâmetros como curva carga x deslocamento, carga x tensão nas armaduras, panorama de fissuração e modo de ruptura, fornecendo informações importantes a

respeito do comportamento de blocos.

Com base nessa revisão foi proposto baseado no modelo original de (MUTTONI, 1985) para lajes em duas direções a punção, um modelo analítico como critério de parada de simulação numérica de blocos sobre estacas.

Nesse contexto, o objetivo deste trabalho é avaliar a influência da variação da resistência à compressão do concreto, à tração do aço e taxa de armadura no comportamento de blocos rígidos de concreto sobre quatro estacas sujeito a esforço vertical centrado.

1.1 JUSTIFICATIVA

Devido a falta de estudos presentes na literatura que apliquem o concreto e o aço de alta resistência em blocos de concreto sobre quatro estacas sujeito a esforço vertical centrado. E devido a falta também de um modelo de falha como critério de parada de simulações numéricas, devido a alta rigidez obtida na maioria dos modelos numéricos presentes na literatura de blocos sobre estacas.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é avaliar numericamente o comportamento de blocos rígidos de concreto sobre quatro estacas sujeito a esforço vertical centrado.

1.2.2. Objetivos específicos

- Avaliar os resultados numéricos obtidos a partir do ponto que representa a falha do modelo pelo critério de falha analítico do modelo proposto pelo presente estudo.
- Avaliar a influência da variação da resistência à compressão do concreto em blocos sobre quatro estacas.
- Avaliar a influência da variação da resistência à tração do aço em blocos sobre quatro estacas.
- Avaliar a influência da variação da taxa de armadura em blocos sobre quatro estacas.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Segundo (AİTCIN, 1998), um concreto de alto desempenho é essencialmente um concreto tenha uma baixa relação água/aglomerante. O valor de 0,40 é sugerido como limite entre concretos convencionais e de alto desempenho.

Ao aceitar essa definição, uma pequena variação da relação água/aglomerante torna-se possível. Porém, a medida que essa relação se afasta significativamente de 0,40, os concretos convencionais e os de alto desempenho não apresentam apenas uma diferença quanto à resistência mecânica, mas também em relação à microestrutura. Nessa definição, o termo aglomerante representa qualquer material finamente moída, com finura menor ou igual a do cimento usado na mistura de concreto (AİTCIN, 1998).

Classes de resistências elevadas do concreto não apresentam apenas a elevada resistência mecânica como característica principal. Características como a ausência de segregação e exsudação, a alta aderência ao concreto velho, a baixíssima permeabilidade, a alta resistividade elétrica, a boa resistência à ataques de meios agressivos, a retração e a fluência reduzidas e as altas resistências a baixa idade são outras excelentes propriedades desse concreto que, em alguns casos, podem ser muito mais importantes do que a tão mencionada resistência mecânica elevada (NASCIMENTO, 1997).

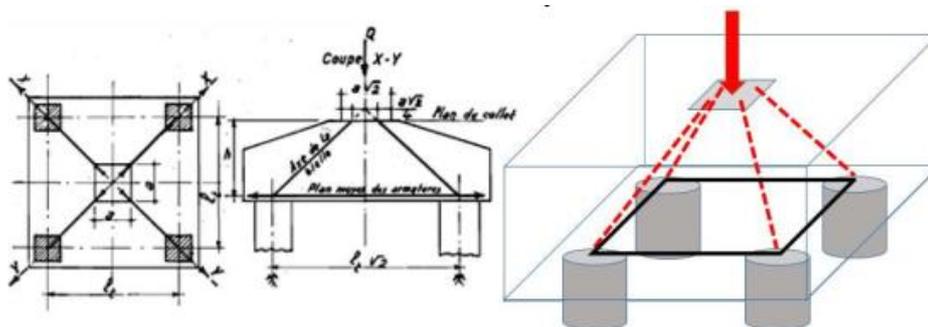
As causas principais deste acentuado interesse, por razões técnicas ou econômicas, podem ser estabelecidas como: obtenção de melhor desempenho do material; aumento da capacidade resistente dos elementos estruturais para uma dada seção transversal; diminuição do peso próprio permitindo um aumento dos vãos; diminuição da área da seção transversal dos elementos de suporte para uma dada carga; redução do peso próprio permitindo um aumento da altura dos edifícios; redução de carga nas fundações e possibilidade de reduzir custos (NASCIMENTO, 1997).

As propriedades do aço utilizado também podem influenciar a resistência do elemento estrutural, como mostrado no estudo de (MAST, DAWOOD, *et al.*, 2008), que os autores concluíram que, apesar do ganho devido a maior tensão à tração o elemento estrutural tende a ter maiores fissuras, o que é preciso levar em consideração. (BARAN e ARSAVA, 2012), que avaliaram o desempenho de vigas de concreto à flexão reforçadas com barras de aço de alta resistência em comparação aos convencionais e concluíram que em elementos sujeitos a flexão ocorre um aumento da carga máxima, com comportamento similar ao de barras convencionais.

(HASSAN, SELIEM e DWAIRI, 2008) que avaliou o comportamento de vigas de concreto ao cisalhamento reforçadas com barras de aço de alta resistência em comparação aos convencionais, e concluíram que em elementos sujeitos a flexão, tendem a influenciar significativamente no comportamento, tendo que se analisar para outros casos, e constatou também que há possibilidade de redução de até 40% na taxa de aço, conseguindo até em elevar a resistência do elemento, e em elementos altos a ruptura da diagonal de concreto comprimida ocorre para cargas superiores, ou seja, com maiores cargas para a primeira fissura que para aços convencionais.

A base da maioria dos modelos de dimensionamento de bloco de fundação é a teoria de (BLEVOT e FRÉMY, 1967), que utiliza no dimensionamento dos elementos um carregamento aplicado de forma centrada em pilares de seção quadrada. A Figura 2.1 ilustra o modelo de treliça tridimensional proposto por (BLEVOT e FRÉMY, 1967) para bloco de quatro estacas e seu modelo tridimensional.

Figura 2.1 – Bloco sobre 4 estacas de (BLEVOT e FRÉMY, 1967) e visualização da treliça.



Fonte: Adaptado de (BLEVOT e FRÉMY, 1967)

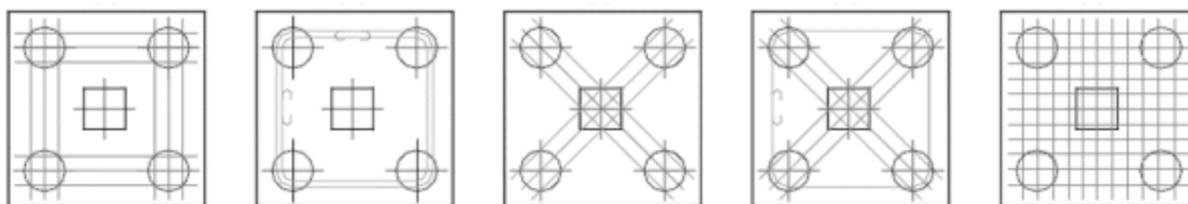
A análise numérica de blocos de concreto sobre estacas é uma importante ferramenta para avaliar o comportamento estrutural desses elementos, dentre as variáveis que influenciam nessa análise, o tipo de concreto e de aço utilizados no projeto tem um papel importante na capacidade de carga da estrutura.

2.2 ESTADO DA ARTE EM PESQUISAS RELACIONADAS A BLOCOS SOBRE ESTACAS

2.2.1. Resultados experimentais

Para os blocos sobre quatro estacas, (BLEVOT e FRÉMY, 1967) analisaram cinco diferentes arranjos de armadura na Figura 2.2, o primeiro com armadura contornando as estacas pelos lados, segundo com armadura unindo as estacas, terceiro com armadura em diagonal passando pela projeção do pilar, quarto com armadura em diagonal passando pela projeção do pilar mais unindo as estacas, e quinto com armadura em malha.

Figura 2.2 – Configurações de blocos sobre quatro estacas



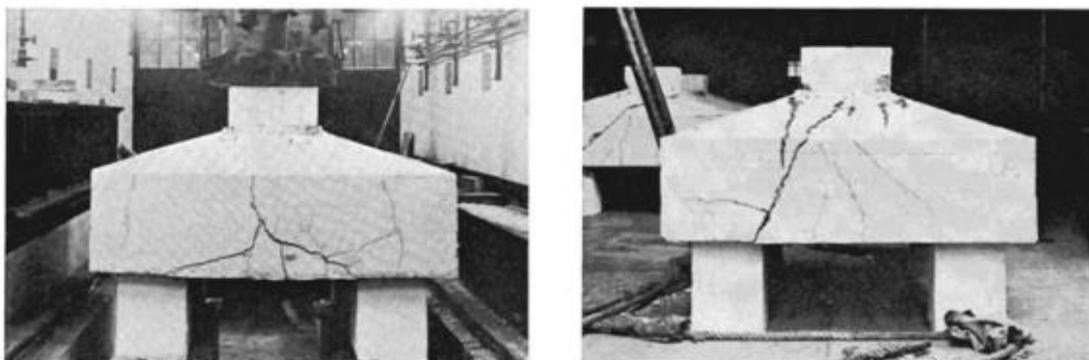
Fonte: (BLEVOT e FRÉMY, 1967)

As quatro primeiras disposições de armaduras mostraram iguais eficiências exceto a última (malha) onde apresentou uma eficiência de 80 %. O bloco com armadura segundo as diagonais apresentou fissuras laterais excessivas para força reduzida.

Em relação à formação e propagação de fissuras, nos modelos com armadura contornando as estacas surgiram fissuras prematuras na face inferior dos blocos, indicando a necessidade da utilização de uma armadura adicional em malha para estes casos. O quarto modelo foi o que apresentou melhor comportamento em relação a abertura e propagação de fissuras.

A ruptura dos modelos se deu por tração no concreto devido às fissuras inclinadas que surgiram a partir das estacas e, não foram notadas ruínas devido à punção. A Figura 2.3 apresenta o panorama final de fissuração e os planos de ruptura de dois modelos de blocos sobre quatro estacas.

Figura 2.3 - Panorama final de fissuração de dois blocos sobre quatro estacas ensaiados



Fonte: (BLEVOT e FRÉMY, 1967)

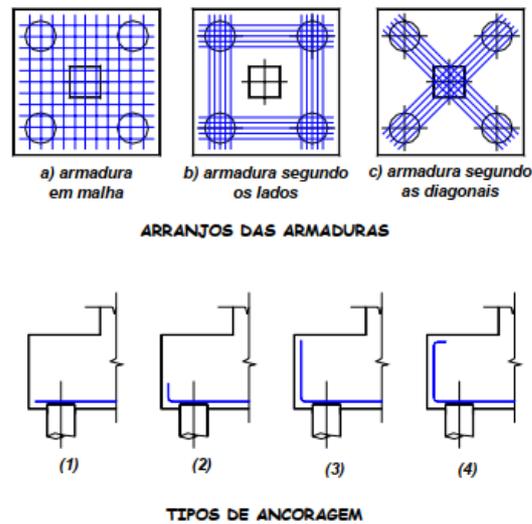
Nos resultados de (BLEVOT e FRÉMY, 1967), a tensão de compressão na escora junto ao pilar excedeu em cerca de 40% à resistência característica do concreto, já para a força na armadura o valor foi de 15% acima do valor recomendado pelo cálculo. Com as análises, os autores recomendaram que a inclinação das escoras deve ficar entre 45° a 55° . Como limitações para as tensões do concreto junto ao pilar e junto à estaca.

(TAYLOR e CLARKE, 1976) apresentaram dados experimentais mostrando a influência do detalhamento da armadura na eficiência estrutural de blocos sobre estacas, consolo curtos contínuos, ligações de viga-pilar e ligações de laje-pilar. Ensaíram blocos sobre quatro estacas, com espaçamento entre estacas igual a duas vezes o diâmetro da mesma. O diâmetro adotado para estacas era de 20 cm. Dois tipos de blocos quadrados foram ensaiados de 95 cm e 75 cm. A altura total dos modelos foi fixada em 45 cm. Três disposições diferentes de armadura e quatro tipos de ancoragens foram considerados, como mostrado na figura 2.5

Os modelos com tipo de ancoragem 1 e 2 e distribuição de armadura segundo os lados apresentaram forças últimas cerca de 15% maiores que os blocos armados em malha. Os blocos com armadura segundo as diagonais tiveram praticamente a mesma força de ruína que os blocos com armadura em malha.

No caso das armaduras distribuídas em malha o tipo de ancoragem teve influência mais acentuada nas forças de ruína. A ancoragem tipo 3 aumentou a força de ruína em aproximadamente 30%. Segundo (TAYLOR e CLARKE, 1976) esse aumento ocorreu, provavelmente, pelo aumento da capacidade de resistência à força cortante, por causa de trabalhar com armadura de suspensão, e não pelo efeito deste trecho na ancoragem. Nenhum aumento adicional foi obtido com a ancoragem tipo 4.

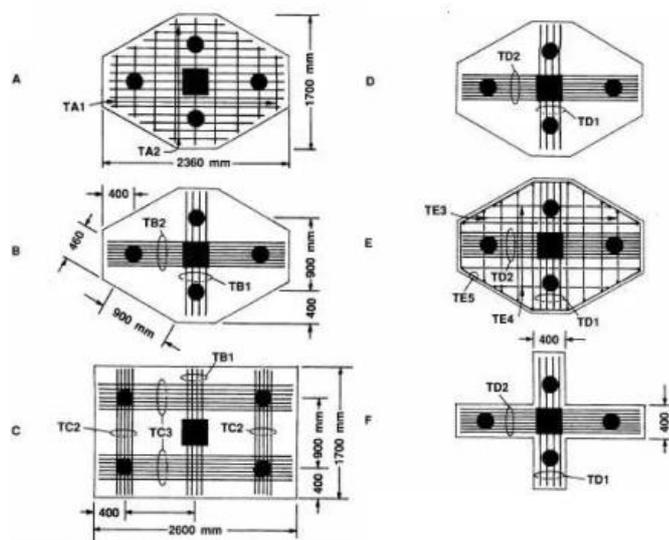
Figura 2.4 – Tipos de armadura e ancoragem utilizadas nos blocos



Fonte: (TAYLOR e CLARKE, 1976)

No trabalho de (ADEBAR, KUCHMA e COLLINS, 1990) foram ensaiados seis modelos diferentes de blocos sobre 4 e 6 estacas com a finalidade de examinar o modelo de bielas e tirantes tridimensionais. Os modelos possuíam estacas de 20 cm de diâmetro e a força foi aplicada em uma área de 30 cm x 30 cm, a altura média dos modelos era de 60 cm. Os diferentes modelos ensaiados são apresentados na Figura 2.5.

Figura 2.5 – Modelos de blocos ensaiados



Fonte: (ADEBAR, KUCHMA e COLLINS, 1990)

O bloco A foi dimensionado segundo as recomendações do ACI-318 (1983). Já os blocos B, C e D foram dimensionados pelo Método das Bielas. O bloco D era similar ao bloco B, porém com o dobro de armadura no tirante, uma vez que o objetivo dos autores era analisar o comportamento da ruína do bloco sem que ocorresse o escoamento da armadura do tirante. O bloco E era similar ao bloco D, no entanto, além das armaduras concentradas sobre as cabeças das estacas, foi acrescida uma armadura distribuída em malha. O bloco F era similar ao bloco D, mas sem os cantos, apresentando um formato de cruz. Este modelo foi construído pelos autores para testar uma hipótese do ACI-318 (1983), a qual sugere que o bloco F teria uma força de ruína bem menor que a do bloco D. Segundo o Método das Bielas, os blocos D e F teriam a mesma carga de ruptura.

Nos blocos A e B, os menos armados, as tensões nas armaduras aumentaram muito de repente depois que a primeira fissura se formou. O Bloco A, que utilizou os critérios do ACI, rompeu com aproximadamente 83% da força prevista e a ruína se deu em forma de cone, a armadura de flexão sofreu escoamento antes da ruína do concreto. O Bloco B resistiu a uma força 10% maior que a prevista, e o tirante não sofreu escoamento na direção de maior distância entre as estacas.

Nos blocos B e C o maior quinhão de força foi resistido pelas duas estacas mais próximas ao pilar, enquanto as outras estacas suportam forças menores. Para o Bloco C a deformação do tirante entre as duas estacas centrais atingiu a deformação limite de escoamento; neste modelo a ruína ocorreu com aproximadamente 96% da força prevista.

Os blocos D e E romperam antes do escoamento do tirante; já o Bloco F se comportou como duas vigas interceptadas ortogonalmente pelo meio, sua ruína ocorreu quando a viga mais curta rompeu por cisalhamento e não houve escoamento da armadura.

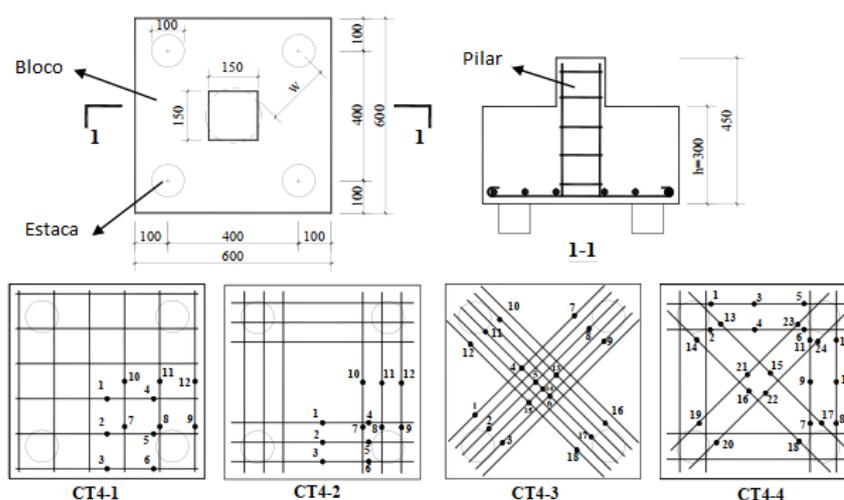
No trabalho de (ADEBAR, KUCHMA e COLLINS, 1990) os autores concluíram que, os procedimentos do ACI-318 (1983) não condizem com os resultados obtidos nos modelos experimentais ensaiados. A normativa não considera a altura útil do bloco e despreza a influência do arranjo e da quantidade das barras da armadura dos tirantes. Além disso, o ACI-318 (1983) considera que a largura do bloco resiste de maneira uniforme a um momento fletor aplicado

Nos resultados obtidos pelos autores as deformações por compressão não foram uniformes, indicando que os esforços foram resistidos de acordo com a indicação do Método das Bielas, ou seja, as deformações de compressão atingem seus valores máximos na região de formação do nó superior das bielas.

No trabalho de (GU, SUN e PENG, 2008) realizaram quatro modelos experimentais de

blocos sobre quatro estacas em escala de 1/5, os modelos ensaiados são ilustrados na Figura 2.6. Nos resultados, os autores obtiveram cargas semelhantes nos quatro arranjos de armadura, sendo o aumento de carga para os modelos CT4-2, CT4-3 e CT4-4 de 7%, 14% e 11% em relação a armadura em malha. Isso ocorreu devido a concentração maior de armadura, e foi observado que o arranjo tem menor influência quanto menor a taxa de armadura.

Figura 2.6 – Modelos ensaiados



Fonte: (GU, SUN e PENG, 2008)

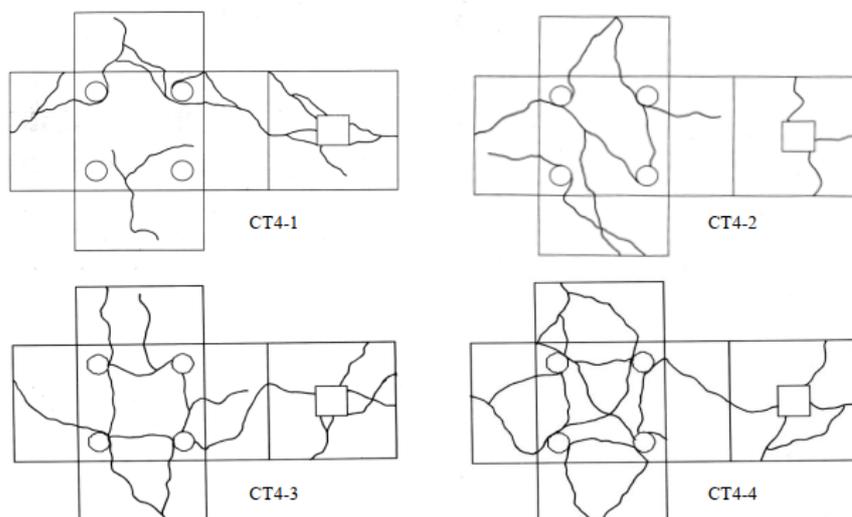
As propagações de fissuras para os quatro modelos ocorreram por fissuras claras e largas em torno de cada estaca, conectando-se com as fissuras inclinadas na face lateral do bloco, mostrando que o bloco apresentou uma ruptura típica por punção. Foi obtida uma ruptura frágil para todos os blocos com um deslocamento máximo de 1,8mm.

A carga de fissuração foi próxima para todos os casos, em torno de 450 kN. As tensões nos tirantes foi baixa sendo maior no centro e reduzindo ao se aproximar dos apoios, tendo obtido uma tensão máxima para a armadura em malha de 360 MPa, para os outros três arranjos, seguiu-se a mesma tendência, com baixas tensões nas armaduras.

O padrão de fissuração dos quatro blocos ensaiados da **Figura 2.7** mostram que, para o modelo CT4-1, as fissuras foram inclinadas em direção as estacas, devido a armadura em malha. para o modelo CT4-2, as fissuras se propagam entre as estacas, evidenciando a falta de armadura mínima de distribuição. Para o modelo CT4-3 observou-se que as fissuras foram parte inclinadas e parte entre as estacas, evidenciando também a falta de uma armadura mínima de distribuição de controle da abertura de fissuras entre as estacas. Para o modelo CT4-4, as fissuras foram inclinadas em direção as estacas, e devido a falta de armadura mínima de

distribuição, também houveram fissuras inclinadas, não gerando maior capacidade de carga em relação ao CT4-3.

Figura 2.7 – Padrão de fissuração



Fonte: (GU, SUN e PENG, 2008)

Como conclusão, (GU, SUN e PENG, 2008) observaram que, em primeiro lugar, os blocos sobre estacas geralmente falham por punção por cisalhamento e em estacas de canto, seja com métodos concentrados ou reforço uniforme. O bloco apresenta boa rigidez, mas fraca ductilidade, a ruptura sendo frágil. Em segundo lugar, a resistência do bloco devido à concentração do reforço sobre as estacas aumenta significativamente, comparando com a distribuição da armadura numa grelha uniforme, enquanto a melhoria da ductilidade e resistência à deformação de blocos profundos com concentrado o reforço não é significativo neste teste. Considerando sinteticamente o aumento da resistência, melhoria da fragilidade e aproveitamento total da resistência do reforço, o layout da armadura como CT4-2 de acordo com o modelo de bielas e tirantes pode ser melhor dimensionamento sob condição de mesmas percentagens de armadura; considerando apenas a contribuição para a capacidade de carga, o layout de reforço como CT4-3 deve ser a melhor escolha.

Na tese de doutorado de (SANTOS, 2022) foram realizados 8 ensaios experimentais de blocos sobre quatro estacas, em escala real, a fim de realizar comparações com o modelo analítico proposto pelo autor para validar sua eficácia, além de também aplicar o modelo analítico em outros modelos experimentais de blocos sobre quatro estacas da literatura.

A partir dos ensaios de (SANTOS, 2022) não houveram rupturas nas ancoragens das barras, e o padrão de fissuração do fundo do bloco N1B45A2C é mostrado na Figura 2.8 e

percebe-se o que nos blocos com armadura concentrada houve fissuras em formato de X ligando as estacas. Isso vai de encontro com outros resultados clássicos onde a ruptura geralmente ocorre por esmagamento das bielas de concreto, onde é garantido a transmissão de carga para as estacas, conforme visto em (BLEVOT e FRÉMY, 1967). O padrão de fissuração dos blocos com armadura concentrada sobre as estacas evidencia a necessidade de armadura de distribuição (mínima) entre as estacas. Essa armadura tem função de controlar melhor a fissuração.

Figura 2.8 – Padrão de fissuração do fundo do bloco N1B45A2C



Fonte: (SANTOS, 2022)

2.2.2. Resultados numéricos

Na dissertação de mestrado de (MUNHOZ, 2004), foram analisados 33 modelos de blocos sobre uma, duas, três e quatro estacas, submetidos à ação de força centrada. A fim de se estudar a formação dos campos de tensões, foram adotados modelos variando-se o diâmetro das estacas (30 cm, 35 cm e 40 cm) e as dimensões de pilares para blocos com a mesma geometria e carregamento. Foram adotados resistência característica do concreto de 20 MPa e aço CA-50. A ligação do bloco com a estaca foi considerada de 10 cm.

Da mesma forma que para os blocos sobre duas estacas, constatou-se que os campos de tensão de compressão nas regiões nodais se formam além da seção do pilar e estacas, conforme é considerado no Modelo de Bléivot (1967). Observou-se ainda que com o aumento do diâmetro das estacas as intensidades das tensões de compressão diminuem, isso era esperado e se justifica, pois, há uma dissipação maior das tensões de compressão, portanto, maiores intensidades. O que ocorreu nos modelos numéricos foi a formação de um bulbo de tensões

abaixo do pilar e, após uma certa altura essas tensões foram distribuídas para as estacas.

A partir dos resultados do trabalho de (MUNHOZ, 2004), foi concluído pela autora que, a treliça adotada pelo Método das Bielas (Blévyot, 1967) é um modelo coerente para projeto de blocos sobre estacas, e é o mais simples. O modelo de Biela e Tirante sugerido não é nenhuma novidade, já que outros autores já tinham constatado em trabalhos experimentais que as bielas de compressão romperam por esmagamento do concreto; acreditando-se que a ruptura do tirante diagonal de concreto era o mecanismo crítico envolvido nas ruínas por cisalhamento dos blocos ensaiados.

No trabalho de (SOUZA, KUCHMA, *et al.*, 2007), foi realizada uma análise não linear por elementos finitos de blocos de concreto armado usando software ATENA. Foi selecionado para uso um programa de análise não linear de elementos finitos (NLFEA), que foi escrito especificamente para prever o comportamento de um contínuo tridimensional de concreto estrutural sujeito a um estado complexo de tensão. Para modelar o comportamento do concreto, foi utilizado um modelo fratura-plástico baseado na formulação clássica de fissuras manchadas ortotrópicas (CC3NonLinCementitious2) implementada por (CERVENKA, JENDELE e CERVENKA, 2005) foi aplicado. Os resultados mostram que as capacidades previstas são maiores do que aquelas calculadas a partir do modelo de bielas e tirantes adaptáveis. As diferenças no comportamento previsto podem ser explicadas pela influência significativa da resistência à tração do concreto na região inferior dos blocos, o que não é considerado na presente formulação e na maioria dos códigos de prática.

Na dissertação de mestrado de (AZEVEDO, 2018), foi realizada uma análise de um bloco sobre quatro estacas onde foi variado a armadura secundária, ancoragem, taxa de armadura principal, resistência à compressão do concreto e altura dos blocos. Em seus resultados observou que a altura do bloco teve maior impacto do que a variação da taxa de armadura. Observou também que, houve decréscimo de tensões nos tirantes em virtude da compressão das bielas, ou seja, o aumento da resistência à compressão do concreto.

Na tese de doutorado de (DELALIBERA, 2006), foi estudado por meio de análise numérica e experimental, o comportamento de blocos sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica com o objetivo de analisar a formação das bielas de compressão, analisar a contribuição dos ganchos da armadura principal e propor um modelo refinado de bielas e tirantes.

Um dos pontos mais discrepantes observados nas análises numéricas em relação ao modelo experimental é a rigidez estrutural dos blocos sobre estacas que é de maior nos modelos numéricos. Este fato demonstra a complexidade inerente dos ensaios em laboratório. São

apontados três motivos principais para esta diferença de rigidez, quais sejam, a acomodação dos protótipos no início do ensaio, a suposição de aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto nos modelos numéricos, e, a ligação perfeita entre o bloco e as estacas.

Em suas conclusões, (DELALIBERA, 2006) constatou-se, por meio dos resultados dos ensaios experimentais e por meio dos resultados das análises numéricas que, o ângulo de inclinação da biela de compressão, que é função da altura do bloco e da distância entre os eixos das estacas tem importância fundamental na capacidade portante dos blocos. Os modelos mais rígidos (com maior altura e, portanto, com maior ângulo de inclinação da biela de compressão), apresentaram maior capacidade portante quando comparados com os modelos de menor rigidez.

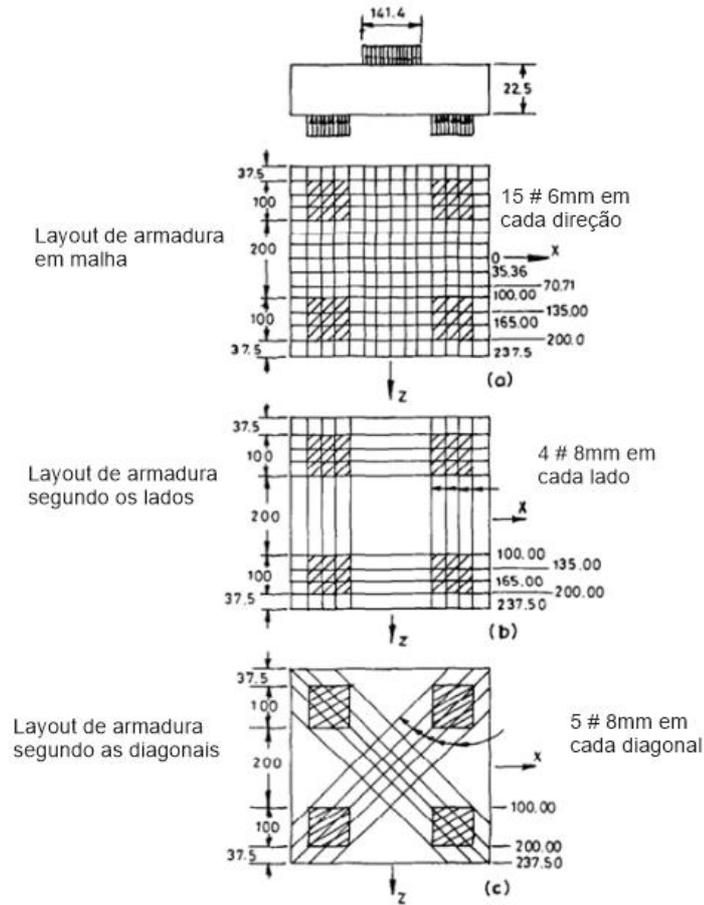
2.2.3. Resultados do modelo experimental de referência

Neste tópico serão expostos os resultados experimentais obtidos no trabalho de (SAM e IYER, 1995) e, que será base da validação numérica e também do estudo paramétrico.

Os pesquisadores realizaram três ensaios experimentais e numéricos de blocos de concreto sobre quatro estacas com idênticas geometrias, dimensões, propriedades dos materiais e taxas de armadura, mas com três diferentes disposições de armaduras de flexão para o bloco, descritos a seguir e é ilustrada na Figura 2.9. Serão expostos os resultados para os três casos, sendo o segundo caso com armadura segundo os lados, resultados os quais serão utilizados para validação do modelo numérico.

- a) Armadura distribuída em forma de malha ao longo do comprimento do bloco em ambas as direções
- b) Armadura concentrada sobre as estacas segundo os lados
- c) Armadura concentrada sobre as estacas segundo as diagonais opostas.

Figura 2.9 - Detalhe para as variações dos ensaios de (SAM e IYER, 1995)

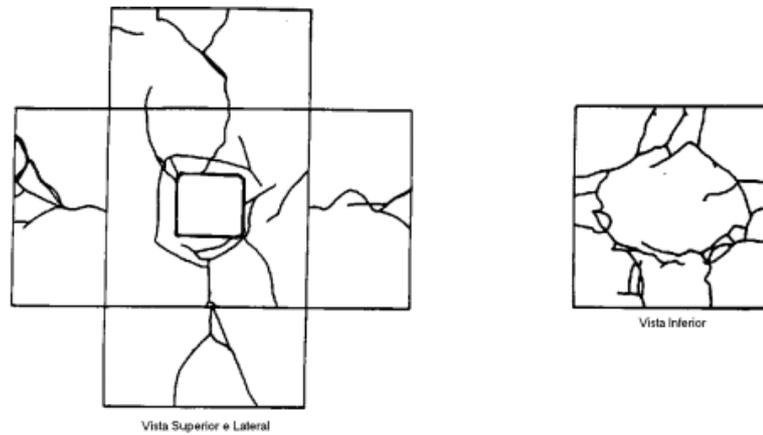


Fonte: Adaptado de (SAM e IYER, 1995)

2.2.3.1. Panorama de fissuração e modo de ruptura

A Figura 2.10 apresenta o panorama de fissurações para o caso A no momento da ruptura. Inicialmente poucas pequenas fissuras visíveis se desenvolveram na superfície inferior próximo as faces internas de cada estaca para uma carga em torno de 450 kN. As fissuras iniciais se estenderam para cima seguindo um determinado ângulo e puderam ser observadas nas quatro faces verticais do bloco. Antes da ruína, as fissuras começaram a contornar o pilar, na face superior do bloco de fundação e a partir desse panorama os pesquisadores concluíram que a ruína ocorreu devido a punção do pilar ou das estacas. A carga média de ruína para o “Caso A” foi de 690 kN.

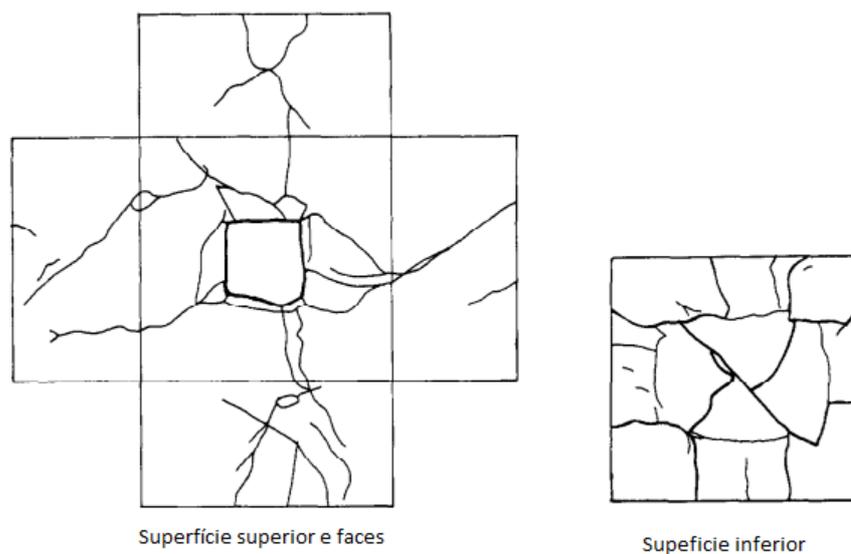
Figura 2.10 – Panorama de fissuração do ensaio experimental do bloco sobre quatro estacas com armadura em malha



Fonte: Adaptado de (SAM e IYER, 1995)

Para o caso com armadura concentrada segundo os lados, foram observadas inicialmente fissuras diagonais na base da região central do bloco para uma carga de 350 kN. Essas fissuras iniciais foram seguidas pelo desenvolvimento de fissuras próximas as faces internas das estacas, conforme Figura 2.11.

Figura 2.11 – Panorama de fissuração do ensaio do bloco sobre quatro estacas com armadura segundo os lados



Fonte: Adaptado de (SAM e IYER, 1995)

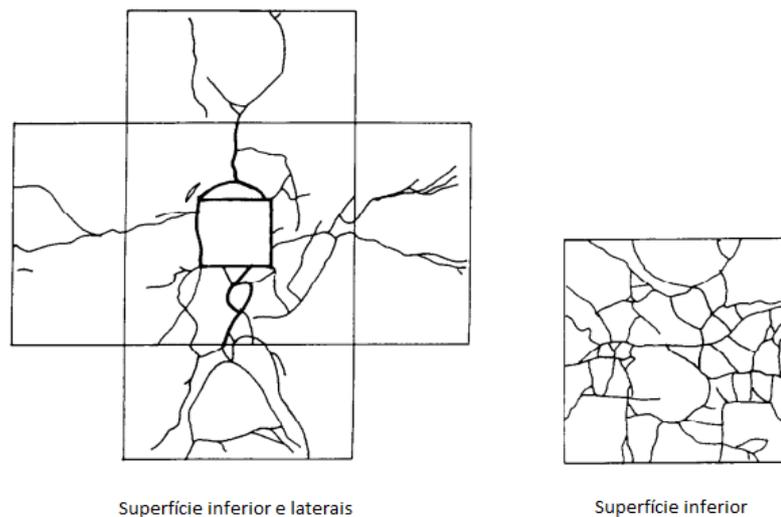
As fissuras relacionadas anteriormente se estenderam diagonalmente até o topo da estrutura, conforme o carregamento foi sendo aumentado, e se concentraram na fase final ao redor do

pilar, no topo do bloco de fundação, levando a estrutura ao colapso.

De acordo com Sam; Iyer (1995), a causa provável da ruína do bloco foi a falta de armadura para o controle das fissuras diagonais originadas no centro do bloco. Essa falta de controle provavelmente levou à punção do pilar ou das estacas para uma carga média de ruína de 630 kN.

Para o caso com a armadura concentrada segundo as diagonais das estacas, o padrão de fissuração se desenvolveu inicialmente próximas as faces das estacas e a região central inferior do bloco para uma carga de fissuração de 400 kN. As fissuras próximas às faces das estacas se estenderam com um certo ângulo até a superfície superior conforme o aumento de carga. Conforme a carga chegou próxima a carga última grandes fissuras surgiram na face inferior do bloco e houve a ruína com carga média de 680 kN, conforme a Figura 2.12.

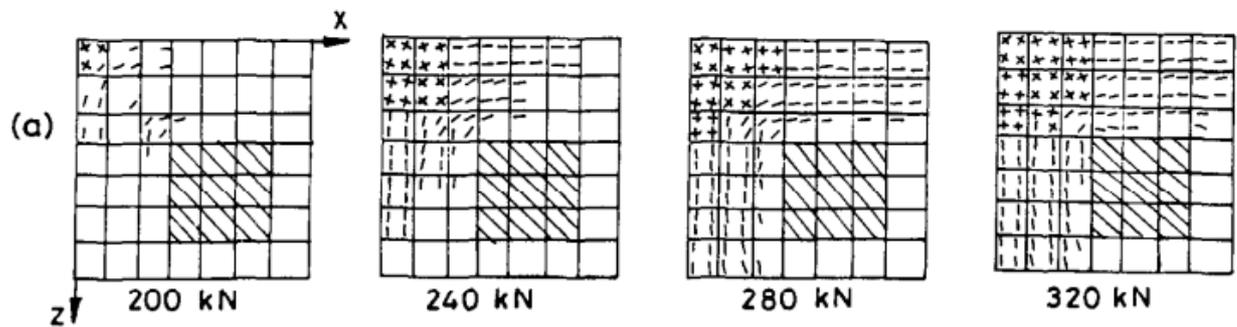
Figura 2.12 - Panorama de fissuração do ensaio do bloco sobre quatro estacas com armadura segundo as diagonais.



Fonte: Adaptado de (SAM e IYER, 1995)

(SAM e IYER, 1995) efetuaram simulações computacionais com o objetivo de comparar os resultados numéricos com aqueles obtidos experimentalmente. Para o primeiro caso em armadura em malha a carga de fissuração foi de 200 kN e carga de ruína de 600 kN. O padrão de fissuração Figura 2.13 se iniciou na região central inferior do bloco, partindo para as faces internas das estacas. Conforme o aumento de carga as fissuras se desenvolveram para as faces próximas às estacas. Muitas fissuras surgiram na face superior da superfície em torno do pilar antes da falha.

Figura 2.13 – Padrão de fissuração da simulação numérico do caso por armadura em malha



Fonte: Adaptado de (SAM e IYER, 1995)

Para o segundo caso com armadura segundo os lados, a carga de fissuração foi de 200 kN e a carga de ruína foi de 560 kN. O padrão de fissuração foi similar ao do caso de armadura em malha.

Para o terceiro caso a carga de fissuração foi de 200 kN e a carga de ruptura foi de 600 kN. O padrão de fissuração ocorre devido a perda de resistência do concreto pela formação de fissuras. As fissuras se estendem a meia profundidade do bloco quando a carga aumenta até a falha. O comportamento é similar aos outros casos.

Em seus resultados, os pesquisadores encontraram pontos divergentes do que apontam os dados experimentais. Suas simulações mostraram que o arranjo em malha ofereceu a maior capacidade resistiva do bloco, enquanto que a armação segundo os lados apresentou o pior dos resultados. Tal constatação difere dos resultados experimentais presentes na literatura. Segundo Iyer & Sam (1995), tal diferença pode ter sido provocada pelos tipos de elemento finito utilizados em sua pesquisa, os não obtiveram sucesso em representar o comportamento dos materiais. Os autores ainda concluíram que, para pequenas intensidades de força, o bloco apresentava um comportamento análogo ao de vigas submetidas à flexão, enquanto que, na medida em que essa força evoluiu, o bloco passava a apresentar ruína devido ao fendilhamento da diagonal comprimida.

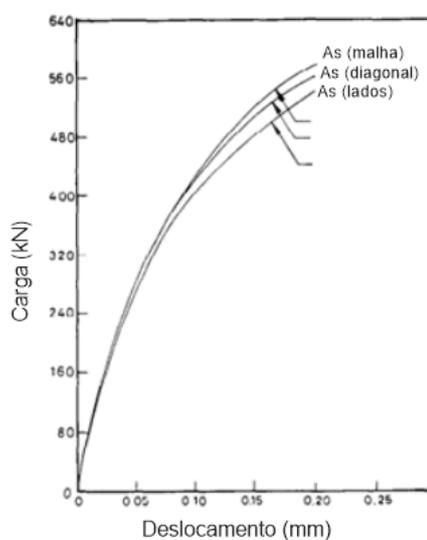
2.2.3.2. Curva carga x deslocamento

Comparando os deslocamentos dos três modelos experimentais no centro inferior do bloco da Figura 2.14, é encontrado que o modelo com armadura distribuída é mais rígido se comparado aos outros 2 modelos. O modelo com armadura segundo os lados possui menor rigidez, possivelmente isso é devido à falta de armadura de controle de fissuração na região

central do bloco, principalmente para altos carregamentos;

As conclusões de (SAM e IYER, 1995) contrastam com as conclusões de (BLEVOT e FRÉMY, 1967) no que diz respeito ao melhor arranjo de armadura. Nos resultados experimentais, a força média de ruína para os blocos com armadura em forma de malha e com armadura sobre as diagonais foram respectivamente 10% e 8% superior à obtida no bloco armado segundo os lados. Já para os modelos numéricos, a superioridade da força última dos blocos com armadura distribuída em malha ou sobre as diagonais foi de 7% em relação ao bloco com armadura segundo os lados. Segundo ensaios experimentais presentes na literatura como os de (BLEVOT e FRÉMY, 1967) e (TAYLOR e CLARKE, 1976), são constatados que, para os arranjos de armadura para blocos sobre quatro estacas sendo segundo os lados do bloco, em diagonal entre as estacas, ou a combinação entre os arranjos obtém uma maior capacidade de carga em relação ao arranjo de armadura em malha, o que é a principal diferença nos resultados obtidos a partir dos resultados obtidos por (SAM e IYER, 1995).

Figura 2.14 - Curva carga x deslocamento com carga analítica e deslocamento obtidos dos modelos experimentais



Fonte: Adaptado de (SAM e IYER, 1995)

Assim, os pesquisadores concluíram que os blocos com armadura em forma de malha são mais rígidos e, além disso, observaram que o comportamento dos blocos nos estágios iniciais de carregamento assemelha-se ao comportamento de viga, com a deformação da armadura sendo máxima no meio do bloco e diminuindo quando se aproxima das estacas. À medida que aparecem tantas fissuras que façam com que as tensões do concreto fissurado sejam transmitidas pela armadura, a deformação da armadura torna-se mais uniforme ao longo do seu

comprimento caracterizando um tirante e, por consequência, a resistência do bloco torna-se dependente da resistência da biela comprimida.

2.2.3.3. *Curva carga x deformação nas armaduras*

Para o caso de armadura em malha as deformações ao longo das armaduras variaram conforme o estágio de carregamento. Para estágios iniciais de carga a deformação no centro da armadura foi maior que próximos aos apoios, entretanto, quanto mais carga foi aplicada às deformações ao longo do tirante se aproximaram, e próxima da ruptura se tornaram próximas. Isso indicou que todas as forças suportadas pelo concreto foram transferidas para as armaduras nos estágios finais de carregamento.

Para o segundo caso com armaduras segundo os lados observou-se comportamento similar ao anterior, as deformações nas armaduras do centro do tirante e as que ocorreram próximas aos apoios são diferentes, porém com o aumento do carregamento essa diferença se torna menor, e no momento da ruptura são próximas.

Para o terceiro caso com armaduras segundo as diagonais, observou-se o mesmo comportamento dos demais arranjos, mantendo o mesmo mecanismo de transferência dos esforços do concreto para o aço. Esse comportamento indica que, as tensões nas armaduras são pequenas e distantes da tensão de escoamento, comprovando o comportamento de bloco rígido.

(SAM e IYER, 1995) relatam que para baixos níveis de carga as deformações nas armaduras entre o centro do bloco de fundação e as faces das estacas são muito diferentes e que, no instante do colapso, tais deformações se tornam praticamente constantes para todas as situações estudadas.

Contudo, (SOUZA, 2004) observou em seus resultados numéricos que as tensões nas armaduras e, conseqüentemente as deformações, tanto no Caso A quanto no B, sendo as disposições de armadura estudadas por ele, tendem a apresentar um valor máximo no centro do bloco, que decresce gradualmente e que se torna mínimo nas proximidades das estacas, remetendo a um comportamento típico de vigas fletidas.

(SAM e IYER, 1995) acreditam que nos estágios finais prevalece o efeito arco, enquanto (SOUZA, 2004) acredita que prevaleça o comportamento próximo ao de um bloco parcialmente carregado, visto as diferenças nas tensões e aos blocos investigados possuírem uma geometria pouco convencional, o que pode justificar a diferença em relação aos resultados clássicos registrados na literatura.

2.2.4. Método das bielas

O princípio do método para análise de concreto armado remonta à “Analogia de Treliça” de Ritter e Mörsch do final dos anos 1890 e início do século 20.

É o método mais utilizado no dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas. É baseado nos trabalhos experimentais realizados por (BLEVOT e FRÉMY, 1967) e consiste em admitir no interior do bloco uma treliça espacial composta por barras tracionadas e barras comprimidas, ligando-se por meio de nós. As barras tracionadas da treliça ficam situadas no plano médio das armaduras, que é horizontal e se localiza logo acima do plano de arrasamento das estacas.

As barras comprimidas, chamadas de bielas, são inclinadas e definidas a partir da intersecção do eixo das estacas com o plano médio das armaduras com um ponto definido na região nodal do pilar.

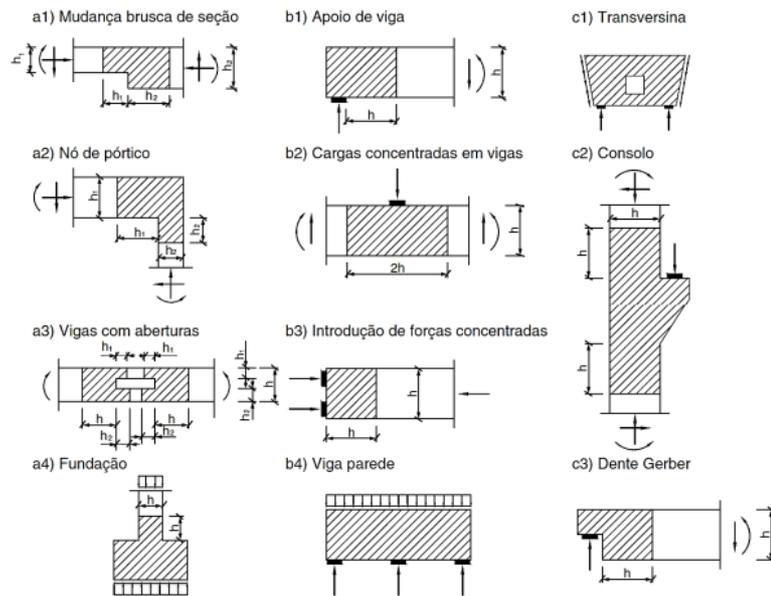
Com um modelo adequado de treliça isostática, as forças nas bielas e tirantes são calculadas por meio do equilíbrio entre forças internas e externas; as forças de compressão nas bielas são resistidas pelo concreto, as de tração que atuam nas barras horizontais da treliça, pela armadura.

O método consiste no cálculo da força de tração, que define a área necessária de armadura, e na verificação das tensões de compressão nas bielas, calculadas nas seções situadas junto ao pilar e à estaca.

A norma (NBR 6118, 2023) permite a análise da segurança no estado limite último de um elemento estrutural, ou de uma região “D” contida neste elemento, por meio de uma modelagem de escoras e tirantes.

São chamadas de regiões B de um elemento estrutural aquelas em que as hipóteses da seção plana, ou seja, de uma distribuição linear de deformações específicas na seção são aplicáveis. As regiões D são aquelas em que esta hipótese da seção plana não mais se aplica. Em geral, o limite entre as regiões B e D pode ser considerado localizado a uma distância h (altura da seção transversal do elemento estrutural considerado) da seção efetiva da descontinuidade, conforme a Figura 2.15.

Figura 2.15 - Situações típicas de regiões D



Fonte: (NBR 6118, 2023)

Devido a sua geometria, os blocos de fundação são considerados regiões “D”, sendo recomendado por norma a utilização do Método das Bielas.

A treliça idealizada é isostática ou hiperestática e nos nós são concentradas as forças externas aplicadas ao elemento estrutural e as reações de apoio, previamente obtidas por meio de uma análise linear ou não linear, formando um sistema auto equilibrado. Quando da geração do modelo, também podem ser criadas regiões nodais internas das estruturas, formadas no encontro dos elementos da treliça, como será visto em tópico adiante.

A norma (NBR 6118, 2023) recomenda ângulo de inclinação das escoras entre 29,7° a 63,5° em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural. Com base nos esforços obtidos da treliça são feitas as verificações das escoras e nós e o dimensionamento dos tirantes.

Para a verificação de tensões de compressão máximas nas escoras e regiões nodais tem-se os seguintes parâmetros:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (2.1)$$

$$f_{cd2} = 0,60 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (2.2)$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd} \quad (2.3)$$

Onde:

f_{cd1} Tensão resistente máxima em bielas com compressão transversal ou sem tensões de tração transversal e nós onde se encontram somente bielas;

f_{cd2} Tensão resistente máxima em bielas com tração e nós onde se encontram dois ou mais tirantes;

f_{cd3} Tensão resistente máxima em nós com somente um tirante;

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ Resistência de cálculo à compressão do concreto;

f_{ck} Resistência característica à compressão do concreto;

γ_c Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

$\alpha_{v2} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ Coeficiente de efetividade do concreto.

2.3 MATERIAIS DE ALTA RESISTÊNCIA

2.3.1. Concreto de alta resistência

O Concreto de Alta Resistência (CAR) segundo a (NBR 8953, 2009), é o concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) superior a 55 MPa e inferior a 100 MPa. Existem diversas definições a respeito da faixa de valores considerada, a qual foi se alterando com o passar dos anos.

A norma vigente para cálculos estruturais (NBR 6118, 2023) considera classes de resistência característica do concreto à compressão até a C90 de 90 MPa, com isso seria proibido o uso de concretos acima dessa resistência em projetos, sendo necessário a utilização de outras normas como diretriz, porém não havendo um respaldo em território nacional. A Tabela 2.1 traz os tipos de concreto definidos pela norma (NBR 8953, 2009).

Tabela 2.1 – Classes e resistências características para os tipos de concreto

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: (NBR 8953, 2009)

Em edificações, o CAR pode ser aplicado em todos os elementos estruturais, porém, uma das maneiras de aperfeiçoar o seu uso é sua utilização otimizada, por meio de artifícios que possibilitem a diminuição de seu consumo pela correta escolha de seu tipo e local de aplicação. Para tal, pode-se lançar mão do uso da variação da resistência característica à compressão, o f_{ck} , priorizando, por exemplo, a utilização de CAR em elementos estruturais comprimidos.

Porém, a não ser pelo aumento da durabilidade ou do controle de deslocamentos, a utilização do CAR não possui grande vantagem técnica ou econômica em elementos como vigas e lajes, ao resistirem principalmente aos esforços de flexão. Já quando os esforços são predominantemente de compressão, dessa forma, a resistência do concreto tem maior eficiência.

Dentre as causas principais do acentuado interesse despertado pelo concreto de alta resistência, podem ser relacionadas as seguintes:

- Aumento da capacidade resistente dos elementos estruturais para uma dada seção transversal, principalmente em elementos comprimidos, como pilares
- Quanto às características mecânicas, o CAR é superior ao concreto de baixa resistência nos seguintes aspectos: resistência à compressão e à tração, módulo de elasticidade, entre outros.
- Redução da área da seção transversal dos elementos de suporte para uma dada força, como consequência da elevada resistência do concreto;
- Redução do peso próprio permitindo aumento dos vãos e da altura dos edifícios;
- Redução da força na fundação;
- Possibilidade de redução de custos, fator ligado especialmente à redução de fôrmas e do volume de concreto;
- Boa trabalhabilidade, apesar do baixo fator água/ cimento, em decorrência da adição do superplastificante;
- Reduzida segregação;
- Pequena exsudação;
- Menor fluência que os concretos de baixa resistência;
- Baixa porosidade. Enquanto nos concretos comuns a porosidade fica em torno de 25 a 30% do volume do concreto, no CAR a porosidade é de aproximadamente 5%;
- Baixa permeabilidade;
- Alta resistência mecânica com pouca idade;

- Maior durabilidade: resistência à abrasão, ciclos de congelamento e descongelamento, ataque de cloretos e sulfatos, etc.

Entretanto algumas desvantagens também são apontadas para a utilização do CAR:

- Comprometimento da trabalhabilidade em razão do emprego de relação água-cimento reduzida. Esta desvantagem é contornada com o uso de superplastificantes;
- Rigoroso controle de qualidade em todas as etapas de produção do concreto. Este fator praticamente obriga que concretos desse tipo sejam executados por concreteiras, desencorajando a produção no canteiro de obras;
- Desconhecimento, pela maioria dos projetistas, das características, propriedades e metodologia de cálculo do concreto de alta resistência. Isto se agrava por não existir, até o momento, normalização nacional sobre o assunto;
- Ruptura frágil do material (sem aviso). O comportamento dúctil do CAR pode ser obtido através do emprego de armadura transversal adequada que garanta o confinamento do concreto (no caso de elementos comprimidos) ou da adição de fibras ao concreto.
- Perda de consistência. Isto se deve ao fato de que a consistência adquirida pelo concreto com superplastificante se manter por um período de 30 minutos a 60 minutos, voltando gradativamente à consistência inicial. Este problema também está sendo contornado através da produção de aditivos com tempo de eficiência superior ao dos superplastificantes atualmente em uso.

2.3.1.1. *Fragilidade do concreto*

Segundo (MOCCIA, RUIZ e MUTTONI, 2017), quando utilizados Concretos de Alta Resistência, além de ser levado em consideração o confinamento, é necessário considerar o fator de fragilidade do concreto fornecido pelo (FIB MODEL CODE, 2010), que representa a diferença de resistência de um corpo de prova cilíndrico, submetido a tensões de compressão sem perturbações, com a tensão efetiva do membro estrutural. Esse fator pode ser um bom parâmetro para levar em conta a fragilidade do CAR ou a falta de capacidade de adaptação plástica para redistribuir as tensões nos pontos de perturbação.

Apesar de o concreto de alta resistência permitir que as estruturas sejam mais esbeltas e tenham durabilidade maior, ele apresenta desvantagem estrutural em relação ao concreto de

resistência comum, que é de apresentar comportamento mais frágil.

Um estudo que traz a utilização desse parâmetro é o trabalho de (MOCCIA, RUIZ e MUTTONI, 2017), que traz informações que podem ser aplicadas aos casos com armadura longitudinal comprimida e com estribos. Neste trabalho é aplicado aos casos de pilares, porém o conceito de um coeficiente que leva em conta a fragilidade do concreto de alta resistência é semelhante para o problema de blocos sobre estacas.

Segundo (MOCCIA, RUIZ e MUTTONI, 2017), um coeficiente representando o confinamento do concreto poderia ser utilizado, ele melhora resistência e a ductilidade do concreto, e isso ocorre, pois, os estribos restringem a deformação transversal dos pilares, gerando um estado triaxial de tensões. Porém para pilares somente o concreto de baixa resistência apresentou resultados satisfatórios. De acordo com (MOCCIA, RUIZ e MUTTONI, 2017), esses resultados mostram a necessidade de se utilizar um coeficiente de fragilidade (η_{f_c}) para concretos de alta resistência.

Esse fator pode ser encontrado no (FIB MODEL CODE, 2010), e ele penaliza a resistência do concreto em peças de concreto armado com armadura longitudinal comprimida e com estribos. Com as armaduras, principalmente os estribos, aparecem perturbações com concentração das tensões em volta delas que podem fazer com que a peça tenha a ruptura antes do esperado.

(MOCCIA, RUIZ e MUTTONI, 2017), com o resultado dessa concentração de tensões, perceberam que em média a resistência das peças prismáticas com armadura tiveram resistência 12% menor que os corpos de prova cilíndricos (f_c). Esse fenômeno ocorreu mesmo com barras de aço de bitolas pequenas. No caso de corpos de prova cilíndricos, com resistências menores que 30 MPa, essa concentração de tensões pode se redistribuir devido à capacidade de adaptação plástica do concreto; mas, para resistências maiores, a fragilidade do concreto é maior, e o efeito da concentração de tensões passa a ser mais crítico (menor capacidade de adaptação plástica do concreto).

Para o caso de pilares os melhores resultados foram obtidos com a utilização do fator de fragilidade do concreto (η_{f_c}), simultaneamente com o confinamento e um critério de resistência de análise plástica do conjunto concreto-aço, sendo o critério de Mohr-Coulomb para a superfície de escoamento do concreto com ângulo de atrito de 37°.

O comportamento e situação em que ocorre essa situação onde o fator de fragilidade foi apropriado, contribui para o entendimento da fragilidade que ocorre em blocos de fundação, sendo um problema também de esforços de maioria vertical.

O comportamento de materiais à base cimentícia submetidos a um estado de tensão multiaxial é relativamente complexo e a falha do material depende das combinações e magnitudes das tensões aplicadas. A representação que abrange os processos mencionados depende do modelo constitutivo adotado, aqueles caracterizados pela combinação do dano e plasticidade são utilizados por diversos autores para retratar a não linearidade do material. A capacidade de englobar a deformação permanente e a degradação da rigidez tornam-se cada vez mais empregados.

2.3.1.2. *Materiais componentes do concreto*

Devido às grandes variações nas composições e propriedades dos cimentos e agregados, a seleção de materiais para produção de concreto de alta resistência - CAR - não é simples. A utilização simultânea de vários aditivos químicos e adições minerais dificulta ainda mais a escolha de materiais pela falta de correlações simples que facilitem a escolha dos materiais mais adequados.

2.3.1.2.1. Cimento

Cimento Portland comum de qualquer tipo que atenda às normas pode ser usado para se obterem dosagens de concreto com resistência à compressão de até 50 MPa. Para alcançar uma resistência mais alta, ao mesmo tempo em que se mantém boa trabalhabilidade, é necessário usar aditivos químicos e adições minerais combinados com o cimento. Nesses casos, a compatibilidade aditivo-cimento se torna uma questão importante. A experiência mostra que, com superplastificantes do tipo sulfonato de naftaleno ou melamina, cimentos Portland com baixo C_3A e baixa alcalinidade geralmente produzem concretos que não apresentam grande perda de abatimento ao longo do tempo (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

2.3.1.2.2. Agregado

Com concreto de resistência normal, o tipo e quantidade de agregado representam um papel importante na estabilidade do concreto, mas isto tem uma influência limitada na resistência. Em concreto de alta resistência, o agregado continua importante para a estabilidade dimensional, mas também representa um papel importante na resistência e rigidez do concreto. A baixa relação água/cimento usada nas dosagens de concreto de alta resistência causa

densificação tanto da matriz quanto da zona de transição na interface. Além disso, alguns tipos de agregado, como granito e quartzito, podem desenvolver microfissuras na zona de transição, devido à retração térmica diferencial e, desta forma, dificultar o desenvolvimento de alta resistência mecânica. Portanto, devem-se tomar cuidados especiais na seleção de agregados para o concreto de alta resistência (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Com base nos resultados de um estudo experimental, (MEHTA e AITCIN, 1990) recomendam que tipos de agregado duros e resistentes com alto módulo de elasticidade e um baixo coeficiente de expansão térmica são melhores para a produção de dosagens de concreto de resistência muito alta (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

A uma dada relação água/cimento, a resistência do concreto pode ser aumentada significativamente com a simples redução da dimensão máxima do agregado graúdo, porque isto tem um efeito benéfico sobre a resistência da zona de transição na interface. De acordo com (MEHTA e AITCIN, 1990), quanto mais alta a resistência a ser alcançada, menor deve ser a dimensão máxima do agregado graúdo. Concretos com resistência à compressão de até 70 MPa podem ser produzidos com um agregado graúdo de boa qualidade de dimensão máxima de 20 a 25 mm. Para produzir resistência à compressão de 100 MPa, agregados com dimensão máxima de 14 a 20 mm devem ser usados. Concretos comerciais com resistência à compressão de mais de 125 MPa têm sido produzidos com agregado graúdo com dimensão máxima de 10 a 14 mm (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Com relação ao agregado miúdo, qualquer material com distribuição de tamanho de partícula que atenda a ASTM Standard Specification C 39, é adequado para dosagens de concreto de alta resistência. (MEHTA e AITCIN, 1990) recomenda o uso de agregados miúdos com módulo de finura mais alto (aproximadamente 3,0) pelos seguintes motivos: (a) concretos de alta resistência já possuem grandes quantidades de partículas pequenas de cimento e pozolana; por isso, a presença de partículas muito pequenas no agregado miúdo não é necessária para melhorar a trabalhabilidade, (b) o uso de um agregado miúdo de maior dimensão requer menos água para atingir a mesma trabalhabilidade, e (c) durante o processo de mistura, as partículas mais graúdas originarão tensões de cisalhamento mais altas que ajudam a evitar a floculação dos grãos de cimento (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

2.3.1.2.3. Aditivos e adições

Dependendo das propriedades desejadas, um concreto de alta resistência pode conter um ou mais tipos de aditivos químicos, tais como plastificantes, controladores de pega e

incorporadores de ar (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

O silicato de cálcio hidratado pouco cristalino (C-S. H) é a principal fase presente nas pastas de cimento Portland hidratadas; fases cristalinas, tais como hidróxido de cálcio, e poros capilares podem ser considerados como inomogeneidades microestruturais no sistema. Se as inomogeneidades na pasta de cimento Portland hidratada limitam a resistência, a solução óbvia é modificar a microestrutura para que os componentes que as causam sejam completamente eliminados ou reduzidos. No caso de produtos de cimento, uma maneira barata e efetiva de atingir esse objetivo é a incorporação de um material pozolânico. Adições pozolânicas como a cinza volante reagem com o hidróxido de cálcio para formar um produto de reação que é semelhante ao C-S-H em composição e propriedades. A reação pozolânica é acompanhada também por uma redução no volume total e tamanho dos poros capilares - um efeito que é igualmente importante para o aumento da resistência (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Além da redução de custo e um produto final mais homogêneo quando parte do cimento Portland do concreto é substituído por uma pozolana, outro grande benefício surge na forma de menores elevações de temperatura devido ao menor calor de hidratação. Devido ao alto consumo de cimento, usuários de misturas de concretos de alta resistência observam fissurações térmicas em elementos estruturais grandes. Assim, em certos casos, a redução do risco de fissurações térmicas é, por si só, justificativa suficiente para a substituição parcial do cimento por uma pozolana (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

A uma dada relação água/cimento, quando cinza volante Classe F é utilizada como substituição parcial ao cimento Portland, as resistências iniciais (três e sete dias) do concreto curado a temperaturas normais são reduzidas quase em proporção direta à quantidade de cinza volante no material cimentício total (cimento +cinza volante). No entanto, concretos contendo cinza volante Classe C ou escória de alto-forno moída tendem a apresentar certo ganho de resistência aos sete dias. Pozolanas altamente reativas como sílica ativa, metacaulim e cinza de casca de arroz, normalmente, começam a dar sua contribuição à resistência em torno de três dias. Sob condições de aceleração da hidratação do cimento, tais como os presentes na elaboração de produtos de concreto curado a vapor, pequenas diferenças na reatividade ou Índice de atividade pozolânica não terão muito efeito sobre a resistência (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Um ganho substancial de resistência nas primeiras idades pode ser obtido pela substituição parcial de cinza volante ou escória de alto-forno moída por agregado miúdo, desde que a substituição não seja acompanhada por um aumento no consumo de água na dosagem de concreto. Deve-se observar que essa abordagem não oferece vantagem econômica nem reduz o

risco de fissuração térmica dos elementos estruturais maciços, porque não houve nenhuma redução no consumo de cimento (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

2.3.1.2.4. Procedimento de dosagem e mistura

Entre os vários métodos de dosagem do concreto, os fatores comuns entre eles são: resistência desejada, idade do ensaio, tipo de aplicação, durabilidade prevista, aspectos econômicos, ambiente, etc. Para obter máxima resistência à compressão do concreto, deve-se otimizar o desempenho de cada um dos componentes, considerando-se os fatores de influência.

Para dosagem de um concreto, deve-se conhecer um método de dosagem e observar: menor relação água/cimento; características de finura do agregado miúdo; escolha do agregado graúdo que é função da sua mineralogia, resistência à compressão e módulo de deformação longitudinal; consumo de sílica ativa e aditivos. Em seguida, a partir de um primeiro ensaio feito para uma dosagem, fazem ajustes do fator água/cimento, agregados, e outros, até obter-se a resistência e a trabalhabilidade necessária e com menor consumo de cimento.

2.3.2. Aço de alta resistência

2.3.2.1. *Estudos da utilização de barras de aço de alta resistência em elementos de concreto*

Atualmente tem sido desenvolvido diversos estudos a respeito do uso de aços de alta resistência em diversos elementos estruturais. Não foram localizados estudos experimentais de blocos sobre estacas com aços com essas resistências, tendo uma lacuna a respeito do comportamento real. A partir do guia do (CRSI, 2020), é descrito como limite para elementos dimensionados a partir do método das bielas o aço de 550 MPa de resistência, porém isso se deve a falta de estudos nessa área.

No estudo de (MAST, DAWOOD, *et al.*, 2008) é indicado que é possível utilizar o novo tipo de aço obtendo características similares ao convencional, porém com o ganho de redução da quantidade de barras, redução do tempo de execução, e em alguns casos o aumento da resistência à corrosão. Segundo descrito, é possível a redução da taxa de armadura em 33% se comparado ao aço de resistências tradicionais em vigas sujeitas a flexão. Isso vai de encontro com a modernidade no ponto de vista de aumento de durabilidade e sustentabilidade nas obras.

A Tabela 2.2 do (CRSI, 2020) traz o guia para o uso de barras de aço com diversas

resistências em elementos de concreto e também os usos para cada tipo segundo a norma americana (ACI, 2019).

Tabela 2.2 – Tipos de aplicações para aço em estruturas de concreto armado

Utilização	Aplicação	Valor máximo de f_{yd} permitido para uso de projeto (MPa)
	Barras sujeitas a momentos especiais	550
		415
* Flexão * Força axial * Terremoto e temperatura	Paredes de estruturas especiais	690
		415
	Outros	690
		550
* Suporte lateral de barras longitudinais * Confinamento do concreto	Sistemas especiais de sismos	690
	Espirais	690
	Outros	550
* Cisalhamento	Barras sujeitas a momentos especiais	550
		415
	Paredes de estruturas especiais	690
		415
* Ancoragem	Sistemas especiais de sismos	550
	Outros	550
* Regiões dimensionadas utilizando o método das bielas e tirantes	Armaduras longitudinais	550

Fonte: Adaptado de (CRSI, 2020)

Resultados dos estudos paramétricos de (SINGH, 2022) mostram que o uso do aço de resistência de 550 MPa utilizado no estudo reduz substancialmente a quantidade de barras, embora também tenha aumentado a deflexão no meio dos vãos para vigas a flexão, provável aumento de fissuração e tensões de ligação, quanto maior for a necessidade de um aumento da ancoragem.

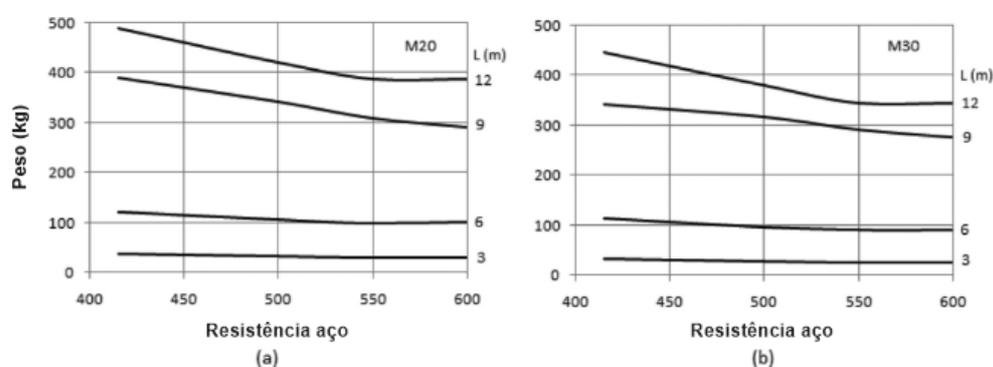
O uso de barras de aço de alta resistência nas seções transversais de vigas pode causar o esmagamento do concreto ou resultar em formações de fissuras por cisalhamento (SHIN, HAROON, *et al.*, 2019), (SUMPTER, RIZKALLA e ZIA, 2009). Segundo (GIDUQUIO, CHENG e WIBOWO, 2015) o uso de materiais de alta resistência no uso de vigas pode tornar o comportamento na ruptura do elemento de dúctil para frágil.

No trabalho de (SINGH, 2022) é apresentado os resultados do estudo paramétrico onde foi analisado o efeito do uso de diferentes barras de aço em elementos de concreto armado à

flexão. Foram quantificadas as influências de barras de 415, 500, 550 e 600 MPa sujeitas e um carregamento distribuído em uma viga ao esforço de flexão. Os resultados obtidos foram aplicando a formulação clássica de dimensionamento a elementos à flexão a partir do estudo de (MURARI, SINGH, *et al.*, 2022).

A Figura 2.16 mostra que há redução na quantidade de barras com o uso de maior resistência do aço independente do concreto utilizado e largura do vão da viga, embora a redução seja mais significativa em maiores vãos maiores, segundo a análise realizada.

Figura 2.16 - Efeito do uso de concreto e aço no peso de vigas

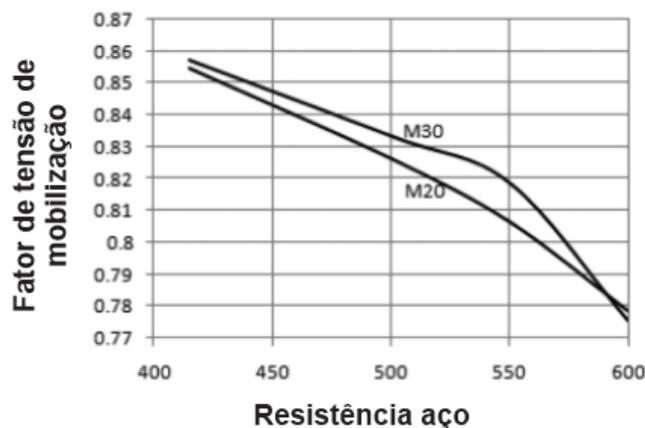


Fonte: Adaptado de (SINGH, 2022)

A Figura 2.17 mostra valores de fator de mobilização observados para os tipos de aço nas zonas de compressão. Entre fissuras, uma parcela das tensões de tração é absorvida pelo próprio concreto através da mobilização das tensões de aderência, assim o concreto entre fissuras contribui para a rigidez da peça e esse mecanismo é denominado enrijecimento à tração (tension stiffening). Em cada nervura transversal podem ser observadas fissuras secundárias internas decorrentes da mobilização de aderência, sendo esse processo denominado no artigo como o fator de mobilização.

É visível que quanto maior a resistência da barra menos tensionada ela se torna, independente da resistência à compressão concreto para uma taxa de armadura fixa. Ao se utilizar resistência de 415 MPa para as barras encontrou-se valores de $0.86 f_y$, enquanto quando utilizado 600 MPa os níveis de tensão foram $0.78 f_y$. Essa tendência ocorre para as duas resistências à compressão do concreto.

Figura 2.17 - Mobilização das tensões nas barras em compressão



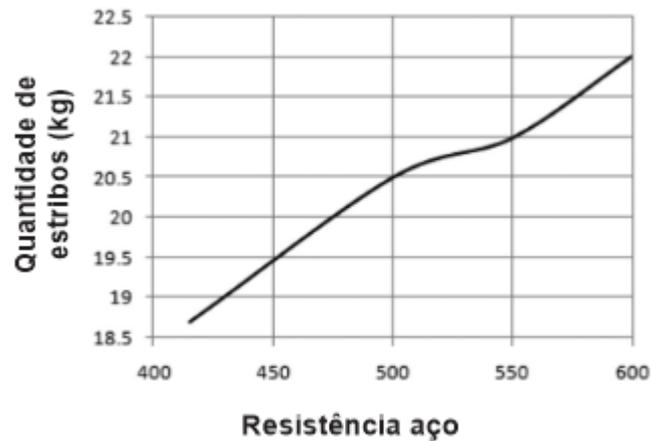
Fonte: Adaptado de (SINGH, 2022)

O uso de aço com maiores resistências tende a reduzir a profundidade da zona de concreto comprimida da seção. Isso causa uma redução na resistência ao cisalhamento. A Figura 2.18 mostra uma tendência observada nesse estudo, onde com barras longitudinais de maiores resistências causou a necessidade de menores espaçamentos entre os estribos do que projetos com resistências usuais do aço.

Esse comportamento de redução na resistência ao cisalhamento foi evidenciado também nos estudos de (SHIN, HAROON, *et al.*, 2019) para vigas altas, onde recentemente realizou 19 ensaios experimentais de vigas altas utilizando estribos com aços de alta resistência. Realizou duas séries, na primeira utilizando resistência usuais de 480 e 505 MPa e comparou com 667 MPa. Na segunda utilizou resistências usuais de 460 e 581 MPa e comparou com valores de 582 e 699 MPa.

Foi constatado nos estudos de (SHIN, HAROON, *et al.*, 2019) que as vigas com o uso de aço de maiores resistências no estribo mantiveram sua ruína por cisalhamento. No momento da ruptura a tensão nas armaduras dos estribos atingiu a tensão de escoamento antes de atingir a resistência máxima ao cisalhamento calculada analiticamente. Quando utilizado o aço de alta resistência, há diferenças entre o valor da resistência ao cisalhamento do elemento estrutural observado experimentalmente e o previsto analiticamente pela norma do (ACI, 2019) para vigas altas, não conseguindo prever com precisão, isso pode ser causado pela falta de um fator escala que busca incorporar o efeito de escala, que ocorre com o aumento da altura útil da viga, evidenciando que a resistência real pode ser maior que a atualmente obtida por essas formulações analíticas.

Figura 2.18 – Variação de estribos para diferentes tipos de aço



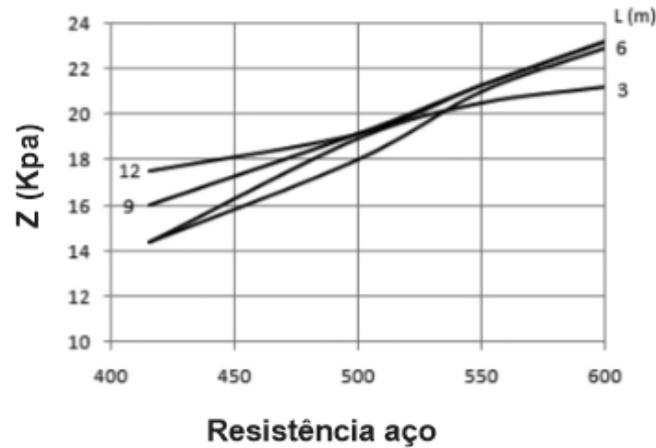
Fonte: Adaptado de (SINGH, 2022)

A dimensão da fissura formada na face tracionada do elemento estrutural depende da intensidade das tensões atuantes e também da força de tração fornecida pela armadura utilizada. A partir do estudo de (SINGH, 2022), fissuras maiores foram observadas ao utilizar aço de maior resistência em comparação ao convencional, contudo os valores ainda respeitando os limites normativos considerados.

A Figura 2.19 traz a variação de um parâmetro considerado para comparar a deformação no interior do elemento estudado, o qual é o problema de vigas sujeita a flexão. Esse parâmetro “Z” relaciona a deformação obtida para um determinado esforço em relação a classe de resistência à tração do aço utilizado no cálculo.

Os resultados obtidos indicam que, o parâmetro Z aumenta com o uso de barras de alta resistência. As diferenças nos valores observados para diferentes faixas de resistência à tração no aço tornam-se menores quando as barras de resistência de 550 MPa ou superior foram usadas. É possível observar que, por causa da redução da área de aço tracionada na seção da viga, o que leva à mobilização de um maior nível de tensão nas barras pelo uso da maior resistência à tração. Isso indica que, barras de maiores resistências possuem também maior força de tração no interior do elemento, desenvolvendo maiores tensões no interior do concreto, causando microfissuras que causam a ruptura interna do concreto mais acentuada, evidenciando que o concreto por ser um material frágil, com maiores tensões internas, maior é a abertura de fissuras.

Figura 2.19 - Efeito do tipo de aço na abertura de fissura a flexão



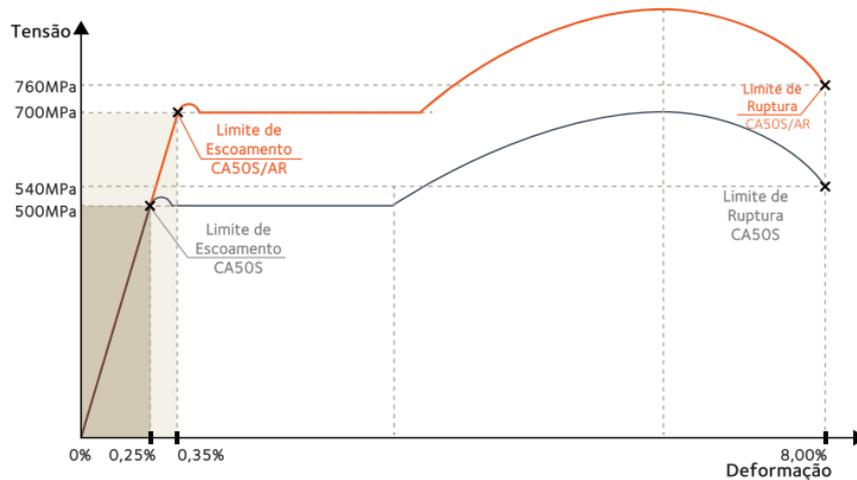
Fonte: Adaptado de (SINGH, 2022)

Na construção civil brasileira o aço de alta resistência vem sendo chamado de Aço CA50 S/AR pela ArcelorMittal e GG70 para a Gerdau, é o equivalente ao Grade 100 citado no (ACI, 2019).

É um vergalhão produzido em barras retas com uma resistência à tração maior que o CA50 comum. Possui baixo teor de carbono, o que garante uma ótima soldabilidade. Foi desenvolvido com o objetivo de diminuir a concentração de armadura nos elementos estruturais, aumentar a produtividade no canteiro e facilitar a industrialização de elementos armados e promover a desmaterialização do canteiro de obras, reduzindo emissões de gases de efeito estufa

Essa nova categoria possui limite mínimo de escoamento de 700 MPa, 40% mais resistente que o tradicional que possui 500 MPa. A Figura 2.20 traz o gráfico Tensão x Deformação onde mostra que as características são muito semelhantes, tendo como diferença o aumento da resistência à tração.

Figura 2.20 – Gráfico Tensão x Deformação do aço CA 50 S/AR



Fonte: (ARCELOR MITTAL, 2022)

Os deslocamentos nos elementos submetidos à flexão variam com a inércia da seção fissurada e da armadura na seção. O dimensionamento com aço de maior resistência tende a diminuir a área total de aço resultando numa inércia menor da peça e um aumento nas deformações dos elementos. Os valores da abertura de fissuras também dependem da seleção de armaduras na seção.

Assim, é necessário calcular as deformações e aberturas de fissuras, segundo a norma (NBR 6118, 2023), além de verificar se estão dentro dos valores limites de deformações admissíveis.

Em certos casos, é evidente o aumento das deformações nos elementos de concreto, sendo extremamente obrigatório o estudo criterioso da aplicação nesses casos, para que sejam respeitados os limites normativos que assegurem a utilização e a durabilidade.

O comprimento de ancoragem básico (l_b) conforme a (NBR 6118, 2023) utiliza o valor calculado da resistência de aderência (f_{bd}), o diâmetro da barra (ϕ) e a resistência de cálculo à tração do aço (f_{yd}). Como o Aço CA50S/AR possui uma resistência à tração 40% maior é necessário aumentar o comprimento de ancoragens e transpasses em 40%.

Apesar do aumento, há ganhos em espaçamento entre barras e a diminuição do número de barras, principalmente em elementos com grandes esforços onde o congestionamento de barras é uma dificuldade para a obra.

Na aplicação de blocos do coroamento de fundações como no exemplo da Figura 2.21 mostra como a aplicação nesse tipo de elemento traz redução de custos com velocidade para a obra, aumentando a produtividade e redução de impactos ambientais direta e indiretamente

devido a menores densidades de volume de fornecimento.

O uso de aço de maiores resistências traz a redução da quantidade necessário, impactando diretamente no custo, segundo o estudo de (ARCELOR MITTAL e IMPACTO, 2022) a tendência é que a redução seja em todos os tipos de elementos, como visto na Figura 2.22 e Figura 2.23.

Figura 2.21 – Aplicação do aço CA50 S/AR em blocos de coroamento



Fonte: (ARCELOR MITTAL e IMPACTO, 2022)

Figura 2.22 – Redução da quantidade de barras



Fonte: (ARCELOR MITTAL e IMPACTO, 2022)

Figura 2.23 – Redução do custo



Fonte: (ARCELOR MITTAL e IMPACTO, 2022)

3. METODOLOGIA

A avaliação da capacidade última de carga de elementos estruturais, basicamente, pode ser feita por meio de estudos experimentais e/ou numéricos. A análise numérica tem sido bem utilizada pelos pesquisadores devido ao baixo custo em relação ao, não menos importante, ensaio experimental. Porém, para se obter a capacidade última por meio de análise numérica, é necessário um conhecimento aprofundado do comportamento não linear de estruturas. Na implementação do modelo numérico são necessárias informações como: comportamento reológico dos materiais, condições de contorno, imperfeições físicas e geométricas, malha utilizada na discretização e o método incremental iterativo adotado para obtenção da trajetória de equilíbrio não linear da estrutura.

De acordo com o exposto, nesta seção será apresentado o desenvolvimento de um modelo numérico para análise do comportamento de blocos de concreto sobre estacas por meio do software ABAQUS. Primeiramente, será apresentada uma breve revisão do referencial teórico utilizado no desenvolvimento do modelo numérico. Posteriormente, será apresentado a validação do modelo numérico através da comparação de seus resultados com os resultados do teste experimental realizado por (SAM e IYER, 1995). Por fim, será apresentada a proposta de estudo paramétrico e os resultados.

3.1 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA OS MATERIAIS

3.1.1. Comportamento do concreto

3.1.1.1. *Modelo de plasticidade com dano acoplado para o concreto (CDP)*

O modelo constitutivo adotado para a simulação do concreto é baseado na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano Contínuo, denominado no ABAQUS de Concrete Damaged Plasticity (CDP). O modelo foi proposto por (LUBLINER, OLIVER, *et al.*, 1989) e modificado por (LEE e FENVES, 1998).

Conforme a Teoria da Plasticidade, o modelo constitutivo do material é determinado essencialmente por três conceitos:

- Critério de Escoamento (Yield Function): Lei que define, por meio do tensor de tensões, o critério para o nível de tensão no qual ocorrerá a plastificação do material, tendo como

representação geométrica a superfície de plastificação/falha (yield/failure surface);

- Regra de Endurecimento e Abrandamento (Hardening/Softening Law): Lei que define o comportamento do critério de escoamento com a evolução da deformação plástica;
- Regra de Escoamento Plástico (Plastic Flow): Lei que define, por meio da deformação total e de suas componentes elásticas e plásticas, a evolução das deformações com a evolução das tensões.

Com a associação da Mecânica do Dano, é viável considerar a degradação do material por meio da multiplicação do módulo de elasticidade inicial E_0 pela parcela de danificação $(1 - d)$. Nesse sentido, tem-se a variável “d” correspondente ao dano, variando no domínio de 0, sem degradação, a 1, totalmente degradado. De maneira física, a degradação do material acontece devido à evolução da fissuração na tração e do esmagamento na compressão.

A partir do exposto, nove parâmetros precisam ser estabelecidos para a definição do CDP no ABAQUS:

1. Módulo de elasticidade (E_c): Razão entre a tensão aplicada e a deformação elástica sofrida em regime linear. É uma grandeza proporcional à rigidez de um material;
2. Coeficiente de Poisson (ν): Razão entre a deformação transversal e a deformação longitudinal;
3. Relação tensão-deformação inelástica uniaxial na tração e na compressão ($\sigma/t/c \times \epsilon_{im} t/c$): Define a relação tensão-deformação;
4. Relação dano-deformação inelástica uniaxial na tração e na compressão ($d/t/c \times \epsilon_{in} t/c$): Define a relação dano-deformação;
5. Ângulo de dilatância (ψ): Valor calculado no plano tensão de pressão equivalente (p) – tensão desviadora equivalente (q) a elevadas pressões de confinamento, comumente interpretado como o ângulo de atrito interno do concreto;
6. Excentricidade (e): Define a taxa a partir da qual a função plástica potencial se aproxima de sua assíntota;
7. f_{b0}/f_{c0} : Relação entre as tensões de escoamento equi-biaxial e uniaxial do concreto;
8. K_c : Razão entre as distâncias entre o eixo hidrostático e a idealização da hipótese de ruptura de Drucker-Prager;
9. Viscosidade (μ): Parâmetro numérico que define a relaxação do tempo no sistema viscoplástico.

Para as propriedades do concreto dos modelos da parametrização foram calculadas com base na norma (FIB MODEL CODE, 2010) com valores sem minorações, com suas resistências totais. Foi utilizado a norma (FIB MODEL CODE, 2010) devido a ampla gama de bons resultados em simulações numéricas obtidas para diversos casos de estudo presentes na literatura.

A Tabela 3.1 traz os valores para a deformação máxima para a tensão de compressão (ϵ_{c1}), o módulo de elasticidade secante, o numérico de plasticidade, e a deformação limite. Abaixo estão as equações utilizadas para a obtenção das propriedades e para o cálculo da resistência à tração e compressão do concreto. O coeficiente de Poisson para todos os testes foi de 0,2 para o concreto e 0,3 para o aço.

$$E_C = 21500 \cdot \alpha \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.1)$$

$$\alpha = 0,8 \cdot 0,2 \cdot \frac{f_{cm}}{88} \quad (3.2)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \leq C50 \quad (3.3)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + 0,1 \left(\frac{f_{ck}}{8}\right)\right) > C50 \quad (3.4)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)} \quad (3.5)$$

$$k = \frac{E_{Ci}}{E_{C1}} \quad (3.6)$$

Figura 3.1 – Parâmetros elásticos e deformações para o concreto

Classe concreto	C12	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
E_{ci} [GPa]	27.1	28.8	30.3	32.0	33.6	35.0	36.3	37.5	38.6
E_{c1} [GPa]	11.1	12.2	13.3	14.9	16.5	18.2	20.0	21.6	23.2
ϵ_{c1} [‰]	-1.9	-2.0	-2.1	-2.2	-2.3	-2.3	-2.4	-2.5	-2.6
$\epsilon_{c,lim}$ [‰]	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.4
k	2.44	2.36	2.28	2.15	2.04	1.92	1.82	1.74	1.66

Classe concreto	C55	C60	C70	C80	C90	C100	C110	C120
E_{ci} [GPa]	39.7	40.7	42.6	44.4	46.0	47.5	48.9	50.3
E_{c1} [GPa]	24.7	26.2	28.9	31.4	33.8	36.0	39.3	42.7
ϵ_{c1} [‰]	-2.6	-2.7	-2.7	-2.8	-2.9	-3.0	-3.0	-3.0
$\epsilon_{c,lim}$ [‰]	-3.4	-3.3	-3.2	-3.1	-3.0	-3.0	-3.0	-3.0
k	1.61	1.55	1.47	1.41	1.36	1.32	1.24	1.18

Fonte: Adaptado de (FIB MODEL CODE, 2010)

Uma vez que o comportamento dos materiais é caracterizado por dois regimes, faz-se necessário definir a condição inicial para o fim do regime elástico e, conseqüentemente, início do regime plástico. Em um carregamento uniaxial, a plastificação inicia-se quando é atingida a tensão de escoamento. Para um carregamento genérico, em um estado múltiplo de tensões, recorre-se a relações matemáticas que definem o critério de escoamento.

No CDP, o Critério de Escoamento é definido pela função F, conforme a Equação (3.7).

$$F = \frac{1}{1-\alpha} \left(q - 3\alpha p + \beta(\epsilon^{pl})(\sigma_{max}) - \gamma(\sigma_{max}) \right) - \bar{\sigma}_c \epsilon_c^{pl} = 0 \quad (3.7)$$

Onde:

$$p = \frac{tr(\sigma)}{3} \quad (3.8)$$

$$q = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_1\sigma_3)} \quad (3.9)$$

$$\alpha = \frac{\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right) - 1}{2\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right) - 1} \quad (3.10)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\epsilon_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\epsilon_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (3.11)$$

$$\gamma = \frac{3(1 - K)}{2K - 1} \quad (3.12)$$

Sendo:

p e q Distâncias, em unidades de tensão, medidas no eixo hidrostático e no plano desviador, respectivamente;

σ_{b0} e σ_{c0} Tensão equi-biaxial e uniaxial de escoamento à compressão, respectivamente;

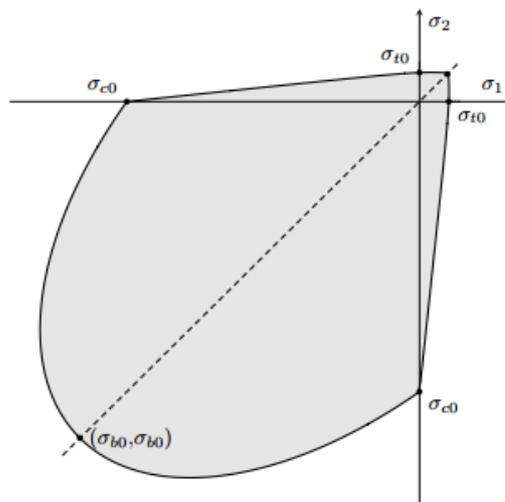
$\bar{\sigma}_c$ e $\bar{\sigma}_t$ Tensão equi-biaxial e uniaxial de escoamento à compressão, respectivamente;

σ_{max} Máxima tensão principal efetiva;

K Razão entre as distâncias, em unidade de tensão, do eixo hidrostático ao meridiano de compressão e de tração no plano desviador q.

A representação geométrica da função F no estado plano de tensões, definindo a superfície de falha, é apresentada na Figura 3.2.

Figura 3.2 - Superfície de escoamento do CDP no estado plano de tensões



Fonte: Adaptado de (DASSAULT SYSTÈMES, 2012)

A razão entre as tensões de escoamento equi-biaxial e uniaxial à compressão compõe parte dos critérios de escoamento do material. Valores experimentais do parâmetro f_{b0}/f_{c0} variam entre 1,10 e 1,16 (LUBLINER, OLIVER, *et al.*, 1989). Trabalhos como (BIRTEL e MARK, 2006) e (GENIKOMSOU e POLAK, 2015) e outros da literatura adotam o valor de 1,16.

A variável K compõe parte dos critérios de escoamento do material, definindo o formato da superfície de falha no plano desviador. O parâmetro K deve assumir valor maior do que 0,5 (Rankine) e menor do que a unidade (Von Mises), ou seja, $0,5 < K < 1$.

Observa-se, no aspecto geral, que o valor de K atua na transição do regime de tração para compressão, alterando também o formato da superfície. Para um baixo valor de K, tem-se uma transição suave, recaindo em um formato com faces quase perpendiculares aos eixos. Para valores intermediários, tem-se uma transição menos suave, reincidindo em um formato arredondado. Por último, para valores de K próximos à unidade, tem-se uma transição mais brusca, refletindo em um formato de cone. Na literatura técnica, a grande maioria dos trabalhos adota valores próximos de 2/3, como (GENIKOMSOU e POLAK, 2015) e (BIRTEL e MARK, 2006).

O estado de deformação de um corpo não é determinado unicamente pelo conhecimento do estado de tensões atuantes, sendo dependente também do histórico de carregamento. Dessa forma, a evolução das deformações deve ser determinada pelos incrementos de deformações plásticas ao longo do carregamento. A lei de evolução das deformações com as tensões é definida matematicamente pela função potencial plástico.

A lei de fluxo é descrita pela função potencial plástico G . No CDP, o potencial plástico assume caráter não associativo, ou seja, $G \neq F$. Adotou-se a função hiperbólica de Drucker-Prager, apresentada na Equação 3.3 (DASSAULT SYSTÈMES, 2012).

$$G_{CDP} = \sqrt{(e\sigma_{t0} \tan \psi)^2 + q^2} + p \tan \psi \quad (3.13)$$

Sendo:

e Excentricidade;

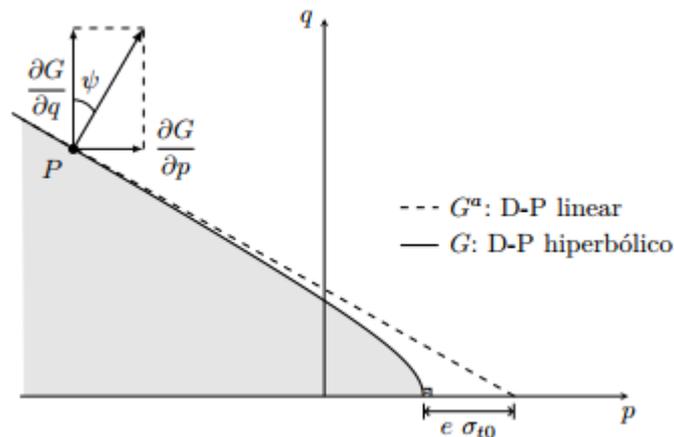
σ_{t0} Tensão de escoamento uniaxial a tração;

ψ Ângulo de dilatância medida no plano $p - q$ quando $p \rightarrow -\infty$, ou seja, em altas pressões de confinamento.

A função potencial hiperbólica de Drucker-Prager no CDP (G_{CDP}) é contínua, proporcionando um fluxo plástico suave e de valor sempre distinto. No plano $p - q$, a curva representada por G_{CDP} se aproxima da assíntota dada pela função linear de Drucker-Prager G_{CDP}^a Equação (3.14) em altas pressões de confinamento e intercepta o eixo hidrostático p formando ângulo de 90° (DASSAULT SYSTÈMES, 2012), como ilustra a Figura 3.3.

$$G_{CDP}^a = q + p \tan \psi \quad (3.14)$$

Figura 3.3 – Função potencial plástico G no plano $p - q$



Fonte: Adaptado de (DASSAULT SYSTÈMES, 2012)

A excentricidade (e) compõe parte dos critérios plásticos, definindo a curvatura da superfície de Drucker-Prager, devendo sempre ser positiva. Observa-se que quanto maior o

valor da excentricidade, maior é a curvatura da superfície, aumentando a taxa de crescimento do ângulo de dilatância com a redução das tensões de confinamento. Na literatura, a grande maioria dos trabalhos adota o valor $e = 0,1$, como visto em (GENIKOMSOU e POLAK, 2015) e (BIRTEL e MARK, 2006).

O ângulo de dilatância (ψ) é interpretado como o ângulo de atrito interno do concreto, devendo assumir valor maior do que zero e menor do que $\text{arc tg}(3/2)$ ou seja, $0^\circ < \psi \leq 56,31^\circ$. Conforme (GRASSL, 2004), o aumento da dilatação do concreto em estado de compressão aumenta o efeito do confinamento, produzindo um comportamento mais dúctil do material.

O CDP é um dos modelos que contemplam as mais importantes características para simulação de materiais quase frágeis. Porém, em modelos constitutivos complexos, como o CDP, durante o processamento, é observada uma grande dificuldade de convergência da solução numérica. Dessa forma, para contornar essa adversidade no processo iterativo, é inserido no modelo uma variável de regularização viscoplástica, permitindo tensões externas à superfície de falha. A regularização viscoplástica (μ) é uma variável de relaxação do tempo no sistema viscoplástico, para aliviar o critério de resistência. A utilização desse parâmetro é puramente numérica, visando contornar problemas de convergência. Na literatura, são encontrados valores entre 0 e 0,01.

3.1.1.2. *Relação constitutiva tensão-deformação para o concreto a compressão*

O modelo CDP (concrete damage plasticity) é utilizado para representar o material concreto. O CDP seus critérios e modelos são apresentados no item 3.1.1, e tem sido amplamente utilizado na modelagem de concreto. O modelo considera três hipóteses baseadas na teoria da plasticidade: a superfície de escoamento inicial determina quando a deformação plástica começa; a regra de fluxo determina a direção da deformação plástica; e a regra de amolecimento/encruamento define como a superfície de falha evolui com a deformação plástica (YU, TENG, *et al.*, 2010).

A relação tensão-deformação usada para representar o comportamento do concreto em compressão foi proposta por (CARREIRA e CHU, 1985), conforme Eq (3.15) e (3.16). e representada na Figura 3.4.

$$\frac{f_c}{f_c'} = \frac{\beta \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_c'}\right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_c'}\right)^\beta} \quad (3.15)$$

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f_c'}{\epsilon_c' E_i}} \quad (3.16)$$

onde:

f_c Tensão que o concreto está submetido

f_c' Máxima tensão resistida pelo concreto

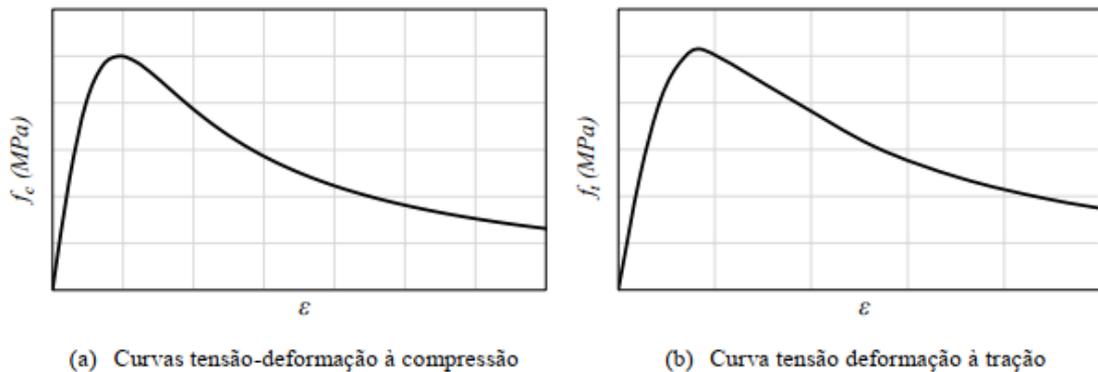
ϵ Deformação do concreto

ϵ_c' Deformação correspondente a tensão f_c'

β Parâmetro do material que depende do formato do diagrama

E_i Módulo de elasticidade inicial

Figura 3.4 - Relação tensão-deformação para o concreto



Fonte: (ROSSI, 2021)

3.1.1.3. Relação constitutiva tensão-deformação para o concreto a tração

(HORDIJK, 1992) desenvolveu expressões numéricas baseadas em estudos experimentais para representar o comportamento tensão x abertura de fissura do concreto. A equação (3.17) apresenta a forma numérica de se obter essa curva.

$$\sigma_t = f_t \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \exp \left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \right] \quad (3.17)$$

Em que:

c_1 e c_2	coeficientes de valor 3 e 6,93, respectivamente;
σ_t	tensão de tração (MPa);
w	abertura de fissuras (μm);
w_c	abertura de fissura crítica (μm);
f_t	resistência à tração do concreto (MPa).

O valor da resistência à tração do concreto (f_t) pode ser estimado como $0,33\sqrt{f_c'}$ (GENIKOMSOU e POLAK, 2015). A abertura de fissura crítica (w_c) é dada como:

$$w_c = \frac{5.14 G_F}{f_t} \quad (3.18)$$

Note que para calcular esse parâmetro, primeiro se deve estimar o valor da energia de fratura do concreto G_F . O (FIB MODEL CODE, 2010) estabeleceu uma relação para essa energia, estimada pela equação (3.19)

$$G_F = 73f_{cm}^{0,18} \left(\frac{N}{m} \right); G_F = \frac{73f_{cm}^{0,18}}{1000} \left(\frac{J}{m^2} \right) \quad (3.19)$$

3.1.1.4. Variável Dano

Para a variável dano na tração (d_t) e compressão (d_c), é utilizado o comportamento estabelecido por (BIRTEL e MARK, 2006), conforme as expressões matemáticas apresentadas a seguir:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_C^{-1}}{\epsilon_t^{pl} \left(\frac{1}{b_t} - 1 \right) + \sigma_t E_C^{-1}} \quad (3.20)$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_C^{-1}}{\epsilon_c^{pl} \left(\frac{1}{b_c} - 1 \right) + \sigma_c E_C^{-1}} \quad (3.21)$$

Em que os coeficientes auxiliares b_c e b_t equivalem a 0.7 e 0.5, respectivamente, o modelo apresentado foi validado experimentalmente e há diversos trabalhos que utilizam a

mesma abordagem, sem alterar os coeficientes. Porém os parâmetros auxiliares podem ser definidos pelas equações:

$$b_t = \frac{\epsilon_t^{pl}}{\epsilon_t^i} \quad (3.22)$$

$$b_c = \frac{\epsilon_c^{pl}}{\epsilon_c^i} \quad (3.23)$$

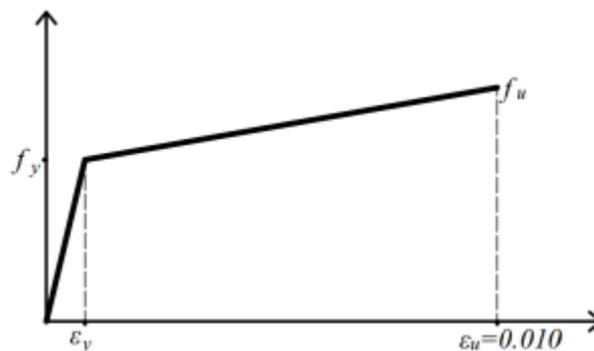
3.1.2. Comportamento do aço

Diferentemente do concreto, o aço é um material homogêneo cujo comportamento é de fácil compreensão. O comportamento à tração do aço pode ser descrito em quatro fases: o comportamento elástico, o patamar de escoamento, a região de encruamento, e a estrição ou amolecimento, que leva o material à ruptura. Geralmente a modelagem do comportamento do aço é tratada em um estado de tensão uniaxial.

3.1.2.1. Relação constitutiva tensão-deformação para o aço

Para as armaduras longitudinais e transversais, foi adotado um modelo elastoplástico com encruamento linear positivo, conforme mostrado na Figura 3.5.

Figura 3.5 – Relação tensão-deformação para os elementos de aço



Fonte: (ROSSI, 2021)

3.2 PROPRIEDADES DO MODELO EXPERIMENTAL DE REFERÊNCIA

Como ensaio de referência para o desenvolvimento das simulações numéricas em blocos sobre quatro estacas, tomou-se aqueles resultados apresentados por (SAM e IYER, 1995). Os pesquisadores ensaiaram três disposições de armaduras, para este trabalho foi determinado para os estudos apenas o arranjo com armaduras segundos os lados do bloco.

3.2.1. Geometria

Para o propósito do ensaio experimental, os blocos foram modelados como elementos retangulares sujeitos a carregamentos no topo e na base, nas posições do pilar e das estacas. O pilar e as estacas foram assumidos como sendo quadrados, com lados iguais a 14,14 cm e 10,0 cm, respectivamente. As distâncias de centro a centro das estacas foram mantidas com valores constantes iguais a três vezes a dimensão dos lados das estacas. A taxa de armadura utilizada pelos pesquisadores e recomendada pela norma vigente indiana foi de 0,2% da seção do bloco

3.2.2. Propriedades dos materiais

As propriedades dos materiais utilizados foram obtidas de ensaios experimentais e fornecidas diretamente do trabalho de (SAM e IYER, 1995) e está presente na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Propriedades do modelo experimental de (SAM e IYER, 1995)

Concreto			Aço	
E_c (MPa)	f_t (MPa)	f_{ck} (MPa)	E_s (MPa)	f_y (MPa)
22077	2	19	200000	300

Fonte: Autor

3.2.3. Descrição dos ensaios

Os blocos foram carregados até a ruína através de uma carga concentrada aplicada na posição do pilar e dois modelos de cada bloco foram ensaiados visando validar a resposta experimental.

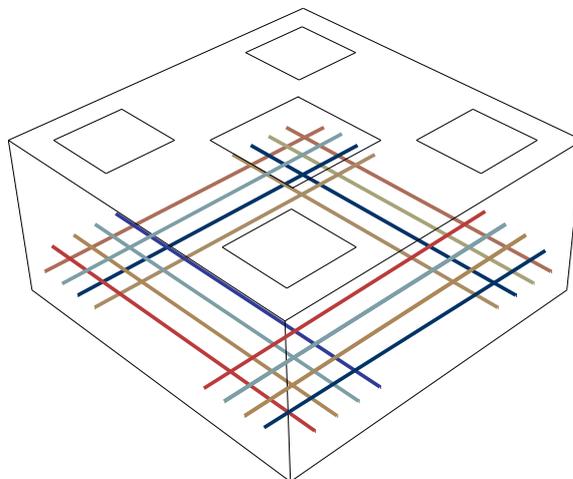
3.3 MODELAGEM NUMÉRICA

A avaliação da capacidade última de carga de elementos estruturais, basicamente, pode ser feita por meio de estudos experimentais e/ou numéricos. A análise numérica tem sido bem utilizada pelos pesquisadores devido ao baixo custo em relação ao, não menos importante, ensaio experimental. Porém, para se obter a capacidade última por meio de análise numérica, é necessário um conhecimento aprofundado do comportamento não linear de estruturas. Na implementação do modelo numérico são necessárias informações como: comportamento reológico dos materiais, condições de contorno, imperfeições físicas e geométricas, malha utilizada na discretização e o método incremental iterativo adotado para obtenção da trajetória de equilíbrio não linear da estrutura.

De acordo com o exposto, neste capítulo será apresentado o desenvolvimento do modelo numérico que será validado com o experimental. A análise do comportamento de bloco de concreto armado sobre quatro estacas sujeito a esforço vertical centrado, com base na carga de ruptura, fissuração, deformação nas armaduras, e rigidez do modelo.

Para tal será utilizado o modelo experimental de (SAM e IYER, 1995) com a disposição de armadura segundo os lados do bloco, conforme (Figura 3.6). Posteriormente, será apresentada a proposta de estudo paramétrico onde será expandido o modelo experimental de (SAM e IYER, 1995) variando seus parâmetros. Na seção 4.1 são mostrados os resultados da validação numérica do ensaio experimental, e por fim, o capítulo 5 traz os resultados do estudo paramétrico.

Figura 3.6 - Modelo numérico

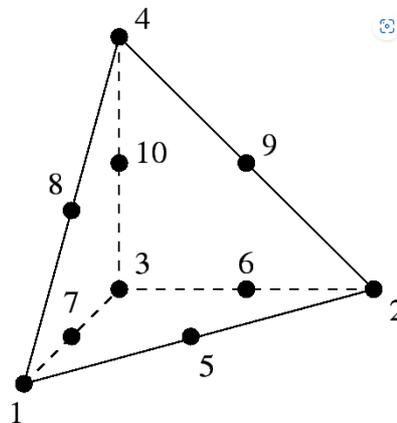


Fonte: Autor

3.3.1. Discretização

Os elementos em concreto foram discretizados pelo elemento sólido C3D10, que é um elemento tetraédrico de uso geral e 4 pontos de integração, como ilustrado na Figura 3.7. O elemento C3D10 suporta análise plástica com grandes deformações e permite a visualização da fissura no critério de resistência Concrete Damage Plasticity (CDP).

Figura 3.7 – Elemento C3D10



Fonte: (DASSAULT SYSTÈMES, 2012)

Elementos triangulares e tetraédricos são geometricamente versáteis e utilizados para gerar malhas automáticas. É conveniente utilizar quando existem formas complexas. As utilizações de malhas hexaédricas produzem bons resultados quando o processo de malha é feito corretamente (DASSAULT SYSTEMES, 2012).

Elementos quadriláteros e hexaédricos possuem melhor taxa de convergência do que triangulares e tetraédricos, e a sensibilidade a orientação da malha não é o problema. Entretanto, elementos triangulares e tetraédricos são menos sensíveis a forma do elemento inicial, enquanto os quadriláteros de primeira ordem e hexaédricos performam melhor quando a forma é de forma retangular ou aproximada (DASSAULT SYSTEMES, 2012).

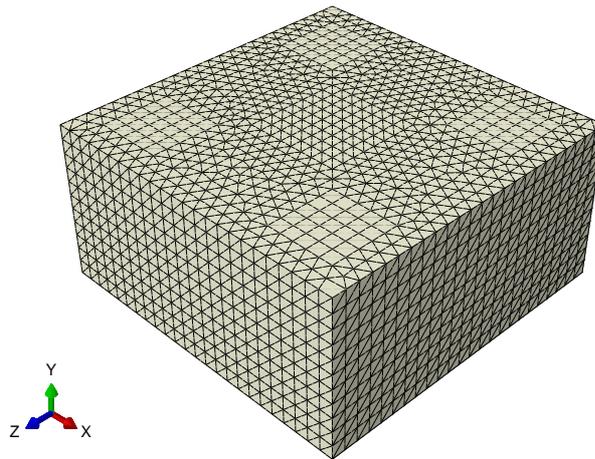
Elementos triangulares e tetraédricos de primeira ordem são usualmente mais rígidos, e malhas extremamente pequenas são necessárias para obter resultados precisos. Como mencionado, são muito utilizados para problemas de formas complexas (DASSAULT SYSTEMES, 2012).

As armaduras foram discretizadas com elementos de treliça T3D2, este elemento possui dois nós de aproximação linear e três graus de liberdade por nó, e descrito na Figura 3.8.

Figura 3.8 – Elemento T3D2

Fonte: (DASSAULT SYSTÈMES, 2012)

A determinação da malha de elementos finitos utilizada nos modelos numéricos do presente trabalho foi obtida após uma série de simulações (seção C). A Figura 3.9 apresenta o modelo estudado com a discretização de seus elementos finitos e a Tabela 3.2 apresenta visualmente qual elemento finito foi utilizado na discretização de cada elemento estrutural que compõem o modelo estudado.

Figura 3.9 – Discretização dos elementos finitos sólidos do bloco

Fonte: Autor

Tabela 3.2 - Tipo e dimensão dos elementos finitos

Parte do modelo	Tipo do elemento	Dimensão do elemento
Armaduras	T3D2	10 mm
Bloco	C3D10	20 mm

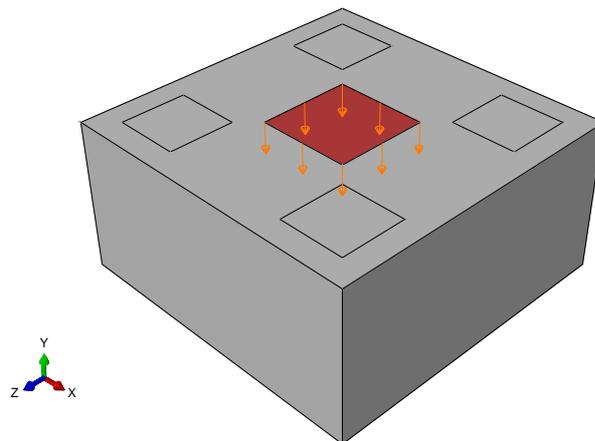
Fonte: Autor

3.3.2. Carregamento

No modelo numérico a simulação do carregamento aplicado deu-se através por deslocamento controlado imposto na direção vertical, distribuído uniformemente sobre a superfície superior no centro do bloco, em uma dimensão quadrada representando um apoio (Figura 3.10). Os deslocamentos totais foram aplicados de maneira incremental, com valor máximo de 2mm, onde é aplicado um deslocamento maior, porém dentro dos passos o deslocamento aplicado automaticamente é restrito a um valor máximo determinado.

A técnica de controle de incremento padrão utilizado pelo Abaqus é feita com base no incremento inicial. Para cada etapa de carregamento (definido pelos passos de carga), adota-se uma porcentagem da carga total como primeiro incremento. Após esse, para cada incremento que é atingida a convergência, o Abaqus aumenta o tamanho desse passo de carga em 50%, até que esse incremento atinja o valor máximo definido pelo usuário na aba “Steps”.

Figura 3.10 - Condição de carregamento do modelo

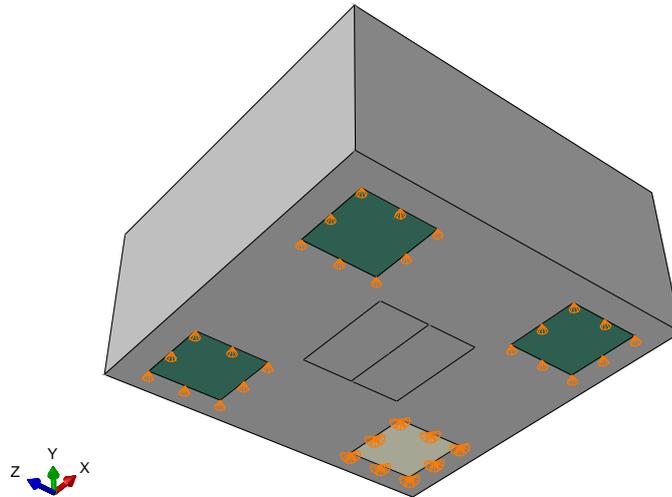


Fonte: Autor

3.3.3. Condições de contorno

Foram restringidos os deslocamentos verticais na direção Y de todos os pontos de apoio que representam as estacas. Para impedir o deslocamento lateral do modelo, restringiu-se, em uma das estacas o deslocamento horizontal em X e Z (Figura 3.11).

Figura 3.11 - Condições de contorno do bloco



Fonte: Autor

3.3.4. Método de análise e solução

O método de análise estática de tensões e deslocamento foi considerada para esse trabalho a fim de se aproximar da maneira em que o experimento foi realizado. Para isso no software Abaqus foi utilizado o procedimento Static, General. Durante a análise Static é necessário definir o período de tempo da análise, se não for especificado o ABAQUS/Standard por default definirá o “time” que variará entre 0.0 e 1.0 através de cada step de análise. O “time” dos incrementos são frações do período total do step da análise (DASSAULT SYSTEMES, 2012).

Para análises não lineares de grandes deslocamentos, é recomendado a consideração de efeitos não lineares geométricos, sendo permitida essa consideração ao ativar a opção “Nlgeom”. Para análises em que os deslocamentos são pequenos, tais como elementos rígidos e com tendência de ruptura por cisalhamento a desconsideração não afeta de forma significativa nos resultados (DASSAULT SYSTEMES, 2012).

Foi utilizado o método de Newton Raphson presente na biblioteca do ABAQUS/Standard para resolver equações de equilíbrio não lineares. A solução de muitos problemas usualmente é obtida através de uma série de incrementos, com iterações para obter a trajetória de equilíbrio para cada incremento. Esses incrementos devem ser muitas vezes pequenos (no sentido que as rotações e deslocamentos dos incrementos devem ser pequenos) para garantir que a modelagem possa representar corretamente os o comportamento desejado.

A escolha do tamanho dos incrementos é um problema de eficiência computacional, se

os incrementos forem muito grandes, mais iterações serão necessárias. Além disso, o método de Newton tem um raio finito de convergência, incrementos muito grandes podem evitar que qualquer solução seja obtida devido ao passo inicial ser muito distância do ponto de equilíbrio solicitado, fora do raio de convergência (DASSAULT SYSTEMES, 2012).

A fim de evitar problemas de convergência adotou-se um número máximo de incrementos de 10000 com variação automática. O tamanho inicial do incremento dos passos de carga foi de 0,05 e máximo de 1 e com o mínimo para variação nas tentativas de convergir de 1E-075 desse incremento.

Se a solução das interações não convergirem, o método de solução presente no software ABAQUS\Standard tentará outra interação buscando o balanceamento das forças internas e externas. Primeiro, aplica-se uma nova rigidez para a estrutura baseada na configuração evoluída. Essa rigidez, juntamente com a força residual determina a próxima correção de deslocamento, que traz o sistema mais próximo do equilíbrio.

Para a resolução do sistema de equações lineares simultâneas originado de cada iteração do processo anterior, optou-se pela utilização da opção de “Método Direto” (Direct Method). De acordo com (UGURAL, 2009), os métodos diretos geram a solução exata, com menos erros de arredondamento em um número finito de operações. O procedimento usa a eliminação de Gauss com pivoteamento parcial, que reside em manipular o sistema por meio de determinadas operações elementares, transformando a matriz estendida do sistema em uma matriz trapezoidal (matriz escalonada do sistema) (VITAL, 2014).

3.3.5. Interação entre os materiais

Quando as superfícies estão em contato, elas geralmente transmitem cisalhamento, bem como forças normais através de sua interface. Há geralmente uma relação entre esses dois componentes de força. A relação, conhecida como atrito entre os corpos em contato, é geralmente expressa em termos das tensões na interface dos corpos. Os modelos de fricção disponíveis na ABAQUS:

Dentro do software ABAQUS na parte que é considerado o contato entre os elementos, tem-se por padrão que, a interação entre os corpos em contato é sem atrito. É possível incluir um modelo de atrito em uma definição de propriedade de contato para contato baseado em superfície e contato baseado em elemento.

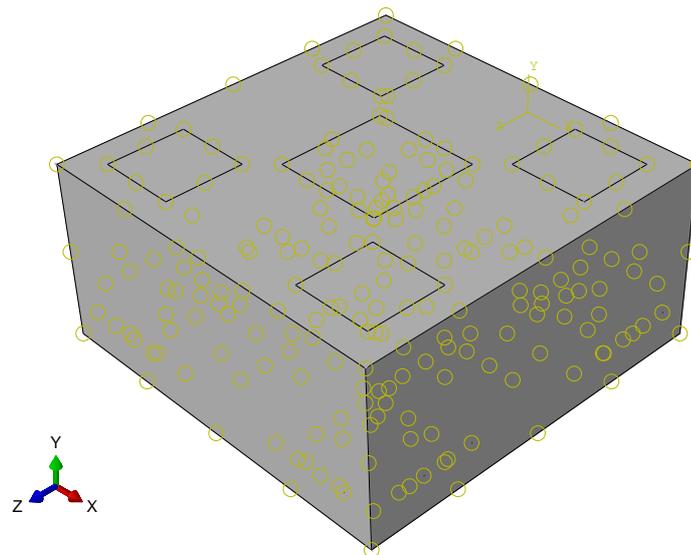
Como simplificação do ensaio experimental, e visando eliminar interferências para melhor estudo do comportamento do bloco, o que era o objetivo de (SAM e IYER, 1995), não

foram modelados pilares e estacas no ensaio, mas substituídos por condições equivalentes de apoio e de carregamento. Essa medida foi também utilizada nas simulações numéricas, a fim de validar o modelo experimental para posterior estudo paramétrico.

Por conta da simplificação descrita, não foi utilizada penalizações nas interfaces do bloco com o pilar e do bloco com as estacas.

A interação entre a armadura e o concreto do bloco foi implementada usando a opção de elementos embebidos. Nesta técnica, é realizada uma ligação perfeita entre elementos incorporados (embedded elements) e elementos hospedeiros (host region). Essa ligação restringirá os graus de liberdade translacional dos nós incorporados e também evitará o deslizamento entre as armaduras e o concreto (WIJESIRI PATHIRANA, 2016). A Figura 3.12 apresenta os detalhes entre os contatos supracitados.

Figura 3.12 – Interação utilizada entre os elementos sólidos e de treliça (Embedded region)



Fonte: Autor

3.4 CRITÉRIO DE FALHA BASEADO NA TEORIA DA FISSURA CRÍTICA AO CISALHAMENTO COMO CRITÉRIO DE PARADA (“CRITICAL SHEAR CRACK THEORY”).

Para o problema de blocos sobre estacas, a maioria dos trabalhos presentes na literatura obtém rigidez maior que a do ensaio experimental. Neste trabalho, foi obtida uma rigidez aceitável devida as simplificações em que o ensaio experimental foi realizado, porém se manteve o problema de não se obter a ruptura frágil do modelo, havendo uma extensão da curva

carga x deslocamento, representando o escoamento do aço. Devido a esse problema, foi buscado na literatura um modelo de falha analítico como critério de parada da simulação numérica. Esse critério é a combinação da simulação numérica com o modelo analítico, que faz o cruzamento entre a curva analítica e a curva numérica de carga x deslocamento, sendo a interseção entre elas, o ponto de parada da simulação.

Baseado no modelo original de (MUTTONI, 1985) aplicado para lajes em duas direções sujeitas a punção, foi adaptada para blocos sobre quatro estacas sendo o modelo proposto. A partir do ponto obtido foram extraídos os resultados das simulações, descartando os valores da curva após esse ponto.

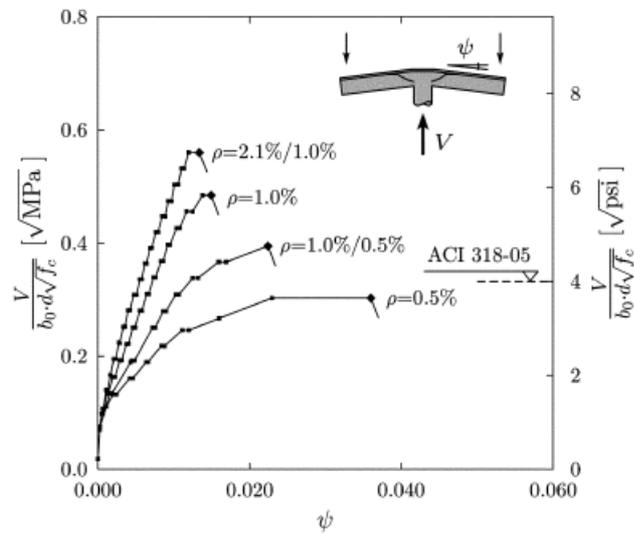
3.4.1. Modelo de (MUTTONI, 1985)

No trabalho de (MUTTONI, 2008) é apresentado o critério de falha para punção baseado na teoria da fissura crítica ao cisalhamento. Esse critério descreve a relação entre a resistência ao cisalhamento de lajes e a falha por punção, baseado nos trabalhos de (KINNUNEN, NYLANDER e TOLF, 1980) e leva em conta o efeito de forma.

Como mostrado na Figura 3.13, a resistência à punção diminui com o aumento da rotação da laje. Isso é explicado por (MUTTONI e AND SCHWARTZ, 1991) como se segue: a resistência ao cisalhamento é reduzida pela presença a fissuras devido ao cisalhamento que se propaga através da laje pela biela inclinada a compressão transferindo o esforço de cisalhamento para o pilar.

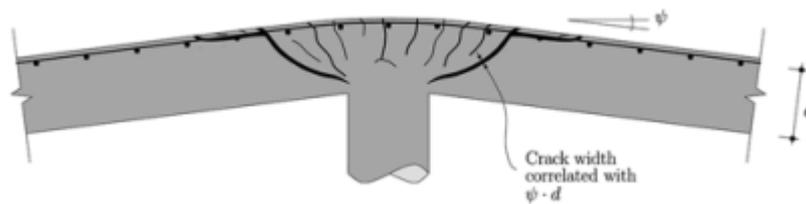
A formulação proposta da resistência à punção é em função da rotação da laje. A abertura da fissuração crítica ao cisalhamento reduz a resistência da biela de concreto comprimida que suporta o cisalhamento e eventualmente falha por punção. De acordo com (MUTTONI e AND SCHWARTZ, 1991), a largura da fissura crítica pode ser assumida como proporção do produto de ψd (Figura 3.14).

Figura 3.13 – Curva carga-rotação para os testes de (KINNUNEN, NYLANDER e TOLF, 1980)



Fonte: (MUTTONI, 2008)

Figura 3.14 – Correlação entre abertura da fissura crítica ao cisalhamento de laje, e rotação ψ .



Fonte: (MUTTONI, 2008)

A resistência ao cisalhamento em membros sem a consideração de estribos, tradicionalmente é relacionada sendo como a raiz quadrada da resistência característica do concreto a compressão (MOODY, VIEST, *et al.*, 1954) e (ACI, 2019), e é extremamente dependente a fissura crítica e de sua espessura.

A quantidade de esforço de cisalhamento que pode transferido para a fissura crítica depende da espessura da fissura, a qual é função do tamanho máximo do agregado. De acordo com (WALRAVEN, 1981) e (VECCHIO e COLLINS, 1986), a espessura da fissura crítica e a capacidade de suportar esforços ao cisalhamento pode ser mensurada pela divisão da espessura da fissura nominal ψd pela quantidade $(d_{g0} + d_g)$, onde d_g é o tamanho máximo do agregado, e d_{g0} é o tamanho de referência igual a 16mm. Com base nesse conceito, (MUTTONI, 2003) propôs uma formulação como critério de falha. A Figura 3.15 compara os resultados obtidos da

equação (3.24) com o resultado de 99 resultados experimentais presentes na literatura.

$$\frac{V_R}{b_0 d \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \frac{\psi d}{d_{g0} + d_g}} \quad (N, mm) \quad (3.24)$$

Onde:

V_R Força resistente

b_0 Perímetro crítico a partir da face do pilar

ψ Máxima rotação da laje

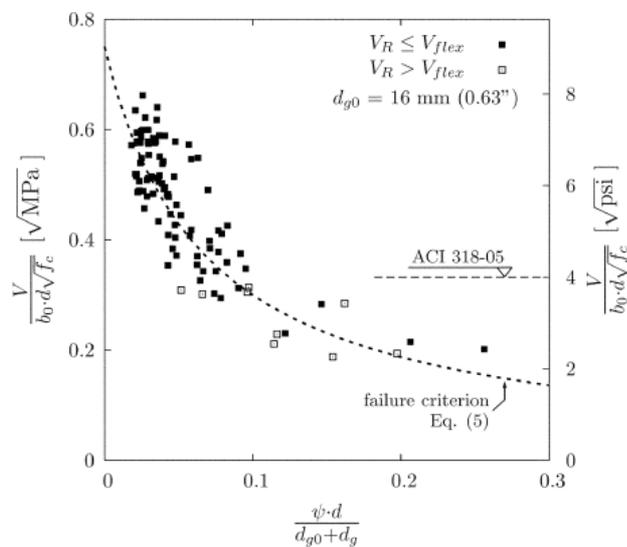
d Altura útil da seção

$\sqrt{f_c}$ Resistência especificada a compressão do concreto

d_g Tamanho máximo do agregado

d_{g0} tamanho de referência do agregado igual a 16mm

Figura 3.15 – Critério de falha a punção como função da espessura da fissura crítica ao cisalhamento comparado com 99 resultados experimentais e a equação do ACI 318-05



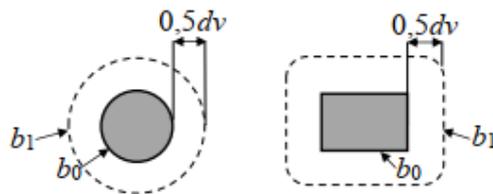
Fonte: (MUTTONI, 2008)

É observado na Figura 3.15 que a falha por punção ocorre com a interseção da curva carga-rotação da laje com o critério de falha. Para permitir o cálculo da resistência à punção de acordo com a equação (3.24), a relação entre a rotação ψ e a carga aplicada V precisa ser conhecida.

O modelo de cálculo descrito é derivado dos trabalhos de (MUTTONI, 1985), que foi inserido no (FIB MODEL CODE, 2010) do trabalho de (MUTTONI, 2008), que é norteado

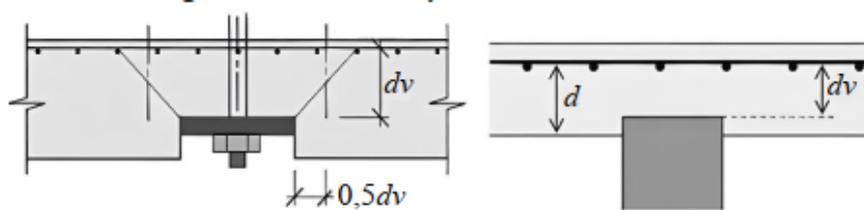
pelo modelo físico da Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (Critical Shear Crack Theory). Vale mencionar que, nessa teoria, a resistência da laje à punção depende da magnitude da abertura de uma fissura crítica que está relacionada à rotação da laje a cada nível de carga solicitante. O MC2010 indica que o perímetro de controle se localiza a uma distância $0,5d_v$ a partir da região de suporte ou da área carregada (Figura 2.21), sendo enfatizada a diferença entre duas alturas úteis.

Figura 3.16 – Perímetro de controle



Fonte: Adaptado de (FIB MODEL CODE, 2010)

Figura 3.17 – Diferença entre alturas uteis d e d_v



Fonte: Adaptado de (FIB MODEL CODE, 2010)

Onde:

d_v altura efetiva da laje

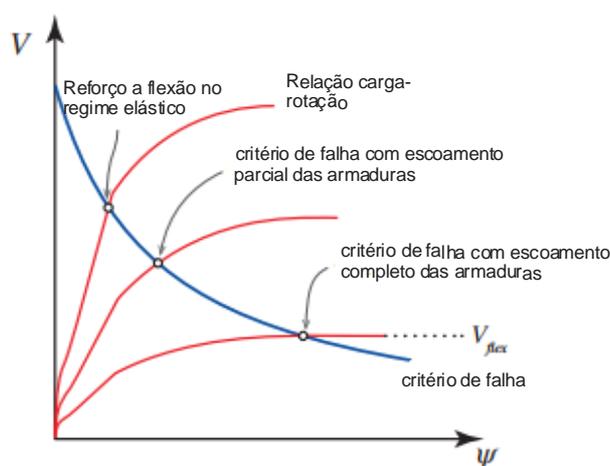
d altura útil para fins de cálculo

O modelo de cálculo apresentado pelo MC2010, depende fundamentalmente das rotações ψ que a laje apresenta para cada nível de carga solicitante (Figura 3.14). O parâmetro de rotação da laje pode ser obtido analiticamente segundo o MC2010, como também pode ser obtido através de simulações numéricas não lineares.

A relação carga-deformação das lajes é caracterizada pela rotação da laje, sendo altamente não linear e influenciada pela fissuração, os efeitos de tension-stiffening e tensão de escoamento do aço. Como consequência, a falha pode ocorrer em diversos estágios conforme Figura 3.18. Em elementos mais rígidos o ponto de ruptura tende a acontecer precocemente,

atingindo a valores muito baixos de tensão e deformação na armadura, e conseqüentemente ruptura a aberturas de fissuras menores, típicos de ruptura de elementos de pequeno deslocamento onde o cisalhamento é preponderante. Percebe-se que quanto mais o aço escoar, as tensões e deformações no aço aumentam e como consequência uma estrutura mais dúctil, comportamento esse buscado para elementos em concreto.

Figura 3.18 – Aplicação do critério de falha



Fonte: Autor

3.4.2. Modelo proposto como critério de parada da simulação numérica de blocos de concreto sobre quatro estacas baseado no modelo de falha de (MUTTONI, 1985)

A Tabela 3.3 traz os parâmetros utilizados no modelo de falha da equação (3.24). O parâmetro V_R e ψ podem ser obtidos de forma experimental, analítica ou numérica. Para o problema deste trabalho, foram obtidos esses valores da própria simulação numérica dos problemas estudados, conforme o LoA IV visto no (FIB MODEL CODE, 2010), que permite a obtenção do fator rotação da laje através de análises numéricas não lineares.

Estudos recentes considerando o modelo analítico de (MUTTONI, 1985) utilizando-se para fundações tem sido realizado e as formulações adaptadas, conforme (MUTTONI, RUIZ e SIMÕES, 2017), e seus resultados se assemelharam muito com a proposição inicial para lajes.

Partindo do exposto, a formulação original é realizada a partir do caminho das tensões no interior da laje em direção a aberturas de fissuras e a posterior falha, com isso a formulação original proposta por (MUTTONI, 1985) foi adaptada, alterando-se o perímetro crítico b_0 como sendo a soma das distâncias do centro do pilar em direção ao centro das estacas, caminho o qual as bielas de compressão transferem os esforços do pilar para as estacas e para os tirantes na face

inferior do bloco. O resultado obtido a partir dos parâmetros utilizados para o modelo proposto é ilustrado na Figura 3.19.

Tabela 3.3 – Parâmetros do modelo de falha a punção de (MUTTONI, 1985)

b_0	d	f_{cm}	d_{g0}	d_g
848,53 mm	225 mm	19 MPa	19 mm	16 mm

Fonte: Autor

Onde:

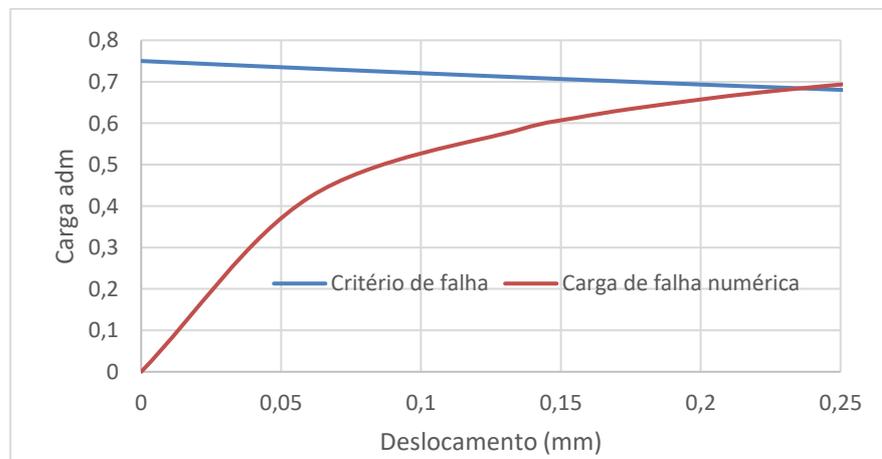
b_0 Perímetro crítico a partir da face do pilar

d Altura útil

d_{g0} Tamanho máximo do agregado

d_g Tamanho do agregado de referência considerado em 16 mm.

Figura 3.19 – Aplicação do critério de falha do modelo proposto para o bloco experimental



Fonte: Autor

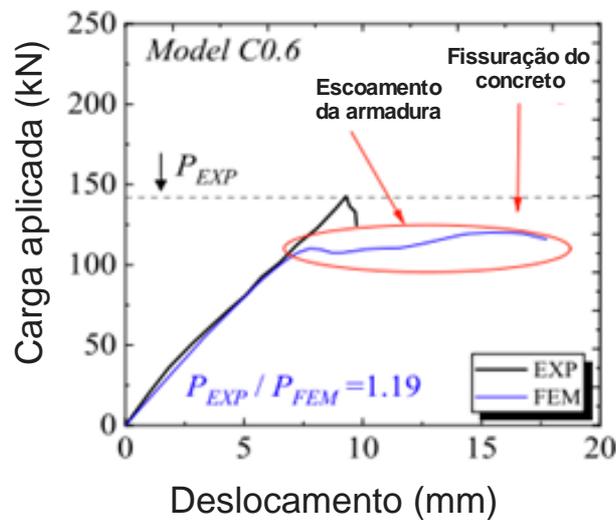
Nas simulações de (SOUSA, LANTSOGHT, *et al.*, 2021) onde foram simuladas lajes espessas sujeitas a esforços de punção, foram utilizados diversos modelos constitutivos, parâmetros de plasticidade, além de várias situações de malha, onde é descrito que é possível captar a capacidade de carga a punção e também o panorama de fissuração com boa precisão, porém na Figura 3.20 é mostrado um alongamento da curva que permite o aumento da capacidade de carga além do ponto de pico.

Uma das possíveis explicações desse comportamento pode indicar que a simulação por

elementos finitos permitiu a redistribuição dos esforços até atingir o esmagamento do concreto no lado comprimido da laje. Esse comportamento não pode ser identificado experimentalmente devido a parada abrupta, típica de rupturas por cisalhamento, onde ocorre uma queda significativa de carga e abertura de fissura.

Uma outra proposta de explicação é que, os testes são conduzidos por controle de força através do controle do deslocamento, tendo diferenças entre o numérico e o experimental.

Figura 3.20 - Curva carga-deslocamento do modelo C0.6



Fonte: Adaptado de (SOUSA, LANTSOGHT, *et al.*, 2021)

Devido ao problema exposto no trabalho de (SOUSA, LANTSOGHT, *et al.*, 2021), e que também ocorreu nas simulações deste trabalho, buscou-se uma alternativa para completar a simulação, visto que a não obtenção de uma parada abrupta característica de rupturas por cisalhamento, além de um deslocamento maior que o previsto pelo autor do experimento.

Essa alternativa foi a de um critério de parada para a simulação, obtido analiticamente. Através de uma revisão bibliográfica na literatura, encontrou-se um critério utilizado para a ruptura de lajes a punção proposto por (MUTTONI, 1985).

Nos trabalhos de (MUTTONI, RUIZ e SIMÕES, 2017) e (MUTTONI e RUIZ, 2009), a teoria de “critical shear crack theory” (CSCT) é descrita e aplicada para diversas situações de lajes e vigas, onde é alterado a consideração da altura útil.

No trabalho de (SOUSA, LANTSOGHT, *et al.*, 2021), é analisado o comportamento de lajes espessas a punção numericamente com o software Abaqus e comparados com o modelo “critical shear crack theory” (CSCT), onde em sua conclusão considerou que o método pode

ser utilizado para prever a capacidade de carga a punção com boa precisão.

Com base no que foi estudado, baseado no modelo de (MUTTONI, 1985) foi proposto um modelo adaptado para a aplicação em blocos sobre estacas.

3.5 MODELO DE BLEVOT E FRÉMY (1967)

No artigo de 1967, os pesquisadores franceses apresentaram uma rotina para dimensionamento de blocos com até sete estacas, baseados no método das bielas e nos resultados dos ensaios. Neste trabalho serão discutidos apenas os critérios de dimensionamento de blocos com até quatro estacas (foco da comparação com os ensaios).

Os autores sugerem que a inclinação das bielas fique limitada pelo intervalo $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$, a fim de evitar a ruptura por punção.

O método das bielas consiste em admitir no interior do bloco uma treliça espacial composta por barras tracionadas e barras comprimidas.

As barras tracionadas da treliça ficam situadas no plano médio das armaduras, que é horizontal e se localiza logo acima do plano de arrasamento das estacas.

As barras comprimidas, chamadas de bielas, são inclinadas e definidas a partir da intersecção do eixo das estacas com o plano médio das armaduras com um ponto definido na região nodal do pilar (que é considerado de seção quadrada).

As forças de compressão nas bielas são resistidas pelo concreto, as de tração que atuam nas barras horizontais da treliça, pela armadura.

O método consiste no cálculo da força de tração, que defini a área necessária de armadura, e na verificação das tensões de compressão nas bielas, calculadas nas seções situadas junto ao pilar e à estaca.

As tensões limites foram determinadas experimentalmente por Blévo (1967) em ensaios e assumidas iguais junto ao pilar e estaca. É importante observar que a rigor não são iguais, junto ao pilar há o efeito favorável de confinamento do concreto. Portanto, a tensão limite junto à estaca deveria ser considerada inferior; Blévo (1967) só fez essas considerações para blocos com mais de quatro estacas.

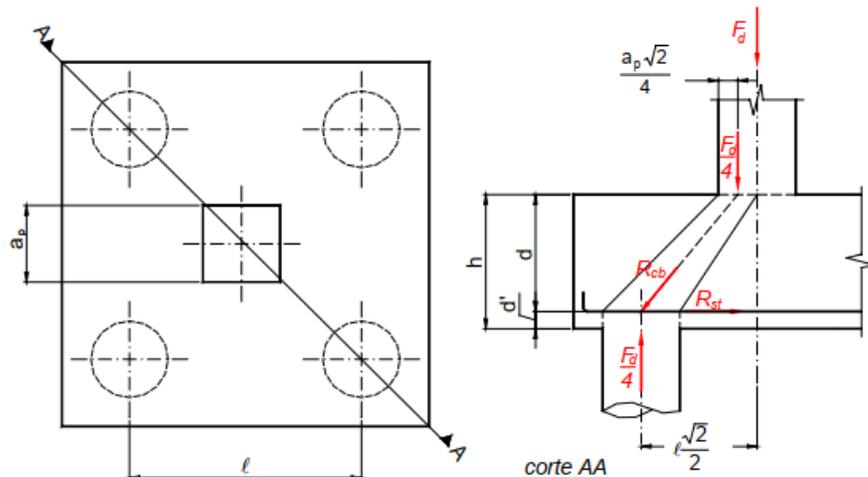
O método das bielas é recomendado para ações centradas e todas as estacas devem estar igualmente afastadas do centro do pilar. Pode ser empregado no caso de ações que não são centradas, desde que se admita que todas as estacas estão submetidas à maior força transferida.

Os critérios usados são para pilares de seção quadrada, sendo recomendado por alguns autores que no caso de pilares retangulares se use seção quadrada equivalente.

3.5.1.1. Bloco sobre quatro estacas

O funcionamento estrutural dos blocos sobre quatro estacas é mostrado na Figura 3.21. A força atuante no pilar é transmitida às estacas por quatro bielas diagonais comprimidas, cujo equilíbrio é garantido pela armadura que poderá ter várias formas de distribuição.

Figura 3.21 – Funcionamento estrutural de bloco sobre quatro estacas



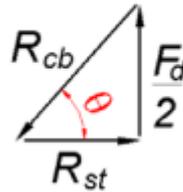
Fonte: Munhoz (2004)

Analisando o triângulo retângulo formado pela intersecção do eixo da estaca com o eixo das barras, este com o eixo do pilar e o segmento que une o centro do pilar com o centro da estaca, pode-se escrever:

$$\tan \theta = \frac{d}{\frac{e\sqrt{2}}{2} - \frac{a\sqrt{2}}{4}} \rightarrow \theta = \arctan \left(\frac{d}{\frac{l}{2} - a_p} \right) \quad (3.25)$$

A expressão para cálculo da força no tirante determinada considerando o equilíbrio do polígono de forças da Figura 3.22 é dada por:

Figura 3.22 – Polígono de forças



Fonte: Munhoz (2004)

$$\tan \theta = \frac{\frac{F_d}{4}}{R_{st}} \quad (3.26)$$

Igualando-se as expressões (3.25) e (3.26), a força R_{st} fica definida por:

$$R_{st} = \frac{F_d \sqrt{2} (2l - a_p)}{16d} \quad (3.27)$$

A recomendação dos intervalos de altura útil para os ângulos entre 45° e 55° ficam expressas por:

$$0,707 \left(l - \frac{a_p}{2} \right) \leq d \leq 1,00 \left(l - \frac{a_p}{2} \right) \quad (3.28)$$

Para a tensão de compressão nas bielas de concreto, do polígono de forças, pode-se escrever:

$$\sin \theta = \frac{\frac{F_d}{2}}{R_{cb}} \quad (3.29)$$

E, portanto,

$$R_{cb} = \frac{F_d}{2 \sin \theta} \quad (3.30)$$

As bielas apresentam seções variáveis ao longo da altura do bloco, portanto, é necessário verificar a tensão máxima que está submetida, verificando as seções junto ao pilar e junto à estaca.

Para a tensão de compressão nas bielas junto ao pilar, a relação entre as áreas da seção transversal do pilar (A_p) e da biela na base do pilar ($A_{b,p}$) é definida conforme a Figura 3.21 e Figura 3.22.

$$A_{b,p} = \frac{1}{2} A_p \sin \theta \quad (3.31)$$

A tensão normal na biela junto ao pilar é obtida pela divisão da força na biela pela sua área:

$$\sigma_{c,b} = \frac{R_{cb}}{A_{b,p}} \quad (3.32)$$

Substituindo em (3.32) as expressões (3.30) e (3.31), tem-se:

$$\sigma_{c,b} = \frac{F_d}{A_p \sin^2 \theta} \quad (3.33)$$

Para a tensão de compressão nas bielas junto a estaca, a relação entre as áreas da seção transversal da estaca (A_e) e da biela junto à estaca ($A_{b,e}$) é definida:

$$A_{b,e} = A_e \sin \theta \quad (3.34)$$

A tensão normal na biela junto à estaca é obtida pela divisão da força na biela pela sua área:

$$\sigma_{c,e} = \frac{R_{cb}}{A_{b,e}} \quad (3.35)$$

Substituindo em (3.35) as expressões (3.30) e (3.34), tem-se:

$$\sigma_{cb,e} = \frac{F_d}{4A_e \sin^2 \theta} \quad (3.36)$$

As tensões calculadas nas bielas devem ser inferiores a um valor limite. (FUSCO, 1994)

sugere para a avaliação da segurança das estruturas, no estado limite último de ruptura do concreto, que no plano da seção transversal possa atuar uma tensão de compressão de cálculo de $0,85 f_{cd}$. Este coeficiente de modificação $k_{mod} = 0,85$ ao produto de três outros coeficientes:

$$k_{mod} = k_{mod1} \cdot k_{mod2} \cdot k_{mod3} = 1,2 \times 0,95 \times 0,75 = 0,85 \quad (3.37)$$

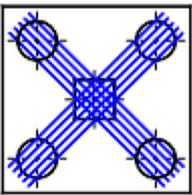
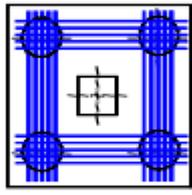
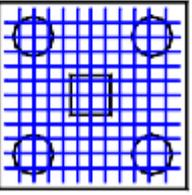
Nessa expressão o valor de $k_{mod1} = 1,2$ leva em conta o acréscimo de resistência do concreto após 28 dias de idade; o coeficiente $k_{mod2} = 0,95$ considera a resistência medida em corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm em relação à resistência do concreto no elemento estrutural; e o coeficiente $k_{mod3} = 0,75$ leva em conta o efeito deletério da ação de longa duração (Efeito Rüsçh). Na consideração da tensão limite na biela, leva-se em conta ainda a forma do bloco:

$$\sigma_{cb,lim} = 0,85 \alpha f_{cd} \quad (3.38)$$

O coeficiente redutor de 0,85 hoje por muitas normas é considerado com base em diversos conceitos, não tendo unanimidade entre esses valores, o mesmo vale para o coeficiente α , que é definido como coeficiente de ajuste entre os resultados numéricos e experimentais.

Os diferentes arranjos de armaduras são definidos na Tabela 3.4. A primeira e a segunda configuração quando adotadas nos blocos, estes podem apresentar fissuração lateral. A disposição de armadura em malha apresenta bom desempenho com relação à fissuração, mas menor eficiência com relação à força de ruína do bloco. O ideal seria usar em conjunto as configurações 2 e 3. As aberturas de fissuras podem ser reduzidas dispondo-se de armaduras em forma de estribos verticais e horizontais.

Tabela 3.4 – Arranjo de armadura para blocos sobre

Armadura	Configuração	Força R_{st}
1) Segundo as diagonais		$\frac{F_d \sqrt{2}(2\ell - a_p)}{16d}$
2) Segundo os lados		$\frac{F_d(2\ell - a_p)}{16d}$
3) Em malha		$\frac{F_d(2\ell - a_p)}{8d}$ em cada direção

(MUNHOZ, 2004)

No estudo de (BLEVOT e FRÉMY, 1967) conclui-se a respeito sobre bloco sobre quatro estacas:

- As rupturas foram complexas, com carregamentos superiores aos indicados pelo cálculo através do método das bielas.
- As disposições da armadura segundo os lados, em cintas, segundo as diagonais, apresentaram sensivelmente a mesma segurança, o que não aconteceu para a armação em malha.
- A armadura, segundo as diagonais, apresentou fissuras laterais excessivas para cargas reduzidas. As armaduras dispostas segundo os lados ou cintas deram origem a fissuras na parte inferior do bloco, mostrando a necessidade de acrescentar, nessa face malha de distribuição. A disposição em cintas e segundo as diagonais apresentou melhor comportamento quanto a fissuração. Em nenhum caso ocorreu ruptura por punção.
- Do ponto de vista da segurança contra a ruptura os sistemas com armadura segundo os lados, segundo as diagonais, misto entre disposta nos lados são considerados substancialmente equivalentes. O sistema com armadura em malha possui carga de ruptura em cerca de 20% inferior aos outros modelos.
- Testes demonstraram que os blocos do tipo com armaduras dispostas apenas ao longo

das diagonais são muito menos favoráveis que as demais, as fissuras nas faces laterais se abrem rapidamente, como pode ser visto com facilidade, não tem armaduras nas proximidades das faces laterais do bloco

- Os blocos com armaduras do tipo ao longo dos quatro lados, e mais ainda as do tipo com aros, são afetadas por fissuras menos significativas nas faces laterais, mas pela ausência de armaduras no centro do bloco, permite um desenvolvimento bastante claro de fissuras na parte inferior a partir de uma determinada carga.
- Parece que essas disposições podem ser melhoradas com a adição de uma armadura de reforço em malha. Essa malha também pode ser levada em consideração nos cálculos, desde que seja atribuída uma eficiência de 80% em comparação com o mesmo peso de reforços dispostos ao longo dos quatro lados do quadrado.

3.6 ESTUDO PARAMÉTRICO

Neste capítulo serão apresentados a justificativa e fundamentação do estudo paramétrico. Por fim, é apresentado o detalhamento dos modelos e parâmetros abordados no estudo.

3.6.1. Fundamentos da parametrização

O estudo paramétrico proposto neste trabalho, busca determinar a influência da utilização de concreto e aço de alta resistência sobre os principais parâmetros da capacidade resistente a ruptura de blocos de fundação rígidos.

Existem diversos estudos recentes realizados a respeito de análises numéricas sobre blocos de concreto sobre duas estacas como os de (NETO, 2022), (SANTOS, 2022), (LUCHESE, 2020), porém com o uso de materiais com altas resistências de concreto e aço.

O mercado da construção civil sido aberto para novas tendências como recentemente o aço de maior resistência tendo resistências de até 700 MPa, sendo mantida suas outras propriedades. Por conta disso observou-se uma lacuna de aplicações desse material com a união com outros usualmente utilizados, como o concreto de resistências tradicionais, como também o de alta resistência.

O estudo da influência dessas aplicações no comportamento de blocos de concreto sobre estacas vê-se como necessária para o uso desses materiais. De acordo com o exposto, no estudo paramétrico proposto, as seguintes variáveis serão investigadas:

- Capacidade de carga última
- Deformação nas armaduras
- Panorama de fissuração e modo de ruptura

3.6.2. Detalhes do estudo paramétrico

Para a realização do estudo paramétrico, a configuração geométrica dos modelos dos blocos é a mesma a do modelo experimental de (SAM e IYER, 1995) com a configuração das armaduras segundo os lados do bloco. Os resultados experimentais obtidos pelo autor do ensaio estão descritos na seção 2.2.3

Para as propriedades dos materiais, determinou-se com base em necessidades de mercado e valores que se assemelhem ao dia a dia do projetista. Para a resistência à compressão média do concreto foi determinados valores de 30 em 30 MPa. Para o cálculo das propriedades e resistências do concreto foi realizado baseado na norma (FIB MODEL CODE, 2010) conforme seção 3.1.1.2.

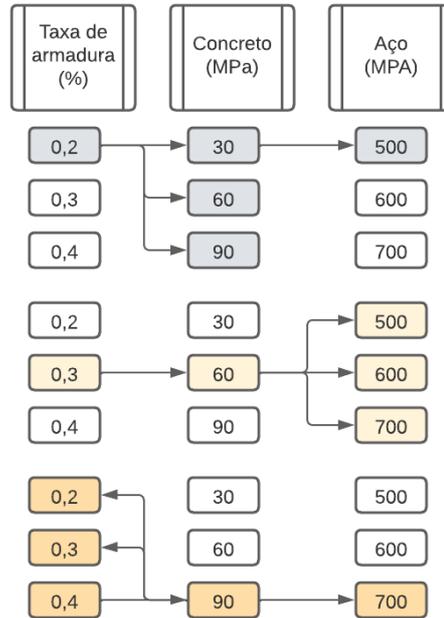
Para a taxa de armadura foi utilizado referencias de armadura mínima normativas segundo a (BUREAU OF INDIAN STANDARDS, 2000) que para blocos de fundação a taxa de armadura mínima é 0,2% da seção de concreto. Para o (ACI, 2019) segue a equação (3.39), que utiliza 0,18% da seção do concreto, sendo ambos valores muito próximos.

$$A_{Smin} = 0.0018. A_g \quad (3.39)$$

Para a classe de resistência do aço foi utilizado com base nos valores de mercado atuais e que estão sendo inseridos recentemente, como o aço de 700 MPa. Como parametrização determinou-se uma faixa de 3 valores que são os mais utilizados.

As variáveis adotadas para a parametrização são mostradas na Figura 3.23 e na Tabela 3.5. Os resultados e discussões do estudo paramétrico é apresentado na seção 5.

Figura 3.23 – Detalhes do estudo paramétrico



Fonte: Autor

Tabela 3.5 – Parametrização dos modelos

Taxa de armadura (%)	Resistência (MPa)	
	Aço	Concreto
0,2	500	30
0,3	600	60
0,4	700	90

Fonte: Autor

4. RESULTADOS

4.1 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO COM O EXPERIMENTAL DE (SAM E IYER, 1995)

A validação da acurácia do modelo numérico foi aferida comparando os resultados das simulações com os resultados de ensaios experimentais realizados por (SAM e IYER, 1995).

O objetivo do experimento foi avaliar o comportamento do bloco de fundação em concreto sobre quatro estacas sujeito a esforço vertical centrado. Na calibração do modelo numérico, buscou-se obter erro menor que 10% entre a capacidade de carga obtida pelos modelos experimentais e pelos modelos numéricos.

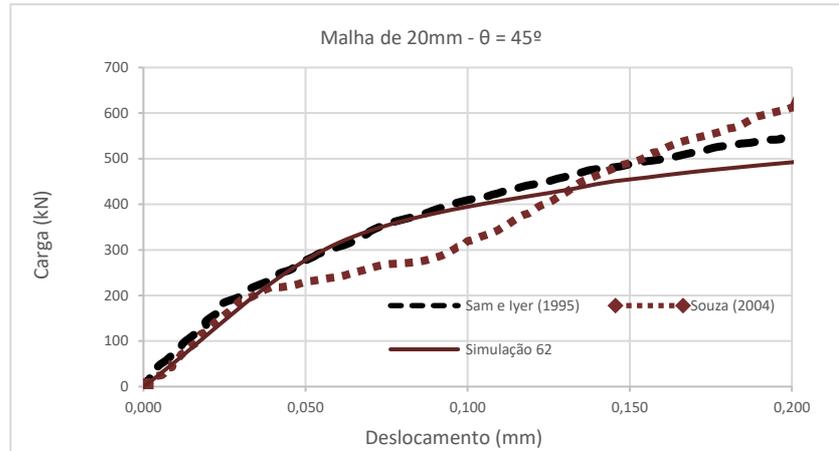
Para a calibração dos modelos numéricos, confrontaram-se informações do ensaio experimental a respeito da curva força-deslocamento do modelo, força-deformação nas armaduras, panorama de fissuração e modo de ruptura.

4.1.1. Curva carga x deslocamento e carga na ruptura

No modelo numérico, a obtenção do deslocamento vertical se deu através de um ponto na face inferior central do bloco, como medido no experimental. A Figura 4.1 apresenta a curva de carga x deslocamento do modelo numérico com os parâmetros determinados para as parametrizações juntamente com o experimental de (SAM e IYER, 1995).

Nota-se que o modelo numérico apresentou rigidez semelhante ao experimental. A diferença de rigidez entre os modelos pode ser explicada por um problema de interface, que simulam o contato entre os elementos, (BUTTIGNOL e ALMEIDA, 2012), e também por três motivos principais observados por (DELALIBERA, 2006), quais sejam, a acomodação dos protótipos no início do ensaio, a suposição de aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto nos modelos numéricos, e, a ligação perfeita entre o bloco e as estacas.

Figura 4.1 - Curva carga x deslocamento do modelo numérico

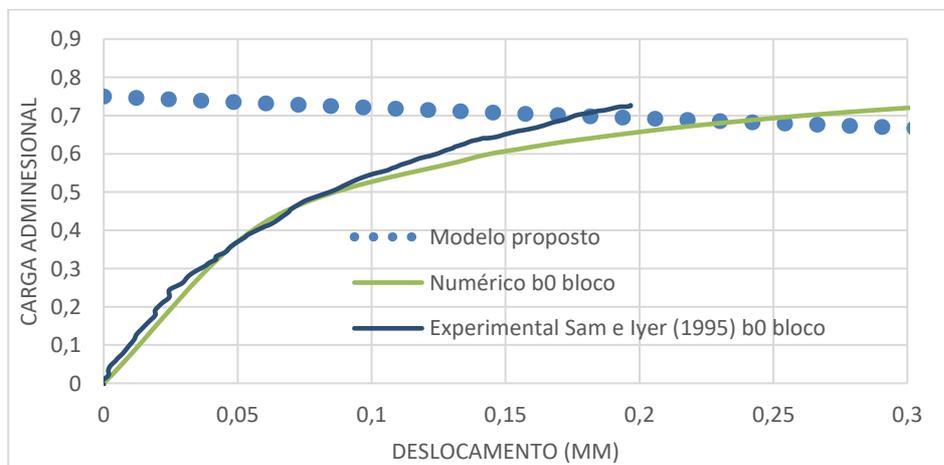


Fonte: Autor

A partir desse ponto foi utilizado como ponto de interrupção dos resultados numéricos o ponto de ruptura obtido do critério de falha do modelo proposto, o qual está descrito na seção 3.4.2. A Figura 4.2 traz a aplicação desse critério de falha para o modelo numérico validado na curva carga x deslocamento no instante de ruptura do bloco, e também obtida no trabalho de (SAM e IYER, 1995).

Para o modelo validado a carga obtida no momento da parada da simulação foi de 510 kN para um deslocamento de 0,23 mm na ruptura, sendo ambos valores com boa aproximação. O modelo proposto sugere o cruzamento entre a curva do modelo numérico e a linha de falha, com isso foram obtidas diferenças de 19,04% em relação a carga e 15% em relação ao deslocamento.

Figura 4.2 - Curva carga x deslocamento do modelo experimental



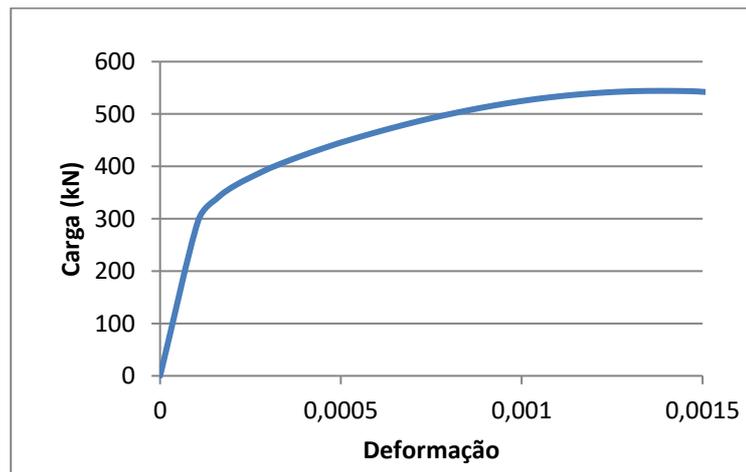
Fonte: Autor

4.1.2. Curva carga x deformação nas armaduras

Nos modelos numéricos, as deformações nas armaduras foram obtidas com o auxílio de pontos localizados em pontos equivalentes ao experimental, sendo no centro do tirante na face inferior do centro do bloco.

A Figura 4.3 apresenta o gráfico força-deformação do tirante principal no instante de ruptura do bloco. Observa-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força de 315,29 kN, instante onde a primeira fissura visível ocorreu na região inferior do bloco. A Tabela 4.1 traz os resultados de carga de fissuração e de carga última comparados com a referência utilizada na validação deste trabalho, visto que obteve boa representação da rigidez as cargas últimas e de fissuração foram muitos próximos as obtidas por (SAM e IYER, 1995).

Figura 4.3 - Força-deformação no tirante



Fonte: Autor

Tabela 4.1 – Resultados experimentais e numéricos para o caso estudado

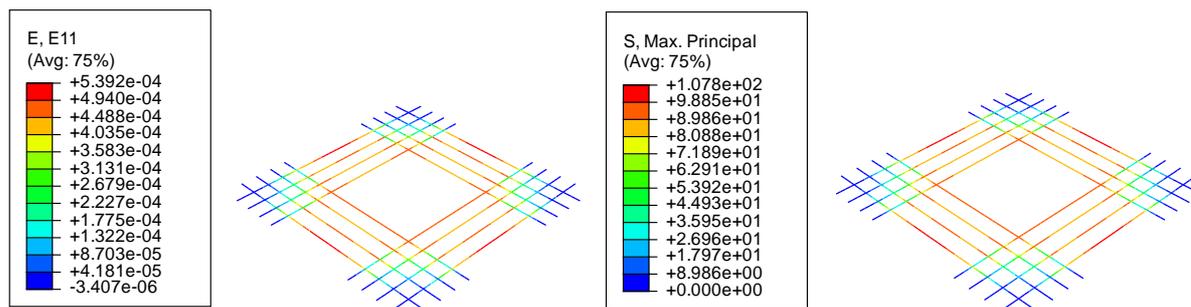
CASO B	Carga de fissuração (kN)	Carga de ruína (kN)
Experimental de Sam, Iyer (1995)	350	630
Numérico de Sam, Iyer (1995)	200	560
Presente estudo	315,29	510

Fonte: Autor

A Figura 4.4 traz as deformações e as tensões nos tirantes do bloco do experimento de (SAM e IYER, 1995) validado numericamente no instante de ruptura obtido pelo critério de falha do modelo proposto. É possível analisar que a máxima deformação no tirante foi de

$5,392 \times 10^{-04}$, valor muito próximo ao obtido por (SAM e IYER, 1995) de em torno de 6×10^{-04} e que corresponde a obtido por (SOUZA, 2004) de $6,7 \times 10^{-04}$. Na ruína a máxima tensão desenvolvida nas armaduras foi de 107,8 MPa, o que é muito próxima a obtida por (SOUZA, 2004) de 136 MPa, indicando um valor muito abaixo do limite de 300 MPa definido para o escoamento.

Figura 4.4 – Deformações e tensões nos tirantes



Fonte: Autor

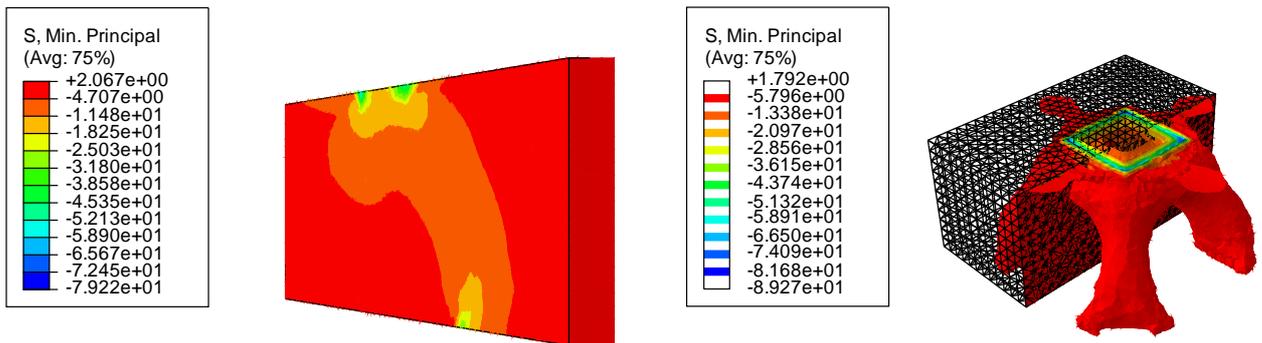
4.1.3. Panorama de fissuração e modo de ruptura

No instante de força última numérica a partir do ponto obtido pelo critério de falha, as bielas de compressão no interior do bloco são ilustradas na Figura 4.5. Tendo comportamento de bloco rígido, as forças foram transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas.

Observa-se uma formação de biela a partir do ponto de aplicação da carga. A tensão de compressão ao longo da biela atingiu valores entre 11,48 e 18,25 MPa. Já nos encontros pilar-bloco e bloco-estaca, as tensões principais mínimas alcançaram valores na ordem de 25,03 MPa.

Os valores das tensões obtidas foram de $1,31 f_c$. Os valores obtidos são inferiores aos do trabalho de (SAM e IYER, 1995) de $1,8 f_c$. Os valores obtidos se aproximam dos obtidos por (BLEVOT e FRÉMY, 1967) de $1,5 f_c$.

Figura 4.5 - Bielias de compressão no interior do bloco



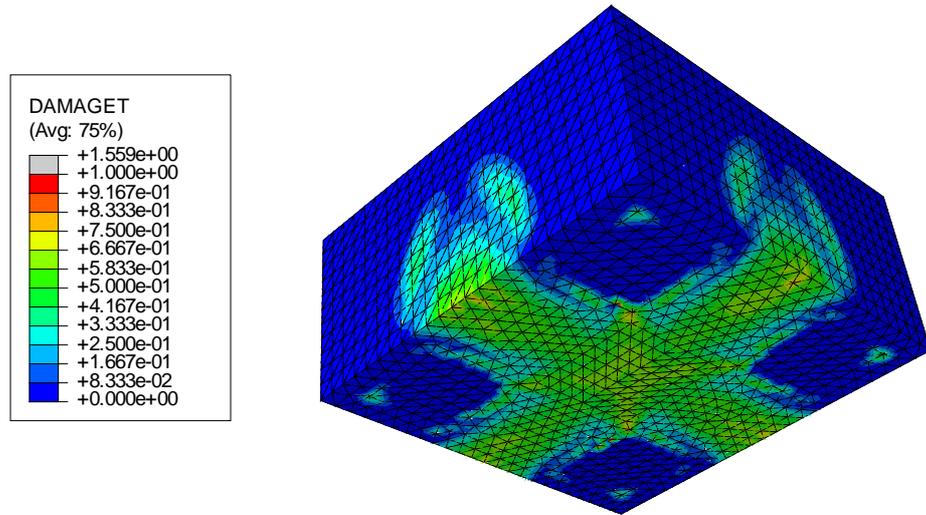
Fonte: Autor

A Figura 4.6 traz o panorama de fissuração na ruptura a partir do ponto do critério de falha, onde é visível que para um problema de pequenos deslocamentos a danificação na ruptura ocorre de forma frágil.

A evolução do dano a tração no concreto inicia no centro inferior do bloco e ocorre no meio entre as estacas para todas as direções, em formato de cruz entre as estacas. Esse fenômeno de desenvolvimento de tensões transversais de tração entre as estacas representa a rigidez do apoio representado pelas estacas que absorvem a carga para si, fazendo que o concreto tenda a ser arrancado para cada um dos lados, causando fissuras entre os apoios, causando o panorama de fissuração obtido. Esse comportamento é descrito também nos ensaios de (BLEVOT e FRÉMY, 1967) onde indicam uma armadura em malha para controle de fissuração, onde com isso o formato da ruptura tende a ser diferente partindo das estacas.

Segundo relatado por (SAM e IYER, 1995) a ruína dos blocos se deu por punção, porém acredita-se que a ruptura foi causada pelo desenvolvimento das tensões transversais de tração, como exposto no trecho anterior e também relatado por (SOUZA, 2004). Acredita-se que estes fatos confirmam a hipótese levantada de que os blocos não romperam por punção como atestam os pesquisadores indianos. Apenas a forma de colapso é semelhante, mas não o mecanismo, que conforme relatado parece se assemelhar ao de um bloco parcialmente carregado.

Figura 4.6 - Panorama de fissuração no momento da ruptura do bloco experimental



Fonte: Autor

5. ANÁLISE PARAMÉTRICA

5.1 INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS

Para melhor compreender a influência da variação da resistência à compressão do concreto, a resistência à tração do aço e a taxa de armadura nos modelos de blocos de concreto sobre quatro estacas com esforço vertical centrado apresentado anteriormente, optou-se pela realização de uma análise paramétrica considerando três valores de resistência e taxa para cada modelo.

Nesse estudo foram analisadas a curva carga x deslocamento, carga x deformação na armadura e o panorama de fissuração para cada modelo. Também foi utilizado um modelo de falha como critério de parada da simulação, juntamente com o modelo analítico proposto por (BLEVOT e FRÉMY, 1967), sendo comparados os valores entre si.

Em todos os resultados obtidos da análise paramétrica, utilizou-se o momento de ruptura máxima obtido pelo critério de falha do modelo proposto do bloco do ensaio experimental feito por (SAM e IYER, 1995), e que foi validado numericamente conforme seção 4.1.

Dessa forma, a Tabela 5.1 traz os 9 modelos estudados e suas nomenclaturas.

Tabela 5.1 – Modelos estudados

Modelo	Taxa de armadura (% A_c)	Resistência do concreto f_{cm} (Mpa)	Resistência do aço f_y (MPa)
1	0,20	<u>30,00</u>	500,00
2	0,20	<u>60,00</u>	500,00
3	0,20	<u>90,00</u>	500,00
4	0,30	60,00	<u>500,00</u>
5	0,30	60,00	<u>600,00</u>
6	0,30	60,00	<u>700,00</u>
7	<u>0,20</u>	90,00	700,00
8	<u>0,30</u>	90,00	700,00
9	<u>0,40</u>	90,00	700,00

Fonte: Autor

5.1.1. Resistência à compressão do concreto

Na Tabela 5.2, tem-se os valores de carga e deslocamento obtidos pela simulação numérica e as cargas obtidas pelo cálculo analítico

Tabela 5.2 – Carga (kN) e deslocamento (mm) obtidos nos modelos 1, 2 e 3 pelo modelo numérico e formulação analítica de (BLEVOT e FRÉMY, 1967)

Carga do Modelo proposto	Deslocamento do Modelo proposto	Carga de escoamento do tirante	Carga de ruína das escoras (pilar)	Carga de ruína das escoras (estacas)
638,69	0,22	706,50	343,08	686,37
902,45	0,15	706,50	810,92	1622,32
1137,58	0,14	706,50	1278,75	2558,28

Fonte: Autor

Analisando as cargas obtidas pela simulação numérica, é possível perceber que ao se aumentar a resistência à compressão do concreto de 30 para 60 MPa, a carga máxima obtida é 29,23% maior, e quando se aumenta para 90 MPa, o aumento é de 43,85%. Para o cálculo analítico o aumento na capacidade de carga elevando a resistência de 30 para 60 MPa é de 57,69%, e quando se aumenta para 90 MPa, o aumento é de 73,17%.

Isso ocorre devido a blocos de comportamento rígido romperem por compressão das bielas, logo com o aumento da resistência à compressão faz com que o bloco se torne mais rígido e também suporte maiores cargas, principalmente nas ligações pilar-bloco e bloco-estaca.

Percebe-se que, o analítico consegue capturar com a favor da segurança para o concreto de 30 MPa, porém para o caso do concreto de 60 MPa a carga de ruína do modelo proposto se assemelha a obtida analiticamente, mas é limitado pelo escoamento do tirante, o que como visto não estava nem próximo de ocorrer, sendo essa consideração antieconômica. Para o concreto de 90 MPa a carga de ruína analítica no nó do pilar foi maior que a obtida na simulação, porém limitada pelo escoamento, sendo a favor da segurança.

O ponto obtido pelo critério de falha analítico do modelo proposto como ponto de parada da simulação numérica conseguiu capturar um deslocamento representativo para uma capacidade de carga a favor da segurança em 23,52% e um deslocamento 15% superior em comparação ao modelo experimental de referência de (SAM e IYER, 1995).

Percebe-se que há uma concordância entre os ganhos numéricos e analíticos, sendo os ganhos a partir do modelo analítico um pouco maiores de uma faixa de resistência para outra,

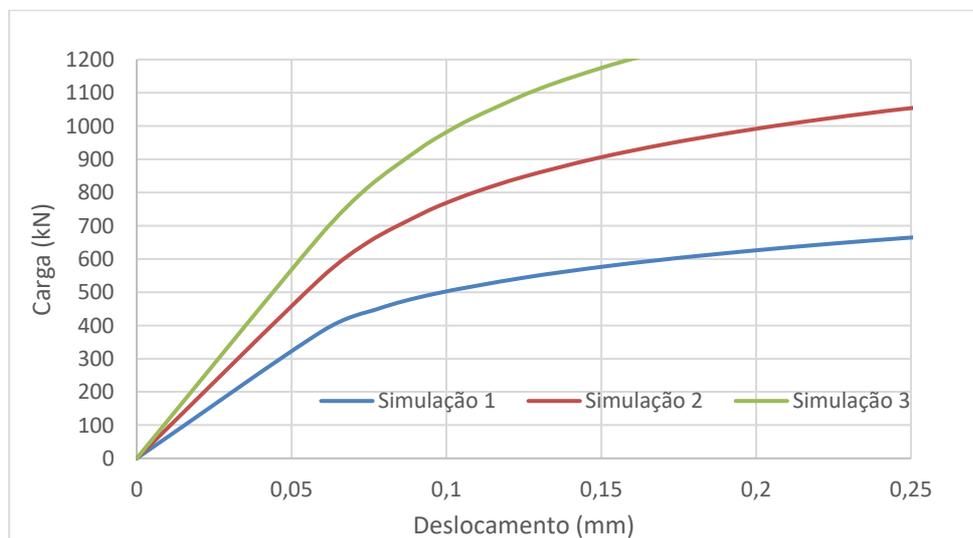
como também a diferença entre elas. Observa-se que ocorre aumento da capacidade de carga do bloco de maneira não uniforme com o aumento da resistência à compressão do concreto, sendo menor quanto maior a faixa de resistência adotada.

A variação do deslocamento máximo na ruptura no centro inferior do bloco para o aumento da resistência de 30 para 60 MPa, houve redução de 45,14% do valor, e para o uso do concreto em 90 MPa a redução é de 56,37%. Observa-se que ocorre aumento da rigidez do bloco de maneira não uniforme conforme o aumento de resistência do concreto.

Na Figura 5.1 tem-se as curvas carga-deslocamento, onde a força máxima registrada na condição de força última do concreto são 638,69 kN, 902,45 kN e 1137,58 kN para os modelos 1, 2 e 3. A Figura 5.2 traz ilustrada a aplicação do modelo proposto, onde é considerado a ruptura do modelo no ponto de intersecção entre as curvas.

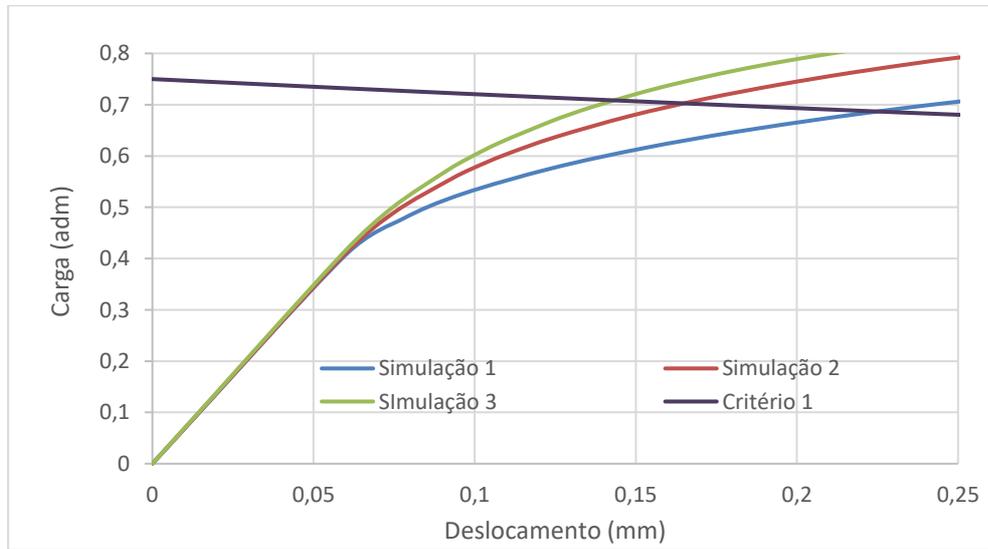
Nota-se um grande aumento da rigidez com o aumento da resistência à compressão concreto, comportamento esse que resultou em uma redução também no deslocamento máximo no centro do bloco na ruptura e um aumento na capacidade de carga. Esse aumento exponencial da rigidez torna como consequência a ruptura ainda mais frágil, fazendo que a armadura seja menos solicitada.

Figura 5.1 - Carga x Deslocamento dos modelos 1, 2 e 3



Fonte: Autor

Figura 5.2 – Carga e deslocamento obtidos pelo modelo proposto para os modelos 1, 2 e 3.

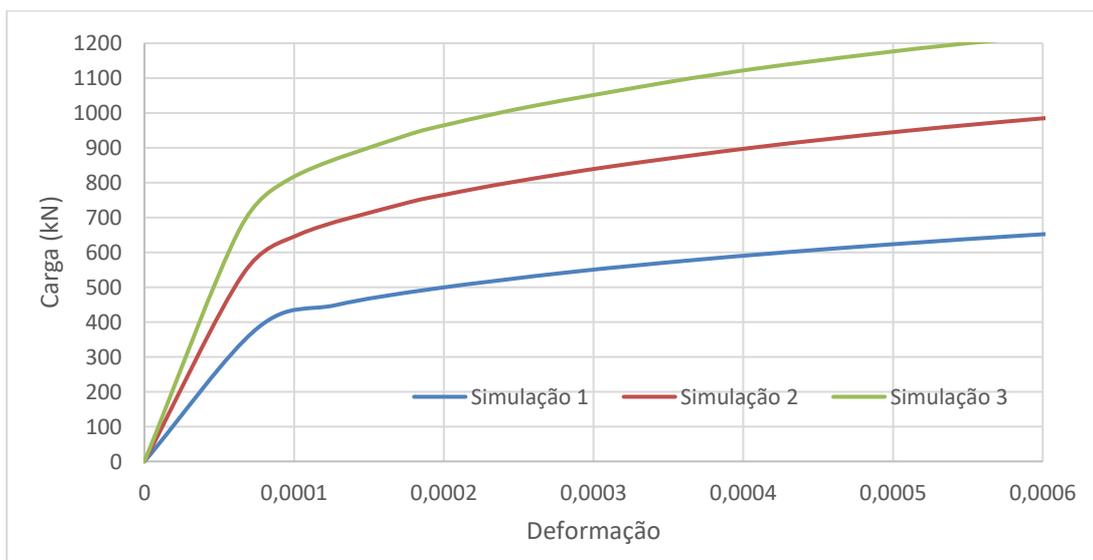


Fonte: Autor

A Figura 5.3 tem-se as curvas carga-deformação nos tirantes principais dos blocos 1, 2 e 3 e a Tabela 5.3 traz a deformação dos tirantes no momento da ruptura do bloco.

Na curva carga-deformação são observadas as cargas das fissuras iniciais dos modelos, indicando a perda inicial da rigidez. As cargas da primeira fissura foram de 382,60 kN, 536,76 kN e 663,62 kN para os blocos 1, 2 e 3 respectivamente.

Figura 5.3 - Carga x Deformação na armadura dos modelos 1, 2 e 3



Fonte: Autor

Tabela 5.3 – Carga de ruptura dos blocos e deformação correspondente nos tirantes dos blocos 1, 2 e 3.

Modelo proposto	Deformação no tirante
638,69	0,0006
902,45	0,0004
1137,58	0,0004

Fonte: Autor

A Figura 5.4 e Figura 5.5 traz a resposta das deformações e tensões de tração nos tirantes, respectivamente. É possível observar que, conforme o aumento da resistência à compressão do concreto a capacidade de carga a ruptura é aumentada, devido a fixação dos demais parâmetros de taxa de armadura e tensão de escoamento do aço há variações nas tensões e deformações dos tirantes, tendo o mesmo padrão para ambos a tensão e a deformação, sendo as regiões mais tensionadas, também sendo as que ocorreram as maiores deformações.

Segundo o experimental de (SAM e IYER, 1995) as deformações nas armaduras do centro e próximo aos apoios são diferentes, porém com o aumento do carregamento essa diferença se torna menor, e são próximas no momento da ruptura, quanto mais carga é aplicada às deformações do centro e próximas aos apoios se tornam mais próximas, indicando que as forças suportadas pelo concreto são transferidas para as armaduras nos estágios finais de carregamento.

Segundo os resultados obtidos da simulação numérica do trabalho o comportamento obtido por (SAM e IYER, 1995) se comprova quando a intensidade do carregamento é semelhante à de ruptura do tirante, fazendo com que ele seja mais solicitado, com isso absorvendo os esforços do centro e se tornando constante ao longo do comprimento do tirante.

Dessa forma, ao se aumentar a resistência à compressão do concreto, observa-se na Figura 5.5 que o concreto transfere os esforços quando se está mais próximo de sua ruptura, vendo que em nenhuma das situações a deformação ou tensão do aço é atingida, é visto que quanto maior a resistência do concreto, a deformação no aço é transferida posteriormente, concentrando na região central e não chegando próximo aos apoios, como acontece com mais facilidade como observado no caso para o concreto de 30 MPa.

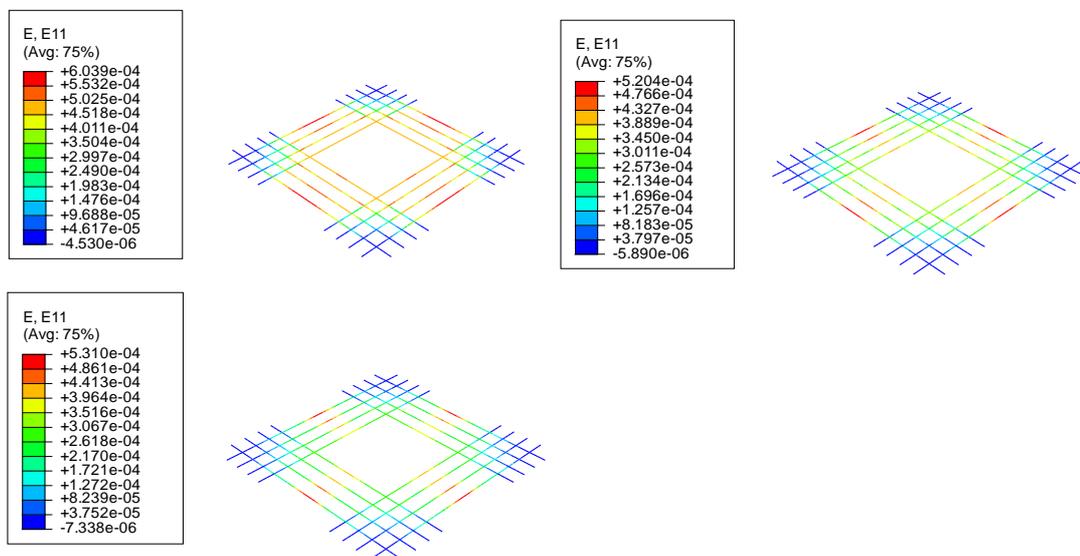
Logo, foi possível observar que, com o aumento da resistência à compressão do concreto, as tensões e deformações nas armaduras são menos uniformes, se concentrando no centro, região onde se inicia a propagação das tensões, esse fenômeno ocorre com mais intensidade quanto maior a resistência à compressão do concreto, evidenciando que, para

concretos de resistências menores a compressão, o tirante é mais solicitado, o que não necessariamente ocorre em um aumento de tensão significativa, mas sim no mecanismo de distribuição dos esforços do concreto para o aço. Isso também pode ser relacionado com os estágios de carregamento, sendo para os estágios iniciais ou baixas cargas as tensões e deformações se concentram no centro do tirante e para estágios finais de carregamento, as tensões e deformações nos tirantes se tornam mais uniformes.

A deformação máxima no tirante obtida para segue a mesma tendência dos ensaios experimentais com baixa deformação, bem distante do escoamento. Também é possível observar que quanto menor a resistência à compressão do concreto, maiores deformações e tensões são transferidas para o tirante, de maneira mais uniforme, tendo para maiores resistências do concreto menores deformações e tensões, sendo concentradas no centro.

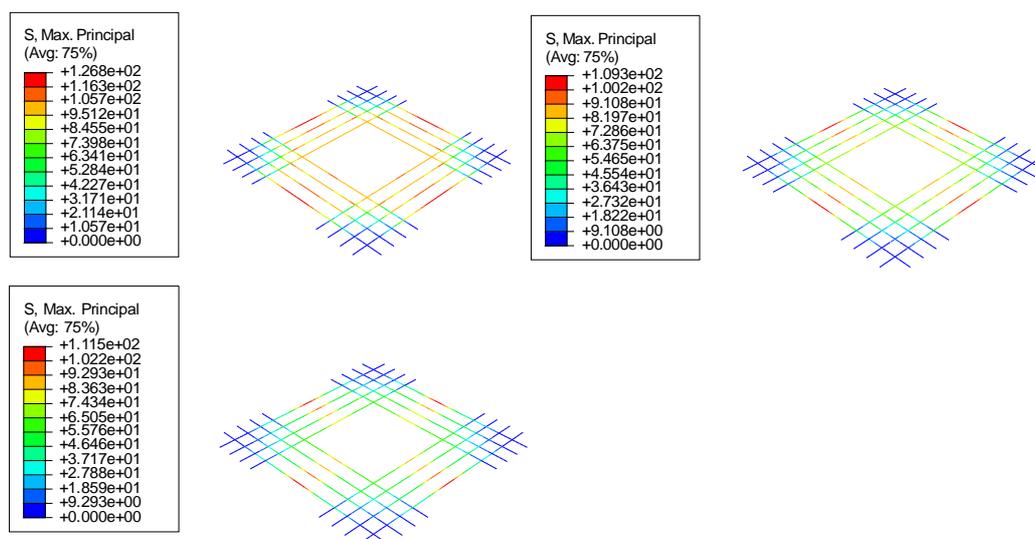
Na ruína, as máximas tensões obtidas no tirante foram todas muito abaixo do valor limite de 500 MPa definido para o escoamento, indicando que o comportamento rígido esperado do bloco foi atingido.

Figura 5.4 - Deformação nos tirantes dos modelos 1, 2 e 3



Fonte: Autor

Figura 5.5 - Tensão de tração nos tirantes dos modelos 1, 2 e 3



Fonte: Autor

No instante de força última, as bielas de compressão são ilustradas na Figura 5.6 e Figura 5.7. Em ambos o caso se observou a formação da biela a partir do encontro pilar-bloco. A tensão principal mínima ao longo da biela do modelo 1 atingiu valores de até 25,77 MPa e nas ligações pilar-bloco e estaca-bloco valores de ordem superior a resistência de compressão do bloco. A tensão mínima ao longo da biela do modelo 2 atingiu valores de até 36,6 MPa e nas ligações pilar-bloco e estaca-bloco valores de ordem superior a resistência de compressão do bloco. A tensão principal mínima ao longo da biela do modelo 3 atingiu valores de até 54,05 MPa e nas ligações pilar-bloco e estaca-bloco valores de ordem superior a resistência de compressão do bloco.

Para os blocos 1 e 2 com resistência de 30 e 60 MPa tem-se o plano de ruptura definido pela tensão de compressão ao obter a resistência de compressão do bloco, se assemelhando aos valores de limite inferior de $1,1 f_c$ descritos também por (ADEBAR, KUCHMA e COLLINS, 1990). Para o modelo 3 com o concreto de 90 MPa tem-se no ponto de falha do modelo proposto valores na ordem de $0,85 f_c$, evidenciando ser um problema complexo de um estado triaxial de tensões, onde o concreto não necessariamente precise atingir o limite a compressão em uma das direções, mas os três combinados atingirem a superfície de ruptura, evidenciando ser um problema de múltiplas tensões, principalmente para o concreto de alta resistência.

Devido ao uso de um concreto de alta resistência, é possível observar que a resposta do bloco se torna muito rígida e sua ruptura mais frágil que para faixas menores, isso implica também na formação das bielas, como visto na Figura 5.6, que ilustra o tamanho das bielas. Esse comportamento torna frágil a resposta do material, tornando as bielas de concreto menores,

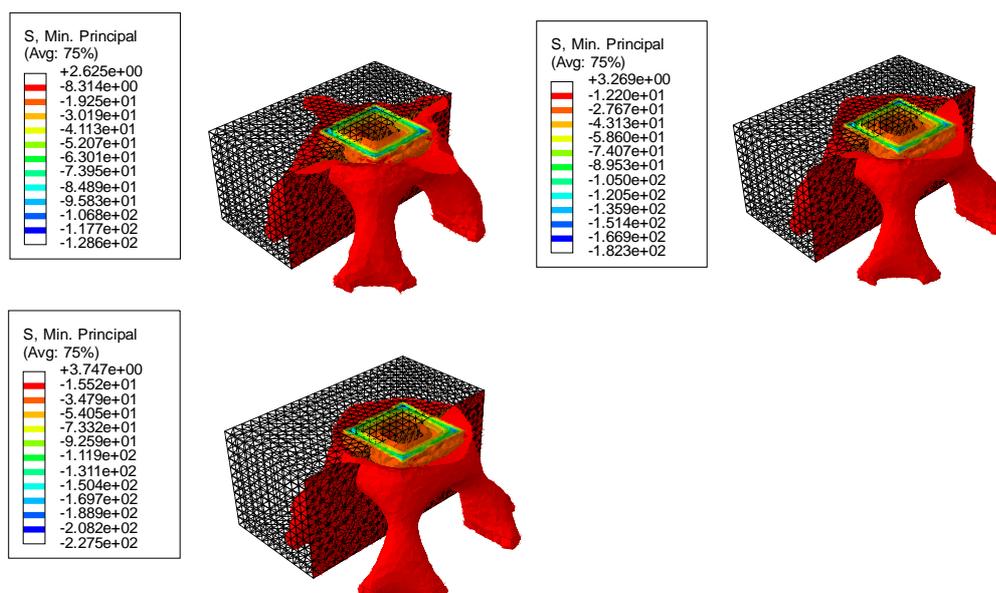
esmagando com maior facilidade e reduzindo a deformação do bloco, apesar do aumento da capacidade de carga.

Nota-se que existe uma concentração de tensões nas interfaces pilar/bloco e bloco/estaca que caracterizam a formação das regiões nodais superior e inferior, respectivamente. Na região da meia altura do bloco, nota-se que as tensões das bielas sofrem uma dispersão no sentido longitudinal do modelo, apresentando um formato de garrafa, característico de modelos de bielas e tirantes.

De acordo com o exposto, observa-se que os blocos romperam muito antes do escoamento das armaduras, como constatado também por (MIGUEL, 2000) que concluiu que todos os modelos romperam por fendilhamento das bielas de compressão, em função da expansão do fluxo de tensões na mesma, acompanhado do escoamento das barras das armaduras.

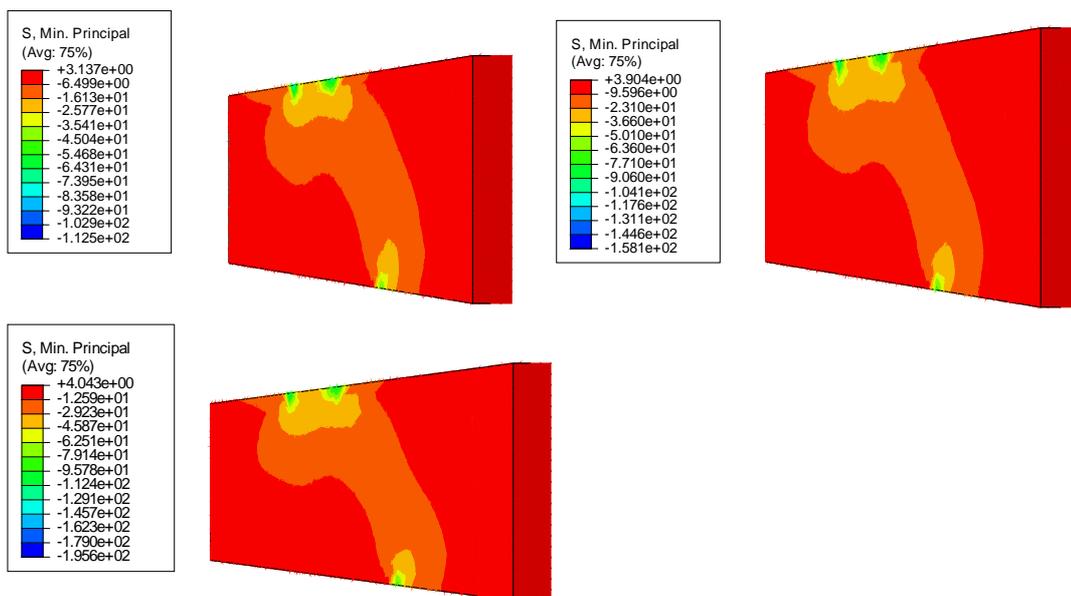
A distribuição de tensões na região das estacas é possível perceber que as tensões se concentram na face superior e em uma pequena região na face lateral interna. A distribuição das tensões na região do pilar é possível perceber que ocorre uma expansão das bielas no sentido longitudinal, a distribuição homogênea e uniforme de tensões se prolongam. Essas tensões transferem os esforços para as estacas, sendo a parte interna mais carregada, não sendo uniforme.

Figura 5.6 - Bielas de compressão dos blocos dos modelos 1, 2 e 3



Fonte: Autor

Figura 5.7 - Bielas de compressão dos blocos dos modelos 1, 2 e 3



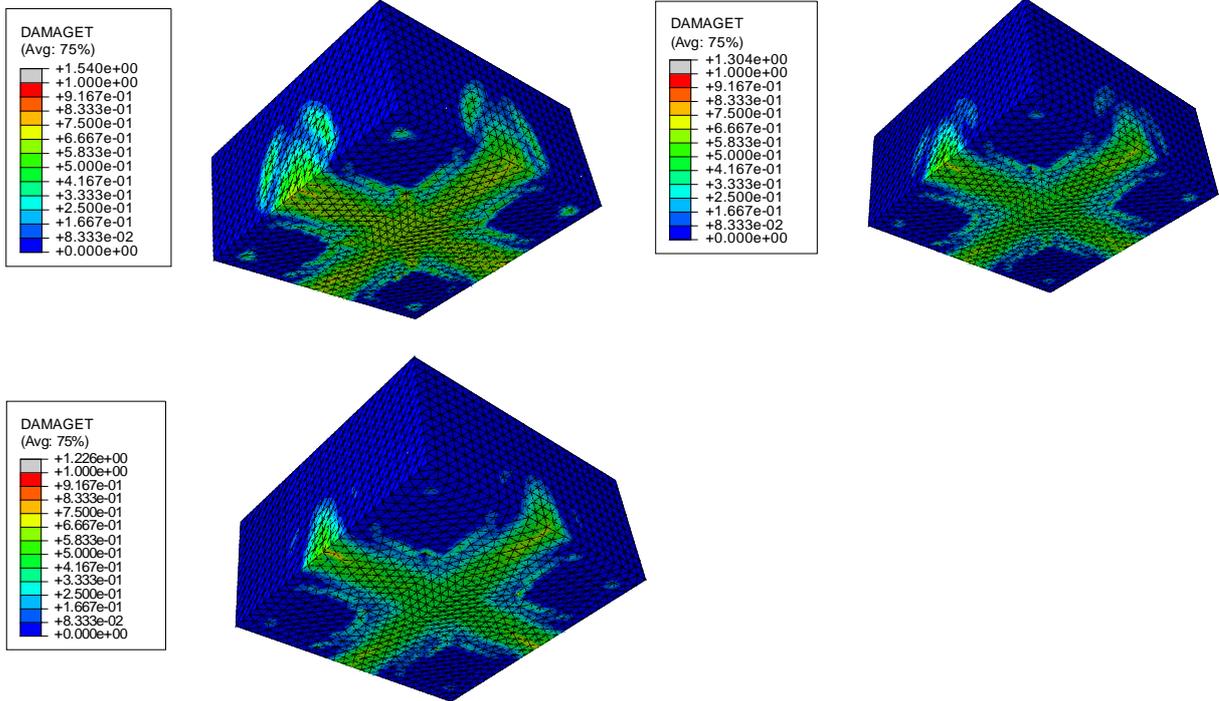
Fonte: Autor

O panorama de fissuração obtidos nos modelos 1, 2 e 3 está contido na Figura 5.8. É possível perceber que a evolução do dano a tração no concreto se dá no meio entre as estacas para todas as situações.

Esse fenômeno de desenvolvimento de tensões transversais de tração entre as estacas representa a rigidez do apoio representado pelas estacas que absorvem a carga para si, fazendo que o concreto tenha uma tendência de ser arrancado para cada um dos lados, causando fissuras entre os apoios, causando o panorama de fissuração obtido. O comportamento da fissuração obtido foi o esperado, sendo semelhante ao obtido no trabalho de (SAM e IYER, 1995) e que corresponde também ao ensaio de (BLEVOT e FRÉMY, 1967).

Segundo relatado por (SAM e IYER, 1995) a ruína dos blocos se deu por punção, porém acredita-se que a ruptura foi causada pelo desenvolvimento das tensões transversais de tração, como exposto no trecho anterior e também relatado por (SOUZA, 2004). Acredita-se que estes fatos confirmam a hipótese levantada de que os blocos não romperam por punção como atestam os pesquisadores indianos, sendo apenas a forma de colapso é semelhante, mas não o mecanismo. Também segundo constatado por (BLEVOT e FRÉMY, 1967) em seus estudos que, respeitando os limites recomendados para o ângulo de inclinação das bielas não há risco de ruína por punção.

Figura 5.8 - Dano a tração nos blocos dos modelos 1, 2 e 3



Fonte: Autor

5.1.2. Resistência à tração do aço

Na Tabela 5.4 tem-se os valores de carga e deslocamento obtidos pela simulação numérica e as cargas obtidas pelo cálculo analítico.

Tabela 5.4 – Carga (kN) e deslocamento (mm) obtidos nos modelos 4, 5 e 6 pelo modelo numérico e formulação analítica de (BLEVOT e FRÉMY, 1967)

Carga do Modelo proposto	Deslocamento do Modelo proposto	Carga de escoamento do tirante	Carga de ruína das escoras (pilar)	Carga de ruína das escoras (estacas)
944,67	0,16	1109,20	810,92	1622,32
943,24	0,16	1331,04	810,92	1622,32
944,67	0,16	1552,88	810,92	1622,32

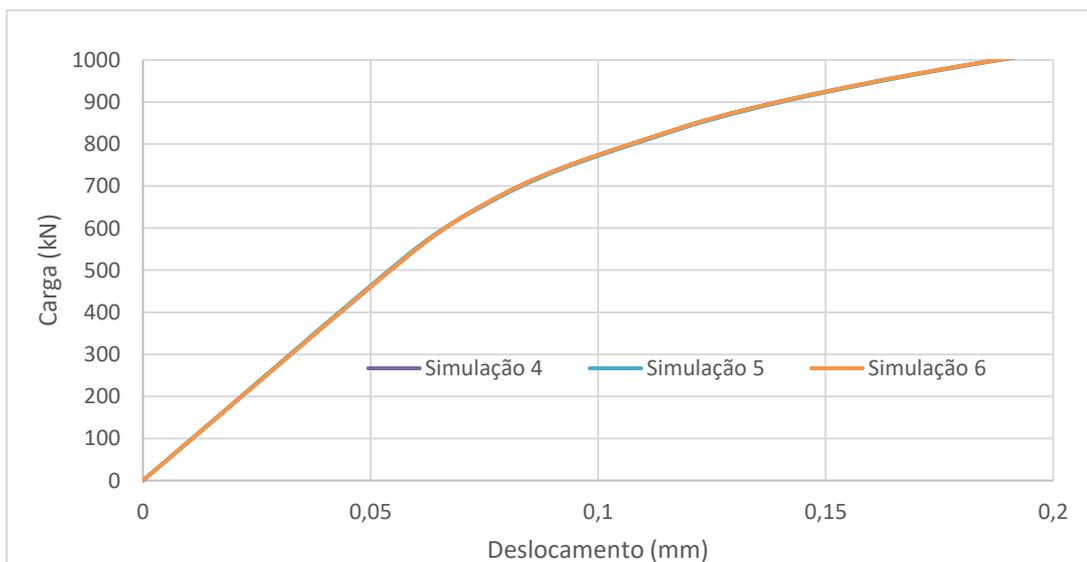
Fonte: Autor

Analisando as cargas obtidas pela simulação numérica, é possível perceber que ao se aumentar a resistência à tração de escoamento do aço de 500 para 600 MPa, a carga máxima obtida é a mesma, não tendo variação no comportamento, e o aumento da resistência para 700 MPa também não causa variação. O cálculo analítico consegue capturar essa variação, sendo para as regiões nodais mantidos os valores para a carga de escoamento do tirante se elevado consideravelmente. Esse comportamento como visto a partir das simulações, não há ganho estrutural para o bloco, se realizada de forma isolada. Em relação a carga, o cálculo analítico consegue prever boa aproximação a carga de ruína do nó do pilar.

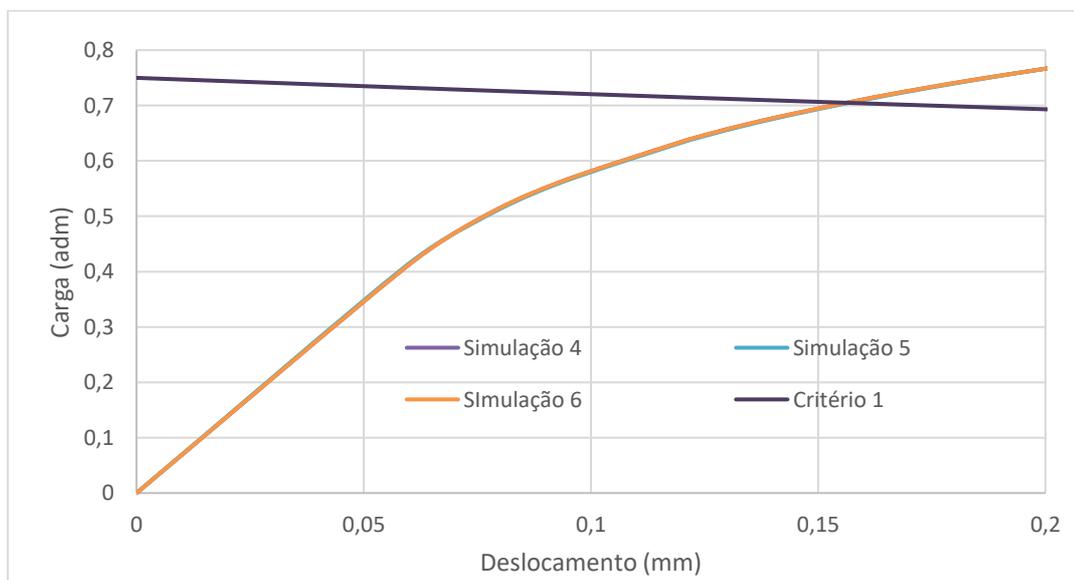
A variação do deslocamento máximo na ruptura no centro inferior do bloco para o aumento da resistência à tração de escoamento do aço não foi identificada nas simulações.

Na Figura 5.9 tem-se as curvas carga-deslocamento, onde a força máxima registrada na condição de força última do concreto é praticamente igual para todos os 3 casos, sendo de 944,67 kN. A Figura 5.10 traz ilustrada a aplicação do modelo proposto como critério de parada da simulação.

Nota-se que a rigidez do modelo não é impactada pela variação da tensão do aço, como visto anteriormente, não houve influência na variação desse parâmetro no comportamento do bloco.

Figura 5.9 - Carga x Deslocamento dos modelos 4, 5 e 6

Fonte: Autor

Figura 5.10 – Carga e deslocamento obtidos pelo modelo proposto para os modelos 4, 5 e 6.

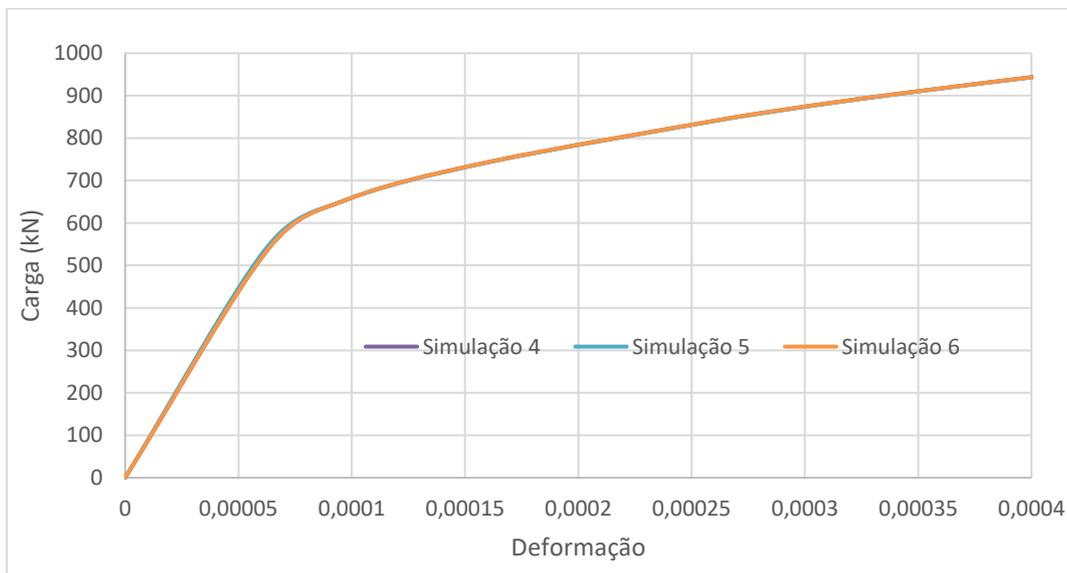
Fonte: Autor

A Figura 5.11 tem-se as curvas carga-deformação nos tirantes principais dos blocos 4, 5 e 6 e a Tabela 5.5 traz as deformações nos tirantes no momento de ruptura do bloco.

Na curva carga-deformação são observadas as cargas das fissuras iniciais dos modelos, indicando a perda inicial da rigidez. As cargas da primeira fissura foram de 538,63 kN, 540,35 kN e 538,63 kN para os blocos 4, 5 e 6 respectivamente. É observado que, ocorre a mesma

tendência de baixas deformações, distantes da deformação de escoamento.

Figura 5.11 - Carga x Deformação na armadura dos modelos 4, 5 e 6



Fonte: Autor

Tabela 5.5 – Carga de ruptura dos blocos e deformação correspondente nos tirantes dos blocos 4, 5 e 6.

Modelo proposto	Deformação no tirante
944,67	0,0004
943,24	0,0004
944,67	0,0004

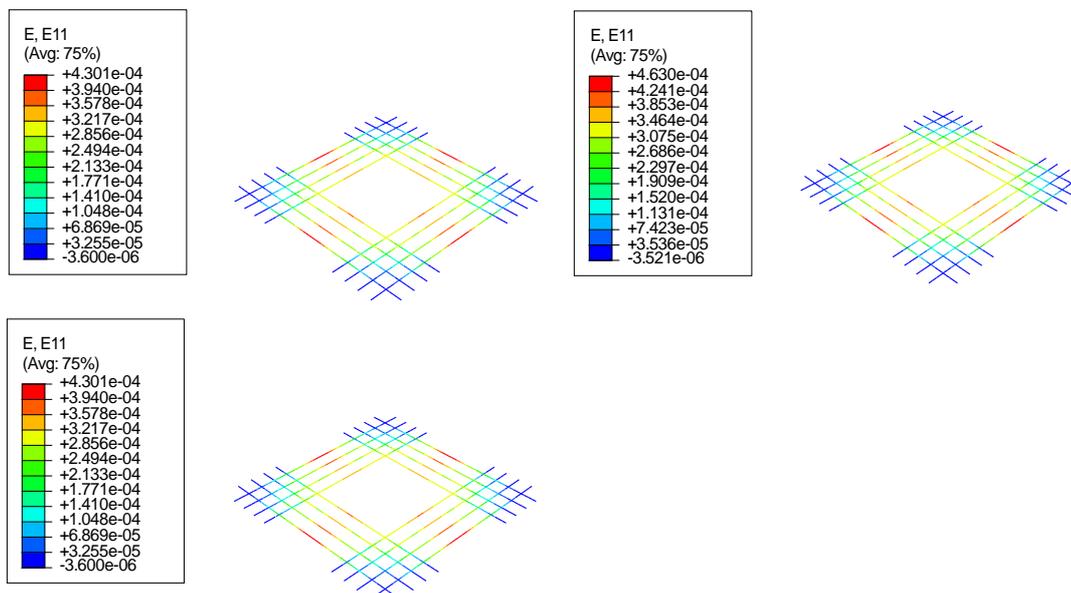
Fonte: Autor

A Figura 5.12 e Figura 5.13 traz a resposta das deformações e tensões de tração nos tirantes, respectivamente. É possível observar que, conforme o aumento da resistência à tração do aço não há alteração em relação a carga e deslocamento.

As deformações e tensões nos tirantes se mantiveram praticamente iguais para os modelos e também para seus comportamentos. Houve maiores intensidades no centro dos tirantes, os quais vão se tornando constantes ao longo do comprimento da barra para os estágios finais de carregamento, não se tornando constante, mas os valores se aproximando.

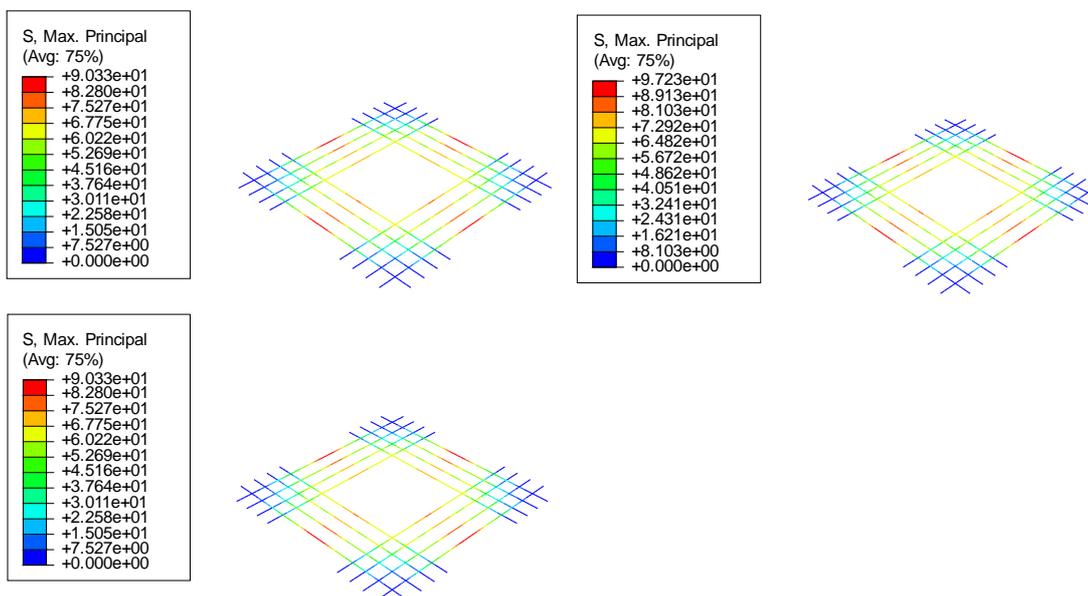
Na ruína, as máximas tensões obtidas no tirante foram todas muito abaixo do valor limite das variações estabelecidas, indicando que o comportamento rígido esperado do bloco foi atingido.

Figura 5.12 - Deformação nos tirantes dos modelos 4, 5 e 6.



Fonte: Autor

Figura 5.13 - Tensão de tração nos tirantes dos modelos 4, 5 e 6



Fonte: Autor

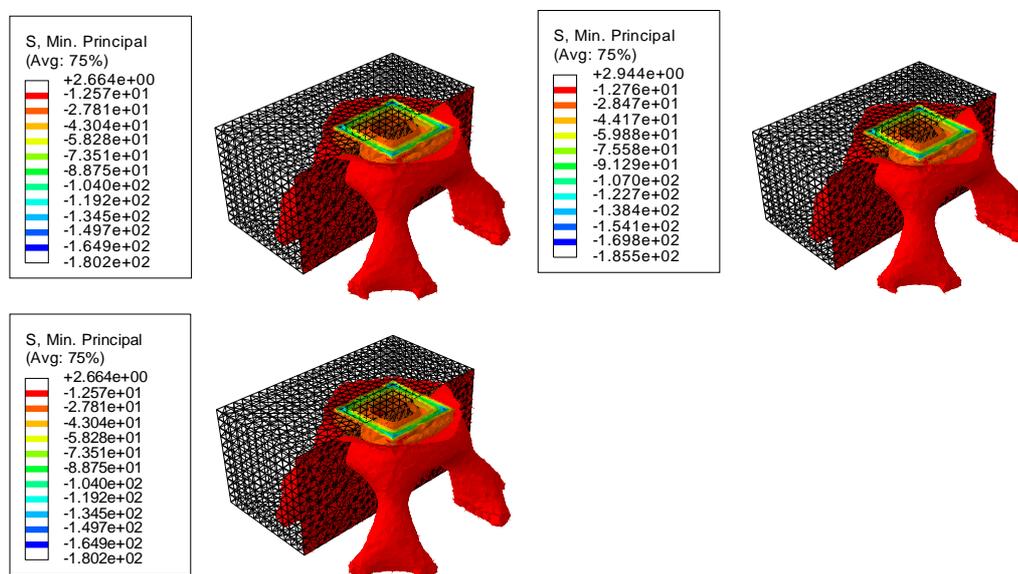
No instante de força última, as bielas de compressão são ilustradas na Figura 5.14 e Figura 5.15. Em ambos o caso se observou a formação da biela a partir do encontro pilar-bloco. A tensão principal mínima ao longo da biela do modelo 4 atingiu valores de até 43,04 MPa e nas ligações pilar-bloco e estaca bloco valores de ordem superior a resistência de compressão do bloco. A tensão principal mínima ao longo da biela do modelo 5 atingiu valores de até 44,17

MPa e nas ligações pilar-bloco e estaca-bloco valores de ordem superior a resistência de compressão do bloco. A tensão principal mínima ao longo da biela do modelo 6 atingiu valores de até 43,04 MPa e nas ligações pilar-bloco e estaca-bloco valores de ordem superior a resistência de compressão do bloco.

Para os blocos 4, 5 e 6 com resistência 60 MPa tem-se o plano de ruptura definido pela tensão de compressão ao obter a resistência de compressão do bloco, se assemelhando aos valores do limite inferior de $1,1 f_c$ descritos também por (ADEBAR, KUCHMA e COLLINS, 1990). Observa-se que a variação da tensão do aço não gerou influência no comportamento triaxial de tensões do bloco, isso ocorre devido ao comportamento do bloco ser mais influenciado pelo concreto, sendo o aço pouco solicitado em blocos rígidos.

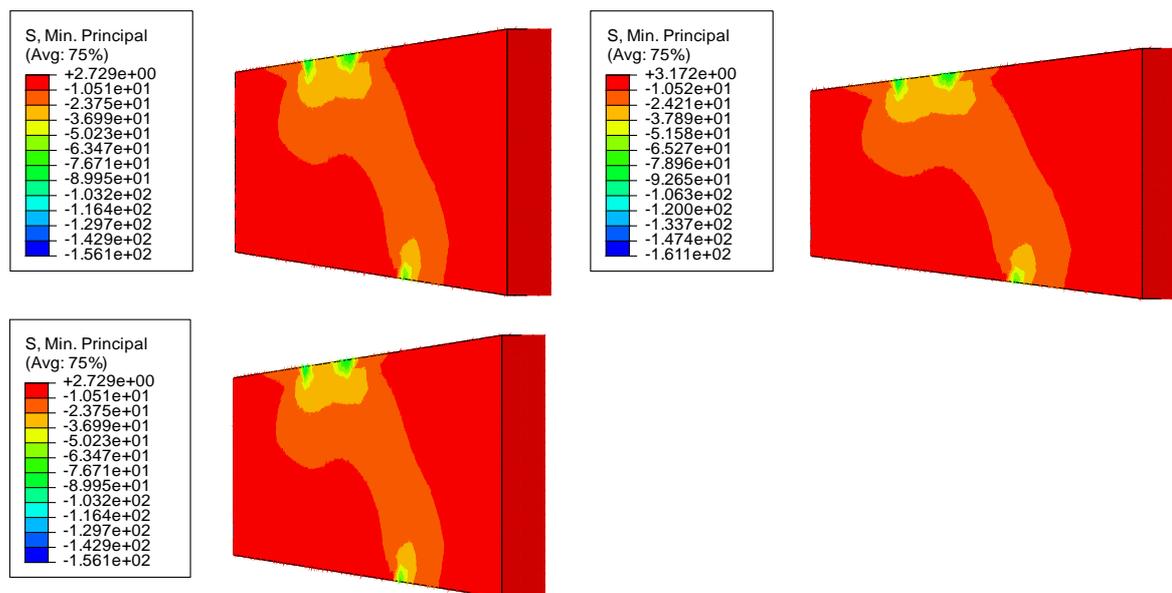
De acordo com o exposto, observa-se que os blocos romperam muito antes do escoamento das armaduras, como constatado também por (MIGUEL, 2000) que concluiu que todos os modelos romperam por fendilhamento das bielas de compressão, em função da expansão do fluxo de tensões na mesma, acompanhado do escoamento das barras das armaduras.

Figura 5.14 - Bielas de compressão dos blocos dos modelos 4, 5 e 6.



Fonte: Autor

Figura 5.15 - Bielas de compressão dos blocos dos modelos 4, 5 e 6.



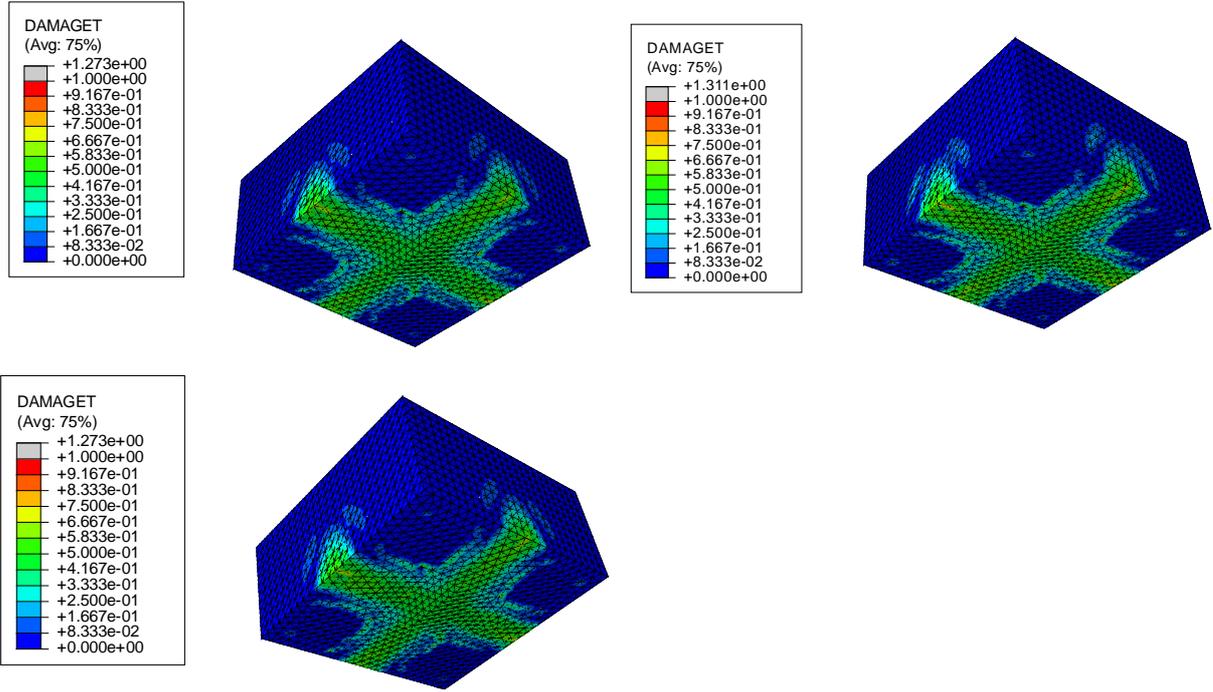
Fonte: Autor

O panorama de fissuração obtidos nos modelos 4, 5 e 6 está contido na Figura 5.16. É possível perceber que a evolução do dano a tração no concreto se dá no meio entre as estacas para todas as situações.

Esse fenômeno de desenvolvimento de tensões transversais de tração entre as estacas representa a rigidez do apoio representado pelas estacas que absorvem a carga para si, fazendo que o concreto tenda a ser arrancado para cada um dos lados, causando fissuras entre os apoios, causando o panorama de fissuração obtido. O comportamento da fissuração obtido foi o esperado, sendo semelhante ao obtido no trabalho de (SAM e IYER, 1995) e que corresponde também ao ensaio de (BLEVOT e FRÉMY, 1967).

Segundo relatado por (SAM e IYER, 1995) a ruína dos blocos se deu por punção, porém acredita-se que a ruptura foi causada pelo desenvolvimento das tensões transversais de tração, como exposto no trecho anterior e também relatado por (SOUZA, 2004). Acredita-se que estes fatos confirmam a hipótese levantada de que os blocos não romperam por punção como atestam os pesquisadores indianos, sendo apenas a forma de colapso é semelhante, mas não o mecanismo. Também segundo constatado por (BLEVOT e FRÉMY, 1967) em seus estudos que, respeitando os limites recomendados para o ângulo de inclinação das bielas não há risco de ruína por punção.

Figura 5.16 - Dano a tração nos blocos dos modelos 4, 5 e 6



Fonte: Autor

5.1.3. Taxa de armadura

Na Tabela 5.6 tem-se os valores de carga e deslocamento obtidos pela simulação numérica, e as cargas obtidas pelo cálculo analítico.

Tabela 5.6 – Carga (kN) e deslocamento (mm) obtidos nos modelos 7, 8 e 9 pelo modelo numérico e formulação analítica de (BLEVOT e FRÉMY, 1967)

Carga do Modelo proposto	Deslocamento do Modelo proposto	Carga de escoamento do tirante	Carga de ruína das escoras (pilar)	Carga de ruína das escoras (estacas)
1137,58	0,14	989,10	1278,75	2558,28
1167,98	0,14	1552,88	1278,75	2558,28
1189,42	0,14	2431,20	1278,75	2558,28

Fonte: Autor

Analisando as cargas obtidas pela simulação numérica, é possível perceber que ao se aumentar a taxa de armadura de 0,2 para 0,3%, a carga máxima obtida é 2,60% maior, e quando se aumenta para 0,4%, a carga é 4,36% maior que a faixa anterior. Para o cálculo analítico é possível perceber que a carga de escoamento do tirante se torna muito superior as de ruína dos nós do bloco, porém não impacta na capacidade de carga segundo as simulações, isso deve-se a ruptura do bloco não depender da armadura do tirante romper para caracterizar a ruptura, observando que o tirante atua de forma apenas a absorver os esforços de tração transferidos pelo concreto e estabilizar o sistema, visto que, devido à baixa solicitação as armaduras estão longe do escoamento e da ruptura.

O baixo deslocamento deve-se à grande resistência à compressão do concreto que torna o bloco muito rígido, não havendo impacto no aumento da taxa de armadura devido ao aço não sofrer alta solicitação no interior do bloco, funcionando essencialmente pelo concreto.

A partir dos resultados obtidos, indica-se que a taxa de armadura influência na capacidade de carga, porém de forma menos acentuada que a resistência à compressão do concreto. Nesse panorama, é útil combinar a taxa de armadura com o aumento da tensão do aço no ponto de vista de redução no consumo de matéria prima para alcançar o mesmo desempenho com materiais convencionais. No caso do aço, a diminuição das taxas, diminui o custo com corte e dobra e no caso de regiões congestionadas, facilita o adensamento do concreto pela diminuição do número de barras. Para a taxa de 0,2% houve 40,18% de redução do deslocamento, para a taxa de 0,3% houve 38,42% de redução, e para a taxa de 0,4% houve

38,60% de redução. Isso indica que para taxas de até 0,2% há redução maior no deslocamento máximo obtido no momento da ruptura, ao ter valores de taxa superiores a 0,2% essa redução é menor, e observamos também que, ao utilizar 0,4% na taxa esse valor começa a ser superior a 0,3%, indicando que acima da taxa de 0,4 tem-se um aumento das tensões internas obtendo menor deslocamento no momento da ruptura. Esse comportamento indica que, taxas maiores tornam o bloco sensivelmente mais rígido, suportando maiores cargas, porém acima de 0,3% na taxa de armadura se tem também uma ruptura mais frágil que para taxas inferiores. Porém é observado ganhos estruturais muito pequenos em relação a carga e deslocamento, indicando que há uma estagnação, sendo que a taxa de armadura não consegue flexibilizar o bloco apesar do aumento, tendo um limite armadura a ser utilizado com ganhos estruturais, sendo a abordagem de se utilizar armaduras complementares mais interessante do que aumentar a taxa de armadura focando apenas no caminho das cargas.

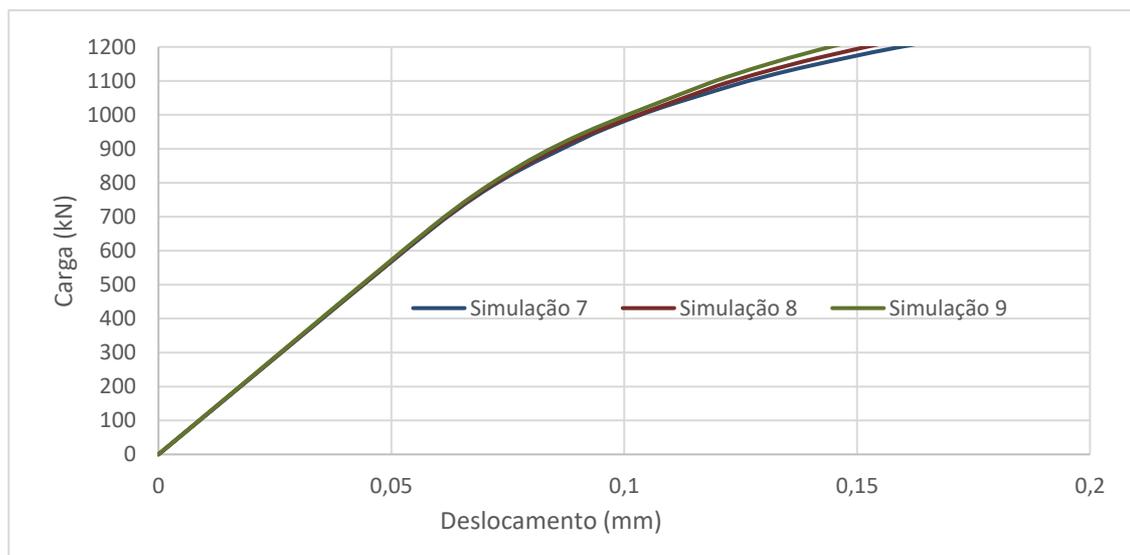
Na Figura 5.17 tem-se as curvas carga-deslocamento, onde a força máxima registrada na condição de força última do concreto são 1137,58 kN, 1167,98 kN e 1189,42 kN para os modelos 7, 8 e 9. A Figura 5.18 traz ilustrada a aplicação do modelo proposto, onde é considerado a ruptura do ponto de intersecção entre as curvas.

Os resultados obtidos e expostos condizem com os de (SABNIS e GOGATE, 1984) que sugeriram um procedimento para o projeto de bloco sobre estacas, baseados em ensaios de blocos sobre quatro estacas. Nos ensaios variou-se a quantidade das armaduras distribuídas. Os autores concluíram que a taxa de armadura principal acima de 0,2% (essa taxa é a relação entre a área das barras da armadura principal de tração e a área da seção de meio de vão do bloco) teve pouca ou nenhuma importância na força de ruína. Esse resultado mostra que a ruína dos blocos depende da capacidade das bielas comprimidas de suportarem tensões de compressão (esmagamento) e tração (fendilhamento).

No trabalho de (ADEBAR, KUCHMA e COLLINS, 1990) foi observado que a carga de falha por cisalhamento depende da quantidade da armadura longitudinal do bloco, essa constatação foi observada nos resultados, sendo que a falta de armadura longitudinal ao longo do bloco em malha resultou em surgimento de fissuras entre as estacas.

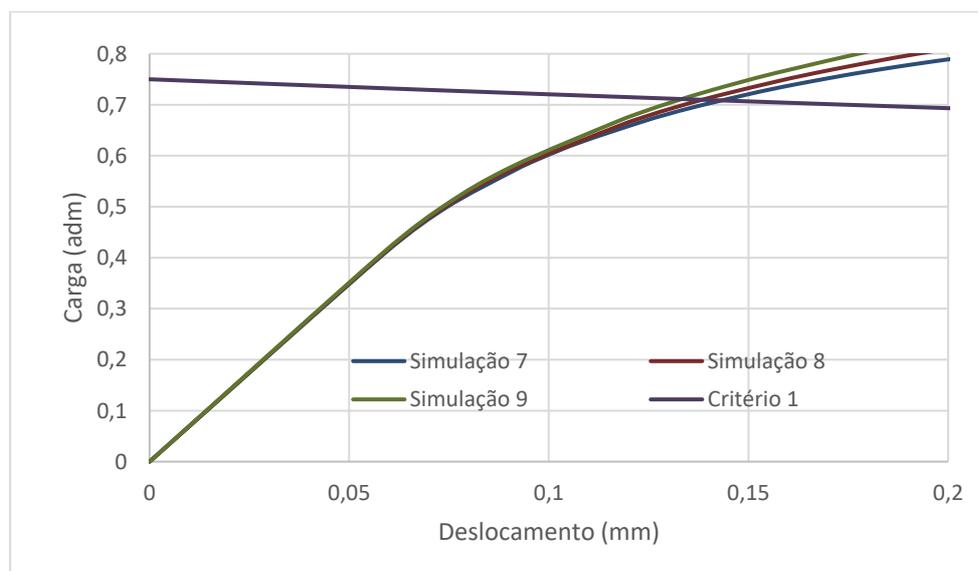
Nota-se um pequeno aumento da rigidez com o aumento da taxa de armadura, comportamento esse que resultou em um ganho na capacidade de carga com variação próxima a zero no deslocamento na ruptura.

Figura 5.17 - Carga x Deslocamento dos modelos 7, 8 e 9



Fonte: Autor

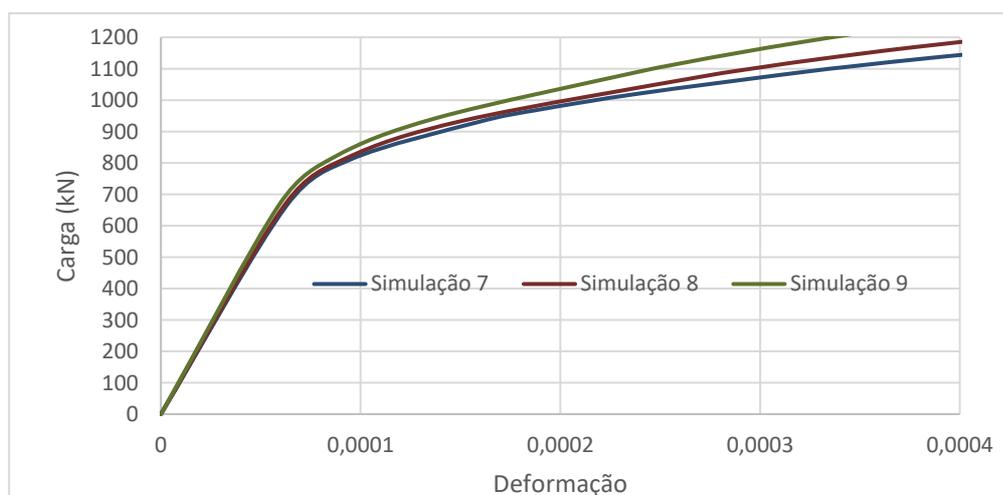
Figura 5.18 – Carga obtido pelo modelo proposto para os modelos 7, 8 e 9



Fonte: Autor

A Figura 5.19 tem-se as curvas carga-deformação nos tirantes principais dos blocos 7, 8 e 9, e a Tabela 5.7 traz a deformação dos tirantes no momento da ruptura do bloco.

Na curva carga-deformação são observadas as cargas das fissuras iniciais dos modelos, indicando a perda inicial da rigidez. As cargas da primeira fissura foram de 663,62 kN, 665,34 kN e 667,81 kN para os blocos 7, 8 e 9 respectivamente. Os modelos seguiram a tendência de baixas deformações, bem distantes do escoamento, comportamento este obtido também em todas as outras simulações.

Figura 5.19 - Carga x Deformação na armadura dos modelos 7, 8 e 9

Fonte: Autor

Tabela 5.7 – Carga de ruptura dos blocos e deformação correspondente nos tirantes dos blocos 7, 8 e 9.

Modelo proposto	Deformação no tirante
1137,58	0,0004
1167,98	0,0004
1189,42	0,0003

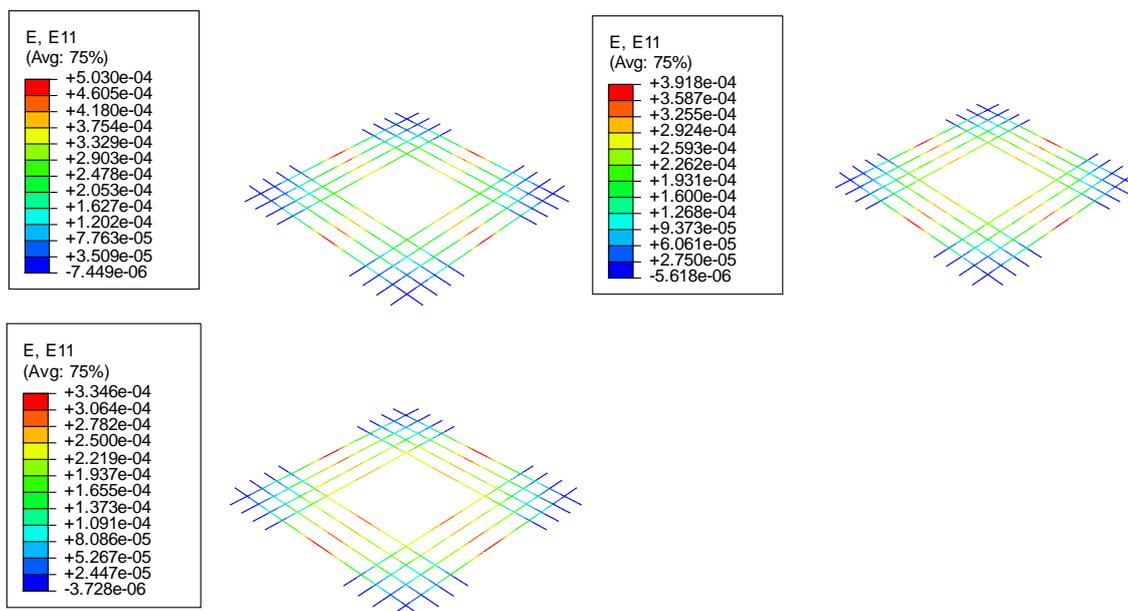
Fonte: Autor

A Figura 5.20 e Figura 5.21 traz as respostas das deformações e tensões de tração nos tirantes, respectivamente. É possível observar que, conforme o aumento da taxa de armadura a capacidade de carga do bloco é aumentada. Devido a fixação da resistência à compressão do concreto e de tração da armadura, há pouca variação nos parâmetros do concreto.

É possível perceber que, quanto maior a taxa de armadura a força de tração da barra aumenta, e com isso a carga de escoamento, o que torna a barra mais rígida e também o bloco. Devido ao aumento da taxa de armadura, a deformação máxima do tirante no momento de ruptura do bloco é reduzida, o que contribui levemente para o aumento da capacidade do bloco devido a tornar o bloco mais rígido.

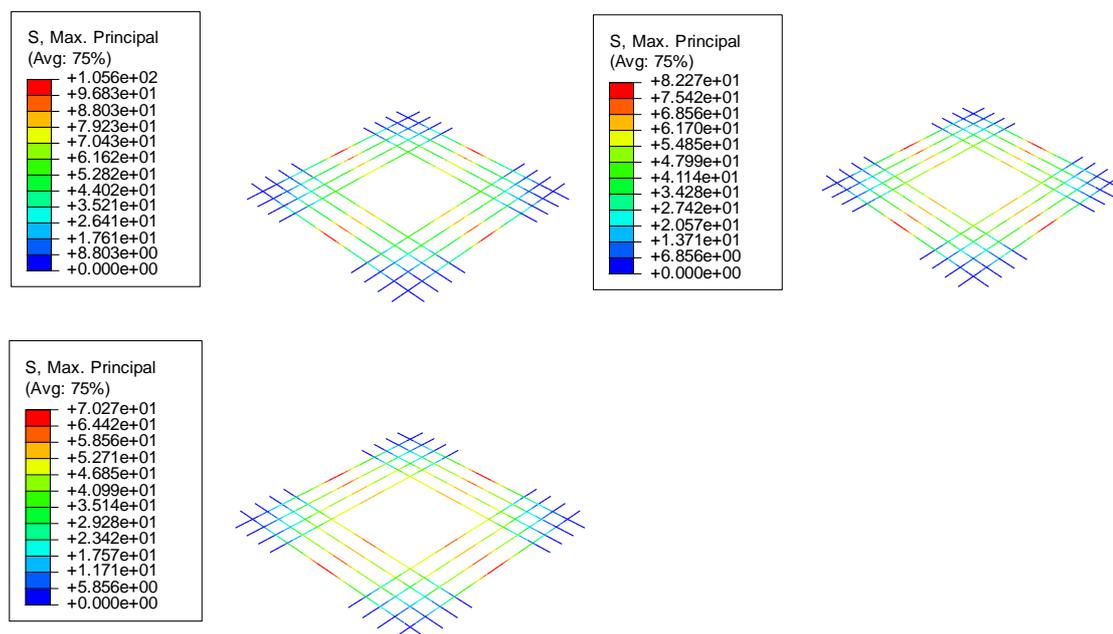
É possível perceber também que, conforme a taxa de armadura aumenta, a tensão é mais uniforme ao longo do tirante, inversamente para menores estágios de carregamento a tensão se concentra no centro do tirante.

Figura 5.20 - Deformação nos tirantes dos modelos 7, 8 e 9



Fonte: Autor

Figura 5.21 - Tensão de tração nos tirantes dos modelos 7, 8 e 9



Fonte: Autor

No instante de força última, as bielas de compressão são ilustradas na Figura 5.22 e Figura 5.23. Em ambos o caso se observou a formação da biela a partir do encontro pilar-bloco. A tensão principal mínima ao longo da biela do modelo 7 atingiu valores entre de até 53,22 MPa e nas ligações pilar-bloco e estaca-bloco valores de ordem superior a resistência de compressão do bloco. A tensão principal mínima ao longo da biela do modelo 8 atingiu valores

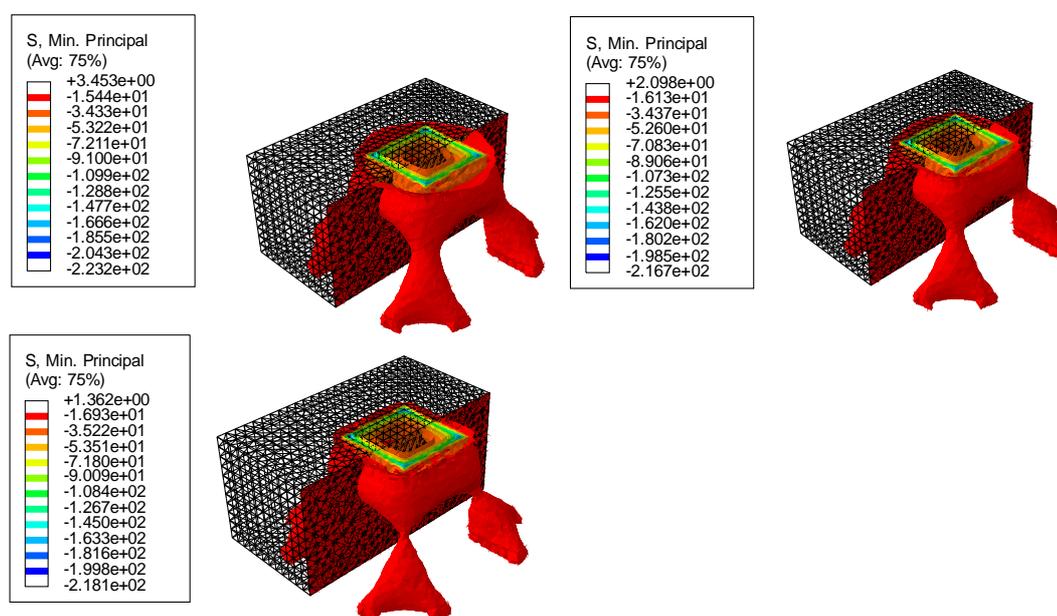
entre de até 52,60 MPa e nas ligações pilar-bloco e estaca-bloco valores de ordem superior a resistência de compressão do bloco. A tensão principal mínima ao longo da biela do modelo 9 atingiu valores entre de até 53,51 MPa e nas ligações pilar-bloco e estaca-bloco valores de ordem superior a resistência de compressão do bloco.

Para os blocos 7, 8 e 9 com o concreto de 90 MPa, tem-se o ponto de falha do modelo proposto valores na ordem de $0,85 f_c$, evidenciando ser um problema complexo de um estado triaxial de tensões, onde o concreto não necessariamente precise atingir o limite a compressão em uma das direções, mas os três combinados atingirem a superfície de ruptura, evidenciando ser um problema de múltiplas tensões, principalmente para o concreto de alta resistência.

Devido ao uso de um concreto de alta resistência, é possível observar que a resposta do bloco se torna muito rígida e sua ruptura mais frágil que para faixas menores, isso implica também na formação das bielas, como visto na Figura 5.22, que ilustra o tamanho das bielas. Esse comportamento torna frágil a resposta do material, tornando as bielas de concreto menores, esmagando com maior facilidade e reduzindo a deformação do bloco, apesar do aumento da capacidade de carga.

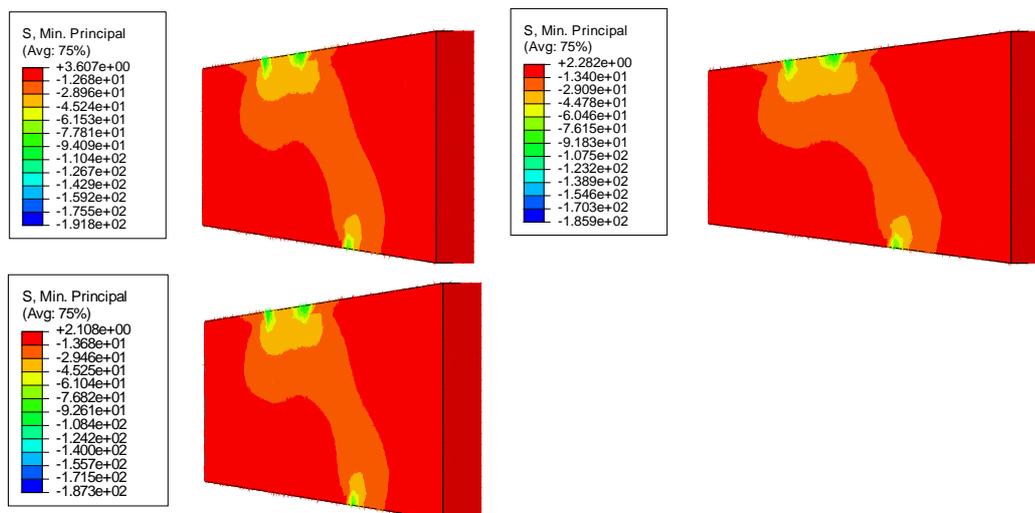
De acordo com o exposto, observa-se que os blocos romperam muito antes do escoamento das armaduras, como constatado também por (MIGUEL, 2000) que concluiu que todos os modelos romperam por fendilhamento das bielas de compressão, em função da expansão do fluxo de tensões na mesma, acompanhado do escoamento das barras das armaduras.

Figura 5.22 - Bielas de compressão dos blocos dos modelos 7, 8 e 9



Fonte: Autor

Figura 5.23 - Bielias de compressão dos blocos dos modelos 7, 8 e 9



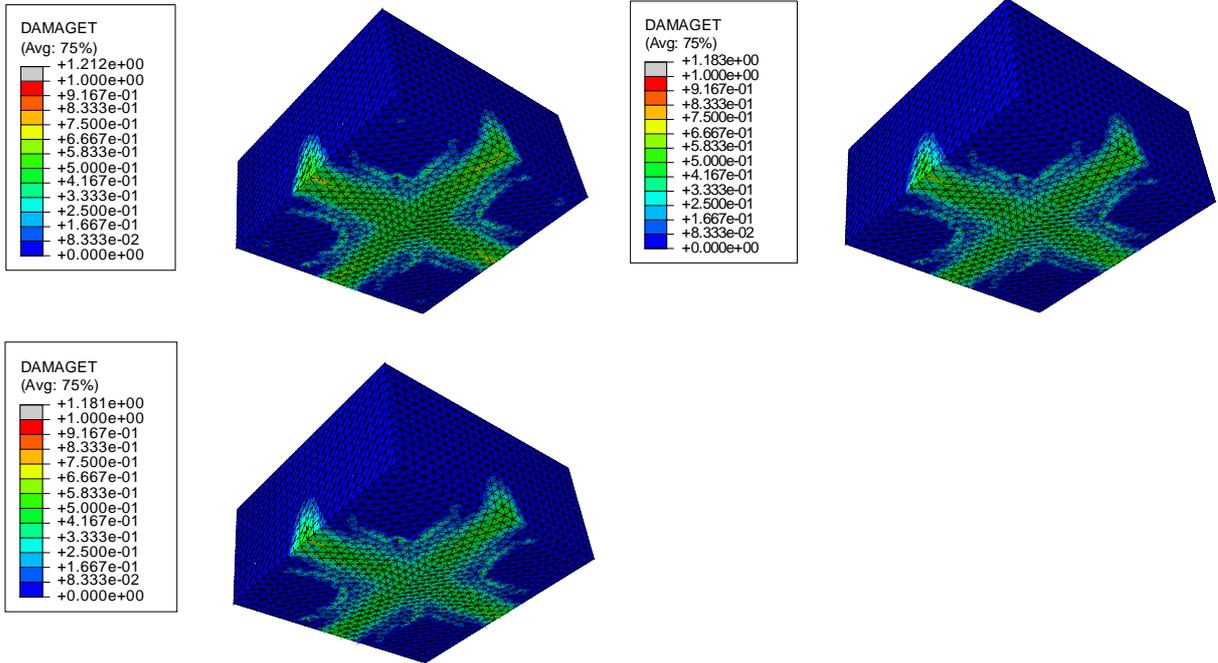
Fonte: Autor

O panorama de fissuração obtido nos modelos 7, 8 e 9 está contido na Figura 5.24. É possível perceber que a evolução do dano a tração no concreto se dá no meio entre as estacas para todas as situações.

Esse fenômeno de desenvolvimento de tensões transversais de tração entre as estacas representa a rigidez do apoio representado pelas estacas que absorvem a carga para si, fazendo que o concreto tenha uma tendência a ser arrancado para cada um dos lados, causando fissuras entre os apoios, causando o panorama de fissuração obtido. O comportamento da fissuração obtido foi o esperado, sendo semelhante ao obtido no trabalho de (SAM e IYER, 1995) e que corresponde também ao ensaio de (BLEVOT e FRÉMY, 1967).

Segundo relatado por (SAM e IYER, 1995) a ruína dos blocos se deu por punção, porém acredita-se que a ruptura foi causada pelo desenvolvimento das tensões transversais de tração, como exposto no trecho anterior e também relatado por (SOUZA, 2004). Acredita-se que estes fatos confirmam a hipótese levantada de que os blocos não romperam por punção como atestam os pesquisadores indianos, sendo apenas a forma de colapso é semelhante, mas não o mecanismo. Também segundo constatado pôr (BLEVOT e FRÉMY, 1967) em seus estudos que, respeitando os limites recomendados para o ângulo de inclinação das bielias não há risco de ruína por punção.

Figura 5.24 - Dano a tração nos blocos dos modelos 7, 8 e 9



Fonte: Autor

6. CONCLUSÕES

O propósito principal deste trabalho foi analisar, através de modelagem numérica, o desempenho de blocos de concreto sobre quatro estacas sujeito a esforço vertical centrado, visto que é um problema de pequenos deslocamentos e ruptura por cisalhamento.

Três diferentes variáveis foram utilizadas no estudo, sendo estudada a influência das variações da resistência à compressão do concreto, resistência à tração do aço e taxa de armadura. Com base nas simulações e nos resultados obtidos, as conclusões do trabalho são citadas:

- A técnica de modelagem utilizada foi adequada, capturou os modos de falha observados no experimento e foi possível validar o modelo numérico para estudo de diferentes configurações.
- Com o aumento da resistência à compressão do concreto tem-se ganho na capacidade de carga última do bloco e redução do deslocamento máximo obtido no centro inferior do bloco no momento da ruptura. Tem-se maior rigidez e fragilidade quanto maior a resistência à compressão do concreto do bloco.
- Foi possível observar que, com o aumento da resistência à compressão do concreto, as tensões e deformações nas armaduras são menos uniformes, se concentrando no centro, região onde se inicia a propagação das tensões.
- Com base nos resultados das parametrizações, foi obtido que ao alterar a resistência à compressão do concreto para 30 MPa e à tensão do aço para 500 MPa para uma mesma taxa de armadura em relação ao modelo experimental houve um aumento de 25,23% na capacidade de carga, 76,95% para um concreto de 60 MPa e 123,05% para 90 MPa. Isso indica que para uma mesma geometria de bloco a resistência à compressão do concreto exerce grande influência na capacidade de carga, sendo o fator predominante nessa perspectiva. Para o deslocamento, o aumento da resistência à compressão do concreto para 30 MPa reduziu o deslocamento na ruptura em 6,46%, para 60 MPa 35,55% e 40,18% para 90 MPa. Isso indica que o modelo proposto capturou aumento na rigidez do bloco, resultado este esperado para concreto de alta resistência, o que ocorre também em outros elementos estruturais. O aumento na rigidez também causa uma maior fragilidade, o que foi indicado nas tensões de ruptura na região nodal da ligação pilar-bloco.

- Quando foram fixadas a resistência à compressão do concreto em 60 MPa, à taxa de armadura em 0,3% e variado à tensão do aço, houve variação de 1% em relação a carga e nenhuma interferência nos deslocamentos quando variada as tensões de 500, 600 e 700 MPa, evidenciando que apesar de não prejudicar ou modificar o comportamento do bloco com o aumento da tensão do aço, pode-se utilizar com segurança.
- Para maiores taxas de armadura, as tensões e deformações são mais uniformes do que para taxas menores, devido ao aumento da força de tração no tirante. Tendo também maior aumento na capacidade de carga se aumentando a taxa de armadura do que a tensão do aço, porém o aumento da capacidade tende a ser pequeno, devido ao comportamento do bloco.
- O aumento da tensão à tração ao escoamento do aço não causou variação no comportamento do bloco estudado. Isso implica que, pode-se utilizar aços com maiores resistências sem prejudicar o comportamento, porém ao manter as configurações não há ganho. Porém, não tendo efeito prejudicial ao bloco, pode ser utilizado para redução do número de barras, com o objetivo de otimização.
- Para nenhum dos modelos estudados atingiu-se a tensão de escoamento das armaduras. Para nenhum dos modelos estudados atingiu-se a deformação de escoamento das armaduras.
- Acredita-se ter obtido resultados representativos a partir de um critério de falha originalmente para laje de duas direções sujeitas a punção devido a apesar de ser um bloco rígido, uma vez que o perímetro crítico normalmente cai sobre as estacas ou além delas, fazendo que a carga seja transferida para as estacas, através de escoras de concreto inclinadas existentes no interior do bloco, a forma do colapso é semelhante, mas não necessariamente o mecanismo, fazendo que o comportamento similar capture o deslocamento máximo na ruptura com boa aproximação de carga.
- O padrão de fissuração dos blocos com armadura concentrada sobre as estacas evidencia a necessidade de armadura mínima de distribuição entre as estacas. Essa armadura tem função de controlar a abertura de fissuras. Essa malha também pode ser levada em consideração nos cálculos, desde que seja atribuída uma eficiência de 80% em comparação com o mesmo peso de reforços dispostos ao longo dos quatro lados do quadrado (BLEVOT e FRÉMY, 1967)
- Para blocos com armaduras do tipo ao longo dos quatro lados seguiu-se os resultados obtidos por (BLEVOT e FRÉMY, 1967), onde os blocos são afetados por fissuras

menos significativas nas faces laterais, mas pela ausência de armaduras no centro do bloco, permite um desenvolvimento bastante claro de fissuras na parte inferior a partir de uma determinada carga.

- O cálculo analítico consegue prever a favor da segurança os esforços no nó do pilar-bloco quanto menor for a resistência à compressão do concreto. Para menores resistências, tem-se que o analítico captura a favor da segurança na região do nó do pilar. Com o aumento da resistência, observa-se que, essa margem de segurança é menor, e para concreto de alta resistência é obtido valores pelo analítico que pela simulação numérica já estaria em falha do modelo, sendo contra a segurança. É importante observar também, que o processo citado ocorre principalmente quando é utilizado o aço de alta resistência, pois quando sua tensão de escoamento é menor, o que limita o dimensionamento pela menor carga, fazendo que apesar do analítico prever uma carga de ruptura no nó do pilar maior, a limitação do aço faz com que esteja ainda admissível, mesmo que a ruptura não ocorra, como mostrado nas simulações. Por outro lado, quando se utiliza o aço de maior resistência, há uma carga de escoamento maior, tendo o menor valor de dimensionamento limitante o nó do pilar, onde ocorre a falha do modelo analítico, ocorrendo um dimensionamento contra a segurança.
- Para aplicação do método das bielas para blocos de concreto sobre estacas com concreto e aço de alta resistência são necessários estudos sobre coeficientes de minoração das tensões nos nós, principalmente do pilar.
- É possível observar que, para classes de resistência à compressão do concreto inferiores a 60 MPa o método de dimensionamento prevê a favor da segurança o dimensionamento dos blocos. Para valores de 60 ou acima para a resistência à compressão do concreto, principalmente valores próximos a 100, como visto para o caso de 90 MPa estudado neste trabalho, o concreto tem um aumento significativo em sua rigidez e fragilidade, o que torna o comportamento do bloco mais rígido e frágil do que para concretos de resistências convencionais. Isso indica uma necessidade de um coeficiente de limitação da resistência à ruptura, ou um coeficiente de fragilidade que leve em consideração o efeito do confinamento do concreto e o efeito da fragilidade do concreto de alta resistência, visto que o método das bielas é um modelo baseado na plasticidade, é possível capturar com maior precisão esse comportamento, levando em conta a falta de capacidade de adaptação plástica do concreto de alta resistência.

6.1 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

- Realizar o estudo de problemas de interface em modelos numéricos para situações onde o cisalhamento é preponderante.
- Realizar simulações ampliando as variações com o uso de aço e concreto de alta resistência em blocos de concreto para situações de geometrias de bloco, número de estacas, posições do pilar, tipos de carga, disposições de armadura no bloco.
- Realizar as simulações considerando a interação solo-estrutura.
- Aplicar o modelo de analítico de falha de Muttoni para outras variações.
- Realizar simulações semelhantes com a mesma metodologia deste trabalho com concreto de ultra alto desempenho.
- Realizar ensaios experimentais e numéricos com a variação do tipo de concreto empregado com o foco aumentar a ductilidade do bloco em abertura de fissuras, permitindo que o aço alcance maiores tensões e deformações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ACI. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - Building Code requirements for reinforced concrete, Detroit, 2019.
2. ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. Strut and-tie models for design of pile caps: An experimental study. **ACI Journal**, v. 87, n.1, p.81-91., 1990.
3. AÏTCIN, P.-C. **High Performance Concrete**. 1. ed. [S.l.]: CRC Press, 1998.
4. ARCELOR MITTAL. ArcelorMittal 50 Soldável de Alta Resistência CA-50 S/AR, 2022.
5. ARCELOR MITTAL; IMPACTO. Aço CA50 S/AR, 2022.
6. AZEVEDO, J. C. Análise do comportamento estrutural de blocos rígidos sobre estacas, baseado em modelagem numérica. **Dissertação (Mestrado em Estruturas; Geotecnia; Construção Civil) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro**, Rio de Janeiro, 2018. 210.
7. BARAN, E.; ARSAVA, T. Flexural Strength Design Criteria for Concrete Beams Reinforced with High-Strength Steel Strands. **Advances in Structural Engineering**, 2012.
8. BIRTEL, V.; MARK, P. Parameterised finite element modelling of RC beam shear failure. **ACADEMIA**, vol. 14, 2006.
9. BLEVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles Sur Pieux. Annales de L'institut Technique Du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, 1967.
10. BUREAU OF INDIAN STANDARDS. IS 456-2000 Plain and Reinforced Concrete - Code of Practice is an Indian Standard code of practice for general structural use of plain and reinforced concrete, New Delhi, 2000.
11. BUTTIGNOL, T. E. T.; ALMEIDA, L. C. Análise numérica tridimensional de blocos sobre duas estacas. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, Brasil**, v. 5, n. 2, p. 252–283, Abril 2012.
12. CARREIRA, D.; CHU, K. Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression. **ACI Journal Proceedings**, v. 82, n. 6, 1985.
13. CERVENKA, V.; JENDELE, L.; CERVENKA, J. ATENA Program Documentation— Part 1: Theory, Praha, Czech Rep, 2005.
14. CRSI. Concrete Reinforcing Steel Institute - Guide to the Use of Grade 80 Reinforcing Bars in ACI 318-19. **CRSI Technical Note ETN-D-7-20**, Schaumburg, Illinois, 2020.
15. DASSAULT SYSTÈMES. ABAQUS. v6.12, 2012.
16. DASSAULT SYSTEMES. ABAQUS Analysis User's Manual Version 6.6, 2012.

17. DELALIBERA, R. G. Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica. **Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos**, São Carlos, 2006.
18. FIB MODEL CODE. fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2010.
19. FUSCO, B. **Técnica de armar estruturas de concreto armado**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1994.
20. GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. **Engineering Structures**, v. **98**, p. **38–48**, 2015.
21. GIDUQUIO, M. B.; CHENG, M.-Y.; WIBOWO, A. L. S. B. High-Strength Flexural Reinforcement in Reinforced Concrete Flexural Members under Monotonic Loading. **ACI STRUCTURAL JOURNAL**, 2015.
22. GRASSL, P. Plasticity and damage mechanics for modeling concrete failure. **Tese (Doutorado) — Chalmers University of Technology**, Sweden, 2004.
23. GU, Q.; SUN, C. F.; PENG, S. M. Experimental Study on Deep Four-Pile Caps with Different Reinforcement Layouts Based on 3D Strut-and-Tie Analogy. **Key Engineering Materials (Volumes 400-402)**, 2008.
24. HASSAN, T. K.; SELIEM, H. M.; DWAIRI, H. M. Shear Behavior of Large Concrete Beams Reinforced with High-Strength Steel. **Aci Structural Journal**, 2008.
25. HORDIJK, D. A. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; Experiments, modeling and analyses. **TNO Building and Construction Research**, v. **37**, n. **1**, **79 p.**, 1992.
26. KINNUNEN, S.; NYLANDER, H.; TOLF, P. Influence of the Slab Thickness on the Strength of Concrete Slabs at Punching: Tests with Rectangular Slabs. **Test Report, Royal Institute of Technology, No. 137, Stockholm, Sweden, 73 pp. (in Swedish)**, 1980.
27. LEE, J. H.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **J. Eng Mech (ASCE)**, 1998.
28. LUBLINER, J. et al. A plastic-damage model for concrete. **International Journal Of Solids And Structures**, [s.l.], v. **25**, n. **3**, p. **299-326**, Elsevier BV, 1989.
29. LUBLINER, J. et al. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, [s. l.], v. **25**, n. **3**, p. **299–326**, 1989.
30. LUCHESI, G. L. ANÁLISE NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO APOIADOS SOBRE DUAS ESTACAS. **Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas**, Campinas, 2020.
31. MAST, R. F. et al. Flexural Strength Design of Concrete Beams Reinforced with High-

- Strength Steel Bars. **ACI Structural Journal**, 01 set. 2008.
32. MEHTA, P. K.; AITCIN, P. C. **Microstructural basis of selection of materials and mix proportions for high strength concrete**. [S.l.]: In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON APPLICATIONS OF HIGH STRENGTH CONCRETE, 2. Berkeley, p.265-286, Proceedings., 1990.
 33. MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto Microestrutura, Propriedade e Materiais**. 2. ed. [S.l.]: IBRACON, 2014.
 34. MIGUEL, M. G. Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas. **Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo**, 2000.
 35. MOCCIA, F.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. **Efficiency Factors for Plastic Design in Concrete: Influence of Brittleness in Compression**. [S.l.]: High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet, 2017.
 36. MOODY, K. G. et al. Shear Strength of Reinforced Concrete Beams—Part 1: Tests of Simple Beams. **ACI JOURNAL, Proceedings V. 51, No. 4, pp. 317-332**, Abril 1954.
 37. MUNHOZ, F. S. Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. **Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo**, São Carlos, 2004.
 38. MUNHOZ, F. S. Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura. **Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo**, São Carlos, 2014.
 39. MURARI, K. et al. Parametric Study to Decide the Optimal Rebar Grade for Flexural Members. **Vol. 1 No. 2 (2022): Proceedings of the 12th Structural Engineering Convention, SEC 2022: Themes 3-5 | Editors: M K Shrimali, S D Bharti, M Abdeddaim, A Benchabane**, 2022.
 40. MUTTONI, A. Punching shear – Draft code proposal. **SIA 162, Working Group 5, Swiss Society of Engineers and Architects**, Zürich, 1985. 15.
 41. MUTTONI, A. Shear and Punching Strength of Slabs without Shear Reinforcement. **Beton- und Stahlbetonbau, V. 98, No. 2, Berlin, Germany, pp. 74-84. (in German)**, 2003.
 42. MUTTONI, A. Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement. **Structural Journal, Volume: 105, Issue: 4, 440-450**, 2008.
 43. MUTTONI, A.; AND SCHWARTZ, J. Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement. **IABSE Colloquium, V. 62, Zurich, Switzerland, pp. 703-708.**, 1991.
 44. MUTTONI, A.; RUIZ, M. F. Application of Critical Shear Crack Theory to Punching of

- Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement. **ACI Structural Journal Volume 106 Issue 4 Pages 485-494**, 2009.
45. MUTTONI, A.; RUIZ, M. F.; SIMÕES, J. T. The theoretical principles of the critical shear crack theory for punching shear failures and derivation of consistent closed-form design expressions, 2017.
46. NASCIMENTO, F. T. F. D. Concreto de alto desempenho e sua aplicação em vigas de edifícios. **Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo**, São Carlos, 1997.
47. NBR 6118. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Projeto de estruturas de concreto armado, Rio de Janeiro, 2023.
48. NBR 8953. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência, Rio de Janeiro, 2009.
49. NETO, J. A. C. D. M. ESTUDO NUMÉRICO DE ARMADURAS COMPLEMENTARES EM BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS COM CÁLICE PARCIALMENTE EMBUTIDO COM CHAVE DE CISALHAMENTO. **Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil**, Natal, 2022. 187.
50. ROSSI, A. MODELAGEM E ANÁLISE NUMÉRICA DA ESTABILIDADE LATERAL COM DISTORÇÃO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO. **Tese de Doutorado - Universidade Federal de São Carlos -**, São Carlos, 2021.
51. SABNIS, G. M.; GOGATE, A. B. Investigation of thick slab (Pile Cap) behavior. **ACI Journal. Title n. 81-5, p. 35-39, Jan/Feb;**, 1984.
52. SAM, C.; IYER, P. K. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete four-pile caps. **Computers & Structures Volume 57, Issue 4, Pages 605-622**, 1995.
53. SANTOS, D. M. D. Análise teórica e experimental de blocos sobre estacas: uma abordagem com auxílio de modelos de bielas e tirantes. **Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo**, São Paulo, 2022.
54. SANTOS, J. V. C. Análise numérica de cálice de fundação em bloco sobre duas estacas. **Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**, São Carlos, 2022. 222.
55. SHIN, D. et al. Shear Strength Reduction of Large-Scale Reinforced Concrete Beams with High-Strength Stirrups. **ACI Structural Journal**, 2019.
56. SINGH, H. Optimum High-Strength Reinforcing Bar Grade for Reinforced Concrete

- Flexural Members. **ACI Structural Journal**, 2022.
57. SOUSA, A. M. D. D. et al. Behavior and punching capacity of flat slabs with the rational use of UHPFRC: NLFEA and analytical predictions. **Engineering Structures Volume 244**, **1 October 2021**, 112774, 2021.
58. SOUZA, R. A. D. Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades. **Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo: [s.n.], 2004**, São Paulo, 2004.
59. SOUZA, R. A. D. et al. Nonlinear finite element analysis of four-pile caps supporting columns subjected to generic loading. **Computers and Concrete**, vol. 4, no. 5, pp. 363–376, Outubro 2007.
60. SUMPTER, M. S.; RIZKALLA, S. H.; ZIA, A. P. Behavior of High-Performance Steel as Shear Reinforcement for Concrete Beams. **ACI Structural Journal**, 2009.
61. TAYLOR, H. P. J.; CLARKE, J. L. Some detailing problems in concrete frame structures. **The Structural Engineer**, v.54, n. 1, p. 19-32, Londres, Janeiro 1976.
62. UGURAL, A. C. **Stresses in Beams, Plates, and Shells: theory and analysis**. [S.l.]: Crc Press, 2009.
63. VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. **ACI JOURNAL, Proceedings V. 83, No. 2, Mar.-Apr, pp. 219-231.**, 1986.
64. VITAL, F. T. Métodos de Resolução de Sistemas Lineares e Custo Computacional. **Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação de Mestrado Profissional Matemática**, 2014. 70.
65. WALRAVEN, J. C. Fundamental Analysis of Aggregate Interlock. **Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 107, No. 11, pp. 2245-2270**, 1981.
66. WIJESIRI PATHIRANA, S. E. A. Flexural behaviour of composite steel – concrete beams utilising blind bolt shear connectors. **Engineering Structures**, v. 114, p. 181–194, 2016.
67. YU, T. et al. Finite element modeling of confined concrete-I: Drucker–Prager type plasticity model. **Engineering Structures Volume 32, Issue 3, March 2010, Pages 665-679**, 2010.

APÊNDICE A – TABELA DE DADOS DA VALIDAÇÃO NUMÉRICA

A. Dados das simulações realizadas

Tabela A.1 – Dados validação numérica

Nº	Legenda	Carga de pico (kN)	Deslocamento (mm)	Erro carga (kN)	Erro deslocamento (kN)
1	30mm/bc=0,7/bt=0,5/ângulo=23	465,12	0,2335	1,35	0,84
2	30mm/bc=0,6/bt=0,5/ângulo=23,8	424,53	0,1900	1,48	1,04
3	30mm/bc=0,6/bt=0,7/ângulo=30	459,01	0,2404	1,37	0,82
4	30mm/bc=0,6/bt=0,7/ângulo=36	496,40	0,3060	1,27	0,64
5	30mm/bc=0,6/bt=0,7/ângulo=40	558,05	0,4004	1,13	0,49
6	30mm/bc=0,6/bt=0,7/ângulo=45	610,41	0,5720	1,03	0,34
7	30mm/bc=0,6/bt=0,4/ângulo=45	636,16	0,6252	0,99	0,31
8	30mm/bc=0,6/bt=0,4/ângulo=36	516,93	0,3475	1,22	0,57
9	30mm/bc=0,7/bt=0,3/ângulo=36	592,90	0,5884	1,06	0,33
10	30mm/bc=0,7/bt=0,3/ângulo=40	639,49	0,5879	0,99	0,33
11	30mm/bc=0,3/bt=0,5/ângulo=40	392,89	0,1549	1,60	1,27
12	30mm/bc=0,9/bt=0,5/ângulo=23	611,33	0,5236	1,03	0,38
13	30mm/bc=0,5/bt=0,5/ângulo=25	410,13	0,1571	1,54	1,25
14	30mm/bc=0,6/bt=0,6/ângulo=23	434,11	0,1859	1,45	1,06
15	30mm/bc=0,7/bt=0,6/ângulo=23	462,08	0,2309	1,36	0,85
16	30mm/bc=0,5/bt=0,5/ângulo=23	397,72	0,1530	1,58	1,29
17	30mm/bc=0,6/bt=0,8/ângulo=23	420,95	0,1742	1,50	1,13
18	30mm/bc=0,7/bt=0,8/ângulo=23	452,70	0,2144	1,39	0,92
19	30mm/bc=0,8/bt=0,8/ângulo=23	494,98	0,2693	1,27	0,73
20	30mm/bc=0,7/bt=0,6/ângulo=25	474,44	0,2463	1,33	0,80
21	30mm/bc=0,7/bt=0,6/ângulo=36	565,10	0,4311	1,11	0,46
22	30mm/bc=0,7/bt=0,6/ângulo=23	450,03	0,2119	1,40	0,93
23	30mm/bc=0,6/bt=0,5/ângulo=23	415,38	0,1817	1,52	1,08
24	30mm/bc=0,6/bt=0,5/ângulo=45	594,13	0,5389	1,06	0,36
25	30mm/bc=0,7/bt=0,5/ângulo=23	448,01	0,2094	1,41	0,94
26	20mm/bc=0,7/bt=0,6/ângulo=23	413,97	0,2310	1,52	0,85
27	20mm/bc=0,6/bt=0,5/ângulo=23	415,30	0,2311	1,52	0,85
28	20mm/bc=0,6/bt=0,9/ângulo=23	374,76	0,1504	1,68	1,31
29	20mm/bc=0,6/bt=0,7/ângulo=30	408,94	0,2123	1,54	0,93
30	20mm/bc=0,7/bt=0,7/ângulo=30	440,76	0,2721	1,43	0,72
31	20mm/bc=0,6/bt=0,6/ângulo=36	445,61	0,2762	1,41	0,71
32	20mm/bc=0,6/bt=0,6/ângulo=33	428,57	0,2425	1,47	0,81
33	20mm/bc=0,5/bt=0,5/ângulo=33	397,10	0,1952	1,59	1,01
34	20mm/bc=0,7/bt=0,5/ângulo=40	545,87	0,5405	1,15	0,36

35	20mm/bc=0,9/bt=0,7/ângulo=36	625,59	0,4620	1,01	0,43
36	20mm/bc=0,9/bt=0,3/ângulo=36	633,24	0,4559	0,99	0,43
37	20mm/bc=0,9/bt=0,5/ângulo=30	595,35	0,5947	1,06	0,33
38	20mm/bc=0,5/bt=0,5/ângulo=45	473,03	0,3814	1,33	0,52
39	20mm/bc=0,8/bt=0,5/ângulo=45	688,18	0,6849	0,92	0,29
40	20mm/bc=0,7/bt=0,5/ângulo=45	610,05	0,5760	1,03	0,34
41	20mm/bc=0,9/bt=0,5/ângulo=23	543,17	0,7370	1,16	0,27
42	20mm/bc=0,9/bt=0,5/ângulo=23	517,38	0,4544	1,22	0,43
43	20mm/bc=0,9/bt=0,5/ângulo=23	534,18	0,8399	1,18	0,23
44	20mm/bc=0,9/bt=0,5/ângulo=30	618,51	0,6995	1,02	0,28
45	20mm/bc=0,9/bt=0,5/ângulo=30	607,58	0,7403	1,04	0,27
46	20mm/bc=0,9/bt=0,5/ângulo=30	593,11	0,5978	1,06	0,33
47	20mm/bc=0,9/bt=0,5/ângulo=36	727,82	0,8438	0,87	0,23
48	20mm/bc=0,9/bt=0,5/ângulo=36	681,14	0,8414	0,92	0,23
49	20mm/bc=0,9/bt=0,5/ângulo=36	646,79	0,5640	0,97	0,35
50	20mm/bc=0,9/bt=0,5/ângulo=40	770,42	0,8105	0,82	0,24
51	20mm/bc=0,9/bt=0,5/ângulo=40	724,82	0,8427	0,87	0,23
52	20mm/bc=0,7/bt=0,7/ângulo=36	485,81	0,4065	1,30	0,48
53	30mm/bc=0,3/bt=0,5/ângulo=50	439,29	0,2717	1,43	0,72
54	30mm/bc=0,4/bt=0,5/ângulo=50	510,97	0,4670	1,23	0,42
55	30mm/bc=0,3/bt=0,6/ângulo=50	436,19	0,2640	1,44	0,74
56	30mm/bc=0,4/bt=0,6/ângulo=50	505,05	0,4444	1,25	0,44
57	30mm/bc=0,5/bt=0,7/ângulo=54	650,31	0,7684	0,97	0,26
58	30mm/bc=0,3/bt=0,7/ângulo=54	477,09	0,3943	1,32	0,50
59	20mm/bc=0,6/bt=0,7/ângulo=45	561,06	0,5580	1,12	0,35
60	30mm/bc=0,6/bt=0,3/ângulo=45	642,81	0,6490	0,98	0,30
61	30mm/bc=0,5/bt=0,1/ângulo=45	567,94	0,4775	1,11	0,41
62	20mm/bc=0,6/bt=0,3/ângulo=45	581,27	0,6148	1,08	0,32

Fonte: Autor

APÊNDICE B – CÁLCULO ANALÍTICO POR BLEVOT E FREMY (1967) DO ESTUDO PARAMÉTRICO

B. Formulação utilizada

$$Z = A_s \cdot f_{yk} \quad (B.1)$$

$$Z = \frac{F}{8d} \left(e - \frac{a}{2} \right) \quad (B.2)$$

$$F_{escoamento} = \frac{Z8d}{\left(e - \frac{a}{2} \right)} \quad (B.3)$$

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{e\sqrt{2}}{2} - \frac{a\sqrt{2}}{2}} \quad (B.4)$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 0,8 \frac{kN}{cm^2} \quad (B.5)$$

$$\frac{F}{A_{pilar} \sin^2 \theta} \leq 1,28 \cdot f_{ck} \quad (B.6)$$

$$\frac{F}{4 \cdot A_{estaca} \sin^2 \theta} \leq 1,28 \cdot f_{ck} \quad (B.7)$$

Tabela B.1 – Resultados analíticos

Modelos	Força de tração do aço (Z) kN	Carga de escoamento do tirante (F) kN	Carga de ruína das escoras (pilar) kN	Carga de ruína das escoras (estacas) kN
Experimental	60,00	423,90	171,54	343,18
Simulação 1	100,00	706,50	343,08	686,37
Simulação 2	100,00	706,50	810,92	1622,32
Simulação 3	100,00	706,50	1278,75	2558,28
Simulação 4	157,00	1109,20	810,92	1622,32
Simulação 5	188,40	1331,04	810,92	1622,32
Simulação 6	219,80	1552,88	810,92	1622,32
Simulação 7	140,00	989,10	1278,75	2558,28
Simulação 8	219,80	1552,88	1278,75	2558,28
Simulação 9	344,12	2431,20	1278,75	2558,28

Fonte: Autor

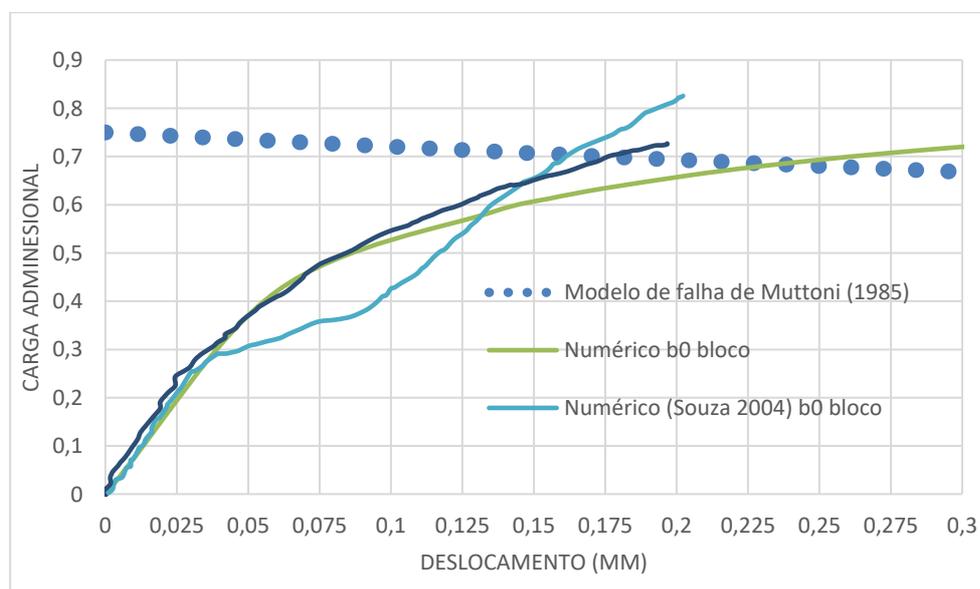
APÊNDICE C – CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

C. Variação dos parâmetros numéricos

A Figura C.1 traz a correlação da curva experimental de (SAM e IYER, 1995), numérica de (SOUZA, 2004) e a numérica deste trabalho relacionadas com o critério de falha do modelo proposto baseado no modelo original de (MUTTONI, 1985). É possível perceber que o critério de falha apresenta bons resultados para todas as três curvas, tornando confiável o ponto de interrupção da simulação numérica para o deslocamento obtido no gráfico.

É possível analisar que o ponto de intersecção entre as curvas que representa o momento da falha consegue capturar com certa precisão o deslocamento de referência de 0,20 mm de (SAM e IYER, 1995) e o obtido por (SOUZA, 2004). O deslocamento obtido no gráfico é de 0,23 mm para uma carga de 510 kN, tendo uma relação de 1,23 para carga e 1,15 para deslocamento.

Figura C.1 - Correlação das respostas obtidas sobre o modelo de (SAM e IYER, 1995)



Fonte: Autor

Para a validação realizou-se diversas simulações a fim de variar os parâmetros e analisar a sensibilidade de suas variações. Os dados estudados estão na Tabela C.1.

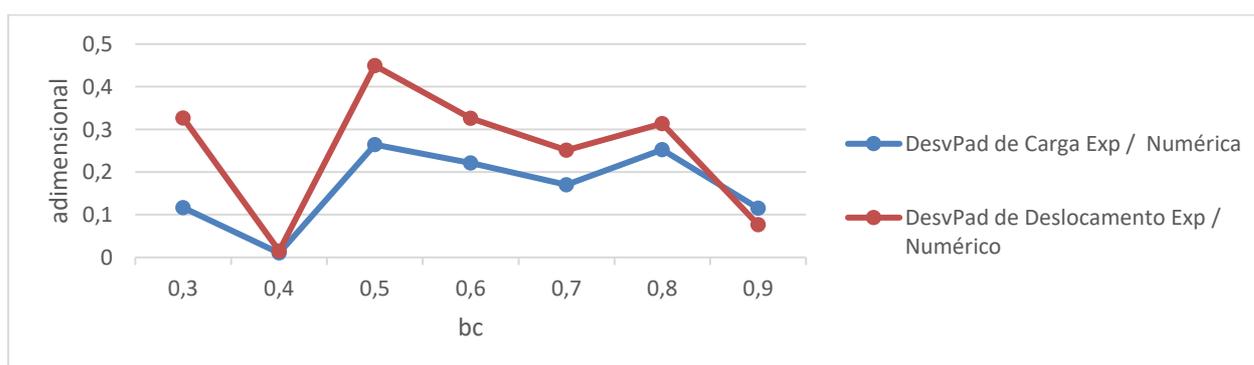
Tabela C.1 – Variação dos parâmetros numéricos

Malha (mm)	Ângulo de dilatação (ψ)	Viscosidade (μ)	Parâmetros da evolução do dano	
			bc	bt
20	23	0,001	0,3	0,1
30	23,8	0,0001	0,4	0,3
	30	0,00001	0,5	0,4
	36		0,6	0,5
	40		0,7	0,6
	45		0,8	0,7
	50		0,9	0,8
	54			0,9

Fonte: Autor

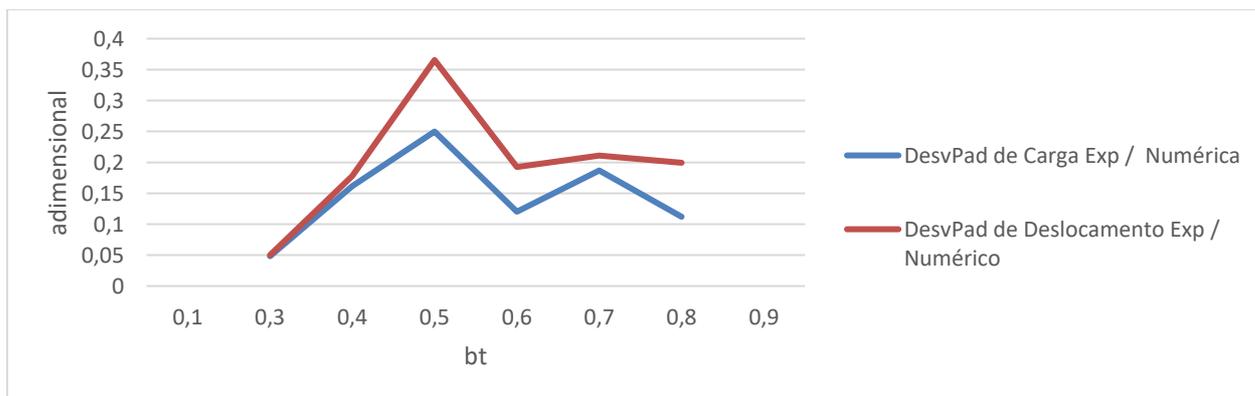
Tem-se que quando o modelo rompe para maiores deslocamentos, também é obtido uma carga de ruptura maior. O coeficiente b_c tem grande influência nesse comportamento, através da Figura C.2 e Figura C.3, observa-se que para menores valores o desvio padrão é menor, sendo altamente variado para valores acima de 0,6, conseqüentemente para maiores valores de b_c e menores de b_t , maiores cargas. Para o b_t , é observado que apesar da diferença do deslocamento de referência de (SAM e IYER, 1995) o desvio é pequeno nas simulações.

Figura C.2 – Desvio padrão de carga e deslocamento em relação ao b_c



Fonte: Autor

Figura C.3 - Desvio padrão de carga e deslocamento em relação ao b_t

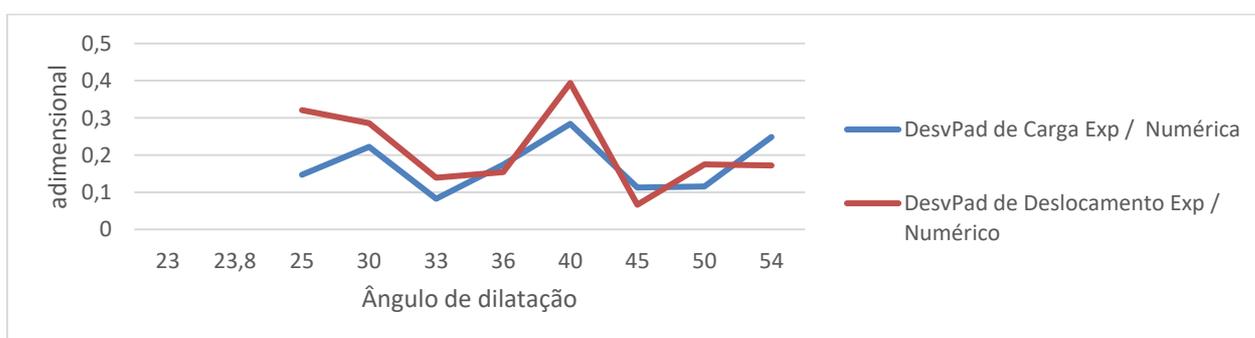


Fonte: Autor

Para menores valores de b_c , tem-se redução na capacidade de carga, menores deslocamentos e também uma ruptura mais frágil, sendo que para maiores valores a curva tende se estender, tornando mais dúctil, deslocando mais e obtendo maior capacidade de carga. Para menores valores de b_t , tem-se uma maior inclinação da reta antes que ocorra a inclinação em direção a falha, obtendo menores deslocamentos nas fases iniciais de carregamento, representando um aumento de rigidez, porém tende a aumentar o deslocamento na ruptura. Para maiores valores de b_t a curva tende a ser menos inclinada, obtendo variação no deslocamento máximo. Com bases nas análises realizadas, é observado que valores intermediários para b_c e b_t trazem bons resultados, portanto, determinou-se b_c e b_t 0,6 e 0,3 respectivamente.

Outro fator que se mostra extremamente variável em suas respostas é o ângulo de dilatação conforme Figura C.4, onde para determinados ângulos tem-se valores com alta variabilidade.

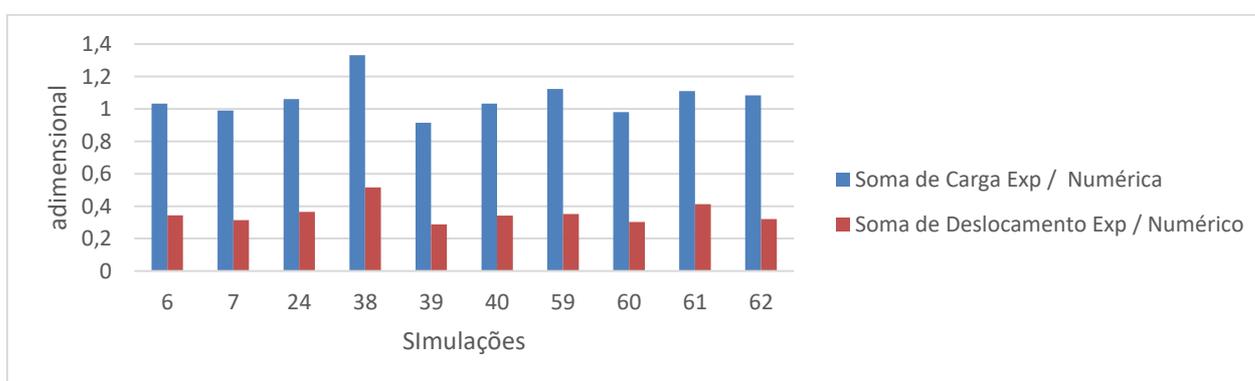
Figura C.4 - Desvio padrão de carga e deslocamento em relação ao ângulo de dilatação



Fonte: Autor

Em relação aos erros do numérico com o experimental conforme Figura C.5, observa-se que para a carga o valor está muito próximo de 1 para todas as simulações, concluindo que para 45° capta-se corretamente a carga de ruptura. Em relação ao deslocamento, é possível perceber certa proporcionalidade entre as simulações, havendo pouco desvio nos resultados numéricos, porém ao se comparar ao deslocamento de referência de (SAM e IYER, 1995), os valores são maiores.

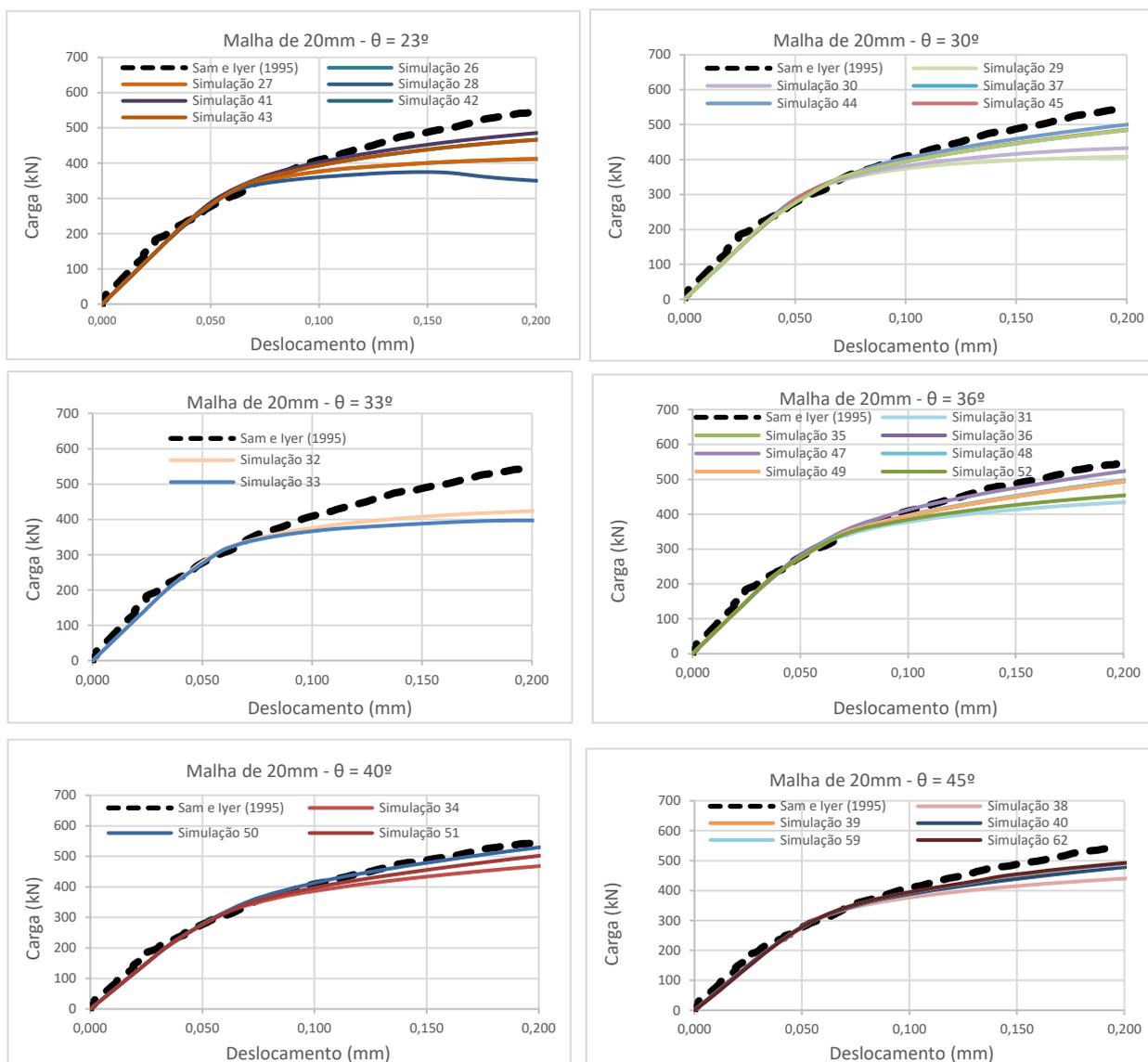
Figura C.5 -Erros em relação a carga e deslocamento para os modelos com ângulo de dilatação de 45°.



Fonte: Autor

Com base nos resultados também é necessário analisar a rigidez do modelo numérico em relação ao experimental. A Figura C.6 tem-se as curvas carga-deslocamento para a malha de 20mm, todos os ângulos que foram variados de 23 a 45° para várias configurações de b_c e b_t .

Figura C.6 - Curva carga-deslocamento para malha de 20mm



Fonte: Autor

A partir da Figura C.6 percebe-se que a curva numérica se aproxima do experimental conforme o aumento do ângulo de dilatação, porém, com isso também sua ductilidade e deslocabilidade na ruptura, sendo que a variação também é influenciada por outros parâmetros como o b_c .

Visando a obtenção de resultados coerentes em carga e deslocamento, para cargas com erros menores de 10% é possível perceber que os deslocamentos avançam mais que a referência de (SAM e IYER, 1995). Porém existe um ponto de divergência que os deslocamentos de 0,20mm descritos no artigo são de uma curva analítica, não podendo ter absoluta certeza de que são experimentais, por isso tratamos como um deslocamento de referência apenas.

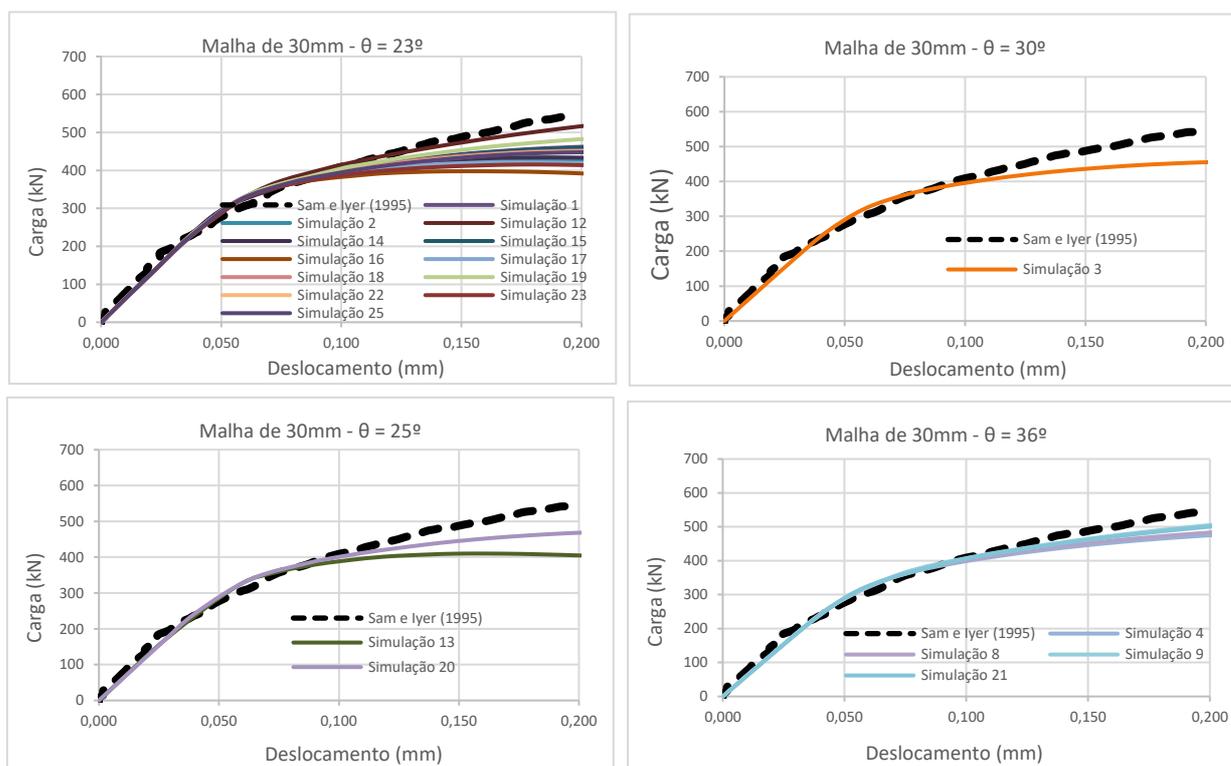
Em relação a rigidez do modelo, percebe-se que o modelo numérico captou com boa

similaridade o comportamento da curva, tendo dificuldades apenas na ruptura, onde não apresentou parada abrupta, como padrão em falhas por cisalhamento.

Na Figura C.7 e Figura C.8 são realizadas variações semelhantes, com a diferença que foi utilizada a malha de 30mm nas simulações. Percebe-se boas respostas aumentando a malha com grande redução de tempo das simulações, com isso otimizou-se a validação, tendo algumas diferenças principalmente na capacidade de carga, variando em torno de 10% para menos em carga e 15% em deslocamento, o que é aceitável devido a redução de tempo.

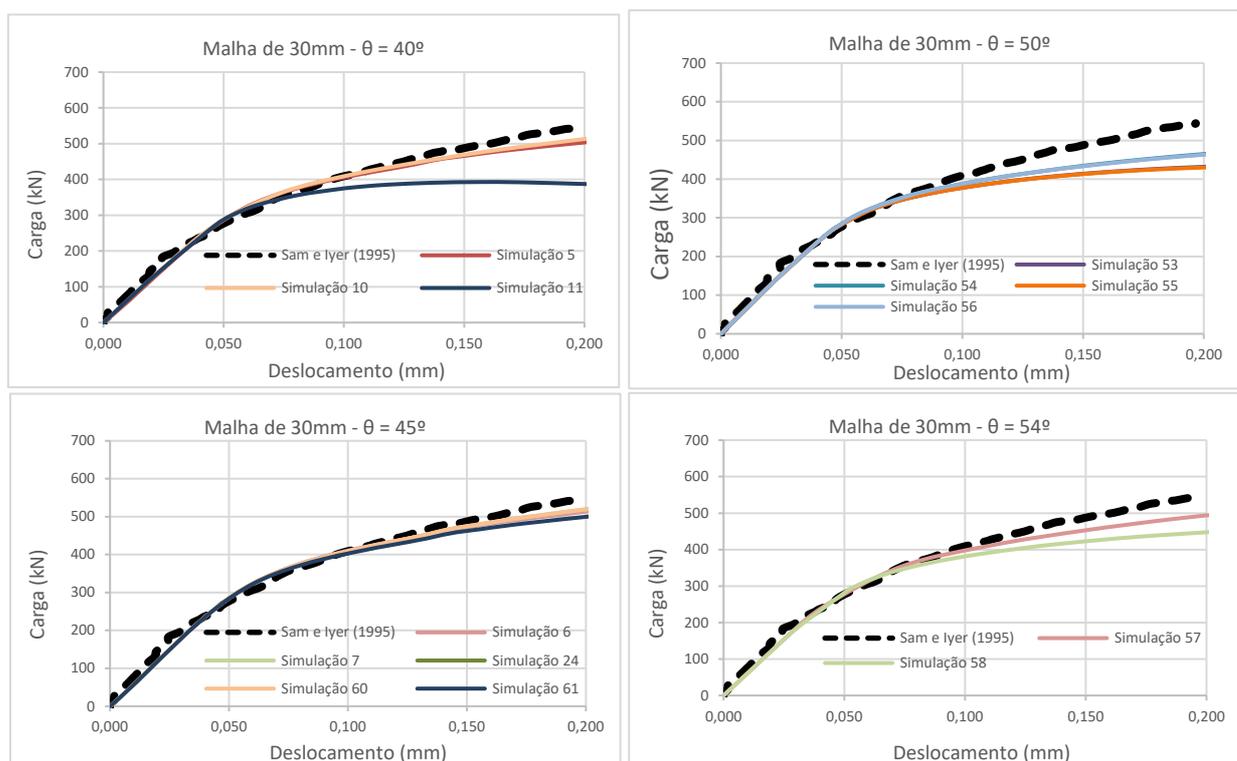
Com isso, tem-se as respostas foram semelhantes as obtidas anteriormente, sendo possível observar que para um ângulo de 45° houve pouca variação na resposta, com boa aproximação de carga e deslocamento, obtendo erros menores de 10% em carga máxima.

Figura C.7 - Curva carga-deslocamento para malhas de 30 mm



Fonte: Autor

Figura C.8 - Curva carga-deslocamento para malhas de 30 mm



Fonte: Autor

Com base nas análises de sensibilidade anteriores, os valores dos parâmetros adotados no CDP são apresentados na Tabela C.2.

Tabela C.2 – Parâmetros de entrada do CDP

Parâmetro	Valor
ψ (°)	45
ξ	0,1 (<i>Default</i>)
σ_{b0}/σ_{c0}	1,16 (<i>Default</i>)
Kc	2/3 (<i>Default</i>)
$\nu (s - 1)$	0,001 (1×10^{-3})

Fonte: Autor