

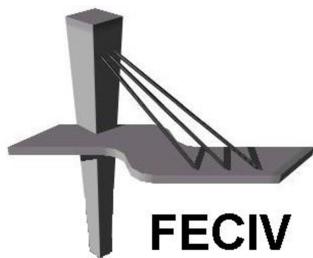


UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

Dissertação DE MESTRADO

ANÁLISE DAS TENSÕES NODAIS EM BLOCOS DE CONCRETO ARMADO APOIADO SOBRE DUAS ESTACAS METÁLICAS

MARCO AURÉLIO TOMAZ



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



Marco Aurélio Tomaz

**ANÁLISE DAS TENSÕES NODAIS EM BLOCOS DE
CONCRETO ARMADO APOIADO SOBRE DUAS
ESTACAS METÁLICAS**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera

Uberlândia, (27/02/2018)

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

T655a
2018

Tomaz, Marco Aurélio, 1986-
Análise das tensões nodais em blocos de concreto armado apoiado
sobre duas estacas metálicas / Marco Aurélio Tomaz. - 2018.
142 f. : il.

Orientador: Rodrigo Gustavo Delalibera.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Disponível em: <http://dx.doi.org/10.14393/ufu.di.2018.1124>
Inclui bibliografia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Modelo de bielas e tirantes - Teses. I.
Delalibera, Rodrigo Gustavo. II. Universidade Federal de Uberlândia.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624

Maria Salete de Freitas Pinheiro – CRB6/1262



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PPGEC

ATA Nº: 204/2018

CANDIDATO: Marco Aurélio Tomaz

Nº. Matrícula: 11612ECV016

ORIENTADOR: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera

TÍTULO: "Análises das tensões nodais em blocos de concreto armado apoiado sobre duas estacas metálicas"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

PROJETO DE PESQUISA: Estacas metálicas: análise da ligação das estacas com o bloco

DATA DA DEFESA: 27 de fevereiro de 2018

LOCAL: Sala de Reuniões Prof. Marcio Antônio Ribeiro da Silva, bloco 1Y.

HORÁRIO INÍCIO/TÉRMINO: 14h e 30min / 17h e 50min

Reuniu-se na **Sala de Projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa, bloco 1Y - Campus Santa Mônica** da Universidade Federal de Uberlândia, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do PPGEC, assim composta: Professores Doutores: **José Samuel Giongo – EESC/USP; Marcos Honorato de Oliveira – ENC/UnB e Rodrigo Gustavo Delalibera** orientador do candidato. Ressalta-se que os Professores Doutores José Samuel Giongo e Marcos Honorato de Oliveira participaram via webconferência desde as respectivas cidades de São Carlos/SP e Brasília/DF e o orientador e aluno participaram in loco.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa **Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera** apresentou a Comissão Examinadora e concedeu ao discente a palavra para a exposição do trabalho. A seguir, o senhor presidente concedeu a palavra aos examinadores, que passaram a arguir o candidato. Ultimada a arguição, a Banca, em sessão secreta, atribuiu os conceitos finais. Em face do resultado obtido, a Banca Examinadora considerou o candidato APROVADO. Esta defesa de Dissertação de Mestrado Acadêmico é parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre. O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU. Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos e foi lavrada a presente ata que após lida e aprovada foi assinada pela Banca Examinadora.

Professor Orientador: **Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera – FECIV/UFU**

Membro externo: **Prof. Dr. José Samuel Giongo – EESC/USP**

Membro externo: **Prof. Dr. Marcos Honorato de Oliveira – ENC/UnB**

Uberlândia, 27 de Fevereiro de 2018.

À minha mãe Aida Rosa Tomaz, minha tia Ana Maria Tomaz, meus familiares e amigos;
dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço essencialmente a três mulheres que me inspiraram muito para o desenvolvimento desse trabalho. Minha mãe Aida Rosa e minha tia Ana Maria pelo exemplo máximo de pessoa de sucesso e minha eterna amiga Ana Flávia Felice, talvez minha maior incentivadora em muitos aspectos da minha vida.

Ao meu irmão Luciano Tomaz Araújo pelo companheirismo e inspiração de longa data.

Ao meu orientador por ter contribuído de maneira ímpar com meu desenvolvimento durante o período do mestrado. Sou bastante grato por ter sido seu orientado.

A todos os professores que tive durante a vida, em especial, agradeço aos professores da graduação em engenharia civil Alceu Alves Júnior e Paulo César Primo Agostinho, meus maiores incentivadores e exemplos dentro da engenharia de estruturas, foi um prazer ser aluno de cada um.

Aos amigos Renato Moreira Silva, Thiago Davi Rosa, Samir Daura, Renato Martin e Turma da Fudêncio.

Aos amigos da época de graduação, e agora também mestres, Bruno Marques e Daniel Flávio. Aos colegas de mestrado Juliete Ribeiro, Leandro Reis e Lorena Silva pelos momentos de descontração. Agradeço também aos amigos Adso Araújo, Juliano Pucci Palacini, Paulo Roberto Júnior, Rodrigo Morelli, Alcino e Édson pela ajuda nos ensaios.

Ao grande amigo Eng. Rômulo Silva, com quem aprendi tudo a respeito da profissão.

A todos os funcionários do departamento de estruturas, em especial, Gercindo Ferreira e Josildo de Azevedo, os quais tenho orgulho de dizer que me tornei amigo.

A empresa Grada Construtora LTDA. por meio do eng. Joaquim Luiz de Paula Filho, por disponibilizar o equipamento necessário para executar o ensaio e Marco Aurélio Tomaz – EIRELI – ME por ter custeado boa parte dos experimentos.

Por fim e, não menos importante, agradeço a Deus por ter me guiado com perseverança durante o caminho e por toda pedra que nele encontrei. Cada pedra me fez mais forte.

“Esqueçam o que eu disse, o que eu disse é uma bobagem”

(professor Alceu Alves Júnior)

Tomaz, M. A. **Análise das tensões nodais em blocos de concreto armado apoiado sobre duas estacas metálicas.** 142 p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2018.

RESUMO

Blocos sobre estacas podem ser dimensionados utilizando-se, preferencialmente, modelos plásticos (bielas e tirantes) e modelos baseados na teoria da flexão. O trabalho teve como objetivo analisar e discutir as tensões nodais que surgem em blocos de fundação quando é utilizado estacas em perfil metálico. Primeiramente fez-se uma análise experimental e teórica aplicando os diferentes modelos de cálculo de tensões em ensaios experimentais de diversos pesquisadores com o intuito de observar as diferenças entre os modelos apresentados. Com o valor das tensões atuantes, tanto na zona nodal superior quanto na zona nodal inferior, pode-se comparar com os valores-limites recomendados pelas normas e por pesquisadores vigentes. Os modelos de cálculo estudados apresentaram divergências entre si e, em função disto, realizou-se uma análise crítica destes resultados e sugere-se um novo limite para a verificação das tensões nodais junto a zona nodal superior. Foram ensaiados experimentalmente quatro blocos sobre duas estacas onde as variáveis foram o embutimento da estaca e a adoção de uma chapa soldada no topo do perfil. O cálculo das tensões na zona nodal inferior depende da área da seção transversal da estaca e, não é coerente aplicar as formulações disponíveis para verificar tais tensões uma vez que a área de um perfil metálico é consideravelmente menor do que a área de uma estaca em concreto armado. Entretanto, as tensões na zona nodal inferior se mostraram coerentes quando foi considerado uma área de estaca denominada de Área Colaborante, maior do que a área do perfil. Essa área considera, além da área do perfil, o concreto confinado entre as abas do perfil. Os ensaios mostraram que os blocos de fundação apresentaram comportamento semelhante ao comportamento apresentado por bloco apoiado sobre estacas de concreto. Além disso, foi possível confirmar duas hipóteses apresentadas por outros pesquisadores: a força atuante no tirante não é constante e a estaca estava sujeita à flexo-compressão.

Palavras-chave: Blocos sobre estacas – Modelo de bielas e tirantes – Tensões nodais

Tomaz, M. A. **Analysis of the nodal tensions in pile caps supported on two steel pile caps.** 142 p. MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2018.

ABSTRACT

The pile caps can be dimensioned using, preferably, plastic models (struts-and-tie) and models based on flexion theory. The objective of this work was to analyze and discuss the nodal stresses that arise in pile caps when piles are used in steel profile. Firstly, an experimental and theoretical analysis was applied the different stress calculation models in experimental test of several researchers in order to observe the differences between the presented models. With the value of the operating tensions, both in the upper nodal zone and in the lower nodal zone, it is possible to compare with the limits values recommended by the current norms and by researches. The calculation models studied showed differences between them and, as a result, a critical analysis of these results was carried out and a new limit for the verification of the nodal tensions near the upper nodal zone is suggested. Four pile caps were experimentally tested on two piles where the variables were the inlay of the piles in the pile caps and the adoption of a welded steel plate at the top of the steel profile. The calculation of the stresses in the lower nodal zone depends on the cross-sectional area of the pile and it is not consistent to apply the available formulations to verify such stresses since the area of the steel profile is considerably smaller than the area of a pile in reinforced concrete. However, the tensions in the lower nodal area were shown to be coherent when a pile area called Collaborating Area was considered larger than the steel profile. This area considers, in addition to the steel profile area, the concrete confined between the profile flaps. The test showed that the pile caps present behavior similar to the behavior presented by pile caps supported by pile of reinforced concrete. Furthermore, it was possible to confirm two hypotheses presented by other researchers: the force acting on the ties is not constant and the pile was subjected to flexo-compression.

Keywords: Pile caps – Struts-and-tie models – Nodal stresses

SÍMBOLOS

SÍMBOLOS

A_c	- Área da seção transversal do pilar
$A_{c,amp}$	- Área da seção transversal ampliada do pilar
A_{est}	- Área da seção transversal da estaca
A_{st}	- Área de aço para o tirante
A'_{sp}	- Área reduzida da seção transversal do perfil metálico
a	- Dimensão do bloco em uma determinada direção
a_p	- Dimensão do pilar medida na mesma direção de a
a_l	- Dimensão do pilar ou da estaca medida no sentido de aplicação de R_{cc}
b	- Dimensão do pilar medida no sentido perpendicular de aplicação de R_{cc}
$F_{u,exp}$	- Força última experimental aplicada ao pilar
$F_{u,teo}$	- Força última teórica aplicada ao pilar
F_r	- Força aplicada ao pilar em relação a qual surgiu a primeira fissura
f_{bk}	- Resistência característica de aderência
f_y	- Limite do escoamento das barras de aço
f_{yp}	- Limite do escoamento do perfil metálico
$f_{c,exp}$	- Resistência do concreto obtida por ensaio de compressão de corpo-de-prova
ℓ_b	- Comprimento de ancoragem básico
$\ell_{b,nec}$	- Comprimento de ancoragem necessário
h	- Altura do bloco de fundação
$M_{1d,mín}$	- Momento fletor mínimo para pilares
Q	- Fator de redução associado à flambagem

R_{est}	- Reação de $F_{u,exp}$ em cada estaca
R_{cc}	- Resultante no concreto comprimido (resultante na biela)
R_{st}	- Resultante no aço tracionado (resultante no tirante)
T_d	- Tração de cálculo no tirante
u	- Altura em que as barras longitudinais estão distribuídas
V	- Distância entre o centro geométrico da estaca até a face mais próxima do pilar
θ	- Ângulo experimental de inclinação entre a biela e o tirante
γ_f	- Coeficiente de ponderação das resistências em perfis metálicos
γ_p	- Coeficiente de ponderação das cargas atuantes em perfis metálicos
ρ	- Coeficiente de flambagem em perfis metálicos
$\sigma_{s,efe}$	- Tensão efetiva na armadura de tração
σ_{zni}	- Tensão na zona nodal inferior
σ_{zns}	- Tensão na zona nodal superior
$\sigma_{c1,d}$	- Tensão normal atuante na interface pilar/bloco segundo Fusco (2013)
$\sigma_{cv,d}$	- Tensão normal atuante na profundidade x da face superior do bloco
ϕ	- Diâmetro da armadura
λ	- Índice de esbeltez para pilares
λ_l	- Índice de esbeltez limite para pilares de acordo com a ABNT NBR 6118:2014
μ	- Momento fletor reduzido
ν	- Normal reduzida
ω	- Taxa mecânica de armadura para pilar

SUMÁRIO

1	Introdução.....	12
1.1	Considerações iniciais.....	12
1.2	Justificativa.....	14
1.3	Objetivo.....	15
1.3.1	Objetivo geral.....	15
1.3.2	Objetivos específicos.....	15
1.4	Metodologia.....	15
1.5	Estrutura do trabalho.....	16
2	Revisão bibliográfica.....	18
2.1	Considerações iniciais.....	18
2.2	Pesquisas com ênfase experimental.....	19
2.3	Pesquisas com ênfase em simulações numéricas.....	36
2.4	Recomendações normativas.....	42
2.4.1	Norma brasileira ABNT NBR 6118:2014.....	42
2.4.2	Norma americana ACI 318-14.....	43
2.4.3	Norma espanhola EHE-98.....	43
2.4.4	Código CEB-fib (2010).....	44
3	Resultados experimentais analisados.....	46
3.1	Considerações iniciais.....	46
3.2	Cálculo de tensões atuantes.....	54
3.3	Limites dos valores das tensões nodais.....	58
4	Resultados e discussões.....	60
4.1	Considerações iniciais.....	60
4.2	Cálculo das tensões nodais.....	60
4.3	Considerações sobre as análises das tensões.....	79
5	Programa experimental.....	81
5.1	Considerações iniciais.....	81
5.2	Modelo de referência.....	81
5.3	Dimensionamento dos modelos.....	83
5.3.1	Dosagem do concreto.....	83
5.3.2	Propriedades do perfil metálico.....	84

5.3.3	Cálculo das forças teóricas atuantes nos blocos.....	86
5.3.4	Dimensionamento da armadura principal de tração.....	88
5.3.5	Ancoragem da armadura principal de tração.....	88
5.3.6	Dimensionamento do pilar.....	90
5.4	Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência uniaxial.....	93
5.5	Transdutores de deslocamento variável linear.....	95
5.6	Detalhamento dos modelos.....	96
6	Descrição, apresentação e análise dos ensaios experimentais.....	99
6.1	Considerações iniciais.....	99
6.2	Equipamentos utilizados.....	99
6.3	Propriedades dos materiais.....	101
6.3.1	Limite ao escoamento e módulo de elasticidade das barras de aço.....	102
6.3.2	Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto.....	103
6.3.3	Ensaio de compressão diametral em corpos-de-prova cilíndricos de Concreto.....	105
6.3.4	Ensaio para determinação do módulo de deformação tangente inicial longitudinal do concreto.....	106
7	Comportamento geral dos modelos.....	109
7.1	Considerações iniciais.....	109
7.2	Modo de ruína.....	109
7.2.1	Modelo de referência.....	110
7.2.2	Bloco BEmb10sch.....	110
7.2.3	Bloco BEmb10cch.....	113
7.2.4	Bloco BEmb20sch.....	116
7.2.5	Bloco BEmb30sch.....	117
7.3	Influência do embutimento na rigidez do bloco.....	119
7.4	Deformações da armadura principal e do perfil.....	122
7.5	Tensões atuantes nos blocos.....	126
8	Conclusão.....	132
8.1	Considerações finais.....	132
8.2	Principais conclusões.....	132
8.3	Sugestões para trabalhos futuros.....	134
	Referências.....	135
	Apêndice A - Detalhe dos modelos analisados experimentalmente.....	139

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A escolha do tipo de fundação para uma determinada edificação é primordial para o desempenho da estrutura, tal escolha é feita após os estudos das condições técnico-econômica. Conhecidos as características e os parâmetros de resistência do solo, magnitude das ações atuantes e dos tipos de fundações disponíveis no mercado, o engenheiro pode escolher a melhor alternativa para a fundação.

Quando as camadas mais superficiais de solo não possuírem características satisfatórias para resistir as forças advindas da superestrutura, a opção é buscar camadas de solos mais resistentes e, consequentemente, mais profundas. Quando for necessário o uso do elemento de fundação do tipo estacas (em concreto, em madeira ou metálica) é imprescindível o uso de outro elemento estrutural, o bloco de coroamento ou bloco de fundação. Quando a solução para a fundação for o uso de tubulão, também deve ser utilizado o bloco de fundação para o caso em que o pilar possua seção transversal maior do que a seção do tubulão.

Em princípio, os blocos de fundação devem ser peças suficientemente rígidas para que sua deformabilidade não afete os esforços atuantes na superestrutura e nem no próprio terreno de fundação. Para isto, a altura do bloco deve permitir a transmissão direta da carga, desde a base do pilar no topo do bloco até as estacas na base do bloco, por meio de bielas comprimidas. (FUSCO, 2013).

Blocos sobre estacas são importantes elementos estruturais cuja função é transferir as forças da superestrutura para um grupo de estacas e apesar de serem primordiais para a segurança, durabilidade e desempenho da estrutura, geralmente não permitem a verificação visual quando

em serviço, pois em regra são elementos enterrados.

Como elementos de fundação, as estacas metálicas têm aplicação destacada nas construções industriais como pontes e viadutos, portos, torres de transmissão e estruturas de contenção.

De acordo com Velloso e Lopes (2014, p. 239) o uso das estacas metálicas traz algumas vantagens quando comparadas com outros tipos de estacas, dentre elas, destacam-se as seguintes:

- reduzida a intensidade de vibração durante o processo de cravação;
- resistência elevadas a esforços de flexão e de tração (da ordem de magnitude da força de compressão);
- possibilidade de cravação em solos de difícil transposição como por exemplo: argilas rijas a duras, pedregulhos e concreções sem o inconveniente do “levantamento” da estaca vizinha já cravada e;
- pela facilidade com que podem ser cortadas com maçarico ou emendadas por soldas, não oferecem dificuldade aos ajustes de comprimento no canteiro, além disso, os pedaços cortados podem ser aproveitados no prolongamento de outras estacas.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 6118:2014 considera blocos sobre estacas como elemento especial e que apresenta descontinuidade generalizada, ou seja, elemento em que a hipótese de Bernoulli, de que as seções transversais planas permanecem planas após o início das deformações até o estado-limite último, não é válida. O texto da norma classifica blocos quanto ao seu comportamento, assim, os blocos sobre estacas podem ser rígidos ou flexíveis.

Para o dimensionamento dos blocos sobre estacas, pode-se adotar modelos de cálculo tridimensionais (lineares ou não) e modelos de bielas e tirantes, sendo este último o preferido pelos engenheiros civis devido a praticidade de aplicação.

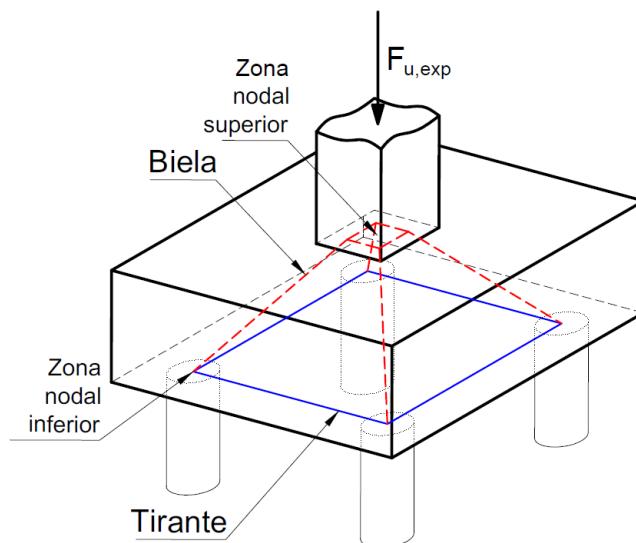
O modelo de bielas e tirantes é um modelo de cálculo baseado no teorema do limite superior, utilizando o conceito de plasticidade e consiste no dimensionamento por meio da idealização de uma treliça isostática composta por bielas, tirantes e nós. De acordo com SILVA (1991), as bielas representam os campos de compressão no concreto e os tirantes representam os campos de tração que usualmente são absorvidos pela armadura. Os nós são volumes de concretos cuja finalidade é transferir as tensões entre as bielas e tirantes, e, entre bloco e estacas e pilar e bloco.

Anteriormente à revisão de 2014, não havia texto indicativo que definisse os parâmetros de

resistência, bem como texto que auxiliasse o engenheiro na concepção da treliça. Atualmente, a ABNT NBR 6118:2014 fornece alguns critérios de verificação e classificação quanto a natureza dos nós. A Figura 1 ilustra o elemento estrutural mostrando a trajetória das bielas e dos tirantes.

Apesar da norma brasileira não trazer critérios para a concepção da treliça, existem critérios consagrados que são utilizados, dentre eles pode-se citar os critérios de Blérot e Frémy (1967), Schlaich e Schäfer (1988) e Fusco (2013). Blérot e Frémy (1967) propuseram limites para os valores dessas tensões nodais baseando-se na limitação do ângulo de inclinação das bielas em relação ao tirante, sendo que seu trabalho norteou todos os trabalhos subsequentes.

Figura 1 – Modelo de biela-tirante aplicado a bloco sobre quatro estacas



Fonte: Adaptado de Adebar *et al.* (1990)

As pesquisas desenvolvidas em relação ao tema concentram-se nas análises das tensões nodais e no comportamento geral considerando apenas o uso de estacas em concreto armado. Xiao e Chen (2013) estudaram o comportamento de perfis metálicos ancorados em blocos sujeitos às forças horizontais, contudo, não foi considerado a situação de força de compressão oriunda de pilares.

Dessa maneira, o assunto é carente de literatura técnica, tendo disponível somente manuais técnicos baseados em comprovações práticas de construção.

1.2 JUSTIFICATIVA

A ABNT NBR 6118:2014 não apresenta critério claro e específico para o dimensionamento do

bloco sobre estacas, contudo, sugere em seu texto o uso do modelo de bielas e tirantes para seu dimensionamento por simular melhor o comportamento estrutural interno dos blocos, não fazendo nenhuma diferenciação entre os tipos de estacas utilizadas. Ainda na mesma norma, há a recomendação de análise linear por meio de procedimento numérico, como Método dos Elementos Finitos ou Diferenças Finitas, para o dimensionamento de blocos.

Por se tratar de um elemento enterrado na grande maioria de sua aplicação, o que impede sua inspeção durante a fase de serviço, é de fundamental importância conhecer a fundo seu funcionamento.

1.3 OBJETIVO

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo do trabalho é analisar o comportamento de blocos sobre duas estacas por análise experimental quando se utiliza estacas em perfil metálico, com foco nas tensões nodais e seu comportamento.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- avaliar a influência do embutimento da estaca metálica no bloco e;
- avaliar a eficácia de se considerar chapa de aço soldada no topo dos perfis.

1.4 METODOLOGIA

A metodologia adotada nesta pesquisa fundamenta-se nos trabalhos com ênfase experimental e analítica e pode ser dividida em duas etapas.

A primeira consiste em pesquisar o maior número possível de trabalhos fundamentados em ensaios experimentais. Dos trabalhos, foram coletados os dados referentes aos ensaios, tanta

os dados relativos a geometria dos blocos quanto os dados relativos às forças aplicadas. Com os dados em mãos, realizou-se uma criteriosa análise das tensões atuantes nas zonas nodais superior e inferior aplicando três métodos de cálculo diferentes.

Com as tensões calculadas, foi possível comparar os valores atuantes com os valores limites propostos pelas normas vigentes e por pesquisadores a fim de obter um panorama geral da variação das tensões que ocorrem para uma mesma situação.

A segunda etapa teve caráter experimental onde foram ensaiados quatro blocos sobre duas estacas em perfil metálico com objetivo de avaliar o comportamento e as tensões nodais desenvolvidas.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é constituído de oito capítulos, organizados da seguinte maneira:

- Capítulo 1 - *Introdução*: apresenta-se o tema, justificativa, objetivo e o método empregado na pesquisa;
- Capítulo 2 - *Revisão bibliográfica*: apresenta uma síntese dos trabalhos mais importantes desenvolvidos a respeito do assunto, diferenciando as pesquisas experimentais das pesquisas numéricas, além das recomendações normativas;
- Capítulo 3 - *Resultados experimentais analisados*: apresenta todos os dados relativos aos trabalhos experimentais dos autores pesquisados;
- Capítulo 4 - *Resultados e discussões*: apresenta os resultados das tensões calculadas e as discussões relativas aos valores encontrados;
- Capítulo 5 - *Programa experimental*: expõe as informações relativas ao ensaios realizados em laboratório. São mostradas as informações relativas a instrumentação utilizada, dimensionamento e detalhamento dos modelos ensaiados;
- Capítulo 6 - *Descrição, apresentação e análise dos ensaios experimentais*: mostra e analisa os resultados das propriedades dos materiais envolvidos;
- Capítulo 7 - *Comportamento geral dos modelos*: apresenta e discute os resultados apresentados por cada bloco durante os ensaios apresentando as características de ruína observadas;

- Capítulo 8 - *Conclusão*: apresenta as conclusões obtidas em função desse trabalho;
- Apêndices - Informações complementares a respeito dos modelos ensaiados experimentalmente.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A análise das tensões, bem como a concepção da treliça tridimensional para o dimensionamento do bloco não é tão simples quanto se imagina. Thomaz e Carneiro (2016) apresentam em um trabalho as considerações sobre o dimensionamento de blocos elucidando melhor o raciocínio adotado por Blévet e Frémy (1967).

Oliveira (2009) fez um resgate a respeito das diretrizes e variantes para o projeto de blocos de fundação, analisando o estado da arte. Em seu trabalho, expôs as pesquisas mais relevantes sobre o assunto bem como os modelos adotados por cada norma vigente comparando-os entre si de maneira a verificar as principais nuances que cada modelo propõe.

Tomaz e Alves (2016) apresentaram trabalho com o intuito de comparar as diferentes diretrizes consideradas por cada norma e apresentam um modelo de otimização para o dimensionamento dos blocos.

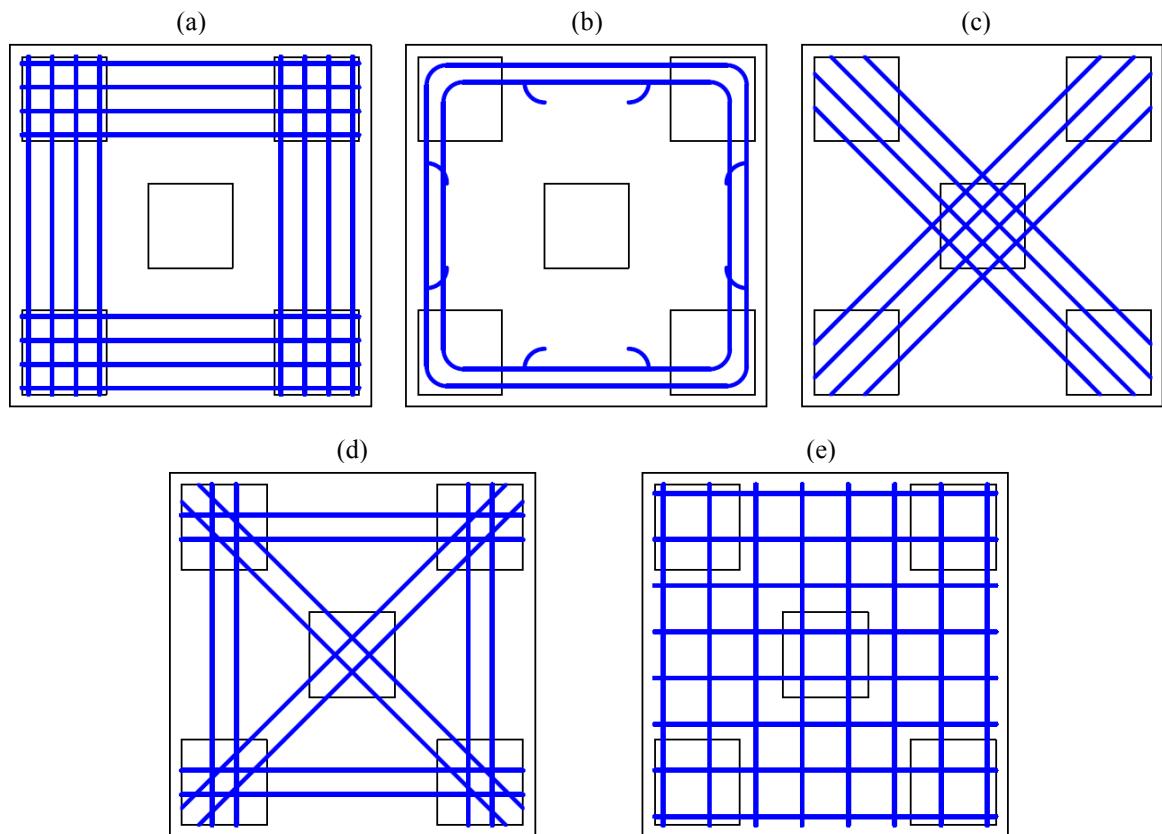
Para melhor entendimento, a revisão bibliográfica está dividida em três partes. A primeira parte trata das pesquisas com ênfase experimental enquanto a segunda parte trata das pesquisas com ênfase em simulações numéricas. A terceira parte expõe as recomendações feitas por algumas normas e autores.

2.2 PESQUISAS COM ÊNFASE EXPERIMENTAL

Blévot (1957) estudou o comportamento de blocos sobre 3 e 4 estacas propondo equacionamento para os modelos analisados. Posteriormente, Blévot e Frémy (1967) realizaram ensaios em 94 blocos sobre estacas, sendo que, 51 blocos eram sobre 4 estacas, 37 blocos eram sobre 3 estacas e 6 blocos eram sobre 2 estacas.

A Figura 2 representa os 5 tipos de arranjos de armaduras utilizados nos ensaios de blocos sobre 4 estacas.

Figura 2 – Arranjos de armaduras para blocos sobre 4 estacas



Fonte: Adaptado de Blévot e Frémy (1967)

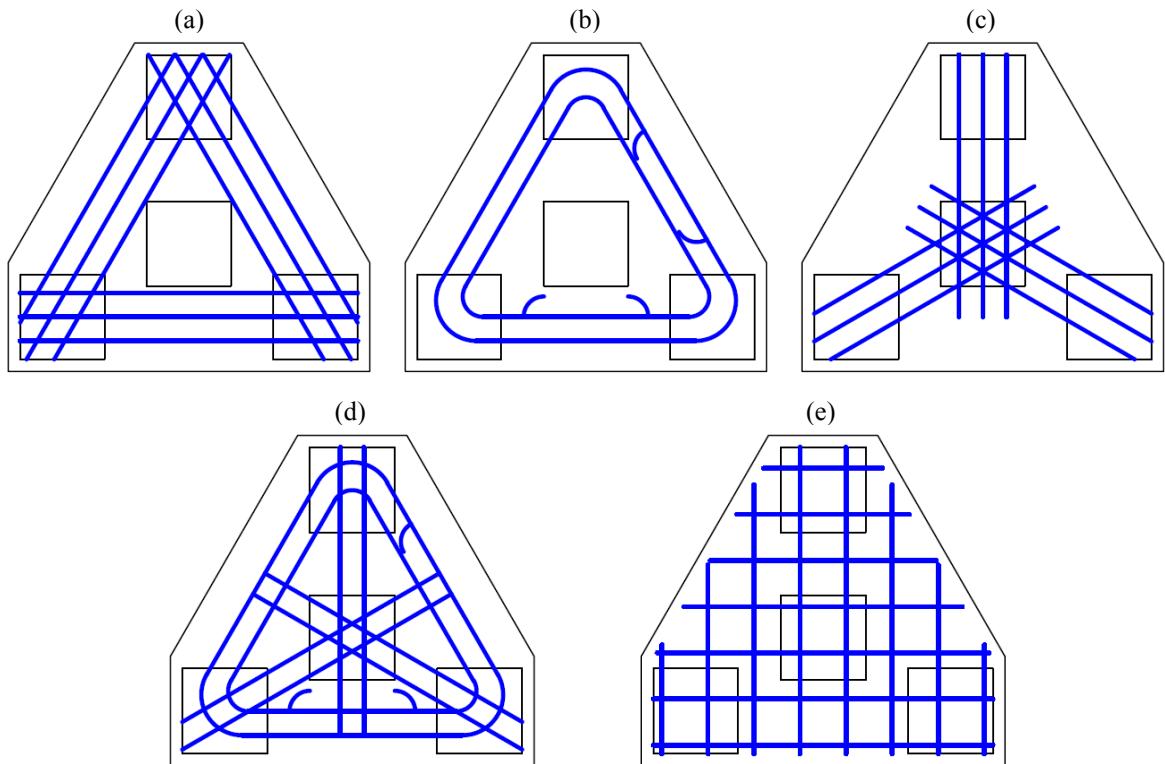
Ao analisar a segurança à ruptura, os modelos (a), (b), (c) e (d) representados na Figura 2 obtiveram desempenhos semelhantes. Apenas o modelo com armadura em malha, modelo (e), apresentou eficiência insatisfatória, sendo sua carga de ruptura cerca de 20% inferior comparado aos demais modelos.

Para os modelos sobre três estacas, seguiu-se o mesmo raciocínio implementado para os blocos sobre quatro estacas. Blévot e Frémy (1967) também variaram os tipos de arranjo de armadura, como ilustrado na Figura 3. Os modelos (a), (b) e (d) tiveram desempenho semelhante, uma vez

que a armadura segundo os lados foi mais preponderante. O modelo (e), bloco com armadura em malha, entrou em colapso com uma força última 50% menor do que os demais blocos.

De maneira geral, o melhor arranjo das armaduras é o arranjo que combina a armadura principal segundo os lados dos blocos com uma armadura em malha, tendo em vista que, para as situações de bloco sobre 3 e 4 estacas, houve fissuração para cargas baixas na face inferior dos blocos quando não houve o uso de armadura em malha.

Figura 3 – Arranjo de armaduras para blocos sobre 3 estacas

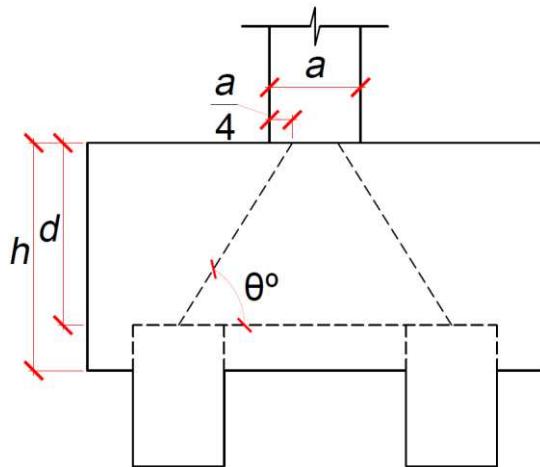


Fonte: Adaptado de Blérot e Frémy (1967)

Para os modelos sobre duas estacas, foram estudados apenas dois tipos de arranjos diferentes: barras lisas com gancho e barras com nervuras e sem ganchos. Para os modelos com barras lisas, houve escorregamento das barras.

A ruína ocorreu por ruptura da biela na região junto ao pilar ou na região junto à estaca. Como parte de suas conclusões, Blérot e Frémy (1967) recomendam que a inclinação das bielas em relação a linha horizontal que passa pelas estacas deve estar entre 40° e 55° . Tal ângulo deve ser medido traçando uma reta que liga o centro da estaca até um ponto distante $\frac{1}{4}$ da face do pilar, como é mostrado na Figura 4. Essa recomendação norteia todos os demais trabalhos que visam estudar o comportamento de blocos sobre estacas.

Figura 4 – Indicação do ângulo de inclinação da biela segundo Blérot e Frémy (1967)



Fonte: Adaptado de Blérot e Frémy (1967)

Mautoni (1972) estudou 20 blocos com o intuito de analisar os mecanismos de ruptura bem como determinar os valores das forças últimas quando da ruptura das bielas de compressão.

Os modelos foram pensados com o desejo de analisar a ruptura de blocos sobre dois apoios, mas os critérios podem ser empregados em consolos sem armadura de costura e pequenos balanços de vigas.

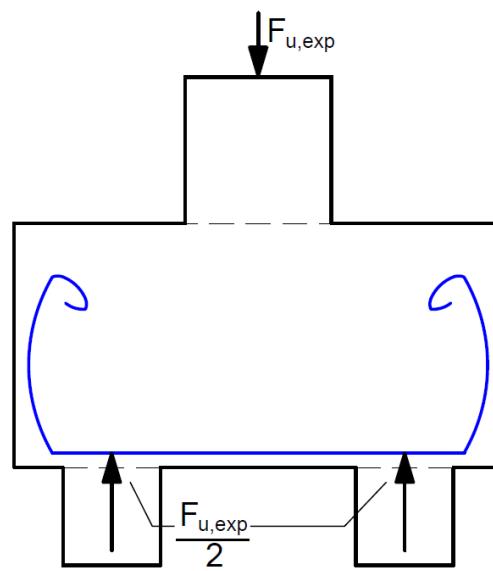
Os blocos ensaiados apresentavam como propriedades geométricas fixas a largura igual a 15 cm, a altura igual a 25 centímetros e dois tipos de disposição de armaduras: a armadura em laçada contínua e uma armadura conforme é mostrada na Figura 5.

De acordo com Mautoni (1972), a armadura em laçada contínua pode ser imaginada como tendo a forma de um fio enrolado em um corpo, com duas extremidades semicirculares separadas por um trecho central retangular. A armadura mostrada na Figura 5 é composta por barras individuais, cada uma com dois trechos semicirculares de ancoragem, com ganchos nas extremidades.

A distância entre as estacas e a altura útil da armadura foram propriedades geométricas variáveis. A Figura 6 representa as propriedades geométricas do modelo B1-A ensaiado, bem como o padrão de fissuras que surgiram durante a aplicação da força.

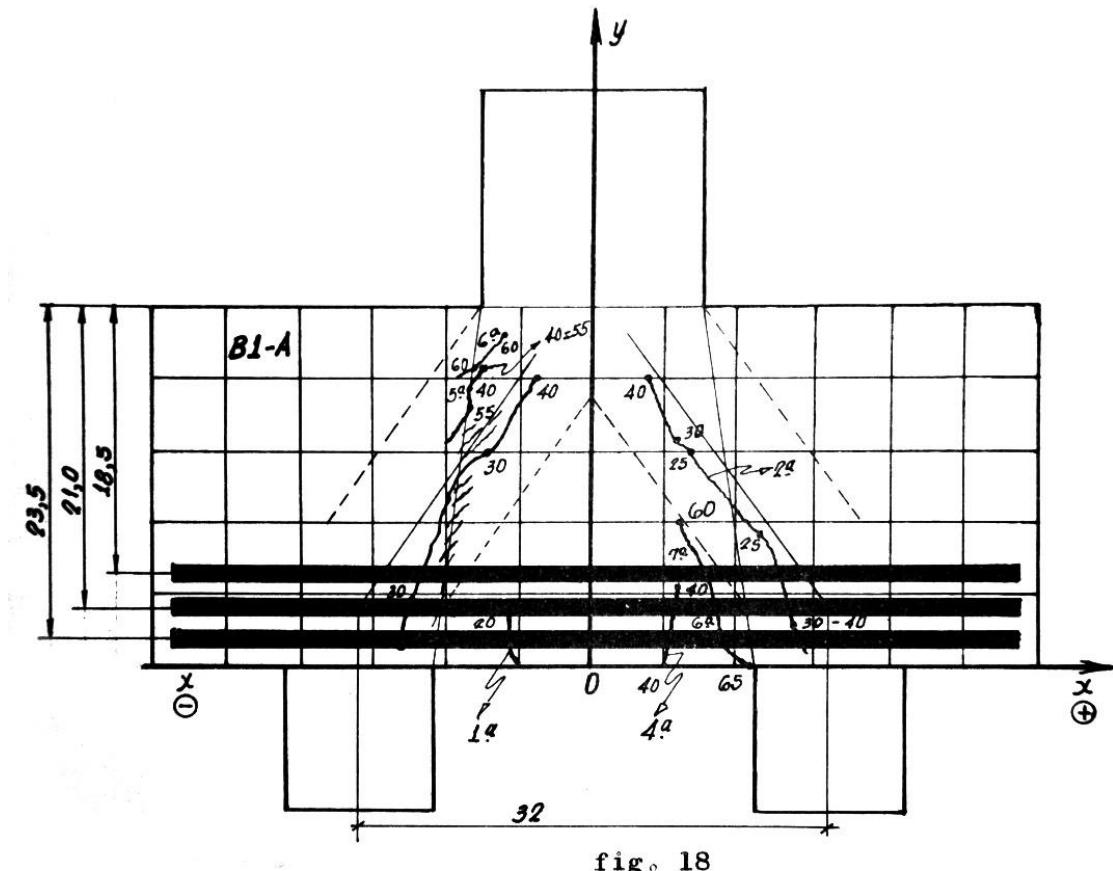
Na formulação utilizada por Mautoni (1972), o mesmo concluiu que a ruína dos blocos ocorreu por fendilhamento da biela em um plano de ruptura com inclinação de 25º no sentido horário, como mostra a Figura 7.

Figura 5 – Uma das armaduras usada por Mautoni (1972)



Fonte: Adaptado de Mautoni (1972)

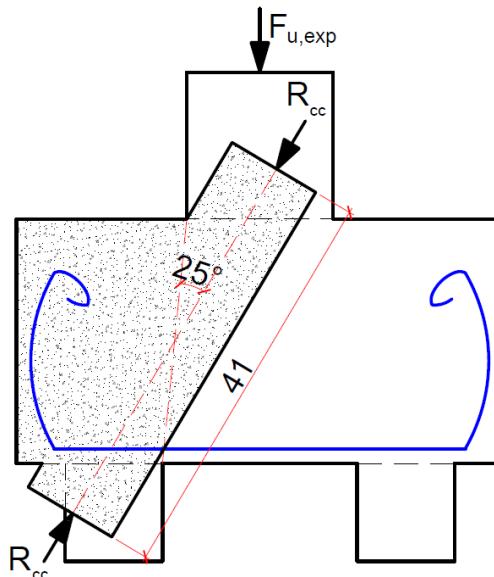
Figura 6 – Propriedades geométricas e padrão de fissuras do bloco B1-A ensaiado por Mautoni (1972) (cotas em cm)



Fonte: Mautoni (1972)

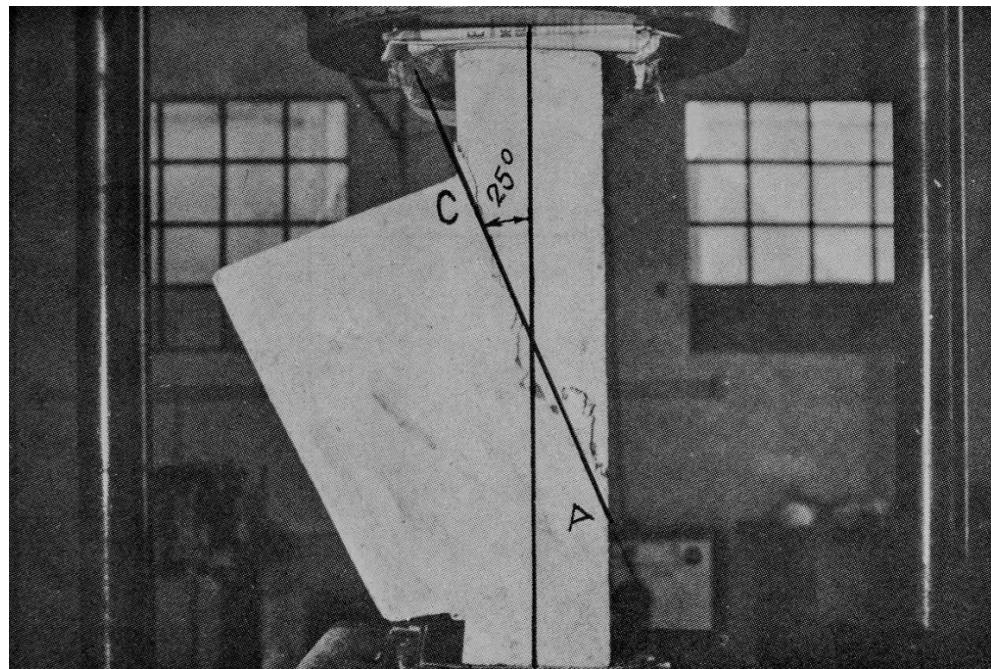
Para compreender melhor os mecanismos de ruptura, Mautoni (1972) ensaiou um corpo-de-prova prismático de seção transversal variável simulando o trabalho da biela na situação de bloco já fissurado. A Figura 8 mostra o corpo-de-prova rompido em que fica evidente que o plano de ruptura é o mesmo apresentado pelos blocos ensaiados.

Figura 7 – Plano de ruptura para os blocos (cotas em cm)



Fonte: Adaptado de Mautoni (1972)

Figura 8 – Corpo-de-prova prismático rompido mostrando o plano de ruptura



Fonte: Mautoni (1972)

Dos ensaios, Mautoni (1972) observou que a primeira perda de rigidez ocorreu para forças próximas a 40% do valor da força última e que as fissuras pararam de se formar para forças próximas a 70% do valor da força de ruína.

Por meio da análise de dados experimentais, Mautoni (1972) propôs uma formulação para prever o mecanismo de ruptura baseada na taxa crítica de armadura e carga de ruptura do bloco.

Slutter (1976) afirma que, quando se tratam de forças de pequenas intensidades, as estacas convencionais em concreto (sejam moldadas no local, sejam pré-moldadas) são uma ótima solução para o problema, entretanto, quando se tratam de forças de grandes intensidades, a adoção de estacas metálicas traz grandes vantagens em relação ao uso de estacas convencionais.

Tais vantagens constam no livro Fundações Profundas, editado por Velloso e Lopes (2014) e já foram citadas anteriormente.

Contudo, Slutter (1976) apresenta alguns questionamentos a respeito do uso de estacas metálicas, quais sejam:

- como dever ser o detalhe de conexão entre as estacas e o bloco?
- qual é o comprimento de embutimento da estaca metálica no bloco?
- como determinar a distância entre as estacas metálicas?
- como determinar os valores de tensões que surgem nas regiões nodais?

Com o desejo de responder a tais perguntas, Slutter (1976) ensaiou experimentalmente 2 modelos sobre 6 estacas metálicas (duas linhas com três estacas no sentido do comprimento) formadas por perfis HP 10×42. O pilar também era composto por um perfil metálico.

Com exceção da altura, os modelos ensaiados possuíam a mesma geometria, a mesma área e a mesma distância entre estacas. É sabido que o fato de considerar alturas diferentes, mesmo mantendo a distância entre as estacas, altera o valor do ângulo de inclinação das bielas.

O bloco *Test 1* foi dimensionado para uma força última de 4.003,40 kN e foram consideradas chapa de topo em duas das seis estacas. O bloco *Test 2*, foi dimensionado para uma força última de 6.672,34 kN e não foram consideradas chapas de topo. O valor do embutimento das estacas, nos dois modelos também foi o mesmo.

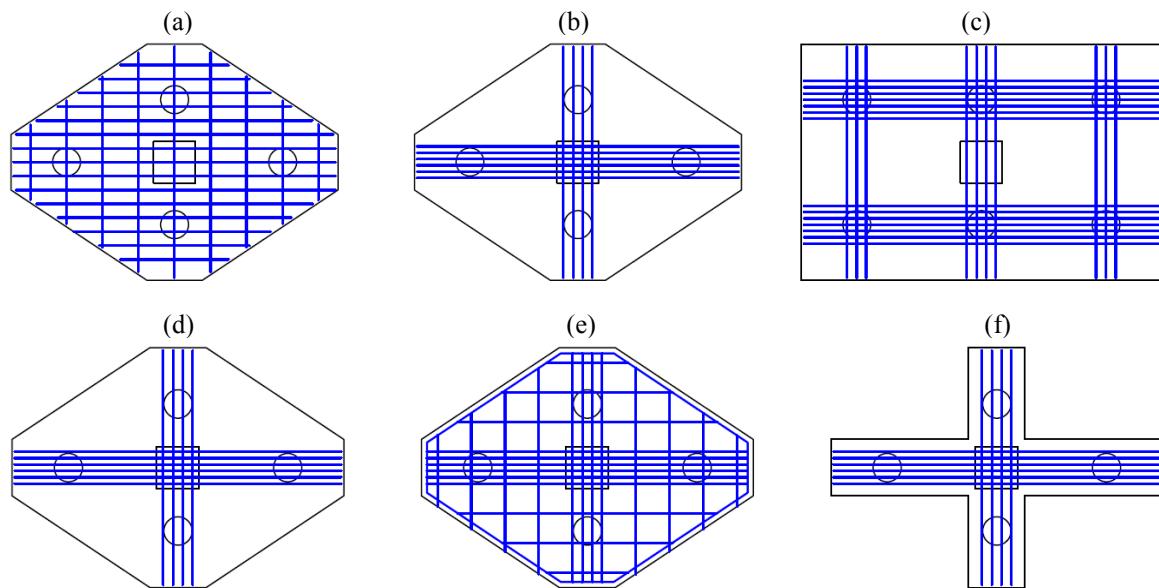
Os resultados obtidos levaram Slutter (1976) concluir que a chapa de topo não é essencial no dimensionamento. Elas diminuem a penetração final do perfil no bloco, mas tem comportamento semelhante ao comportamento das estacas sem chapa quando se aplicam

tensões de até $13,8 \text{ kN/cm}^2$, para tensões acima desse valor, foram constatadas fissuras nos cantos do bloco. Além disso, as tensões desenvolvidas foram de acordo com requisitos normativos presentes no ACI Code da época.

Em 1990, Adebar *et al.* (1990) ensaiaram 6 blocos (ver Figura 9) com o intuito de investigar a validade do modelo tridimensional de bielas e tirantes. Os modelos eram semelhantes entre si em que a carga era aplicada por meio de um pilar com seção transversal de $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$, as estacas possuíam diâmetro de 20 cm e a altura de 60 cm para todos os blocos ensaiados.

O modelo (a) foi dimensionado pelos critérios apresentados pelo ACI Building Code (ACI 318-83) e possuía armadura em malha. Os modelos (b), (d) e (e) foram dimensionados utilizando o modelo de bielas e tirantes, entretanto, o modelo (d) foi construído com o dobro de área de aço do que o modelo (b) com as armaduras concentradas nas linhas sobre as estacas com o desejo de investigar a ruína antes do escoamento da armadura. O modelo (e) era similar ao modelo (d), porém, continha armadura em malha. O modelo (f) foi construído de maneira idêntica ao modelo (d), mas sem os quatro “cantos” em concreto para testar as hipóteses contidas no ACI Building Code. O modelo (c) foi o único bloco ensaiado sobre seis estacas e foi dimensionado utilizando o modelo de bielas e tirantes.

Figura 9 – Modelos ensaiados por Adebar *et al.* (1990)



Fonte: Adaptado de Adebar *et al.* (1990)

Nos ensaios foram observadas que as forças distribuídas nas estacas não foram iguais pois as mesmas possuíam distâncias diferentes até o centro de aplicação da carga, logo, pôde-se concluir que o ângulo de inclinação das bielas para cada estaca também foi diferente. As estacas mais próximas foram mais solicitadas do que as estacas mais afastadas.

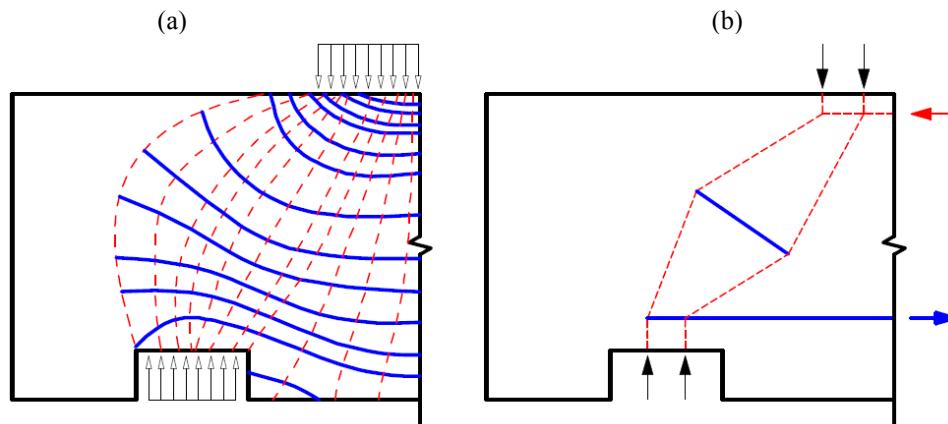
O modelo (a), que foi construído com armadura em malha, rompeu com força última 40% menor do que a força de projeto. O modelo (b) rompeu com força última próxima a força última de projeto, enquanto o modelo (d), que possuía o dobro da área de aço do modelo (b), rompeu com força última maior. Em ambos os modelos, as armaduras eram concentradas na linha sobre as estacas.

O modelo (e) obteve maior força última, evidenciando que o arranjo da armadura tem grande influência, pois combina armadura principal sobre a linha das estacas e armadura em malha para controle de fissuras.

Adebar *et al.* (1990) concluíram que o bloco (f) trabalhou como duas vigas ortogonais, sendo que a ruína ocorreu quando a viga menor rompeu por cisalhamento. Os pesquisadores também observaram que as prescrições do ACI Building Code não eram coerentes com os resultados experimentais, isto se deve ao fato de que a quantidade e a maneira como as barras são distribuídas, bem como a altura útil do bloco, são informações ignoradas.

Com essas conclusões e analisando o fluxo de tensões obtidos pelos resultados numéricos, utilizando o Método dos Elementos Finitos (ver Figura 10 (a)), os autores propuseram um modelo de bielas e tirantes mais refinado. Observa-se na Figura 10 (b) que o modelo proposto contempla tensões de tração que surgem no ponto em que as tensões de tração se expandem. Essas tensões de tração são absorvidas por um tirante posicionado na região central da biela de compressão, entre a estaca e a base do pilar.

Figura 10 – (a) Fluxo de tensões de compressão e tração; (b) Modelo de bielas e tirantes proposto por Adebar *et al.* (1990)



Fonte: Adaptado de Adebar *et al.* (1990)

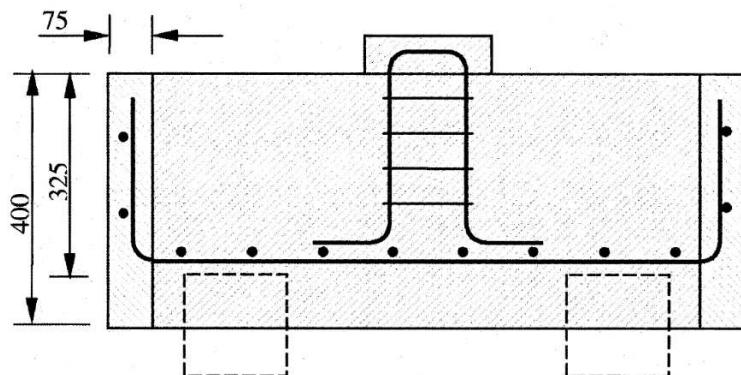
Chan e Poh (2000) estudaram um formato diferente de bloco pré-moldado. Alegando que o processo construtivo de blocos de fundação demanda tempo, os pesquisadores propuseram outro sistema construtivo. A ideia era fazer todo o arranjo das armaduras fora do bloco e

moldado em uma fôrma constituída por cascas de concreto de pequena espessura e posteriormente concretada no local. Esse molde serviu como uma fôrma permanente para o bloco.

Para comprovar a eficiência do sistema, Chan e Poh (2000) ensaiaram 3 blocos sobre 4 estacas, todos com dimensão em planta de 100 cm × 100 cm. O modelo A é o modelo que simula o bloco executado no local e possui 4 estacas de seção 15 cm × 15 cm e altura de 40 cm. O modelo B é exatamente igual ao modelo A, mas foi moldado utilizando o método proposto.

O modelo C era semelhante aos outros dois, contudo, tinha 30 cm de altura. Para os três modelos, a armação foi distribuída em forma de malha no fundo com ganchos em 90°. A Figura 11 mostra o corte longitudinal do modelo B.

Figura 11 – Corte Transversal do modelo B mostrando a casca de concreto pré-moldado (cotas em cm)



Fonte: Chan e Poh (2000)

Os modelos A e B apresentaram forças de rupturas muito próximas. O modelo A entrou em colapso com uma força última experimental igual a 1.230 kN, o equivalente a 38% a mais em comparação com a força de projeto. O modelo B rompeu com força última experimental igual a 1.250 kN. A primeira fissura no modelo A ocorreu para uma força de 800 kN, enquanto que para o modelo B a primeira fissura apareceu para uma força de 900 kN.

Dessa forma, Chan e Poh (2000) afirmam que o método construtivo proposto é uma alternativa válida para o método convencional de construção de blocos sobre estacas, visto que os modelos trabalharam de maneira igual, havendo um aumento substancial na produtividade ao utilizar as cascas pré-moldadas. Contudo, há ponderações a serem feitas:

- os autores não explicaram o motivo de adotar o arranjo de armaduras em malha. Como já foi discutido anteriormente, esse arranjo não é a melhor opção para detalhamento de blocos sobre estacas. A armadura em malha desempenha função na redução das fissuras, por isso a força relativa à primeira fissura para os modelos foi alta;

- não são mostradas as considerações para o cálculo da casca de concreto pré-moldado;
- não há detalhes a respeito do pilar. Pelas ilustrações presentes no trabalho, intuitivamente se conclui que o pilar não tem altura suficiente para aplicar a força de maneira uniforme, seguindo o princípio de Saint-Venant.

Outro fato que gera dúvidas é a eficiência da solução proposta considerando a fase de transporte do elemento pré-moldado. Os autores estudaram apenas a eficiência da solução considerando apenas o estado limite último, entretanto, é necessário avaliar também a fase de transporte das cascas.

Observando a dimensão descrita para a casca (ver Figura 11) e as dimensões em planta, imagina-se que durante a fase de transporte possam ocorrer movimentações relativas entre as bordas pelo fato das mesmas não serem travadas entre si. Tais movimentações são prejudiciais pois causariam fissuras que poderiam comprometer o comportamento final do bloco. Uma maneira simples de prevenir tal situação seria considerar uma armação em formato de x ligando cada um dos cantos da casca.

Ainda no ano de 2000, Miguel (2000) estudou 9 blocos sobre três estacas com a intenção de avaliar a influência do diâmetro das estacas na formação de fissuras e modo de ruína. Foram ensaiados 5 blocos com estacas circulares com diâmetro de 20 cm e 4 blocos com estacas circulares de 30 cm de diâmetro.

Os blocos foram construídos com as mesmas características geométricas, mantendo a altura dos blocos como parâmetro fixo, ou seja, o ângulo de inclinação das bielas era o mesmo para todos os modelos. A armadura principal foi adotada segundo os lados dos blocos e variou-se a armadura secundária, o Quadro 1 mostra o tipo de arranjo das armaduras adotado para cada modelo ensaiado.

Quadro 1 – Tipos de arranjos de armaduras adotadas por Miguel (2000)

Modelos (séries)	Quantidade de modelos	Tipo de arranjo das armaduras
A1	3	Armadura principal segundo os lados
A2	2	Armadura segundo os lados + Armadura segundo as medianas
A3	2	Armadura segundo os lados + Armadura em malha
A4	2	Armadura segundo os lados + Armadura em gaiola

Fonte: Miguel (2000)

Miguel (2000) analisou que, de maneira geral, os blocos com estacas de maior diâmetro obtiveram desempenho superior aos blocos com diâmetro menor, isto é, blocos com estacas de 20 cm romperam com força última menor do que os blocos com estacas de 30 cm.

Uma vez que todos os modelos foram construídos com a mesma armadura principal, a variação da armadura secundária influenciou de maneira expressiva o comportamento dos blocos. Para blocos com estacas menores, a maior força última foi obtida para blocos da série A4, enquanto para blocos com estacas maiores, a maior força última foi obtida para blocos da série A2.

A força de abertura de fissuras para blocos com estacas de 20 cm foi praticamente a mesma para todos os modelos, apenas o modelo da série A4 obteve uma força um pouco maior. Para blocos com estacas de 30 cm, a força que abriu a primeira fissura visível ocorreu para o bloco da série A2. Os ensaios evidenciaram que não somente o diâmetro das estacas, mas o tipo de armadura para cada diâmetro influencia no comportamento final dos blocos.

Miguel (2000) verificou também que, sob todas as intensidades de forças consideradas, as reações nas estacas não foram uniformes.

A autora sugeriu valores limites diferentes, considerando o diâmetro diferente, para as tensões nodais superiores e inferiores de maneira que os blocos não apresentem ruína por fendilhamento das bielas.

Até então, todos os trabalhos eram focados em análise de blocos sujeitos à força centrada, ou seja, a aplicação da força não geraria momento no bloco. Delalibera (2006) estudou blocos sobre duas estacas mediante a aplicação de força centrada e excêntrica com a finalidade de avaliar a formação das bielas e dos tirantes afim de propor um modelo de bielas e tirantes mais refinado.

Delalibera (2006) ensaiou 14 blocos em que as variáveis foram: as dimensões do pilar, a altura do bloco (que consequentemente também varia o ângulo de inclinação das bielas), o tipo de arranjo da armadura, a contribuição dos ganchos na armadura principal e a excentricidade da força aplicada.

Todos os modelos apresentaram comportamento semelhante sendo que a primeira fissura surgiu para uma força correspondente a 20% da força última e ruína por fendilhamento (tração diagonal da biela). Modelos com pilares de seção transversal quadrada suportaram força última menor do que os modelos com pilares retangulares, isto se deve ao fato de que a área da biela junto ao pilar para pilares com seção retangular ser maior do que para pilares com seção quadrada.

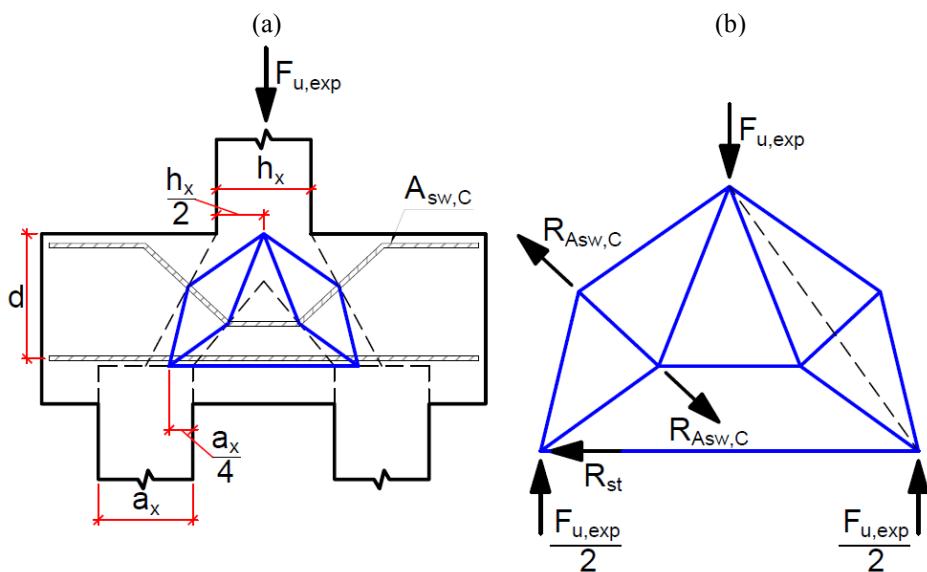
Delalibera (2006) concluiu também que os blocos com força excêntrica apresentaram menor capacidade portante, tendo em vista que, as bielas não são solicitadas de maneira igual, gerando tensões nodais diferentes. A ruptura para esses modelos ocorreram para valores de forças últimas menores quando em comparação aos modelos com aplicação de força centrada.

Baseado nas conclusões e na inspeção visual dos ensaios, as Figuras 12 (a) e 12 (b) mostram o modelo de bielas e tirantes sugerido pelo autor para o dimensionamento de blocos sobre duas estacas. O modelo considera a tração perpendicular que surge ao longo das bielas e que causam o fendilhamento das mesmas.

Todos os modelos que utilizaram a armadura adicional conforme Figura 12 (a), calculada para a força $R_{Asw,C}$, aumentaram a capacidade portante dos blocos. A armadura trabalhou absorvendo as tensões de tração e limitando a abertura de fissuras nas bielas, aumentando assim a resistência à compressão das mesmas.

Ademais, foi constatado que a presença de ganchos nas extremidades da armação principal de tração, premissa exigida pela norma brasileira vigente, não alterou significativamente o desempenho dos blocos. Ressalta-se também que o modelo proposto considera um momento fletor na cabeça da estaca advindo da excentricidade considerada da reação de apoio, pois, foi observado durante os ensaios que as tensões na cabeça da estaca não eram constantes em toda a seção transversal. A face da estaca mais afastada da extremidade do bloco deformou-se mais do que a face da estaca mais próxima da extremidade do bloco.

Figura 12 – (a) Armadura adicional; (b) Modelo de bielas e tirantes proposto por Delalibera (2006)



Fonte: Adaptado de Delalibera (2006)

Campos (2007) estudou o comportamento de 3 blocos de fundação sobre duas estacas para estruturas pré-moldadas em escala reduzida de 1:2. O autor adotou três alturas de colarinho diferentes (37,5 cm, 27,5 cm e 17,5 cm) visando analisar a influência do comprimento de embutimento do pilar no dimensionamento da base do bloco bem como verificar as diferenças na formação dos campos e trajetórias de tensões.

Da análise experimental, observou-se que os modelos apresentam ruína com forças últimas muito superiores a força de projeto, assim, o autor concluiu que o dimensionamento feito a partir de Blévet e Frémy (1967) é conservador, entretanto, é interessante ressaltar que toda a formulação apresentada por Blévet e Frémy (1967), como citado anteriormente, foi concebida a partir de ensaios de bloco de concreto armado sobre estacas também em concreto armado e Campos (2007) utilizou estacas metálicas de seção quadrada em seu experimento.

O termo “estaca metálica” não é o mais correto a ser usado, pois fica claro que o autor apoiou os modelos sobre uma chapa metálica quadrada, como mostrado na Figura 13. Dessa maneira, entende-se que a ligação entre bloco e chapa metálica não é monolítica.

Campos (2007) concluiu, como esperado, que os blocos com maior rigidez obtiveram maiores forças últimas, ou seja, evidente que houve relevante colaboração no comprimento do colarinho em relação à força última.

Figura 13 – Modelo ensaiado por Campos (2007) apoiado em chapas metálica



Fonte: Campos (2007)

Delalibera e Giongo (2008) ensaiaram experimentalmente 14 blocos sobre 2 estacas em que os fatores: arranjo das armaduras, seção transversal dos pilares, ângulo de inclinação das bielas de

compressão (altura do bloco) e ponto de aplicação da força foram variados com o desejo de compreender melhor a formação do fluxo das tensões de compressão.

Pelos estudos, constatou-se que as primeiras fissuras ocorreram na face inferior do bloco junto à estaca propagando-se até a face superior, junto ao pilar.

Entretanto, os blocos perderam sua capacidade resistente apenas quando iniciou o processo de fissuração na diagonal comprimida (fendilhamento), ocorrendo, posteriormente, a ruptura do concreto.

Com os resultados obtidos, os autores concluíram que apenas parte da estaca é solicitada de maneira intensa. A força oriunda da biela não é aplicada diretamente no centro geométrico da estaca, dessa forma, a face da estaca mais afastada da extremidade do bloco é mais solicitada do que a face da estaca mais próxima da extremidade, o que já foi observado nos ensaios de Delalibera (2006). Em relação a zona nodal superior, existe concentração de tensões logo abaixo da seção do pilar, por isso, considerar que metade da força aplicada ao pilar é resistida pela metade da área do pilar é o procedimento correto para verificação das tensões.

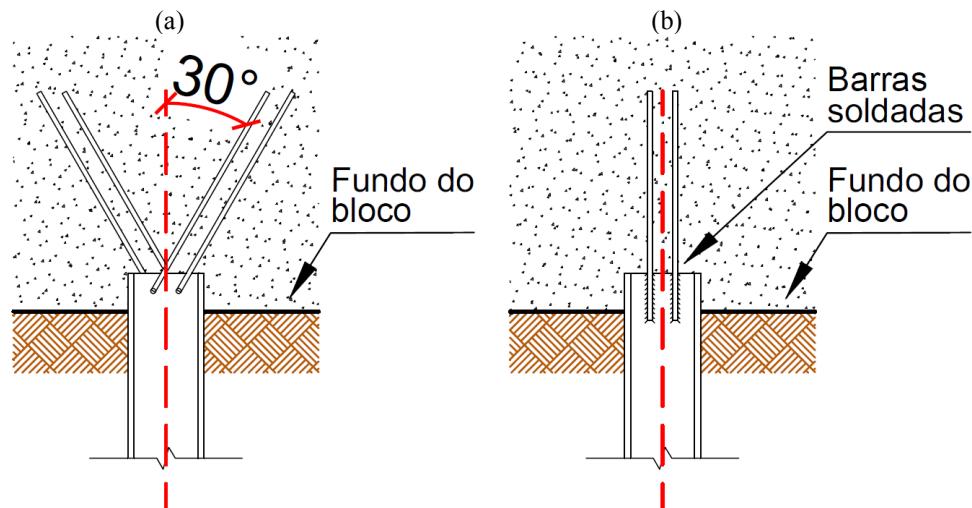
No ano de 2013, Xiao e Chen (2013) estudaram blocos sobre estacas em perfil metálico simulando a situação de abalo sísmico. O intuito foi avaliar o comportamento das estacas sujeitas a forças horizontais e forças de tração que surgem durante um terremoto.

A pesquisa visou estudar dois tipos de ancoragem das estacas sujeitas a tração, para as demais estacas, foi considerada ancoragem com o uso de barras retas. A Figura 14 (a) mostra um tipo de conexão composta por barras formando um “V”, enquanto a Figura 14 (b) mostra a ancoragem com barras retas.

O bloco ensaiado é suficientemente grande para comportar 16 estacas. Os ensaios relacionados a força horizontal foram realizados de maneira a aplicar uma força horizontal nos sentidos de maior e de menor inércia dos perfis, além de considerar a posição relativa da estaca no bloco. A Figura 15 mostra o sentido da força aplicada em cada perfil metálico analisado. A respeito da armadura, foi utilizada armadura em malha composta por barras de 12,0 mm espaçadas a cada 10 cm.

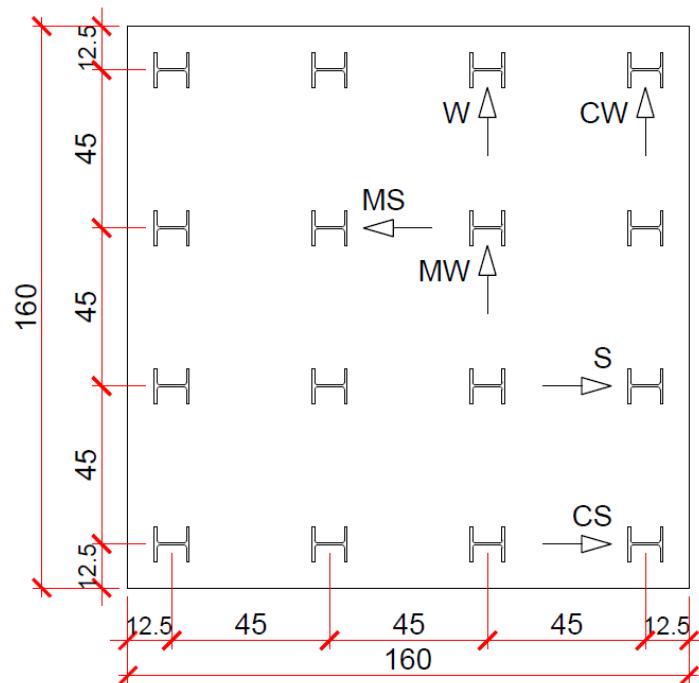
Como esperado pelo bom senso, a força última horizontal está diretamente relacionada com os eixos de inércia do perfil. Há três casos de estacas: as estacas centrais (MS e MW), as estacas de borda (S e W) e as estacas de canto (CS e CW). A maior força última foi observada na estaca central com a força aplicada no sentido de maior inércia, enquanto a menor força foi notada na estaca de canto quando foi aplicada força no sentido da menor inércia.

Figura 14 – (a) Conexão das estacas por barras em V; (b) Conexão das estacas por barras retas



Fonte: Adaptado de Xiao e Chen (2013)

Figura 15 – Condição de aplicação de forças horizontais em cada perfil (cotas em cm)

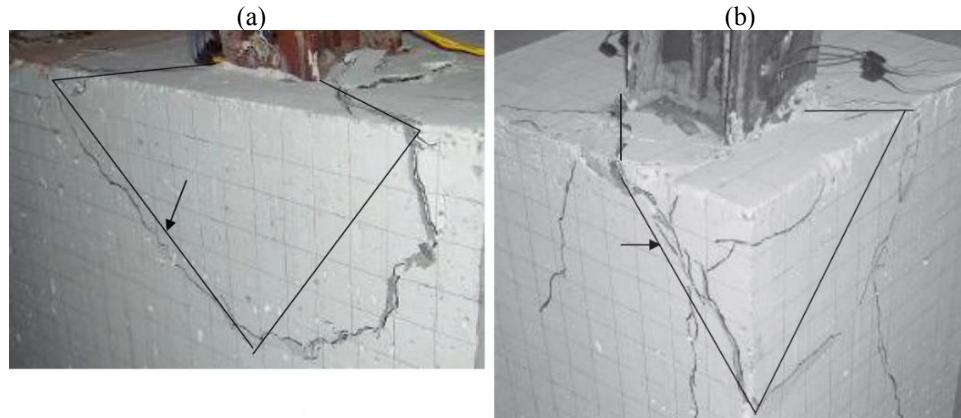


Fonte: Adaptado de Xiao e Chen (2013)

Os autores notaram que o mecanismo de ruína seguiu o padrão de linhas a 45° a partir da base do perfil, formando um “cone” de ruptura, como mostrado nas Figuras 16 (a) e 16 (b). Para as estacas de canto, as linhas a 45° apareceram nas duas faces, para as estacas de borda houve duas linhas de 45° na mesma face. A visualização das linhas de ruptura não foi possível para as estacas centrais pois tais linhas estão internas ao bloco. A ruína foi causada pela perda de resistência do concreto à flexão.

Não houve diferença significativa para o perfil tracionado em relação ao tipo de ancoragem, tanto a ancoragem em “V” quanto a ancoragem por barras retas apresentaram desempenho satisfatório.

Figura 16 – (a) Padrão de ruína da estaca de borda; (b) Padrão de ruína da estaca de canto

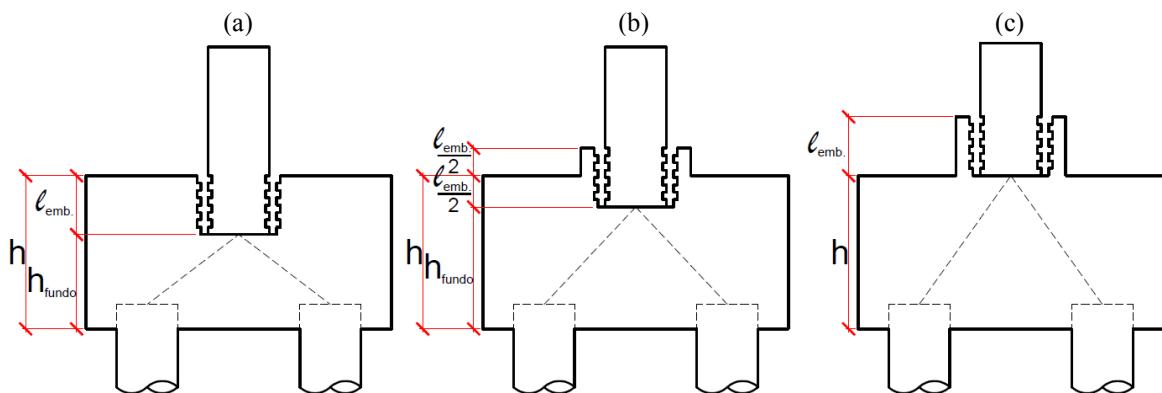


Fonte: Xiao e Chen (2013)

No ano de 2013, Barros (2013) estudou o comportamento de blocos que com cálices para ligações pilar/bloco. O interesse foi avaliar a influência do tipo de ligação no comportamento final do bloco.

Ao todo foram ensaiados 14 blocos em laboratório em escala reduzida de 1:2, sendo que, 2 blocos possuíam ligação monolítica e foram tomados como blocos de referência, os demais foram divididos em grupos cuja interface pilar/cálice era rugosa ou não. Como mostrado na Figura 17 outra variável foi o tipo de embutimento do cálice em relação ao bloco.

Figura 17 – (a) Cálice embutido; (b) Cálice parcialmente embutido; (c) Cálice externo



Fonte: Adaptado de Barros (2013)

Os blocos com cálice embutido não trabalharam efetivamente como blocos, pois a transmissão da força ocorreu parcialmente pelo fundo do cálice. Blocos com cálice embutido apresentaram ruína com força última aquém do esperado.

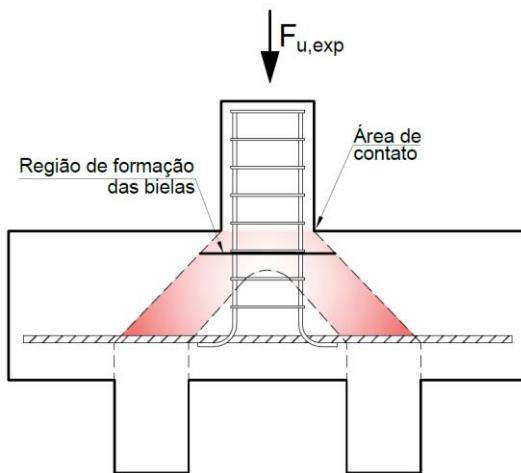
De maneira semelhante, Barros e Giongo (2013) estudaram em laboratório 4 blocos em escala reduzida de 1:2 com o interesse de analisar a ligação entre pilar/bloco com interface lisa. Três blocos foram moldados apresentando cálices (externo, parcialmente embutido e embutido), o quarto bloco serviu como bloco de referência.

Pelos resultados obtidos, observou-se que a transferência de forças advindas do pilar em direção ao bloco ocorre em parte pela deformação da biela, por meio do atrito lateral entre pilar e parede do cálice, e em parte pela transmissão direta ao fundo do cálice.

Dessa maneira, o bloco passa a trabalhar de maneira análoga a de uma laje. O valor de h_{fundo} , mostrado na Figura 17 (a), quando pequeno impede a formação das bielas, caracterizando um efeito de punção.

Munhoz (2014) estudou o comportamento de 12 blocos sobre duas estacas considerando a hipótese de que a taxa de armadura presente nos pilares influencia na formação das bielas. De acordo com Fusco (2013), quando há diferentes taxas de armadura no pilar, a força aplaizada ao pilar é transmitida não mais na interface pilar/bloco e sim por meio de uma área ampliada abaixo de tal interface, como é mostrado na Figura 18. Tal fato altera a concepção da treliça e pode levar ao dimensionamento incorreto do bloco.

Figura 18 – Representação das bielas considerando a influência da taxa de armadura do pilar



Fonte: Adaptado de Fusco (2013)

Os pilares possuíam seções variáveis e foram adotadas taxas de armadura iguais a 1%, 2,5% e 4%.

As análises comprovaram que, na região de contato do pilar com o bloco não houve alterações significativas por causa da variação da taxa de armadura, entretanto, existem alterações quando se considera uma região abaixo desta, como proposto por Fusco (2013).

Considerando que as teorias até então formuladas não consideram tais variáveis, Munhoz (2014) propõe um modelo de cálculo que avalia as tensões de acordo com a taxa de armadura existente no pilar. Os resultados da pesquisa ficaram próximos dos resultados propostos por Fusco (2013), em que considera que a resistência da tensão nodal superior deve ser limitada para uma área ampliada $A_{c,Amp}$ distante x da face superior do bloco.

2.3 PESQUISAS COM ÊNFASE EM SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Delalibera (2006) utilizou a análise de variância para obter as variáveis relevantes que condicionam o desempenho estrutural de blocos sobre estacas até a ruína.

Após avaliar a revisão bibliográfica e excluir alguns dos fatores predominantes por já terem sido estudados por outros pesquisadores, Delalibera (2006) determinou fatores que alteram o comportamento dos blocos, quais sejam:

- altura do bloco;
- seção transversal dos pilares e das estacas e;
- forças aplicadas de maneira excêntrica.

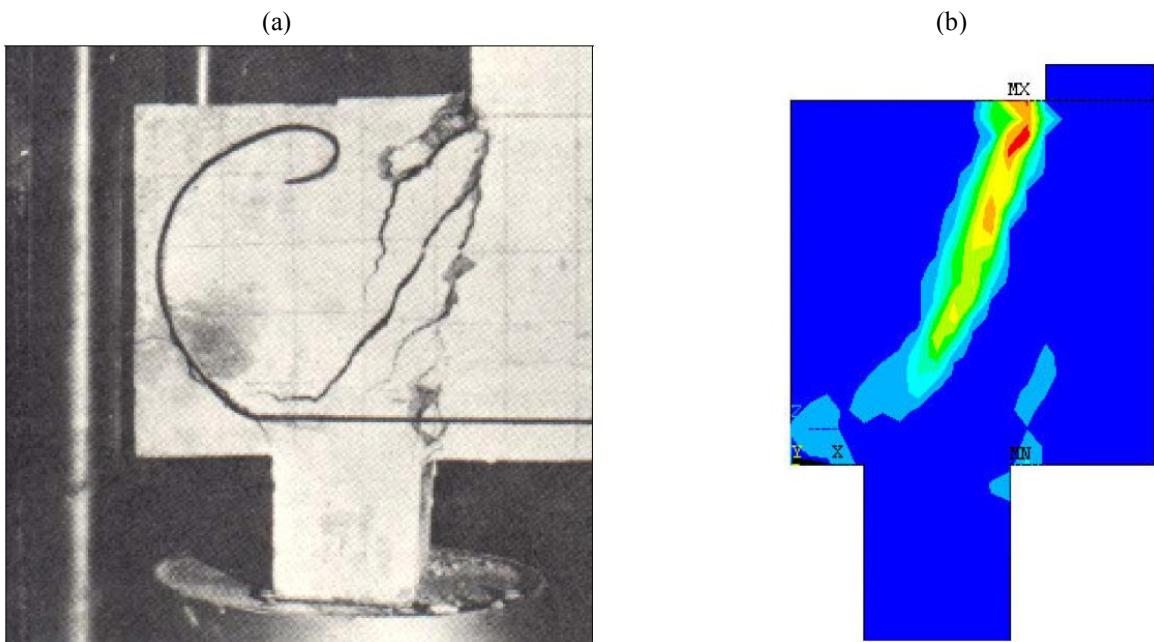
Ao todo, foram analisados 81 blocos.

Afim de validar se os modelos adotados para análise numérica apresentavam fidelidade com relação a ensaios experimentais, Delalibera (2006) realizou algumas análise comparativas com ensaios experimentais. A Figura 19 mostra uma das análises comparativas, utilizando para isso o bloco B1-A ensaiado por Mautoni (1972).

Mediante os resultados obtidos por uma análise de variância, concluiu-se que:

- quando se tratam de blocos com aplicação de força centrada, a área da seção do pilar possui relevância na capacidade portante dos blocos, ou seja, quanto maior for a seção transversal, maior a força última e;
- para blocos com aplicação de força de maneira excêntrica, a altura do bloco é o fator mais preponderante para a capacidade do bloco. A excentricidade da força também diminui a resistência do bloco.

Figura 19 – (a) Bloco ensaiado experimentalmente por Mautoni (1972); (b) Análise numérica realizada por Delalibera (2006)



Fonte: Delalibera (2006)

Por meio do fluxo de tensões, Delalibera (2006) observou que houve grande concentração das tensões nas zonas nodais inferior e superior, validando uma das premissas do método de bielas e tirantes de limitar o valor das tensões nessas regiões. Foi observado também que, para a situação de força aplicada de maneira excêntrica, surge flexo-compressão nas estacas.

Como visto anteriormente, o modelo de treliça proposto por Delalibera (2006) considera que a resultante na estaca não é aplicada no centro, fazendo surgir um momento no topo da mesma (ver Figura 11).

Sakai (2010) estudou, por meio de simulações numéricas baseadas no M.E.F., a condição de blocos sobre muitos apoios. De acordo com a autora, as teorias existentes estabelecem critérios de verificações para blocos com no máximo 6 estacas, a partir daí, não se encontram estudos na área experimental e numérica.

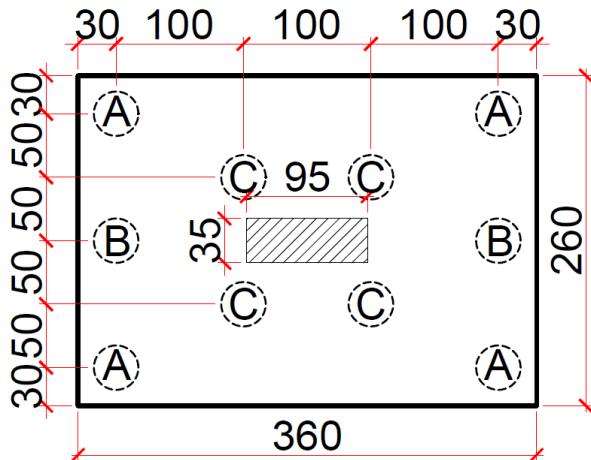
Sua pesquisa analisou bloco sobre 10 estacas analisando a interação solo-estrutura. Considerou-se para tal que a taxa de armadura, diâmetro das estacas de 35 cm, distância entre os eixos das estacas, resistência a compressão do concreto (f_c), seção transversal dos pilares e dimensões geométricas do bloco como parâmetros fixos. Com o intuito de estudar a distribuição das cargas entre as estacas, Sakai (2010) analisou blocos com diferentes alturas (40 cm, 80 cm, 115 cm e 200 cm) com as seguintes condições de apoio:

- apoios indeslocáveis;

- apoios em molas (de modo a simular o comportamento, não linear, do conjunto estaca-solo) e;
- estacas envoltas em solo.

O modo de carregamento também foi uma variante, sendo aplicada uma força concentrada por meio de pilar e força uniformemente distribuída na superfície do bloco. A Figura 20 elucida as condições geométricas dos blocos, bem como o grupo de estacas simétricas.

Figura 20 – Propriedades geométricas do bloco (cotas em cm)



Fonte: Adaptado de Sakai (2010)

De todos os modelos simulados, apenas os blocos de 40 cm de altura demonstraram comportamento destoante. Por não possuírem grande rigidez, os blocos não conseguiram distribuir as forças, quando aplicada de maneira pontual, entre as estacas, ficando grande parte das forças reagidas pelas estacas centrais do tipo C.

Nos blocos com maiores rigidezes e considerando as interações solo-estrutura, pôde-se constatar que as estacas do tipo A apresentaram as maiores reações. Esse fato contradiz os ensaios de Adebar *et al.*, em que os pesquisadores afirmam que as estacas mais próximas ao ponto de aplicação da força são mais solicitadas do que as estacas mais afastadas. Contudo, nas duas análises, é importante salientar que parte da força aplicada foi absorvida diretamente pelo solo.

Os blocos com 40 cm de altura obtiveram um melhor comportamento quando a carga foi aplicada uniformemente distribuída, conseguindo distribuir melhor as reações de apoio entre as estacas.

Sakai (2010) concluiu também que quando se considera a interação com o solo para as análises de blocos rígidos, as maiores reações aparecem nas estacas mais afastadas e não nas estacas

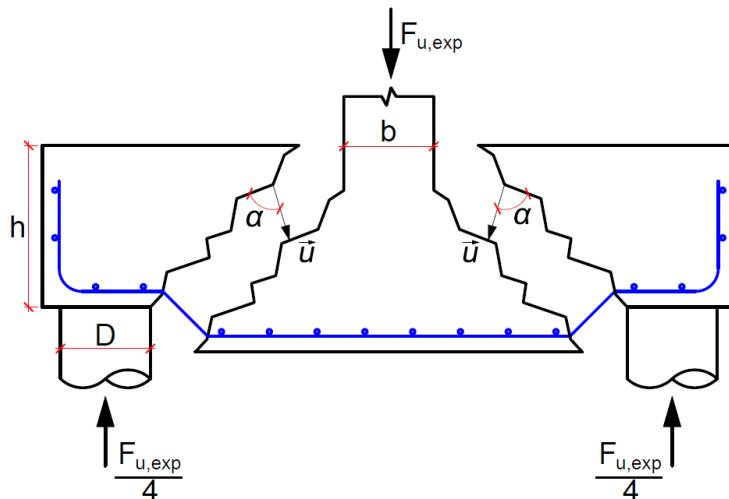
mais centrais, independente se a carga for aplicada de maneira pontual (por meio de um pilar) ou aplicada de maneira uniformemente distribuída na superfície do bloco.

Jensen e Hoang (2012) estudaram o mecanismo de ruína por cisalhamento devido a punção que ocorre em blocos sobre 4 estacas. Conforme o estudo, o ângulo α formado pela fratura e pelo vetor \vec{u} deve ser tal que satisfaça a condição:

$$\alpha \geq \tan\left(\frac{3}{4}\right) \quad (1)$$

Assumindo tal restrição e condicionando que o vetor \vec{u} seja sempre perpendicular ao plano da superfície da fratura (ver Figura 21), os autores submeteram-se a uma análise geométrica do vetor em questão.

Figura 21 – Representação do vetor \vec{u} atuando no plano de ruptura do bloco



Fonte: Adaptado de Jensen e Hoang (2012)

O mecanismo de ruína por punção só pode ser admitido se a distância entre as estacas for tal que o bloco seja caracterizado como bloco flexível. Como visto anteriormente, tal comportamento pode aparecer também em blocos com cálice, para pilares pré-moldados, quando o cálice é totalmente embutido.

Jensen e Hoang (2012) demonstraram, baseado nas coordenadas vetoriais, uma formulação para o dimensionamento das armaduras, mas sem verificar as tensões que ocorrem nas regiões nodais. Entretanto, ainda que tais formulações estejam de acordo com as observações experimentais, o uso delas em detrimento das formulações mais consagradas, pode trazer certo desconforto ao engenheiro.

Dentre todos os trabalhos apresentados, Tanno (2012) foi a única pesquisadora que dedicou-se a estudar o caso de blocos posicionado nas divisas de terrenos. De acordo com a autora, existe literatura técnica com orientações para dimensionamento de sapatas nas divisas, mas pouca menção para blocos em mesmas condições.

São apresentados três situações para as vigas de equilíbrio e para cada uma das situações, é apresentado um roteiro de cálculo específico:

- vigas de equilíbrio com forças diretas e sem momento fletor no pilar;
- vigas de equilíbrio com forças diretas e com momento fletor no pilar e;
- vigas de equilíbrio com forças indiretas.

De acordo com Tanno (2012), é difícil propor um modelo matemático para representar a estrutura, entretanto, pôde-se concluir que roteiros de cálculo propostos por autores foram confirmados por meio da avaliação de exemplos simulados por programas computacionais. Outro aspecto importante, é avaliar se a estaca na divisa recebe somente tensões de compressão em toda a superfície da seção transversal, caso contrário, é sensato dimensionar a estaca para situação de flexo-compressão.

Almeida *et al.* (2013) propõe o uso da Otimização Topológica (O.T.) com o objetivo de criar um procedimento que auxilie na concepção da discretização do elemento estrutural por meio do M.E.F.

Um dos entraves para a utilização do M.E.F. é o tamanho das matrizes que se trabalha, o que aumenta consideravelmente o tempo de processamento da estrutura.

O objetivo da O.T. é reduzir o tamanho das matrizes excluindo elementos que não contribuem consideravelmente para a rigidez de maneira progressiva. Nos exemplos de aplicação mostrados pelos autores fica claro que a utilização do processo de O.T. gerou uma discretização do elemento mais simplificada do que o usual, sem comprometer os resultados finais.

No mesmo ano, Delalibera e Giongo (2013) analisaram numericamente o comportamento de blocos sobre 2 estacas com cálice embutido com o desejo de entender melhor o fluxo de tensões das bielas para esta situação. Para tal, foram modelados 18 blocos: 9 com interface pilar/cálice rugosa e 9 com interface pilar/cálice lisa.

As variáveis da modelagem foram: o comprimento de embutimento (l_b) e a espessura da laje de fundo do bloco (h_s) uma vez que todos os blocos mantiveram todas as dimensões iguais.

Laje de fundo não é o melhor termo para expressar a dimensão h_s em função de não existir uma laje propriamente dita no fundo do bloco, porém, julga-se que esse termo é o que apresenta melhor entendimento para os leitores (DELALIBERA, GIONGO, 2013).

A dimensão h_s descrita por Delalibera e Giongo (2013) é, na verdade, a dimensão h_{fundo} representada por Barros (2013) na Figura 17 (a). Na situação em que o valor de embutimento seja muito alto, o valor de h_s torna-se pequeno e o bloco passa a não trabalhar como elemento volumétrico e seu comportamento assemelha-se ao comportamento de elemento placa (laje) sujeita a força concentrada, e por tanto, sujeita a ruína por punção.

Tal conclusão está em acordo com os resultados Barros e Giongo (2013). A transmissão da força ocorre em parte pelas laterais, devido ao atrito entre o pilar e as paredes do cálice, e em parte pelo fundo do cálice. Por causa da transmissão da força em parte pelo fundo, faz com que o bloco não tenha rigidez suficiente para formar as bielas. Para que se garanta a formação das bielas e o correto funcionamento do bloco, a ABNT NBR 9062:2017 indica que a espessura da “laje de fundo” seja maior ou igual a 20 cm.

Para validar o modelo numérico adotado, Delalibera e Giongo (2013) simularam primeiramente os modelos de ensaios de Adebar *et al.* (1990) e Mautoni (1972) concluindo que o modelo adotado era coerente, pois obtiveram resultados numéricos coerentes com os resultados experimentais apresentados.

Das análises realizadas, conclui-se que para modelos com interface rugosa, a espessura h_s e o comprimento de embutimento não foram fatores intervenientes, assim, é possível dimensionar blocos com cálice embutido e chave de cisalhamento aplicando o modelo de bielas e tirantes.

Para a situação de interface lisa, o valor de h_s possui mais relevância. Quando o valor de embutimento faz com que h_s seja pequeno (e consequentemente maior o valor de embutimento), ocorre ruína por punção na região de contato entre a base do pilar e a base do bloco.

Por fim, de maneira geral os modelos com interface rugosa apresentaram desempenho superior aos modelos com interface lisa.

2.4 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

A respeito das recomendações normativas para a verificação das tensões nodais, é feito uma síntese sobre as diretrizes presentes na norma brasileira ABNT NBR 6118:2014, pelo código americano ACI 318-14, pela norma espanhola EHE-98 e pelo código CEB-fib (2010).

2.4.1 Norma brasileira ABNT NBR 6118:2014

A ABNT NBR 6118:2014 traz em seu texto a classificação de bloco sobre estacas em duas categorias: bloco rígido e bloco flexível, sendo que este último deve atender aos requisitos de laje e verificação de punção.

De acordo com a referida norma, bloco rígido tem comportamento análogo ao comportamento de sapatas rígidas, assim, para que um bloco seja considerado rígido, é necessário satisfazer a seguinte equação:

$$h \geq \frac{(a-a_p)}{3} \quad (2)$$

sendo que: h é a altura do bloco;

a é a dimensão do bloco em uma determinada direção e;

a_p é a dimensão do pilar na mesma direção de a .

De qualquer forma, a norma orienta o uso de modelos tridimensionais (lineares ou não) e modelos de bielas e tirante, de maneira a considerar as seguintes premissas:

- trabalho a flexão nas duas direções com tração concentrada na linha sobre as estacas;
- transmissão das forças do pilar para as estacas necessariamente por bielas de compressão e;
- trabalho ao cisalhamento nas duas direções não apresentando colapso por fendilhamento (tração diagonal) e sim por compressão das bielas.

Entretanto, a ABNT NBR 6118:2014 não traz orientações quanto a verificação ao cisalhamento, mesmo orientando que blocos possuem comportamento relevante ao esforço nas duas direções.

Quando o modelo escolhido for o modelo de bielas e tirante, faz-se necessário limitar as tensões nodais de acordo com a classificação dos mesmos. A ABNT NBR 6118:2014 classifica os nós em três categorias:

- bielas prismáticas ou nós CCC;
- bielas atravessadas por tirante único ou nós CCT e;
- bielas atravessadas por mais de um tirante ou nós CTT ou TTT.

A ABNT NBR 6118:2014 ainda faz referência ao detalhamento da armadura de flexão em seu texto. De acordo com o exposto, cerca de 85% da armadura deverá ser disposta nas faixas definidas pelas estacas.

2.4.2 Norma americana ACI 318-14

O dimensionamento de blocos sobre estacas de acordo com o código americano também é realizado utilizando o modelo de bielas e tirante, para blocos classificados como rígidos, e considera duas verificações para blocos considerados flexíveis: a primeira diz respeito a verificação quanto ao momento fletor e a segunda considera o efeito de força cortante.

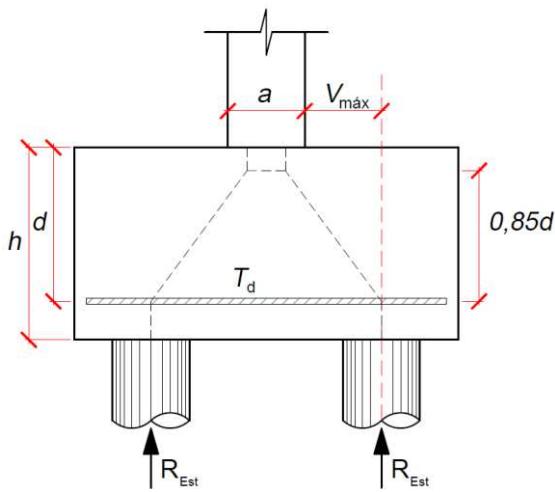
A norma é clara em expor que as verificações para momento fletor e força cortante devem ser feitas em seções transversais diferentes. Para a verificação quanto ao cisalhamento, deve-se verificar uma seção distante $d/2$ das faces do pilar.

Semelhante a norma brasileira, o ACI 318-14 também estipula valores limites para as tensões nodais, contudo, fornece mais informações quanto ao formato e os tipos de nós constituintes do modelo.

2.4.3 Norma espanhola EHE-98

De forma análoga a norma brasileira, a norma espanhola também diferencia os blocos em rígidos e flexíveis. A classificação depende da altura do bloco e da distância $V_{máx}$ ilustrada na Figura 22. O bloco é considerado flexível se o valor de $V_{máx}$ for maior do que a altura h , e rígido em caso contrário.

Figura 22 – Classificação dos blocos segundo a norma espanhola EHE-98



Fonte: Adaptado de EHE-98

A norma orienta os valores de tensões máximas que podem ocorrer nos nós como também apresenta equação para o dimensionamento da área de aço para o tirante.

$$T_d = \frac{R_{est} \cdot (V + 0,25a)}{0,85d} = A_s \cdot f_{yd} \quad (3)$$

sendo que: T_d é a tração de cálculo atuante no tirante;

R_{est} é a resultante na estaca mais solicitada

V é a distância entre o centro geométrica da estaca até a face mais próxima do pilar;

a é a dimensão do pilar;

d é a altura útil;

A_s é a área de aço necessária para absorver o valor de T_d e;

f_{yd} é o limite de escoamento do aço.

2.4.4 Código CEB-fib (2010)

O CEB-fib de 2010 traz, além dos parâmetros de dimensionamento relacionado ao limite de tensões nodais, modelos de construção da treliça. Comparado com as outras normas, o código ilustra de maneira mais clara os tipos de nós existente. Os valores-limites para as tensões nodais é condicionado ao coeficiente η_{fc} calculado pela equação 4.

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1 \quad (4)$$

sendo que: f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão em MPa.

A equação 4 é limitada pelo valor máximo igual a 1,0, ou seja, a expressão considera que, para o cálculo de η_{fc} , todo concreto com resistência menor ou igual a 30 MPa tenham o mesmo comportamento, o que, não necessariamente possa ser verdadeiro, uma vez que, o valor da resistência interfere no valor do módulo de elasticidade do concreto.

CAPÍTULO 3

RESULTADOS EXPERIMENTAIS ANALISADOS

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Primeiramente, fez-se a coleta do maior número possível de dados experimentais quanto as propriedades geométricas e físicas dos blocos (dimensões, distância entre os centros das estacas, seções transversais da estaca e do pilar, taxa de armadura dos pilares e forças aplicadas em relação a qual surgiu a primeira fissura) e as forças últimas para cada bloco ensaiado e seus respectivos valores de resistência à compressão do concreto (f_c). Foram considerados apenas blocos com ligações monolíticas, dessa maneira, blocos que apresentavam cálice de fundação foram descartados.

Adebar *et al.* (1990) ensaiou 6 blocos, sendo que cinco eram apoiados sobre 4 estacas e apenas um apoiado sobre 6 estacas, ver Figura 9 (c). Os blocos sobre 4 estacas possuíam geometria hexagonal e, por tanto, duas direções (por isso a indicação de valores na direção x e y). Como o modelo C possuía 6 estacas, a indicação de θ_x refere-se ao ângulo da biela relativa à estaca mais afastada e θ_y refere-se ao ângulo da biela relativa à estaca mais próxima.

Os ângulos de inclinação das bielas foram aqueles descritos como sendo os ângulos observados nos ensaios. Nos casos em que não foi possível obter o ângulo experimentalmente, foi traçado uma linha unindo o centro de gravidade da seção do pilar até o centro de gravidade da estaca. É importante salientar que essa hipótese da consideração do ângulo de inclinação da biela em reação ao plano horizontal diverge do modelo proposto por Blérot e Frémy (1967), pois, os pesquisadores franceses, consideram que o início da biela junto à zona nodal superior comece

a $\frac{1}{4}$ da dimensão do pilar, na direção considerada, medido a partir da face do pilar (ver Figura 4).

Os dados coletados para a análise foram extraídos dos trabalhos de Mautoni (1972), Fusco (1985), Adebar *et al.* (1990), Chan e Poh (2000), Miguel (2000), Cao e Bloodworth (2007), Delalibera e Giongo (2008), Barros (2013), Munhoz (2014) e Mesquita (2015).

As Tabelas 1 a 10 mostram cada um dos 77 blocos considerados para as análises de tensões.

Tabela 1 – Propriedades dos blocos ensaiados por Mautoni (1972)

Modelo ensaiado	Nº de estacas	Altura (cm)	Comp. (cm)	Seção da estaca (cm×cm)	Dist. entre estacas (cm)	Seção do pilar (cm×cm)	Taxa de armadura do pilar (%)	θ (°)	$f_{c,exp}$ (MPa)
B1-1	2	23	50	10×15	31	15×15	-	56,02	21,50
B2-1	2	23	50	10×15	31	15×15	-	26,02	21,50
B1-2	2	23	50	10×15	32	15×15	-	55,18	15,00
B2-2	2	23	50	10×15	32	15×15	-	55,18	15,00
B1-A	2	23	50	10×15	32	15×15	-	55,18	32,30
B2-A	2	23	50	10×15	32	15×15	-	55,18	32,30
B1-B	2	20	50	10×15	32	15×15	-	51,34	32,00
B2-B	2	20	50	10×15	32	15×15	-	51,34	32,00
B1-4A	2	20	50	10×15	32	15×15	-	51,34	29,50
B2-4A	2	20	50	10×15	32	15×15	-	51,34	29,50
B1-4B	2	20	50	10×15	32	15×15	-	51,34	27,80
B2-4B	2	20	50	10×15	32	15×15	-	51,34	27,80
B1-4C	2	20	50	10×15	32	15×15	-	51,34	22,20
B2-4C	2	20	50	10×15	32	15×15	-	51,34	22,20
D1	2	21	50	10×15	35	15×15	-	50,19	22,90
D2	2	21	50	10×15	35	15×15	-	50,19	22,90
F1	2	20	50	10×15	40	15×15	-	45,00	23,60
F2	2	20	50	10×15	40	15×15	-	45,00	23,60
E1	2	20	50	10×15	45	15×15	-	41,63	19,50
G1	2	20	50	10×15	45	15×15	-	41,63	24,30

Nota: todos os blocos possuíam 15 cm de largura.

Tabela 2 – Propriedades dos blocos ensaiados por Mesquita (2015)

Modelo ensaiado	Nº de estacas	Altura (cm)	Comp. (cm)	Seção da estaca (cm×cm)	Dist. entre estacas (cm)	Seção do pilar (cm×cm)	Taxa de armadura do pilar (%)	θ (°)	$f_{c23,exp}$ (MPa)
M	2	30	100	20×20	50	20×20	8,04	56,31	42,21

Nota: o bloco possuía 50 cm de largura; o valor de $f_{c23,exp}$ corresponde à resistência do concreto à compressão aos 23 dias.

Tabela 3 – Propriedades dos blocos ensaiados por Fusco (1985)

Modelo ensaiado	Nº de estacas	Altura (cm)	Comp. (cm)	Seção da estaca (cm×cm)	Dist. entre estacas (cm)	Seção do pilar (cm×cm)	Taxa de armadura do pilar (%)	θ (°)	$f_{c,exp}$ (MPa)
A-1	2	250	800	10×10	500	20×20	-	48,00	27,20
B-1	2	250	800	10×10	500	20×20	-	48,00	23,90
C-1	2	250	800	10×10	500	20×20	-	48,00	23,90

Nota: todos os blocos possuíam 150 cm de largura.

Tabela 4 – Propriedades dos blocos ensaiados por Adebar *et al.* (1990)

Modelo ensaiado	Nº de estacas	Altura (cm)	Comp. (cm)	Diâmetro da estaca (Øcm)	Dist. entre estacas x (cm)	Dist. entre estacas y (cm)	Seção do pilar (cm×cm)	Taxa de armadura do pilar (%)	θ_x (°)	θ_y (°)	$f_{c,exp}$ (MPa)
A	4	60	-	20	156	90	30×30	0,89	37,57	53,13	24,80
B	4	60	-	20	156	90	30×30	0,89	37,57	53,13	24,80
C	6	60	260	20	90	90	30×30	0,89	30,81	53,13	27,10
D	4	60	-	20	156	90	30×30	0,89	37,57	53,13	30,30
E	4	60	-	20	156	90	30×30	0,89	37,57	53,13	41,10
F	4	60	-	20	156	90	30×30	0,89	37,57	53,13	30,30

Nota: O bloco C é um bloco retangular com 170 cm de largura, os demais blocos possuíam geometria hexagonal conforme Figura 8; θ_x refere-se ao ângulo da biela relativa à estaca mais afastada e θ_y refere-se ao ângulo da biela relativa à estaca mais próxima.

Tabela 5 – Propriedades dos blocos ensaiados por Chan e Poh (2000)

Modelo ensaiado	Nº de estacas	Altura (cm)	Comp. (cm)	Seção da estaca (cm×cm)	Dist. entre estacas (cm)	Seção do pilar (cm×cm)	Taxa de armadura do pilar (%)	θ (°)	$f_{c,exp}$ (MPa)
A	4	40	100	15×15	60	20×20	-	43,31	39,70
B	4	40	100	15×15	60	20×20	-	43,31	38,30
C	4	30	100	15×15	60	20×20	-	35,26	36,40

Nota: todos os blocos possuíam 100 cm de largura.

Tabela 6 – Propriedades dos blocos ensaiados por Barros (2013)

Modelo ensaiado	Nº de estacas	Altura (cm)	Comp. (cm)	Seção da estaca (cm×cm)	Dist. entre estacas (cm)	Seção do pilar (cm×cm)	Taxa de armadura do pilar (%)	θ (°)	$f_{c,exp}$ (MPa)
SR/M1	2	70	185	15×15	125	15×15	2,18	37,30	33,10
CR/M8	2	61	170	15×15	110	15×15	2,18	66,50	33,10

Nota: os blocos possuíam 60 cm de largura.

Tabela 7 – Propriedades dos blocos ensaiados por Miguel (2000)

Modelo ensaiado	Nº de estacas	Altura (cm)	Comp. (cm)	Diâmetro da estaca (Øcm)	Dist. entre estacas (cm)	Seção do pilar (cm×cm)	Taxa de armadura do pilar (%)	θ (°)	$f_{c,exp}$ (MPa)
B20A1/1	3	60	-	20	96	35×35	9,82	52,00	27,40
B20A1/2	3	60	-	20	96	35×35	9,82	52,00	33,00
B20A2	3	60	-	20	96	35×35	9,82	52,00	35,50
B20A3	3	60	-	20	96	35×35	9,82	52,00	37,90
B20A4	3	60	-	20	96	35×35	9,82	52,00	35,60
B30A1	3	60	-	30	96	35×35	9,82	52,00	31,00
B30A2	3	60	-	30	96	35×35	9,82	52,00	40,30
B30A3	3	60	-	30	96	35×35	9,82	52,00	24,50
B30A4	3	60	-	30	96	35×35	9,82	52,00	24,60

Tabela 8 – Propriedades dos blocos ensaiados por Cao e Bloodworth (2007)

Modelo ensaiado	Nº de estacas	Altura (cm)	Comp. (cm)	Diâmetro da estaca (Øcm)	Dist. entre estacas (cm)	Seção do pilar (cm×cm)	Taxa de armadura do pilar (%)	θ (°)	$f_{c,exp}$ (MPa)
B4A1	4	23	110	13	80	20×50	-	24,95	20,30
B4A2	4	23	95	13	65	20×50	-	29,07	21,80
B4A3	4	23	85	13	55	20×50	-	32,43	24,30
B4A4	4	23	80	13	50	20×50	-	34,32	24,40
B4A5	4	23	70	13	40	20×50	-	38,52	23,00
B4B2	4	23	95	13	65	20×65	-	26,84	25,60
B4B3	4	23	95	13	65	20×75	-	25,16	24,70

Nota: os 5 primeiros modelos possuíam 50 cm de largura, os demais tinham 65 cm e 75 cm, respectivamente.

Tabela 9 – Propriedades dos blocos ensaiados por Munhoz (2014)

Modelo ensaiado	Nº de estacas	Altura (cm)	Comp. (cm)	Seção da estaca (cm×cm)	Dist. entre estacas (cm)	Seção do pilar (cm×cm)	Taxa de armadura do pilar (%)	θ (°)	$f_{c,exp}$ (MPa)
B110P125R1	2	40	110	12,5×12,5	60	12,5×12,5	5,12	56,30	30,47
B110P125R25	2	40	110	12,5×12,5	60	12,5×12,5	5,12	53,20	30,47
B110P125R4	2	40	110	12,5×12,5	60	12,5×12,5	5,12	43,90	30,47
B115P125R1	2	40	115	12,5×12,5	65	12,5×25	5,12	53,00	30,47
B115P125R25	2	40	115	12,5×12,5	65	12,5×25	5,12	49,30	30,47
B115P125R4	2	40	115	12,5×12,5	65	12,5×25	5,12	57,40	30,47
B120P125R1	2	40	120	12,5×12,5	70	12,5×37,5	4,27	55,70	30,47
B120P125R25	2	40	120	12,5×12,5	70	12,5×37,5	4,27	51,90	30,47
B120P125R4	2	40	120	12,5×12,5	70	12,5×37,5	4,27	55,20	30,47
B127P125R1	2	40	127	12,5×12,5	75	12,5×50	4,48	52,90	30,47
B127P125R25	2	40	127	12,5×12,5	75	12,5×50	4,48	49,60	30,47
B127P125R4	2	40	127	12,5×12,5	75	12,5×50	4,48	53,60	30,47

Nota: os blocos possuíam 15 cm de largura.

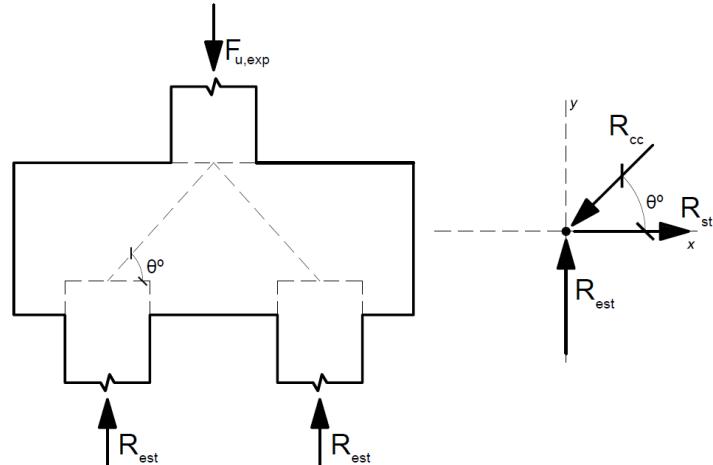
Tabela 10 – Propriedades dos blocos ensaiados por Delalibera e Giongo (2008)

Modelo ensaiado	Nº de estacas	Altura (cm)	Comp. (cm)	Seção da estaca (cm×cm)	Dist. entre estacas (cm)	Seção do pilar (cm×cm)	Taxa de armadura do pilar (%)	θ (°)	$f_{c,exp}$ (MPa)
B35P25E25e0	2	35	117,50	25×25	62,50	25×25	1,0053	45,00	40,60
B35P25E25e2,5	2	35	117,50	25×25	62,50	25×25	1,0053	45,00	40,60
B35P25E25e0A _{sw,C}	2	35	117,50	25×25	62,50	25×25	1,0053	45,00	32,80
B35P25E25e0A _{sw,0}	2	35	117,50	25×25	62,50	25×25	1,0053	45,00	32,80
B35P25E25e0CG	2	35	117,50	25×25	62,50	25×25	1,0053	45,00	28,90
B45P25E25e0	2	45	117,50	25×25	62,50	25×25	2,75	54,50	31,00
B45P25E25e5	2	45	117,50	25×25	62,50	25×25	2,75	54,50	31,00
B45P25E25e0A _{sw,C}	2	45	117,50	25×25	62,50	25×25	2,75	54,50	32,40
B45P25E25e0A _{sw,0}	2	45	117,50	25×25	62,50	25×25	2,75	54,50	32,40
B45P25E25e0CG	2	45	117,50	25×25	62,50	25×25	2,75	54,50	28,90
B35P50E25e0	2	35	117,50	25×25	62,50	25×50	0,88	53,10	35,80
B35P50E25e12,50	2	35	117,50	25×25	62,50	25×50	0,88	53,10	35,10
B45P50E25e0	2	45	117,50	25×25	62,50	25×50	1,38	61,80	35,80
B45P50E25e12,50	2	45	117,50	25×25	62,50	25×50	1,38	61,80	35,10

Nota: os blocos possuíam 25 cm de largura.

O estudo desenvolvido teve o objetivo de calcular as tensões nodais, para tal, utilizaram-se três modelos diferentes: Blérot e Frémy (1967), Schlaich e Schäfer (1991) e Fusco (2013). Os modelos são baseados nas forças atuantes nas bielas e/ou na reação nas estacas. Para calcular tais forças, fez-se o equilíbrio da região nodal inferior conforme é mostrado na Figura 23.

Figura 23 – Equilíbrio da região nodal inferior



Fonte: O autor

Fazendo o equilíbrio das forças nas direções x e y , obtém-se as seguintes equações:

$$R_{est} = \frac{F_{u,exp}}{n^{\circ} \text{ estacas}} \quad (5)$$

$$R_{est} = R_{cc} \cdot \text{sen}(\theta^{\circ}) \quad (6)$$

$$R_{st} = R_{cc} \cdot \text{cos}(\theta^{\circ}) \quad (7)$$

sendo que: $F_{u,exp}$ é a força última aplicada ao pilar observada por cada pesquisador;

R_{est} é a reação de $F_{u,exp}$ em cada estaca;

R_{cc} é a resultante no concreto comprimido (resultante na biela);

R_{st} é a resultante no aço tracionado (resultante no tirante) e;

θ é o ângulo de inclinação de R_{cc} .

Para cada bloco ensaiado de cada um dos autores citados, extraiu-se a força última experimental e o ângulo de inclinação das bielas. Com essas informações, aplicou-se as fórmulas (5), (6) e (7) para encontrar as forças últimas que atuaram nos modelos. Os resultados das forças atuantes estão representados nas Tabelas 11 a 21.

Tabela 11 – Forças atuantes nos ensaios de Fusco (1985)

Modelo ensaiado	F_r (kN)	$F_{u,exp}$ (kN)	R_{est} (kN)	R_{cc} (kN)	R_{st} (kN)
A-1	-	393,00	196,50	264,42	176,93
B-1	150,00	400,00	200,00	269,13	180,08
C-1	150,00	400,00	200,00	269,13	180,08

Tabela 12 – Forças atuantes nos ensaios de Adebar *et al.* (1990)

Modelo ensaiado	F_r (kN)	$F_{u,exp}$ (kN)	$R_{est;x}$ (kN)	$R_{est;y}$ (kN)	$R_{cc;x}$ (kN)	$R_{cc;y}$ (kN)	$R_{st;x}$ (kN)	$R_{st;y}$ (kN)
A	-	1.781,00	445,25	445,25	730,26	556,56	578,82	333,94
B	-	2.189,00	547,25	547,25	897,56	684,06	711,42	410,44
C	-	2.892,00	723,00	723,00	1.411,70	1.411,70	1.212,51	1.212,51
D	-	3.222,00	805,50	805,50	1.321,12	1.006,87	1.407,15	604,12
E	-	4.709,00	1.177,25	1.177,25	1.930,83	1.471,56	1.530,42	882,94
F	-	3.026,00	756,50	756,50	1.240,75	945,62	983,45	567,38

Tabela 13 – Forças atuantes nos ensaios de Miguel (2000)

Modelo ensaiado	F_r (kN)	$F_{u,exp}$ (kN)	R_{est} (kN)	R_{cc} (kN)	R_{st} (kN)
B20A1/1	1.050,00	1.512,00	504,00	639,86	393,77
B20A1/2	900,00	1.648,00	549,33	697,11	429,19
B20A2	1.050,00	2.083,00	694,33	881,12	542,47
B20A3	1.050,00	1.945,00	648,33	822,75	506,53
B20A4	1.200,00	2.375,00	791,67	1.004,64	618,52
B30A1	900,00	1.909,00	636,33	807,52	497,16
B30A2	1.050,00	2.674,00	891,33	1.131,12	696,39
B30A3	750,00	1.938,00	646,00	819,79	504,71
B30A4	900,00	2.283,00	761,00	965,72	594,56

Tabela 14 – Forças atuantes nos ensaios de Mautoni (1972)

Modelo ensaiado	F _r (kN)	F _{u,exp} (kN)	R _{est} (kN)	R _{cc} (kN)	R _{st} (kN)
B1-1	368,67	508,16	254,08	306,39	171,23
B2-1	318,85	508,16	254,08	306,39	171,23
B1-2	199,28	348,74	174,37	212,41	121,30
B2-2	199,28	348,74	174,37	212,41	121,30
B1-A	348,74	474,30	237,15	288,89	164,97
B2-A	348,74	747,30	373,65	455,17	259,93
B1-B	348,74	727,37	363,69	465,75	290,95
B2-B	318,85	727,37	363,69	465,75	290,95
B1-4A	298,92	667,59	333,79	427,47	267,04
B2-4A	318,85	667,59	333,79	427,47	267,04
B1-4B	308,88	627,73	313,87	401,94	251,09
B2-4B	318,85	627,73	313,87	401,94	251,09
B1-4C	249,10	498,20	249,10	319,00	199,28
B2-4C	298,92	498,20	249,10	319,00	199,28
D1	229,17	508,16	254,08	330,74	211,73
D2	229,17	508,16	254,08	330,74	211,73
F1	229,17	478,72	239,36	338,51	239,36
F2	209,24	478,27	239,14	338,19	239,14
E1	169,39	368,67	184,33	277,46	207,34
G1	199,28	458,34	229,17	344,95	257,82

Tabela 15 – Forças atuantes nos ensaios de Chan e Poh (2000)

Modelo ensaiado	F _r (kN)	F _{u,exp} (kN)	R _{est} (kN)	R _{cc} (kN)	R _{st} (kN)
A	840,00	1.230,00	307,50	448,29	326,20
B	900,00	1.250,00	312,50	455,58	331,50
C	450,00	870,00	217,50	376,76	307,64

Tabela 16 – Forças atuantes nos ensaios de Miguel (2000)

Modelo ensaiado	F _r (kN)	F _{u,exp} (kN)	R _{est} (kN)	R _{cc} (kN)	R _{st} (kN)
B20A1/1	1.050,00	1.512,00	504,00	639,86	393,77
B20A1/2	900,00	1.648,00	549,33	697,11	429,19
B20A2	1.050,00	2.083,00	694,33	881,12	542,47
B20A3	1.050,00	1.945,00	648,33	822,75	506,53
B20A4	1.200,00	2.375,00	791,67	1.004,64	618,52
B30A1	900,00	1.909,00	636,33	807,52	497,16
B30A2	1.050,00	2.674,00	891,33	1.131,12	696,39
B30A3	750,00	1.938,00	646,00	819,79	504,71
B30A4	900,00	2.283,00	761,00	965,72	594,56

Tabela 17 – Forças atuantes nos ensaios de Mesquita (2015)

Modelo ensaiado	F _r (kN)	F _{u,exp} (kN)	R _{est} (kN)	R _{cc} (kN)	R _{st} (kN)
M	600,00	2.150,00	1.075,00	1.291,99	716,67

Tabela 18 – Forças atuantes nos ensaios de Cao e Bloodworth (2007)

Modelo ensaiado	F _r (kN)	F _{u,exp} (kN)	R _{est} (kN)	R _{cc} (kN)	R _{st} (kN)
B4A1	-	592,00	148,00	350,50	317,72
B4A2	-	548,00	137,00	281,95	246,42
B4A3	-	919,00	229,75	428,46	361,65
B4A4	-	1.052,00	263,00	466,51	385,31
B4A5	-	1.244,00	311,00	499,37	390,70
B4B2	-	713,00	178,25	394,82	352,30
B4B3	-	769,00	192,25	452,15	409,24

Tabela 19 – Forças atuantes nos ensaios de Barros (2013)

Modelo ensaiado	F _r (kN)	F _{u,exp} (kN)	R _{est} (kN)	R _{cc} (kN)	R _{st} (kN)
SR/M1	210,00	756,75	378,00	409,74	158,12
CR/M8	200,00	725,00	362,50	395,28	157,62

Tabela 20 – Forças atuantes nos ensaios de Munhoz (2014)

Modelo ensaiado	F _r (kN)	F _{u,exp} (kN)	R _{est} (kN)	R _{cc} (kN)	R _{st} (kN)
B110P125R1	225,00	431,11	215,55	259,09	143,76
B110P125R25	198,00	577,08	288,54	360,35	215,85
B110P125R4	240,00	590,73	295,36	425,96	306,93
B115P125R1	158,00	712,67	356,33	446,18	268,51
B115P125R25	148,00	736,02	368,01	485,41	316,54
B115P125R4	154,00	763,64	381,82	453,22	244,18
B120P125R1	235,00	850,78	425,39	514,94	290,18
B120P125R25	198,00	807,13	403,66	512,83	316,43
B120P125R4	201,00	924,26	462,13	562,78	321,19
B127P125R1	276,00	1.028,30	514,15	644,63	388,85
B127P125R25	247,00	979,88	489,94	643,36	416,97
B127P125R4	185,00	969,35	484,67	602,16	357,33

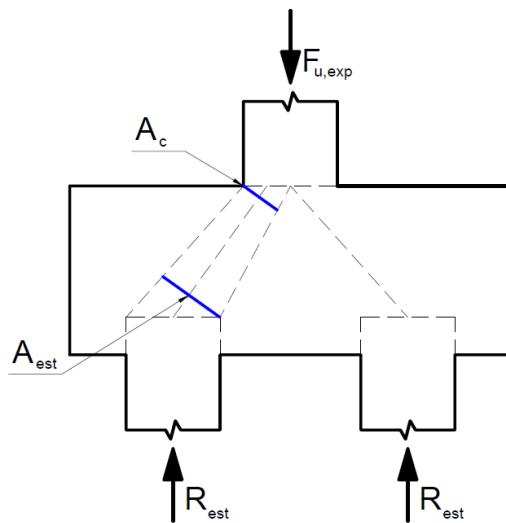
Tabela 21 – Forças atuantes nos ensaios de Delalibera e Giongo (2008)

Modelo ensaiado	F _r (kN)	F _{u,exp} (kN)	R _{est} (kN)	R _{cc} (kN)	R _{st} (kN)
B35P25E25e0	465,00	1.821,00	910,50	1.287,64	910,50
B35P25E25e2,5	445,00	1.688,00	844,00	1.193,60	844,00
B35P25E25e0A _{swC}	270,00	1.880,00	940,00	1.329,36	940,00
B35P25E25e0A _{sw0}	266,00	1.406,00	703,00	994,19	703,00
B35P25E25e0CG	315,00	1.263,00	631,50	893,08	631,50
B45P25E25e0	465,00	2.276,00	1.138,00	1.397,84	811,73
B45P25E25e5	522,00	1.972,00	986,00	1.211,13	703,31
B45P25E25e0A _{swC}	482,00	3.055,00	1.527,50	1.879,27	1.089,55
B45P25E25e0A _{sw0}	305,00	2.090,00	1.045,00	1.283,60	745,39
B45P25E25e0CG	473,00	2.270,00	1.135,00	1.394,15	809,59
B35P50E25e0	450,00	3.877,00	1.938,50	2.424,08	1.455,47
B35P50E25e12,5	585,00	3.202,00	1.601,00	2.002,04	1.202,06
B45P50E25e0	851,00	4.175,00	2.087,50	2.368,65	1.119,31
B45P50E25e12,5	477,00	3.386,00	1.693,00	1.921,02	907,78

3.2 CÁLCULO DAS TENSÕES ATUANTES

Blérot e Frémy (1967) apresentam formulação simples para o cálculo das tensões nodais. O modelo contempla apenas o valor da força última aplicada no pilar, da área da seção transversal do pilar e da estaca, ambas rebatidas no sentido da biela (ver Figura 24).

Figura 24 – Representação das áreas da estaca (A_{est}) e do pilar (A_c) rebatidas no sentido da biela



Fonte: Adaptado de Blérot e Frémy (1967)

O valor da tensão nodal superior (tensão de contato entre pilar/bloco) é calculado por meio da equação 8, ao passo que, as tensões nodais para a zona nodal inferior (tensão de contato entre bloco/estaca) são calculadas pelas equações 9, 10 e 11 para blocos sobre 2, 3 e 4 estacas, respectivamente.

$$\sigma_{zns} = \frac{F_{u,exp}}{A_c \cdot \text{sen}^2(\theta^\circ)} \quad (8)$$

$$\sigma_{zni} = \frac{F_{u,exp}}{2 \cdot A_{est} \cdot \text{sen}^2(\theta^\circ)} \quad (9)$$

$$\sigma_{zni} = \frac{F_{u,exp}}{3 \cdot A_{est} \cdot \text{sen}^2(\theta^\circ)} \quad (10)$$

$$\sigma_{zni} = \frac{F_{u,exp}}{4 \cdot A_{est} \cdot \text{sen}^2(\theta^\circ)} \quad (11)$$

sendo que: $F_{u,exp}$ é a força última aplicada ao pilar;

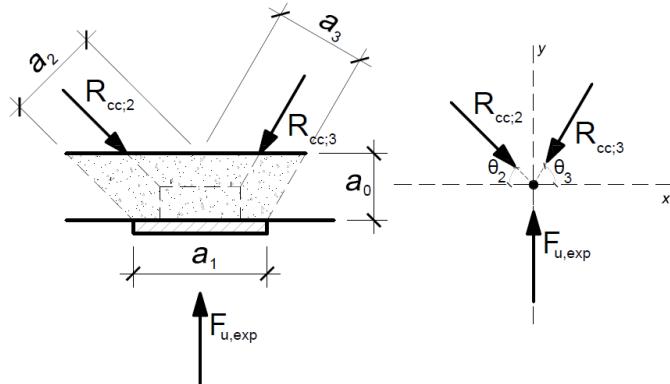
A_c é a área da seção transversal do pilar projetada no sentido da biela;

A_{est} é a área da seção transversal da estaca projetada no sentido da biela e;

θ é o ângulo de inclinação de R_{cc} .

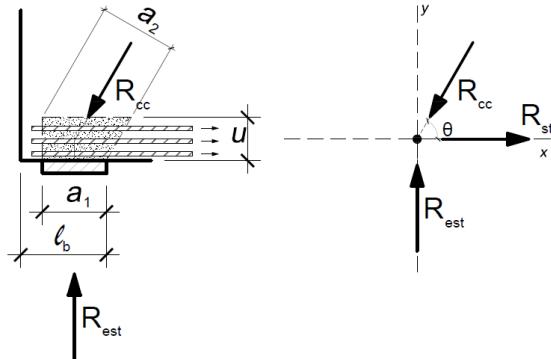
Schlaich e Schäfer (1991) propuseram uma formulação mais precisa em que consideram o tipo de nó da treliça. Os autores diferenciam os nós existentes de acordo com as forças atuantes e a presença ou não de barras ancoradas. Dessa forma, a região nodal superior é representada pela Figura 25; nó sujeito à forças de compressão, e a região nodal inferior é representada pela Figura 26; nó no qual se ancoram as barras, portanto, com incidência de forças de tração.

Figura 25 – Descrição de nó sujeito apenas a tensões de tração



Fonte: Adaptado de Schlaich e Schäfer (1991)

Figura 26 – Descrição de nó com barras ancoradas



Fonte: Adaptado de Schlaich e Schäfer (1991)

A análise da Figura 22 sugere que o nó superior está sujeito ao estado triplo de tensões, uma vez que o volume de concreto delimitado por a_0 está sujeito a forças de compressão atuantes em direções distintas. De acordo com Schlaich e Schäfer (1991) é conveniente escolher o valor de a_0 como apresentado pela equação 12.

$$a_0 \geq a_1 \cdot \cos(\theta_2) \cdot \sin(\theta_2) = a_1 \cdot \cos(\theta_3) \cdot \sin(\theta_3) \quad (12)$$

Entretanto, não é apresentado um valor limite para a_0 . O cálculo das tensões nodais superiores e inferiores é feito utilizando as equações (13) e (14), respectivamente.

$$\sigma_{zns} = \frac{F_{u,exp}}{a_1 \cdot b} \quad (13)$$

$$\sigma_{zni} = \frac{R_{est}/A_{est}}{\left[1 + \left(\frac{u \cdot \cot(\theta^{\circ})}{a_1}\right)\right] \cdot \sin^2(\theta^{\circ})} \quad (14)$$

sendo que: $F_{u,exp}$ é a força última aplicada ao pilar;

R_{est} é a reação de $F_{u,exp}$ na estaca;

A_{est} é a área da seção transversal da estaca;

a_0 é a área de contribuição junto à zona nodal superior;

a_1 é a dimensão do pilar ou da estaca medida no sentido de R_{cc} ;

b é a dimensão do pilar medida no sentido perpendicular de R_{cc} ;

u é a altura em que as barras longitudinais estão distribuídas considerando uma camada superior de cobrimento e;

θ é o ângulo de inclinação de R_{cc} .

Fusco (2013) aborda o cálculo das tensões de outra maneira. Diferentemente dos outros autores, é proposto que a taxa de armadura do pilar influencia no modo como é transferida a força de compressão do pilar para o bloco.

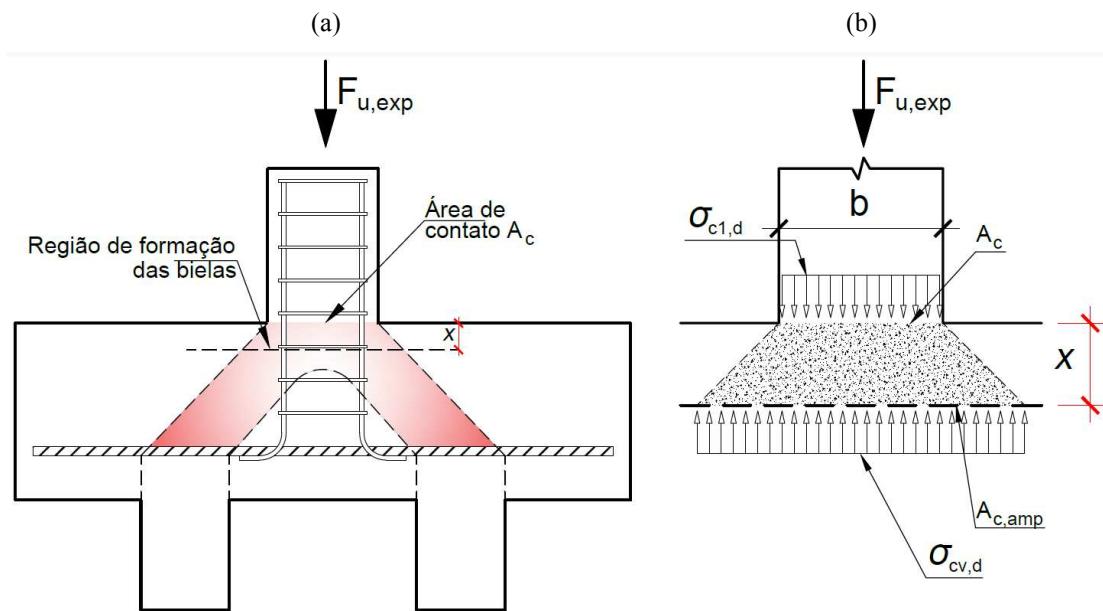
Como mostram as Figuras 27 (a) e (b), Fusco (2013) analisa não a tensão que surge na interface pilar/bloco ($\sigma_{c1,d}$), mas sim a tensão de compressão ($\sigma_{cv,d}$) que atua em uma área ampliada $A_{c,amp}$ distante um valor x do topo do bloco.

Essa área ampliada é aproximadamente 9 vezes maior do que a área da seção do pilar e sua posição depende apenas da taxa de armadura do pilar. Como mostra a Tabela 22, quanto maior for a taxa de armadura presente no pilar, mais distante da face superior do bloco a área $A_{c,amp}$ estará.

Tabela 22 – Valores de x/b de acordo com Fusco (2013)

Taxa de armadura do pilar (%)	1%	2%	3%
Pilares quadrados	0,80	1,00	1,20
Pilares muito alongados	0,35	0,42	1,00

Nota: b é a menor dimensão do pilar em planta.

Figura 27 – (a) Posição da área ampliada $A_{c,amp}$; (b) Tensões atuantes na zona nodal superior

Fonte: Adaptado de Fusco (2013)

O valor de x é apenas um indicativo da posição da área ampliada em relação a face superior do bloco, uma vez que a posição de x não interfere no valor de $A_{c,amp}$.

Outro aspecto importante é que Fusco (2013) indica que a tensão na zona nodal inferior está dentro dos limites aceitáveis baseado na tensão atuante na estaca, assim, com as equações 15 e 16 calculam-se as tensões nas zonas nodais superior e inferior, respectivamente.

$$\sigma_{zns} = \frac{\sigma_{cv,d}}{\operatorname{sen}^2(\theta^\circ)} = \frac{F_{u,exp}}{A_{c,amp} \cdot \operatorname{sen}^2(\theta^\circ)} \quad (15)$$

$$\sigma_{zni} = \frac{R_{est}}{1,4 \cdot A_{est}} \quad (16)$$

sendo que: $\sigma_{cv,d}$ é a tensão normal atuante na profundidade x da face superior do bloco calculada

como $\frac{F_{u,exp}}{A_{c,amp}}$;

$F_{u,exp}$ é a força última aplicada ao pilar;

$A_{c,amp}$ é a área da seção transversal do pilar ampliada na profundidade x ;

R_{est} é a reação de $F_{u,exp}$ na estaca;

A_{est} é a área da seção transversal da estaca e;

θ é o ângulo de inclinação de R_{cc} .

3.3 LIMITES DOS VALORES DAS TENSÕES NODAIS

Como o intuito do trabalho é comparar os modelos de cálculo das tensões com os limites indicados pelas normas, foram considerados os limites propostos pelos autores Blévot e Frémy (1967), Schlaich e Schäfer (1991) e Fusco (2013), bem como os limites recomendados pelas normas ABNT NBR 6118:2014, EHE-98, ACI 318-14, CEB-fib (1990) e CEB-fib (2010).

Como se tratam de dados experimentais, não foi considerado o coeficiente γ_c de minoração da resistência do concreto, sendo que este é usado apenas para projeto. De mesma forma, não foi considerado o efeito Rüsch, pois as forças aplicadas nos modelos até as suas ruínas não foram de longa duração. Também não foi considerado o coeficiente α_{v2} .

A Tabela 23 mostra todos os limites considerados para a análise em função da classificação do tipo de nó descrito pela ABNT NBR 6118:2014.

- nó CCC - bielas prismáticas;
- nó CCT - bielas atravessadas por tirante único e;
- nó CTT ou TTT - bielas atravessadas por mais de um tirante.

Por considerar que o concreto, na região de contato entre pilar/bloco, esteja no estado triplo de tensão, é proposto pelo autor do trabalho que o limite de tensão para a zona nodal superior seja igual à resistência do concreto no estado triplo de tensões proposta pela ABNT NBR 6118:2014.

Estando o concreto submetido ao estado triplo de tensões, considerando que $\sigma_3 \geq \sigma_2 \geq \sigma_1$, considera-se o seguinte limite:

$$\sigma_3 = f_{ck} + 4 \cdot \sigma_1 \quad (17)$$

sendo que: $\sigma_1 \geq -f_{ct}$ (situação em que as tensões de tração são consideradas negativas)

Dessa maneira, o valor limite para a tensão na zona nodal superior é um valor maior do que o valor proposto (para nós CCC) pela ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 23 – Valores limites para as tensões nas regiões nodais sem considerar coeficientes de ponderação

Critérios	CCC	CCT	CTT ou TTT
Blévert e Frémy (1967)	1,40 f_c para zona nodal superior (para blocos sobre duas estacas)		
	1,75 f_c para zona nodal superior (para blocos sobre três estacas)		
	2,10 f_c para zona nodal superior (para blocos sobre quatro estacas)		
	f_c para zona nodal inferior (para blocos em qualquer situação)		
Schlaich e Schäfer (1991)	1,10 f_c	0,80 f_c	0,80 f_c
Fusco (2013)	$\frac{2}{9} f_c$	0,50 f_c	0,50 f_c
ABNT NBR 6118:2014	0,85 f_c	0,72 f_c	0,60 f_c
EHE-98	3,30 f_c	0,70 f_c	0,70 f_c
ACI 318-14	0,85 f_c	0,68 f_c	0,51 f_c
CEB-fib (1990)	0,85 f_c	0,60 f_c	0,60 f_c
CEB-fib (2010)	1,00 f_c	0,75 f_c	0,75 f_c
Estado triplo de tensão	$f_c + 4f_{ct}$	-	-

Por fim, faz-se uma observação em relação aos limites apresentados. O livro ABNT NBR 6118:2014 Comentários e Exemplos de Aplicação (2015, p. 457), editado pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), equivoca-se a respeito dos limites estabelecidos por Blévert e Frémy (1967).

Na publicação é dito que os limites para as tensões nodais, tanto superior quanto inferior, dependem de um fator α , e que tal fator depende do número de estacas no qual o bloco está apoiado.

O livro considera que o valor de α deve ser aplicado tanto para a zona nodal superior, quanto para a zona nodal inferior. De acordo com Blévert e Frémy (1967), o valor de α deve ser aplicado apenas para a zona nodal superior, como exposto na Tabela 22.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nesse capítulo é apresentado a análise das tensões com o intuito de entender melhor se os modelos apresentados no capítulo anterior são conservadores ou não.

Com as forças últimas de cada bloco mostradas no capítulo anterior, é possível aplicar os modelos para cálculo das tensões nodais e comparar com cada um dos limites apresentados na Tabela 23.

4.2 CÁLCULO DAS TENSÕES NODAIS

Os resultados obtidos para as tensões atuantes para a situação última, tanto para a zona nodal superior (σ_{zns}) quanto para a zona nodal inferior (σ_{zni}), de cada autor, de acordo com as equações apresentadas, estão nas Tabelas 24 a 33, ao passo que, as tensões limites estão apresentadas nas Tabelas 34 a 43.

Para facilitar o entendimento, os gráficos das Figuras 28 a 47 mostram, para cada autor, no eixo x o modelo ensaiado e no eixo y os valores médios das tensões limites em kN/cm^2 . As Figuras 48 e 49 mostram os modelos em um único gráfico.

A análise dos gráficos confirma a discrepância entre os limites, entretanto, os limites para a zona nodal inferior estão mais próximos do que os limites da zona nodal superior para todos os blocos analisados.

Para os blocos ensaiados por Mautoni (1972), observa-se que os limites para a zona nodal inferior estabelecidos por Schlaich e Schäfer (1991) e pelo CEB-fib (2010) apresentam valores mais próximos do valor médio, enquanto que para a zona superior, as tensões são melhores representadas tanto pelos limites de Schlaich e Schäfer (1991) quanto pelos limites do CEB-fib (2010) e ACI 318-14.

O mesmo raciocínio pode ser expandido para os demais casos, exceto para os blocos ensaiados por Adebar *et al.* (1990). O fato de dispor as estacas com distâncias diferentes em x e em y , gerou variações consideráveis nas tensões calculadas.

A consideração do estado multiaxial se mostrou coerente em todos os casos, sendo o valor calculado próximo ao valor estabelecido por Schlaich e Schäfer (1991).

Em alguns casos particulares como Chan e Poh (2000) e Mesquita (2015), as tensões para a zona nodal inferior calculadas pelo modelo de Fusco (2013) ficam muito aquém dos valores-limites, inclusive dos valores-limites estipulados por Fusco (2013).

Para os modelos ensaiados por Delalibera e Giongo (2008) cujo nome termina com “ $A_{sw,C}$ ”, as tensões atuantes foram ligeiramente maiores pois esses modelos foram detalhados com uma armadura dimensionada para absorver as tensões de tração que provocam o fendilhamento na biela de compressão. Também houve uma variabilidade nas tensões quando era considerada uma excentricidade na força última aplicada, como pode ser observado nos modelos com final “e0”, “e2,5”, “e5” e “e12,5”.

Os valores de tensões calculados pelos três métodos propostos foram discordantes entre si. O fato de Fusco (2013) considerar a tensão na zona nodal superior calculada em uma área $A_{c,amp}$ fez com que os valores fossem muito menores em relação aos demais valores calculados. Tal fato se reflete nos limites, o modelo de cálculo de tensões proposto por Fusco (2013) é compatível apenas com os limites por ele estabelecidos, entretanto, é necessário ressaltar que não é claro como o autor encontrou os limites propostos.

As tensões calculadas pelo método proposto por Schlaich e Schäfer (1991) são as que representam melhores resultados, pois os valores não demonstram grande variabilidade, o que não ocorre com os valores calculados utilizando o método de Blérot e Frémy (1967). As tensões calculadas por Blérot e Frémy (1967) estão, em muitos casos, fora dos limites apresentados.

Tabela 24 – Tensões atuantes para os ensaios de Mesquita (2015)

Modelo ensaiado	Blévert e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer	
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}
M	3,88	7,76	1,92	0,86	3,47	5,38

Tabela 25 – Tensões atuantes para os ensaios de Mautoni (1972)

Modelo ensaiado	Blévert e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer	
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}
B1-1	2,46	3,28	1,21	0,36	1,55	2,26
B2-1	2,46	3,28	1,21	0,36	1,55	2,26
B1-2	1,73	2,30	0,83	0,26	1,07	1,55
B2-2	1,73	2,30	0,83	0,26	1,07	1,55
B1-A	2,35	3,13	1,13	0,35	1,46	2,11
B2-A	3,70	4,93	1,78	0,55	2,30	3,32
B1-B	3,98	5,30	1,73	0,59	2,34	3,23
B2-B	3,98	5,30	1,73	0,59	2,34	3,23
B1-4 ^a	3,65	4,87	1,59	0,54	2,15	2,97
B2-4 ^a	3,65	4,87	1,59	0,54	2,15	2,97
B1-4B	3,43	4,58	1,49	0,51	2,02	2,79
B2-4B	3,43	4,58	1,49	0,51	2,02	2,79
B1-4C	2,72	3,63	1,19	0,40	1,60	2,21
B2-4C	2,72	3,63	1,19	0,40	1,60	2,21
D1	2,87	3,83	1,21	0,43	1,66	2,26
D2	2,87	3,83	1,21	0,43	1,66	2,26
F1	3,19	4,26	1,14	0,47	1,70	2,13
F2	3,19	4,25	1,14	0,47	1,70	2,13
E1	2,78	3,71	0,88	0,41	1,40	1,64
G1	3,46	4,62	1,09	0,51	1,74	2,04

Tabela 26 – Tensões atuantes para os ensaios de Adebar *et al.* (1990)

Modelo ensaiado	Na direção x						Na direção y						
	Blévert e Frémy			Schlaich e Schäfer			Blévert e Frémy			Fusco		Schlaich e Schäfer	
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zni}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	
A	3,81	5,32	1,01	0,59	3,81	1,98	2,21	3,09	1,01	0,34	2,06	1,98	
B	4,69	6,54	1,24	0,73	2,37	2,43	2,72	3,80	1,24	0,42	1,74	2,43	
C	8,77	12,25	1,64	1,36	7,51	3,21	8,77	12,25	1,64	1,36	7,51	3,21	
D	6,90	9,63	1,83	1,07	3,49	3,58	4,01	5,59	1,83	0,62	2,56	3,58	
E	10,08	14,07	2,68	1,56	8,92	5,23	5,86	8,18	2,68	0,91	5,45	5,23	
F	6,48	9,04	1,72	1,00	3,28	3,36	3,76	5,25	1,72	0,58	2,41	3,36	

Tabela 27 – Tensões atuantes para os ensaios de Chan e Poh (2000)

Modelo ensaiado	Blévert e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer	
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}
A	2,90	6,54	0,98	0,73	2,53	3,08
B	2,95	6,64	0,99	0,74	2,57	3,13
C	2,90	6,53	0,69	0,73	2,42	2,18

Tabela 28 – Tensões atuantes para os ensaios de Miguel (2000)

Modelo ensaiado	Blévert e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer	
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}
B20A1/1	2,58	1,99	1,15	0,22	2,29	1,23
B20A1/2	2,82	2,17	1,25	0,24	2,50	1,35
B20A2	3,56	2,74	1,58	0,30	3,06	1,70
B20A3	3,32	2,56	1,47	0,28	2,95	1,59
B20A4	4,06	3,12	1,80	0,35	3,60	1,94
B30A1	3,26	2,51	0,64	0,28	1,34	1,56
B30A2	4,57	3,52	0,90	0,39	1,87	2,18
B30A3	3,31	2,55	0,65	0,28	1,36	1,58
B30A4	3,90	3,00	0,77	0,33	1,60	1,86

Tabela 29 – Tensões atuantes para os ensaios de Cao e Bloodworth (2007)

Modelo ensaiado	Blévert e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer	
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}
B4A1	6,25	6,64	0,80	3,69	4,09	1,18
B4A2	4,37	4,64	0,74	2,58	3,03	1,10
B4A3	6,02	6,39	1,24	3,55	4,34	1,84
B4A4	6,23	6,62	1,42	3,68	4,58	2,10
B4A5	6,04	6,41	1,67	3,56	4,61	2,49
B4B2	6,59	5,38	0,96	3,89	4,52	1,10
B4B3	8,01	5,67	1,03	4,73	5,37	1,03

Tabela 30 – Tensões atuantes para os ensaios de Barros (2013)

Modelo ensaiado	Blévert e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer	
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}
SR/M1	1,97	3,95	1,20	0,44	1,70	3,36
CR/M8	1,92	3,83	1,15	0,43	1,64	3,22

Tabela 31 – Tensões atuantes para os ensaios de Fusco (1985)

Modelo ensaiado	Blévert e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer	
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}
A-1	3,56	1,78	1,40	0,20	2,89	0,98
B-1	3,62	1,81	1,43	0,20	2,95	1,00
C-1	3,62	1,81	1,43	0,20	2,95	1,00

Tabela 32 – Tensões atuantes para os ensaios de Delalibera e Giongo (2008)

Modelo ensaiado	Blévert e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer	
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}
B35P25E25e0	2,91	5,83	1,04	0,65	2,17	2,91
B35P25E25e2,5	2,70	5,40	0,96	0,60	2,02	2,70
B35P25E25e0A _{swC}	3,01	6,02	1,07	0,67	2,24	3,01
B35P25E25e0A _{sw0}	2,25	4,50	0,80	0,50	1,68	2,25
B35P25E25e0CG	2,02	4,04	0,72	0,45	1,74	2,02
B45P25E25e0	2,75	5,49	1,30	0,61	2,21	3,64
B45P25E25e5	2,38	4,76	1,13	0,53	1,92	3,16
B45P25E25e0A _{swC}	3,69	7,37	1,75	0,82	2,97	4,89
B45P25E25e0A _{sw0}	2,52	5,05	1,19	0,56	2,03	3,34
B45P25E25e0CG	2,74	5,48	1,30	0,61	2,46	3,63
B35P50E25e0	4,85	9,70	2,22	1,08	3,86	3,10
B35P50E25e12,5	4,01	8,01	1,83	0,89	3,19	2,56
B45P50E25e0	4,30	8,60	2,39	0,96	3,64	3,34
B45P50E25e12,5	3,49	6,98	1,93	0,78	2,95	2,71

Tabela 33 – Tensões atuantes para os ensaios de Munhoz (2014)

Modelo ensaiado	Blévert e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer	
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}
B110P125R1	1,99	3,99	0,99	0,44	1,70	2,76
B110P125R25	2,88	5,76	1,32	0,64	2,41	3,69
B110P125R4	3,93	7,86	1,35	0,87	3,10	3,78
B115P125R1	3,58	7,15	1,63	0,79	2,99	2,28
B115P125R25	4,10	8,20	1,68	0,91	3,35	2,36
B115P125R4	3,44	6,89	1,75	0,77	2,95	2,44
B120P125R1	3,99	7,98	1,94	0,89	3,39	1,81
B120P125R25	4,17	8,34	1,84	0,93	3,46	1,72
B120P125R4	4,39	8,77	2,11	0,97	3,71	1,97
B127P125R1	5,17	10,35	2,35	1,15	4,25	1,65
B127P125R25	5,41	10,81	2,24	1,20	4,34	1,57
B127P125R4	4,79	9,58	2,22	1,06	3,95	1,55

Tabela 34 – Tensões limites para os ensaios de Mautoni (1972)

Modelo ensaiado	Blévot e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer		ABNT NBR 6118:2014		EHE-98		ACI 318-14		CEB-fib 1990		CEB-fib 2010		Estado triplo de tensões
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	
B1-1	2,15	3,01	1,08	1,48	1,72	2,37	1,55	1,83	1,51	6,45	1,72	2,15	1,29	1,83	1,61	2,15	3,08
B2-1	2,15	3,01	1,08	0,48	1,72	2,37	1,55	1,83	1,51	6,45	1,72	2,15	1,29	1,83	1,61	2,15	3,08
B1-2	1,50	2,10	0,75	0,33	1,20	1,65	1,08	1,28	1,05	4,50	1,20	1,50	0,90	1,28	1,13	1,50	2,23
B2-2	1,50	2,10	0,75	0,33	1,20	1,65	1,08	1,28	1,05	4,50	1,20	1,50	0,90	1,28	1,13	1,50	2,23
B1-A	3,23	4,42	1,62	0,72	2,58	3,55	2,33	2,75	2,26	9,69	2,58	3,23	1,94	2,75	2,42	3,23	4,45
B2-A	3,23	4,52	1,62	0,72	2,58	3,55	2,33	2,75	2,26	9,69	2,58	3,23	1,94	2,75	2,42	3,23	4,45
B1-B	3,20	4,48	1,60	0,71	2,56	3,52	2,30	2,72	2,24	9,60	2,56	3,20	1,92	2,72	2,40	3,20	4,41
B2-B	3,20	4,48	1,60	0,71	2,56	3,52	2,30	2,72	2,24	9,60	2,56	3,20	1,92	2,72	2,40	3,20	4,41
B1-4A	2,95	4,13	1,48	0,66	2,36	3,25	2,12	2,51	2,07	8,85	2,36	2,95	1,77	2,51	2,21	2,95	4,10
B2-4A	2,95	4,13	1,48	0,66	2,36	3,25	2,12	2,51	2,07	8,85	2,36	2,95	1,77	2,51	2,21	2,95	4,10
B1-4B	2,78	3,89	1,39	0,62	2,22	3,06	2,00	2,36	1,95	8,34	2,22	2,78	1,67	2,36	2,09	2,78	3,88
B2-4B	2,78	3,89	1,39	0,62	2,22	3,06	2,00	2,36	1,95	8,34	2,22	2,78	1,67	2,36	2,09	2,78	3,88
B1-4C	2,22	3,11	1,11	0,49	1,78	2,44	1,60	1,89	1,55	6,66	1,78	2,22	1,33	1,89	1,67	2,22	3,17
B2-4C	2,22	3,11	1,11	0,49	1,78	2,44	1,60	1,89	1,55	6,66	1,78	2,22	1,33	1,89	1,67	2,22	3,17
D1	2,29	3,21	1,15	0,51	1,83	2,52	1,65	1,95	1,60	6,87	1,83	2,29	1,37	1,95	1,72	2,29	3,26
D2	2,29	3,21	1,15	0,51	1,83	2,52	1,65	1,95	1,60	6,87	1,83	2,29	1,37	1,95	1,72	2,36	3,26
F1	2,36	3,30	1,18	0,52	1,89	2,60	1,70	2,01	1,65	7,08	1,89	2,36	1,42	2,01	1,77	2,36	3,35
F2	2,36	3,30	1,18	0,52	1,89	2,60	1,70	2,01	1,65	7,08	1,89	2,36	1,42	2,01	1,77	2,36	3,35
E1	1,95	2,73	0,98	0,43	1,56	2,15	1,40	1,66	1,37	5,85	1,56	1,95	1,17	1,66	1,46	1,95	2,82
G1	2,43	3,40	1,22	0,54	1,94	2,67	1,75	2,07	1,70	7,29	1,94	2,43	1,46	2,07	1,82	2,43	3,44
Média das tensões limites:	2,49	3,48	1,24	0,55	1,99	2,74	1,79	2,11	1,74	7,46	1,99	2,49	1,49	2,11	1,87	2,49	3,50

Tabela 35 – Tensões limites para os ensaios de Fusco (1985)

Modelo ensaiado	Blévot e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer		ABNT NBR 6118:2014		EHE-98		ACI 318-14		CEB-fib 1990		CEB-fib 2010		Estado triplo de tensões
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	
A-1	2,72	3,81	1,36	0,60	2,18	2,99	1,96	2,31	1,90	8,16	2,18	2,72	1,63	2,31	2,04	2,72	3,81
B-1	2,39	3,35	1,20	0,53	1,91	2,63	1,72	2,03	1,67	7,17	1,91	2,39	1,43	2,03	1,79	2,39	3,39
C-1	2,39	3,35	1,20	0,53	1,91	2,63	1,72	2,03	1,67	7,17	1,91	2,39	1,43	2,03	1,79	2,39	3,39
Média das tensões limites:	2,50	3,50	1,25	0,56	2,00	2,75	1,80	2,13	1,75	7,50	2,00	2,50	1,50	2,13	1,88	2,50	3,53

Tabela 36 – Tensões limites para os ensaios de Chan e Poh (2000)

Modelo ensaiado	Blérot e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer		ABNT NBR 6118:2014		EHE-98		ACI 318-14		CEB-fib 1990		CEB-fib 2010		Estado tripo de tensões
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	
A	3,97	8,34	1,99	0,88	3,18	4,37	2,38	3,37	2,78	11,91	2,38	3,97	2,38	3,37	2,98	3,97	5,37
B	3,83	8,04	1,92	0,85	3,06	4,21	2,30	3,26	2,68	11,49	2,30	3,83	2,30	3,26	2,87	3,83	5,19
C	3,64	7,64	1,82	0,81	2,91	4,00	2,18	3,09	2,55	10,92	2,18	3,64	2,18	3,09	2,73	3,65	4,96
Média das tensões limites:	3,81	8,01	1,91	0,85	3,05	4,19	2,29	3,24	2,67	11,44	2,29	3,81	2,29	3,24	2,86	3,81	5,17

Tabela 37 – Tensões limites para os ensaios de Adebar, Kuchuma e Collins (1990)

Modelo ensaiado	Blérot e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer		ABNT NBR 6118:2014		EHE-98		ACI 318-14		CEB-fib 1990		CEB-fib 2010		Estado tripo de tensões	
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}		
Direção x	A _x	2,48	5,21	1,24	0,55	1,98	2,73	1,49	2,11	1,74	7,44	1,49	2,48	1,49	2,11	1,86	2,48	3,50
	B _x	2,48	5,21	1,24	0,55	1,98	2,73	1,49	2,11	1,74	7,44	1,49	2,48	1,49	2,11	1,86	2,48	3,50
	C _x	2,71	5,69	1,36	0,60	2,17	2,98	1,63	2,30	1,90	8,13	1,63	2,71	1,63	2,30	2,03	2,71	3,79
	D _x	3,03	6,36	1,52	0,67	2,42	3,33	1,82	2,58	2,12	9,09	1,82	3,03	1,82	2,58	2,27	3,03	4,20
	E _x	4,11	8,63	2,06	0,91	3,29	4,52	2,47	3,49	2,88	12,33	2,47	4,11	2,47	3,49	3,08	4,11	5,54
	F _x	3,03	6,36	1,52	0,67	2,42	3,33	1,82	2,58	2,12	9,09	1,82	3,03	1,82	2,58	2,27	3,03	4,20
Média das tensões limites:		2,97	6,24	1,49	0,66	2,38	3,27	1,78	2,53	2,08	8,92	1,78	2,97	1,78	2,53	2,23	2,97	4,12
Direção y	A _y	2,48	5,21	1,24	0,55	1,98	3,50	1,49	2,11	1,74	7,44	1,49	2,48	1,49	2,11	1,86	2,48	3,50
	B _y	2,48	5,21	1,24	0,55	1,98	3,50	1,49	2,11	1,74	7,44	1,49	2,48	1,49	2,11	1,86	2,48	3,50
	C _y	2,71	5,69	1,36	0,60	2,17	3,79	1,63	2,30	1,90	8,13	1,63	2,71	1,63	2,30	2,03	2,71	3,79
	D _y	3,03	6,36	1,52	0,67	2,42	4,20	1,82	2,58	2,12	9,09	1,82	3,03	1,82	2,58	2,27	3,03	4,20
	E _y	4,11	8,63	2,06	0,91	3,29	5,54	2,47	3,49	2,88	12,33	2,47	4,11	2,47	3,49	3,08	4,11	5,54
	F _y	3,03	6,36	1,52	0,67	2,42	4,20	1,82	2,58	2,12	9,09	1,82	3,03	1,82	2,58	2,27	3,03	4,20
Média das tensões limites:		2,97	6,24	1,49	0,66	2,38	3,27	1,78	2,53	2,08	8,92	1,78	4,12	1,78	2,53	2,23	2,97	4,12

Tabela 38 – Tensões limites para os ensaios de Miguel (2000)

Modelo ensaiado	Blévert e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer		ABNT NBR 6118:2014		EHE-98		ACI 318-14		CEB-fib 1990		CEB-fib 2010		Estado triplo de tensões
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	
B20A1/1	2,74	4,80	1,37	0,61	2,19	3,01	1,64	2,33	1,92	8,22	1,64	2,74	1,64	2,33	2,06	2,74	3,83
B20A1/2	3,30	5,78	1,65	0,73	2,64	3,63	1,98	2,81	2,31	9,90	1,98	3,30	1,98	2,81	2,48	3,30	4,3
B20A2	3,55	6,21	1,78	0,79	2,84	3,91	2,13	3,02	2,49	10,65	2,13	3,55	2,13	3,02	2,66	3,55	4,85
B20A3	3,79	6,63	1,90	0,84	3,03	4,17	2,27	3,22	2,65	11,37	2,27	3,79	2,27	3,22	2,84	3,79	5,14
B20A4	3,56	6,23	1,78	0,79	2,85	3,92	2,14	3,03	2,49	10,68	2,14	3,56	2,14	3,03	2,67	3,56	4,86
B30A1	3,10	5,43	1,55	0,69	2,48	3,41	1,86	2,64	2,17	9,30	1,86	3,10	1,86	2,64	2,33	3,10	4,28
B30A2	4,03	7,05	2,02	0,90	3,22	4,43	2,42	3,43	2,82	12,09	2,42	4,03	2,42	3,43	3,02	4,03	5,44
B30A3	2,45	4,29	1,23	0,54	1,96	2,70	1,47	2,08	1,72	7,35	1,47	2,45	1,47	2,08	1,84	2,45	3,46
B30A4	2,46	4,31	1,23	0,55	1,97	2,71	1,48	2,09	1,72	7,38	1,48	2,46	1,48	2,09	1,85	2,46	3,48
Média das tensões limites:	3,22	5,64	1,61	0,72	2,58	3,54	1,93	2,74	2,25	9,66	1,93	3,22	1,93	2,74	2,42	3,22	4,43

Tabela 39 – Tensões limites para os ensaios de Mesquita (2015)

Modelo ensaiado	Blévert e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer		ABNT NBR 6118:2014		EHE-98		ACI 318-14		CEB-fib 1990		CEB-fib 2010		Estado triplo de tensões
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	
M	4,22	5,91	2,11	0,94	3,38	4,64	3,04	3,59	2,95	12,66	3,38	4,22	2,53	3,59	3,17	4,22	5,68

Nota: como Mesquita ensaiou apenas um bloco monolítico, não ha média de tensões limites

Tabela 40 – Tensões limites para os ensaios de Barros (2013)

Modelo ensaiado	Blévert e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer		ABNT NBR 6118:2014		EHE-98		ACI 318-14		CEB-fib 1990		CEB-fib 2010		Estado triplo de tensões
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	
SR/M1	3,31	4,63	1,66	0,74	2,65	3,64	2,38	2,81	2,32	9,93	2,65	3,31	1,99	2,81	2,48	3,31	4,55
CR/M8	3,31	4,63	1,66	0,74	2,65	3,64	2,38	2,81	2,32	9,93	2,65	3,31	1,99	2,81	2,48	3,31	4,55
Média das tensões limites:	3,31	4,63	1,66	0,74	2,65	3,64	2,38	2,81	2,32	9,93	2,65	3,31	1,99	2,81	2,48	3,31	4,55

Tabela 41 – Tensões limites para os ensaios de Cao e Bloodworth (2007)

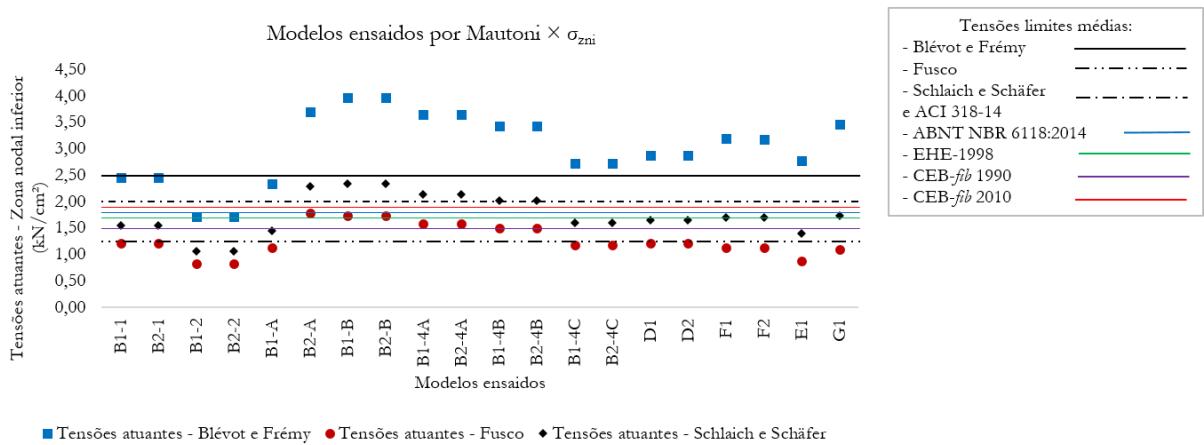
Modelo ensaiado	Blérot e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer		ABNT NBR 6118:2014		EHE-98		ACI 318-14		CEB-fib 1990		CEB-fib 2010		Estado triplo de tensões
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	
B4A1	2,03	4,26	1,02	0,45	1,62	2,23	1,22	1,73	1,42	6,09	1,22	2,03	1,22	1,73	1,52	2,03	2,92
B4A2	2,18	4,58	1,09	0,48	1,74	2,40	1,30	1,85	1,53	6,54	1,31	2,18	1,31	1,85	1,64	2,18	3,12
B4A3	2,43	5,10	1,22	0,54	1,94	2,67	1,46	2,07	1,70	7,29	1,46	2,43	1,46	2,07	1,82	2,43	3,44
B4A4	2,44	5,12	1,22	0,54	1,95	2,68	1,46	2,07	1,71	7,32	1,46	2,44	1,46	2,07	1,83	2,44	3,45
B4A5	2,30	4,83	1,15	0,51	1,84	2,53	1,38	1,96	1,61	6,90	1,38	2,30	1,38	1,96	1,73	2,30	3,27
B4B2	2,56	5,38	1,28	0,57	2,05	2,82	1,54	2,18	1,79	7,68	1,54	2,56	1,54	2,18	1,92	2,56	3,60
B4B3	2,47	5,19	1,24	0,55	1,98	2,72	1,48	2,10	1,73	7,41	1,48	2,47	1,48	2,10	1,85	2,47	3,49
Média das tensões limites:	2,34	4,92	1,17	0,52	1,88	2,58	1,41	1,99	1,64	7,03	1,41	2,34	1,41	1,99	1,76	2,34	3,33

Tabela 42 – Tensões limites para os ensaios de Delalibera e Giongo (2008)

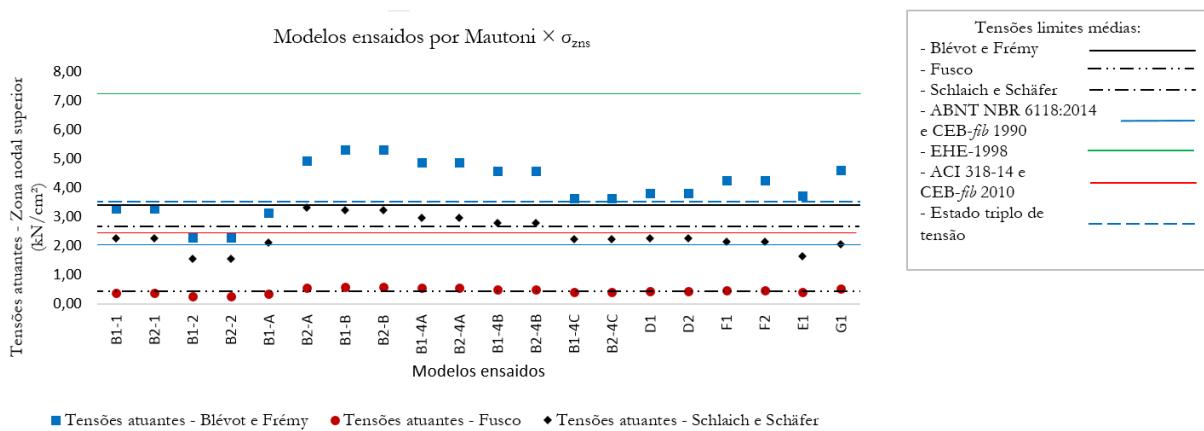
Modelo ensaiado	Blérot e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer		ABNT NBR 6118:2014		EHE-98		ACI 318-14		CEB-fib 1990		CEB-fib 2010		Estado triplo de tensões
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	
B35P25E25e0	4,06	5,68	2,03	0,90	3,25	4,47	2,92	3,45	2,84	12,18	3,25	4,06	2,44	3,45	3,05	4,06	54,8
B35P25E25e2,5	4,06	5,68	2,03	0,90	3,25	4,47	2,92	3,45	2,84	12,18	3,25	4,06	2,44	3,45	3,05	4,06	5,48
B35P25E25e0A _{swC}	3,28	4,59	1,64	0,73	2,62	3,61	2,36	2,79	2,30	9,84	2,62	3,28	1,97	2,79	2,46	3,28	4,51
B35P25E25e0A _{sw0}	3,28	4,59	1,64	0,73	2,62	3,61	2,36	2,79	2,30	9,84	2,62	3,28	1,97	2,79	2,46	3,28	4,51
B35P25E25e0CG	2,89	4,05	1,45	0,64	2,31	3,18	2,08	2,46	2,02	8,67	2,31	2,89	1,73	2,46	2,17	2,89	4,02
B45P25E25e0	3,10	4,34	1,55	0,69	2,48	3,41	2,23	2,64	2,17	9,30	2,48	3,10	1,86	2,64	2,33	3,10	4,28
B45P25E25e5	3,10	4,34	1,55	0,69	2,48	3,41	2,23	2,64	2,17	9,30	2,48	3,10	1,86	2,64	2,33	3,41	4,28
B45P25E25e0A _{swC}	3,24	4,54	1,62	0,72	2,59	3,56	2,33	2,75	2,27	9,72	2,59	3,24	1,94	2,75	2,43	3,24	4,46
B45P25E25e0A _{sw0}	3,24	4,54	1,62	0,72	2,59	3,56	2,33	2,75	2,27	9,72	2,59	3,24	1,94	2,75	2,43	3,24	4,46
B45P25E25e0CG	2,89	4,05	1,45	0,64	2,31	3,18	2,08	2,46	2,02	8,67	2,31	2,89	1,73	2,46	2,17	2,89	4,02
B35P50E25e0	3,58	5,01	1,79	0,80	2,86	3,94	2,58	3,04	2,51	10,74	2,86	3,58	2,15	3,04	2,69	3,58	4,88
B35P50E25e12,5	3,51	4,91	1,76	0,78	2,81	3,86	2,53	2,98	2,46	10,53	2,81	3,51	2,11	2,98	2,63	3,51	4,80
B45P50E25e0	3,58	5,01	1,79	0,80	2,86	3,94	2,58	3,04	2,51	10,74	2,86	3,58	2,15	3,04	2,69	3,58	4,88
B45P50E25e12,5	3,51	4,91	1,76	0,78	2,81	3,96	2,53	2,98	2,46	10,53	2,81	3,51	2,11	2,98	2,63	3,51	4,80
Média das tensões limites:	3,38	4,73	1,69	0,75	2,70	3,72	2,43	2,87	2,37	10,14	2,70	3,38	2,03	2,87	2,54	3,38	4,63

Tabela 43 – Tensões limites para os ensaios de Munhoz (2014)

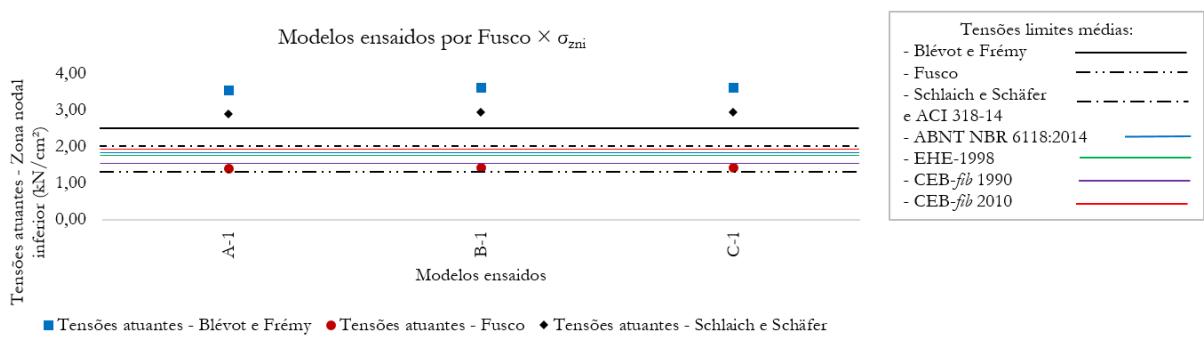
Modelo ensaiado	Blévot e Frémy		Fusco		Schlaich e Schäfer		ABNT NBR 6118:2014		EHE-98		ACI 318-14		CEB-fib 1990		CEB-fib 2010		Estado triplo de tensões
	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	σ_{zni}	σ_{zns}	
B110P125R1	3,05	4,27	1,52	0,68	2,44	3,35	2,19	2,59	2,13	9,14	2,44	3,05	1,83	2,59	2,29	3,05	4,22
B110P125R25	3,05	4,27	1,52	0,68	2,44	3,35	2,19	2,59	2,13	9,14	2,44	3,05	1,83	2,59	2,29	3,05	4,22
B110P125R4	3,05	4,27	1,52	0,68	2,44	3,35	2,19	2,59	2,13	9,14	2,44	3,05	1,83	2,59	2,29	3,05	4,22
B115P125R1	3,05	4,27	1,52	0,68	2,44	3,35	2,19	2,59	2,13	9,14	2,44	3,05	1,83	2,59	2,29	3,05	4,22
B115P125R25	3,05	4,27	1,52	0,68	2,44	3,35	2,19	2,59	2,13	9,14	2,44	3,05	1,83	2,59	2,29	3,05	4,22
B115P125R4	3,05	4,27	1,52	0,68	2,44	3,35	2,19	2,59	2,13	9,14	2,44	3,05	1,83	2,59	2,29	3,05	4,22
B120P125R1	3,05	4,27	1,52	0,68	2,44	3,35	2,19	2,59	2,13	9,14	2,44	3,05	1,83	2,59	2,29	3,05	4,22
B120P125R25	3,05	4,27	1,52	0,68	2,44	3,35	2,19	2,59	2,13	9,14	2,44	3,05	1,83	2,59	2,29	3,05	4,22
B120P125R4	3,05	4,27	1,52	0,68	2,44	3,35	2,19	2,59	2,13	9,14	2,44	3,05	1,83	2,59	2,29	3,05	4,22
B127P125R1	3,05	4,27	1,52	0,68	2,44	3,35	2,19	2,59	2,13	9,14	2,44	3,05	1,83	2,59	2,29	3,05	4,22
B127P125R25	3,05	4,27	1,52	0,68	2,44	3,35	2,19	2,59	2,13	9,14	2,44	3,05	1,83	2,59	2,29	3,05	4,22
B127P125R4	3,05	4,27	1,52	0,68	2,44	3,35	2,19	2,59	2,13	9,14	2,44	3,05	1,83	2,59	2,29	3,05	4,22
Média das tensões limites:	3,05	4,27	1,52	0,68	2,44	3,35	2,19	2,59	2,13	9,14	2,44	3,05	1,83	2,59	2,29	3,05	4,22

Figura 28: Modelos ensaiados por Mautoni (1972) $\times \sigma_{zni}$ 

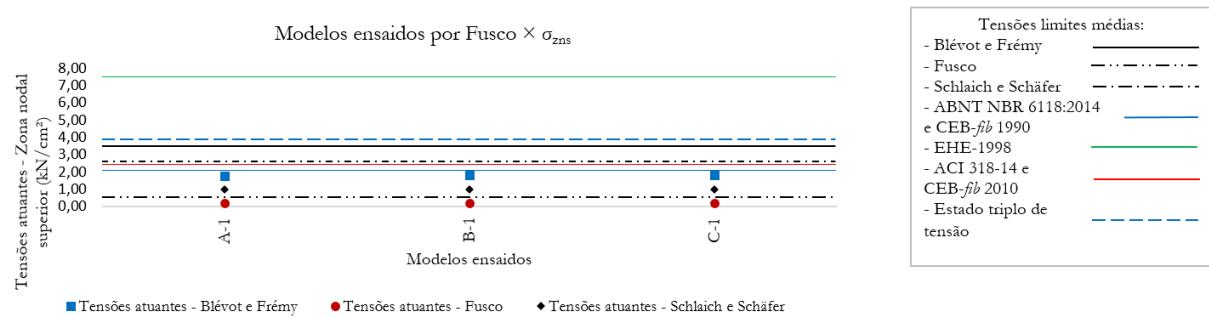
Fonte: O autor

Figura 29: Modelos ensaiados por Mautoni (1972) $\times \sigma_{zns}$ 

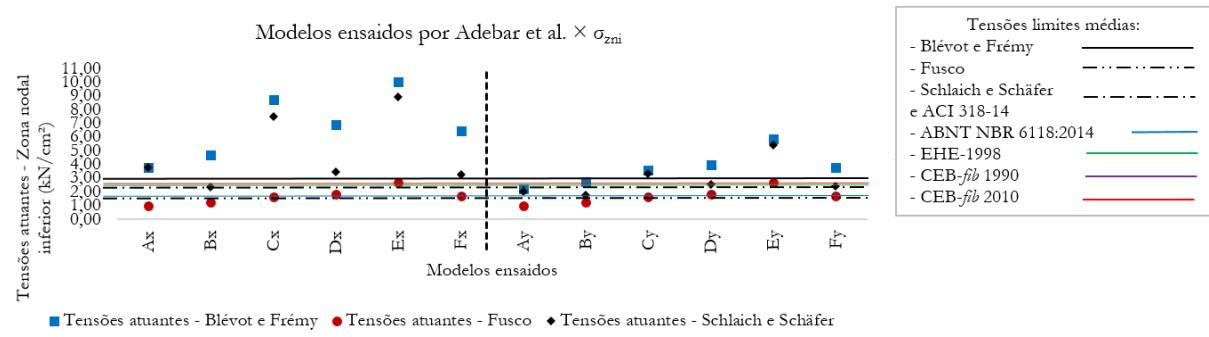
Fonte: O Autor

Figura 30: Modelos ensaiados por Fusco (1985) $\times \sigma_{zni}$ 

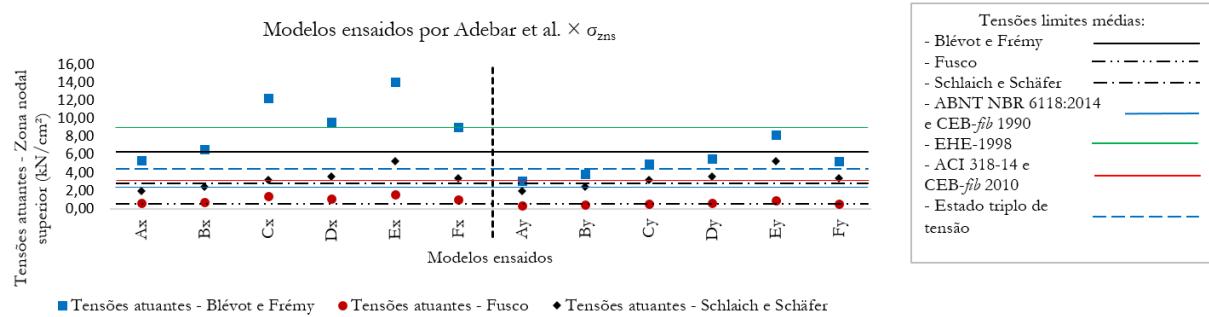
Fonte: O autor

Figura 31: Modelos ensaiados por Fusco (1985) $\times \sigma_{zns}$ 

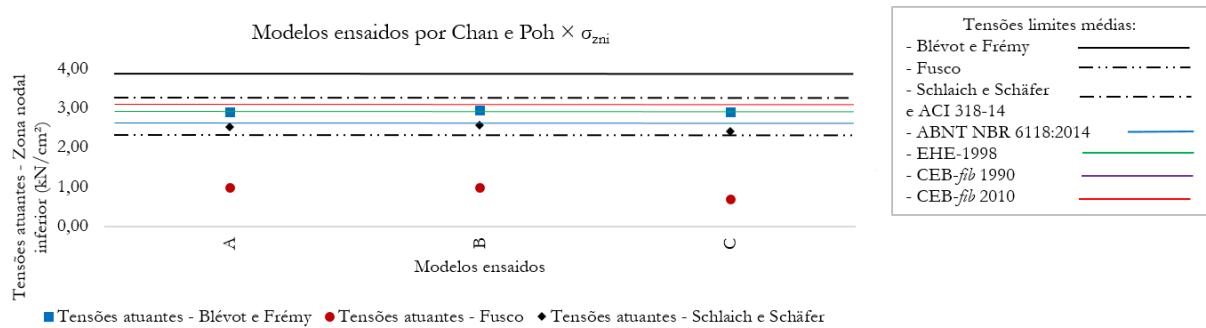
Fonte: O autor

Figura 32: Modelos ensaiados por Adebar *et al.* (1990) $\times \sigma_{zni}$ 

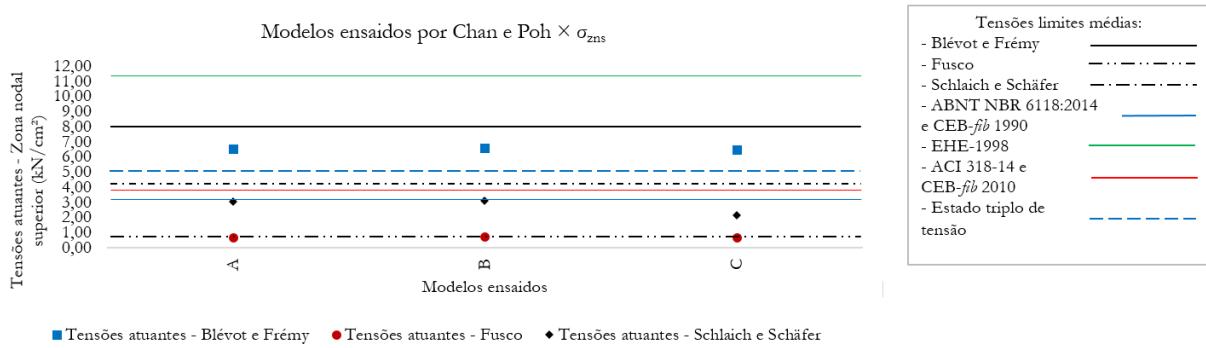
Fonte: O autor

Figura 33: Modelos ensaiados por Adebar *et al.* (1990) $\times \sigma_{zns}$ 

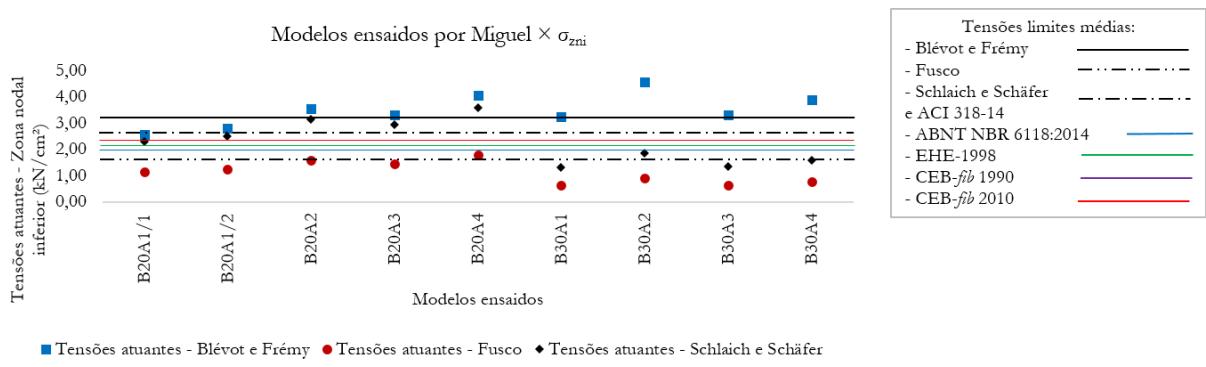
Fonte: O autor

Figura 34: Modelos ensaiados por Chan e Poh (2000) $\times \sigma_{zni}$ 

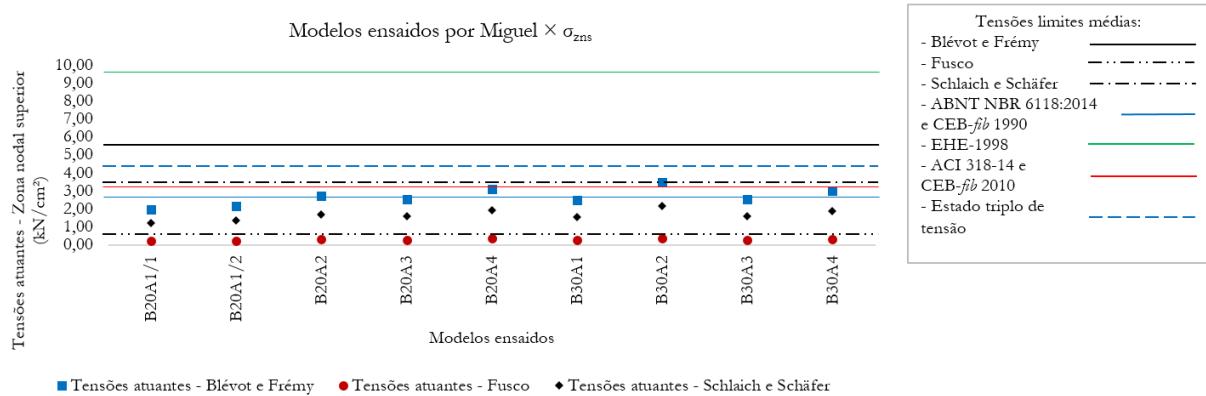
Fonte: O autor

Figura 35: Modelos ensaiados por Chan e Poh (2000) $\times \sigma_{zns}$ 

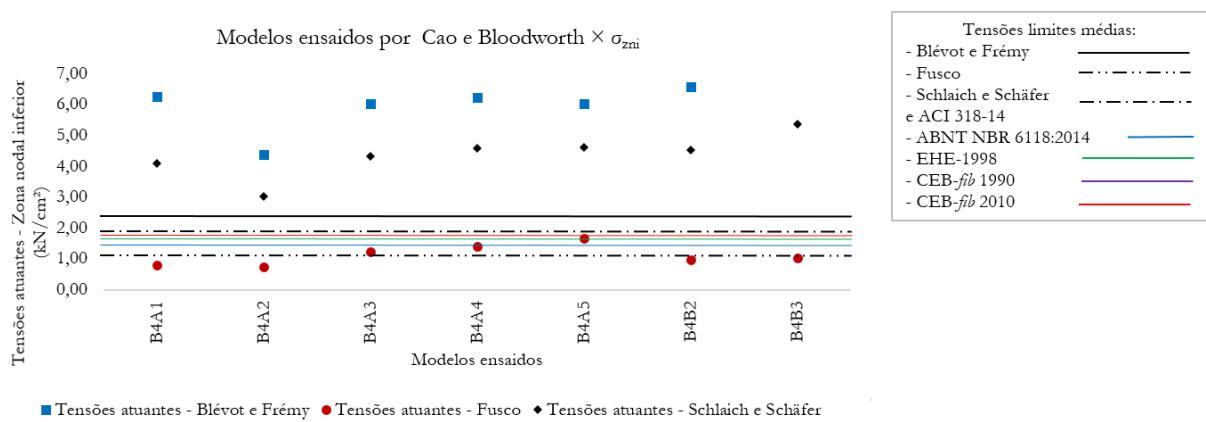
Fonte: O autor

Figura 36: Modelos ensaiados por Miguel (2000) $\times \sigma_{zni}$ 

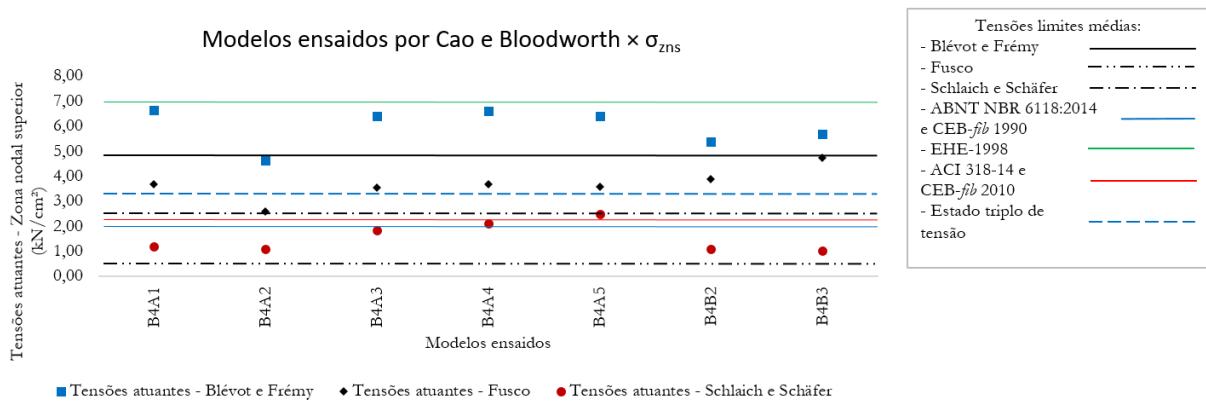
Fonte: O autor

Figura 37: Modelos ensaiados por Miguel (2000) $\times \sigma_{zns}$ 

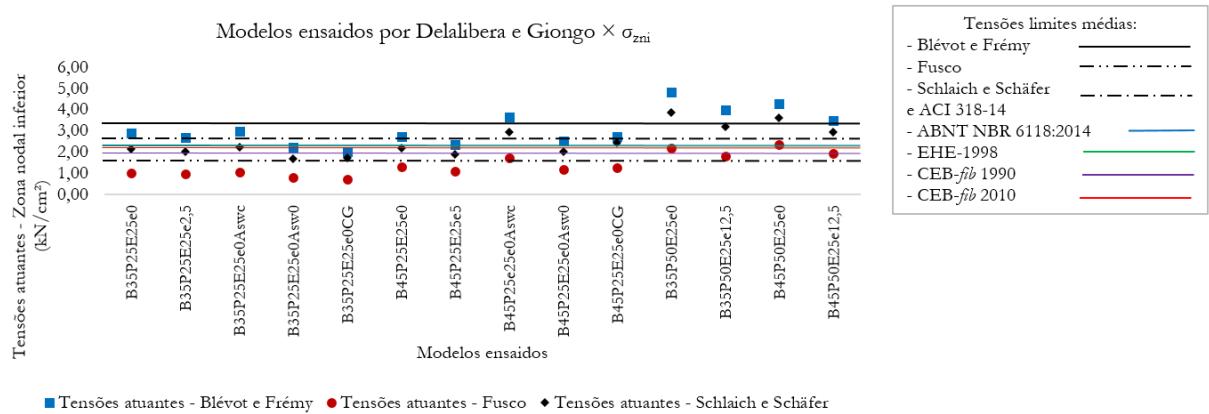
Fonte: O autor

Figura 38: Modelos ensaiados por Cao e Bloodworth (2007) $\times \sigma_{zni}$ 

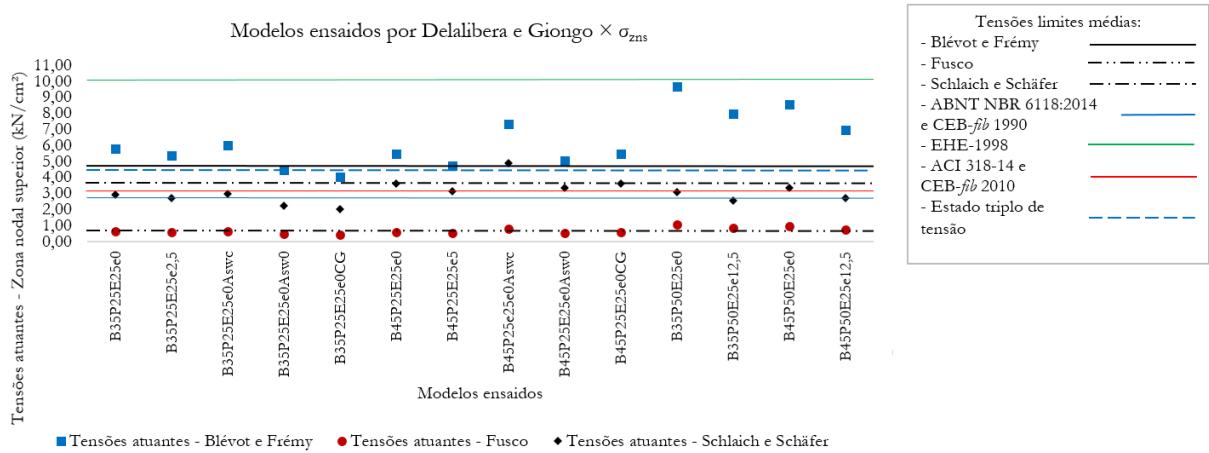
Fonte: O autor

Figura 39: Modelos ensaiados por Cao e Bloodworth (2007) $\times \sigma_{zns}$ 

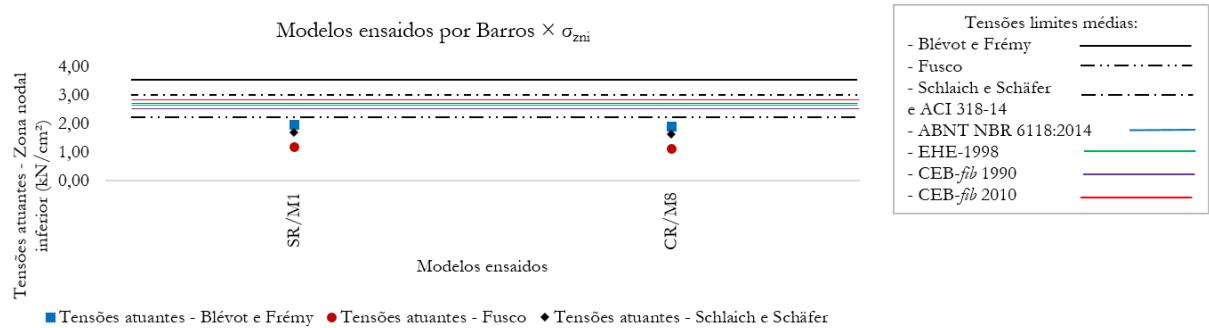
Fonte: O autor

Figura 40: Modelos ensaiados por Delalibera e Giongo (2008) $\times \sigma_{zni}$ 

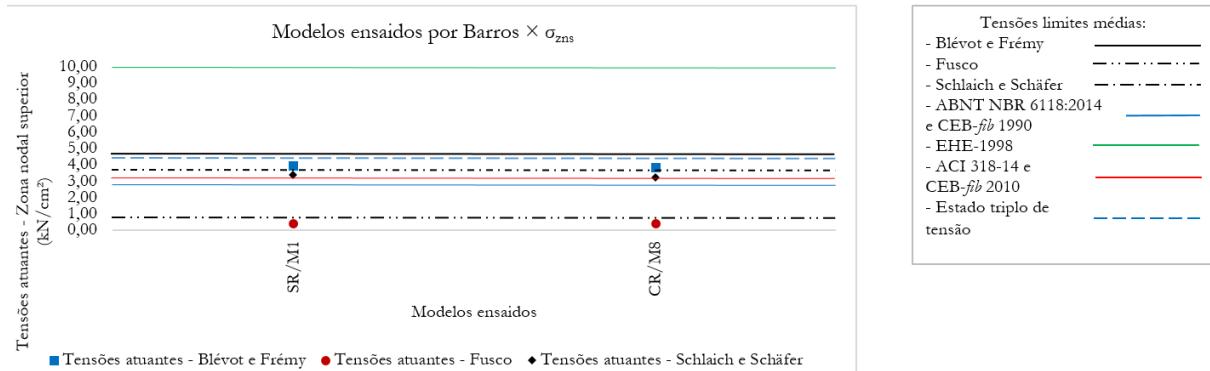
Fonte: O autor

Figura 41: Modelos ensaiados por Delalibera e Giongo (2008) $\times \sigma_{zns}$ 

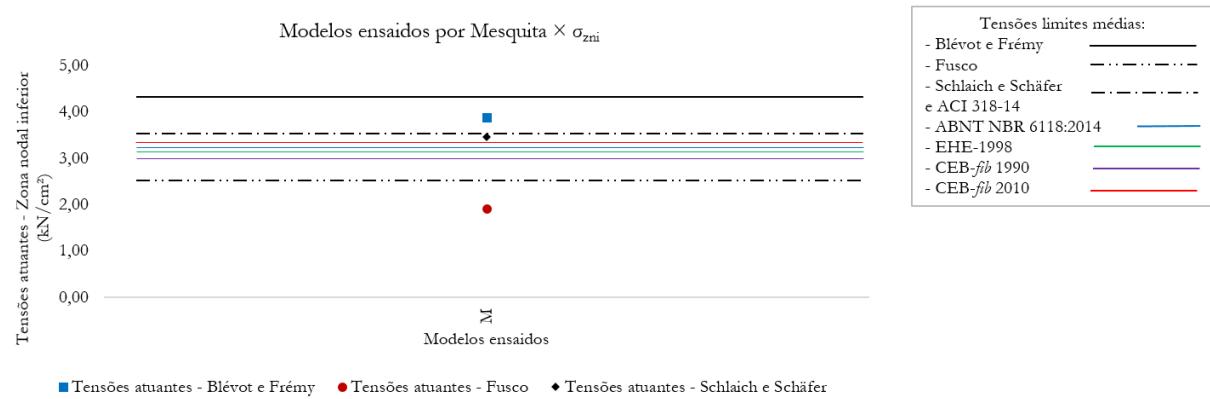
Fonte: O autor

Figura 42: Modelos ensaiados por Barros (2013) $\times \sigma_{zni}$ 

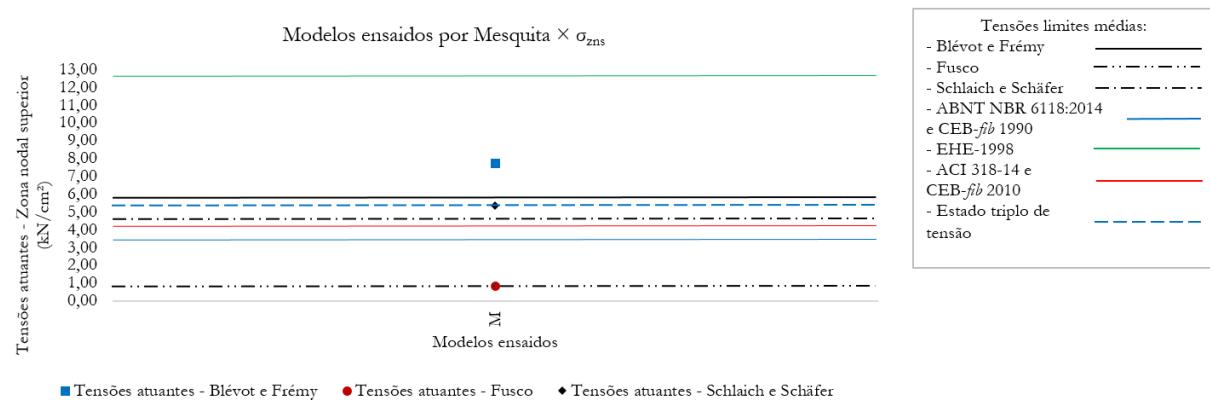
Fonte: O autor

Figura 43: Modelos ensaiados por Barros (2013) $\times \sigma_{zns}$ 

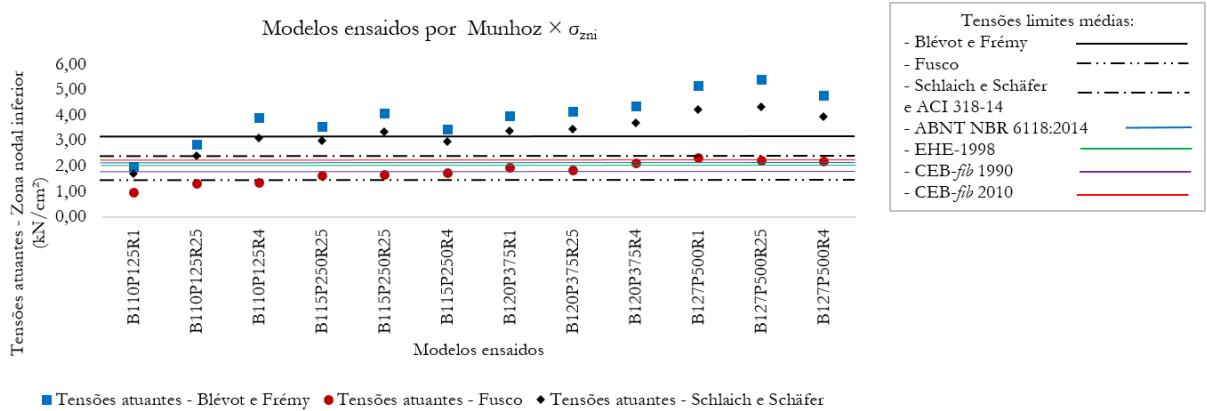
Fonte: O autor

Figura 44: Modelos ensaiados por Mesquita (2015) $\times \sigma_{zni}$ 

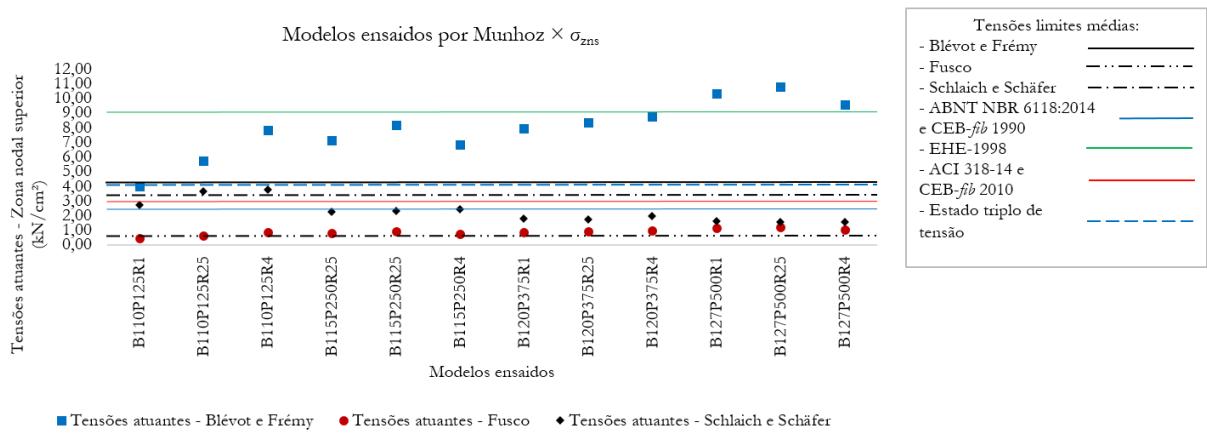
Fonte: O autor

Figura 45: Modelos ensaiados por Mesquita (2015) $\times \sigma_{zns}$ 

Fonte: O autor

Figura 46: Modelos ensaiados por Munhoz (2014) $\times \sigma_{zni}$ 

Fonte: O autor

Figura 47: Modelos ensaiados por Munhoz (2014) $\times \sigma_{zns}$ 

Fonte: O autor

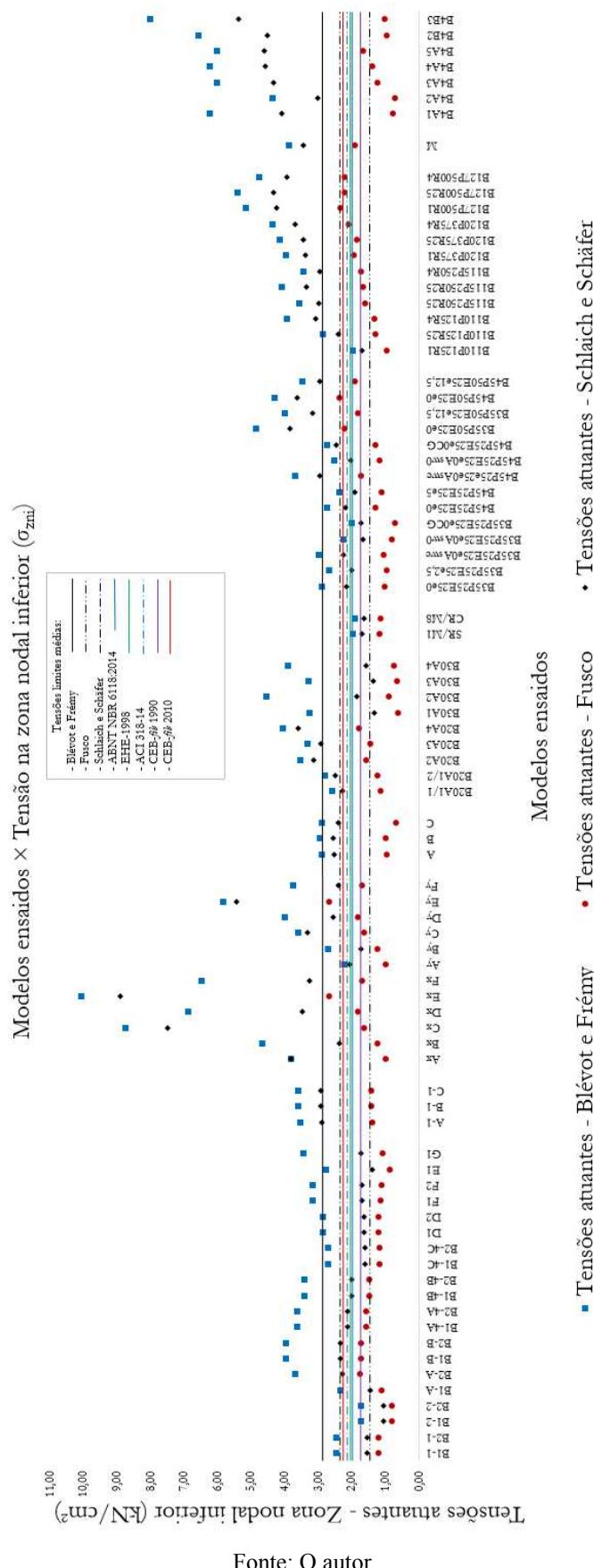
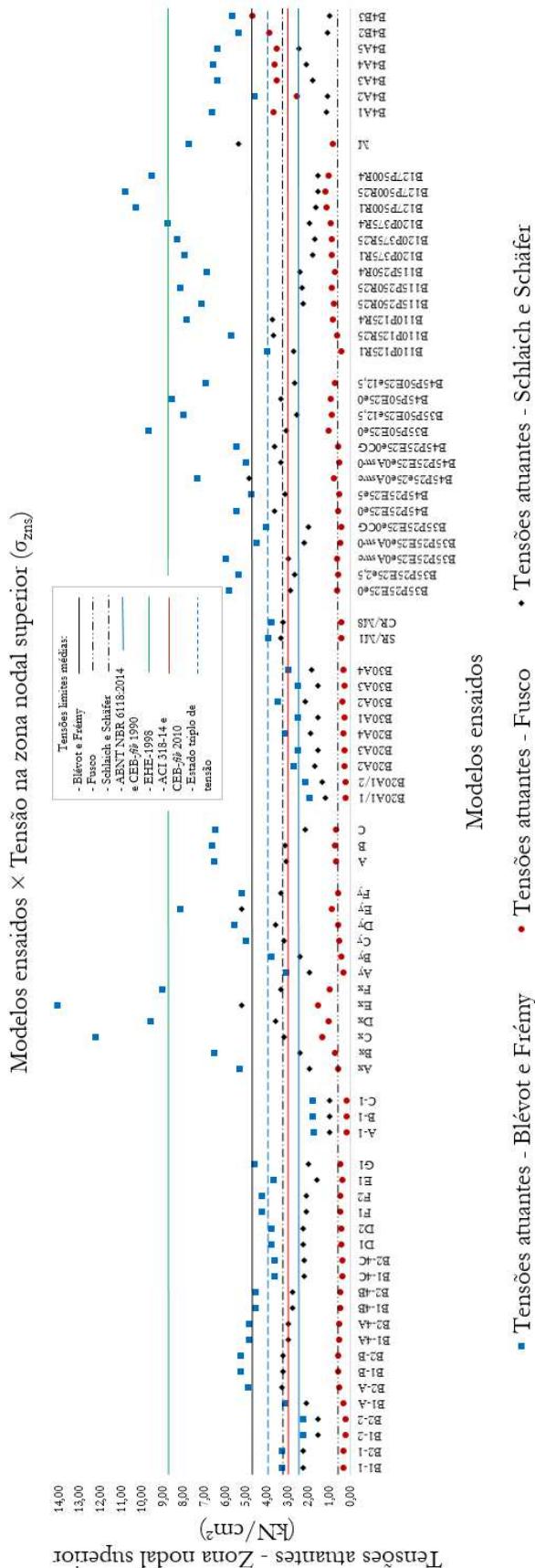
Figura 48: Todos os modelos ensaiados \times σ_{zni} 

Figura 49: Todos os modelos ensaiados $\times \sigma_{zns}$ 

4.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS ANÁLISES DAS TENSÕES

Analizando as formulações apresentadas para o cálculo das tensões e os valores-limites, fica evidente a discrepância entre cada método. Dessa maneira, um mesmo bloco pode ser considerado “verificado” ou não dependendo do modelo empregado para analisar as tensões.

Os valores-limites médios para a zona nodal inferior estão mais próximos do que os valores médios para a zona nodal superior, evidenciando que a maior incongruência em relação aos limites está na zona nodal superior.

A consideração do estado multiaxial do concreto leva a valores-limites intermediários aos valores apresentados por Blévot e Frémy (1967) e por Schlaich e Schäfer (1991) que são valores maiores dos que os indicados pela ABNT NBR 6118:2014 (2014), sendo o valor do estado triplo de tensão mais representativo quando comparado com a tensão da zona nodal superior.

O modelo apresentado por Fusco (2013) discute considerações a respeito da zona nodal superior que não ficam muito claras, pois não há demonstração precisa para o valor-limite de $\frac{2}{9}$ de f_c para esta zona nodal superior.

A consideração de uma área ampliada $A_{c,amp}$ distante x da face superior do bloco, faz com que as tensões fiquem muito aquém quando comparada com os demais métodos. As tensões calculadas pelo método de Fusco (2013) são compatíveis apenas com os valores-limites apresentados por ele, dessa forma, não se pode aplicar os limites descritos pela ABNT NBR 6118:2014 (2014) quando se calculam as tensões utilizando o modelo de Fusco (2013).

Analizando cuidadosamente as tensões na zona nodal superior, a formulação apresentada por Fusco (2013) na equação 15 é igual a formulação apresentada por Blévot e Frémy (1967) apresentada na equação 8 dividida por 9. Fusco (2013) considera que a tensão nodal é baseada na tensão $\sigma_{cv,d}$ como sendo a relação entre a força aplicada no pilar e a área da seção do pilar ampliada.

Como exposto, tal área é aproximadamente 9 vezes maior do que a área do pilar, assim, a tensão nodal superior proposta por Fusco (2013) será 9 vezes menor, justificando o fato das tensões nodais superiores serem demasiadamente discrepantes em relação aos demais valores.

O limite apresentado pela norma espanhola EHE-98 para a zona nodal superior é muito superior aos demais limites, bem como muito superior ao valor das tensões calculadas. Assim, deve-se ter cautela ao considerá-la, pois, os blocos analisados apresentam ruína com tensões na zona nodal superior muito menor do que o valor-limite calculado.

Avaliando os gráficos para as tensões, excluindo os valores de Fusco (2013), é evidente que para a zona nodal inferior são melhores os valores do CEB-*fib* de 1990, enquanto que para a zona nodal superior são melhores os limites indicados por Schlaich e Schäfer (1991) e pelo estado triplo de tensões. Isso evidencia que, juntamente com a análise da Figura (22), a representação do nó para a zona nodal superior sugerida por Schlaich e Schäfer (1991) é melhor definida pelo estado triplo de tensões.

Diferentes áreas das seções transversais de pilares, presença de armadura de resistência à tensão de fendilhamento, seção transversal da estaca e ação de momento no bloco influenciam nos valores das tensões atuantes e não são contemplados por nenhum método apresentado, sendo fonte de pesquisas futuras.

CAPÍTULO 5

PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAS

Neste capítulo são apresentadas os critério de dimensionamento e detalhamento dos blocos ensaiados em laboratório.

Movido pelos questionamentos feitos por Slutter (1976) apresentados no Capítulo 2, foram ensaiados 4 blocos sobre duas estacas em perfil metálico. As variantes consideradas foram o comprimento de embutimento do perfil no bloco e a influência da adoção de uma chapa soldada no topo.

A adoção de uma chapa no topo do perfil sugere um aumento na área da estaca que, por sua vez, sugere uma grande variabilidade nos valores das tensões, uma vez que, para todos os modelos de cálculo de tensões atuantes apresentados em 3.2, a tensão na zona nodal inferior depende do valor da área da seção transversal da estaca.

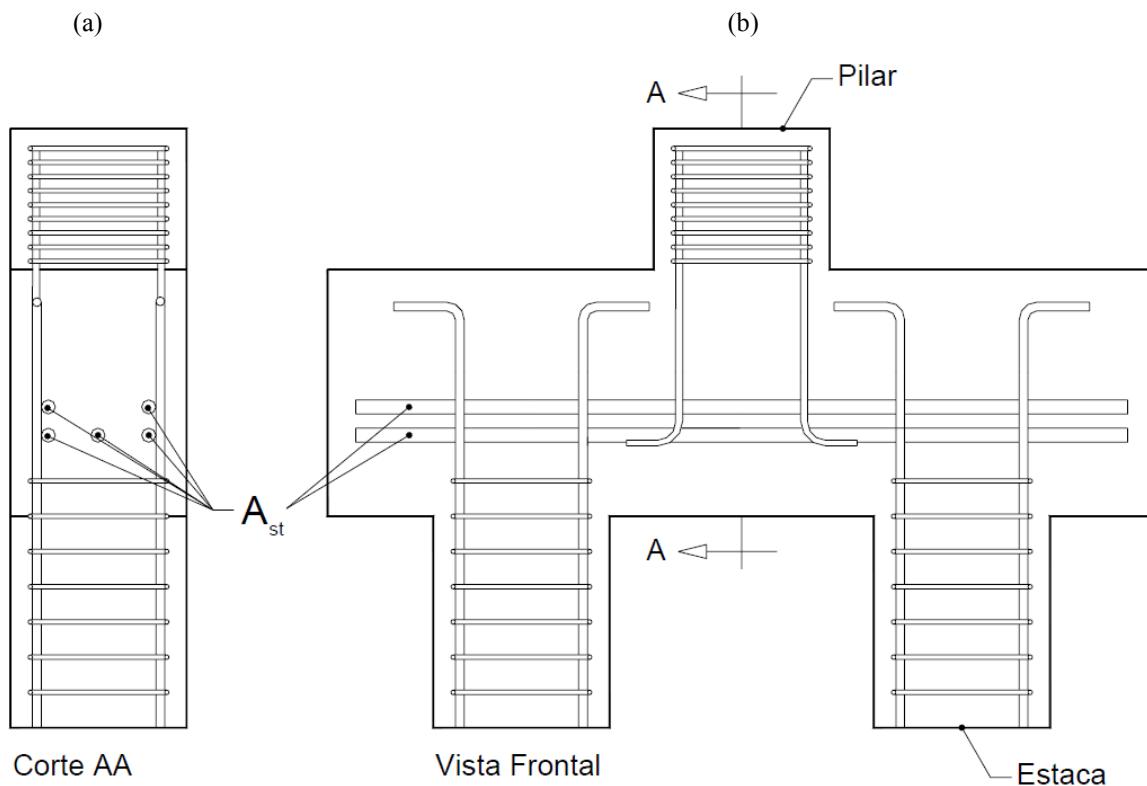
5.2 MODELO DE REFERÊNCIA

Não foi executado um modelo de referência, em função disto, adotou-se o modelo B35P25E25e0A_{sw,0}, ensaiado por Delalibera e Giongo (2008), como sendo o modelo de referência.

A escolha desse modelo justifica-se na ideia de repetir em laboratório os ensaios realizados pelos autores alterando unicamente as estacas, substituindo as estacas em concreto por estacas em perfil metálico.

De acordo com Delalibera e Giongo (2008) o modelo B35P25E25e0A_{sw,0} foi dimensionado seguindo as recomendações sugeridas por Blérot e Frémy (1967) e pela norma ABNT NBR 6118:2003. Optou-se por esse bloco pois ele foi construído apenas com armadura principal de tração no tirante, como é mostrado na figura 50. Essa concepção é tida como importante para minimizar a interferência na leitura das tensões nodais. Além disso, também foi considerado o fato do pilar possuir área de seção transversal igual a área da seção das estacas, sendo um quadrado de aresta igual a 25 cm.

Figura 50 – (a) Corte AA do modelo de referência; (b) Vista frontal do modelo de referência



Fonte: Delalibera e Giongo (2008)

As características geométricas do modelo são mostradas na Tabela 10, enquanto as forças atuantes teóricas estão apresentadas na Tabela 44.

Tabela 44 – Forças teóricas atuantes no bloco tomado como referência

Bloco	F _{u,teo} (kN)	R _{est} (kN)	R _{cc} (kN)	R _{st} (kN)
B35P25E25e0A _{sw,0}	1.094,00	547,00	773,57	547,00

5.3 DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS

Como o objetivo do trabalho é analisar os valores das tensões nodais que surgem em blocos sobre estacas metálicas, as armaduras principais de tração foram calculadas de maneira que não atingissem o limite de escoamento. Para tal, a área de aço do tirante foi calculada considerando a força última absorvida pelo perfil descrito, mediante ao equilíbrio da região nodal inferior (ver Figura 23).

Aliado a isso, o perfil foi colocado de maneira que a maior inércia esteja no sentido longitudinal do blocos, ou seja, no sentido de atuação da força no tirante. Ademais, foram adotados para o bloco uma resistência característica à compressão de 25 MPa e cobrimento de armadura de 40 mm, enquanto que, para o pilar, a resistência característica à compressão de 50 MPa e o cobrimento das armaduras de 25 mm. Esses valores são os mesmos valores adotados por Delalibera e Giongo (2008) para o modelo B35P25E25e0A_{sw,0}.

Como os blocos são apoiados em duas estacas, a força aplicada ao pilar é a soma das reações de cada uma das estacas, assim, a força aplicada ao pilar é igual a duas vezes a força última que o perfil metálico suporta.

Como mencionado anteriormente, o bloco de referência é um bloco ensaiado por Delalibera e Giongo (2008), dessa forma, todas as medidas geométricas já são conhecidas, sendo necessário rever apenas a força última teórica a ser aplicada nos modelos, e por consequência, a área de aço efetiva.

5.3.1 Dosagem do concreto

O concreto utilizado foi preparado no Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia e foi considerado os mesmos traços que Delalibera e Giongo (2008) utilizaram para moldar o bloco tomado como referência.

O Quadro 2 apresenta o consumo de matérias por metro cúbico para um concreto com resistência característica à compressão de 25 MPa, cujo traço em massa é igual a 1 : 2,55 : 3,54 : 0,68 (cimento, areia, pedra britada e relação a/c) e abatimento de tronco de cone de 70 mm \pm 10 mm.

Quadro 2 – Consumo de materiais para $f_{ck} = 25$ MPa

Materiais	Consumo (kg/m ³)
Cimento Cauê CPIV-32-RS	325,00
Areia média	828,75
Pedra britada 1	1.150,50
Água	221,00

De mesma maneira, é apresentado no Quadro 3 o consumo de materiais para concreto com resistência a compressão característica de 50 MPa, cujo traço em massa é igual a 1 : 2,66 : 3,66 : 0,49 : 0,015 (cimento, areia média, pedra britada 1, relação a/c e superplasticificante).

Quadro 3 – Consumo de materiais para $f_{ck} = 50$ MPa

Materiais	Consumo (kg/m ³)
Cimento CPV-ARI	345,00
Areia média	917,17
Pedra britada 1	1.261,70
Água	169,00
Aditivo superplasticificante Adiment Super	5,18

Durante o preparo do concreto, foi observado por meio do abatimento de tronco de cone que o concreto para os pilares não estava em boas condições de aplicação. Para melhorar a trabalhabilidade, aumentou-se o consumo de superplasticificante em 1,73 ml em relação ao traço original.

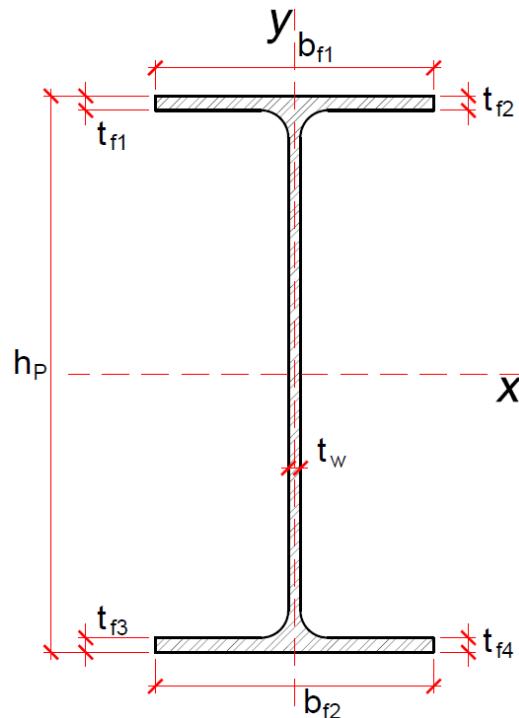
5.3.2 Propriedades do perfil metálico

Os perfis utilizados foram cortados de um mesmo perfil disponibilizado pelo Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. Uma peça única foi transformada em outras 8 peças. Os perfis possuem seção transversal conforme mostra a Figura 51.

As peças cortadas possuem comprimentos de 35 cm, 45 cm e 55 cm. O intuito era fazer estacas com 25 cm de comprimento livre e variar o embutimento no bloco em 10 cm, 20 cm e 30 cm, além disso, para o embutimento de 10 cm, também será ensaiado um bloco com chapa soldada no topo do perfil.

Para que seja calculada a força última que o perfil suporta, foi necessário conhecer as características geométricas do perfil. A Tabela 45 mostra as dimensões medidas realizadas por meio de paquímetro de cada um dos perfis. Cada uma das medidas mostradas é a média de 3 medidas, sendo uma medida central e uma medida em cada extremo.

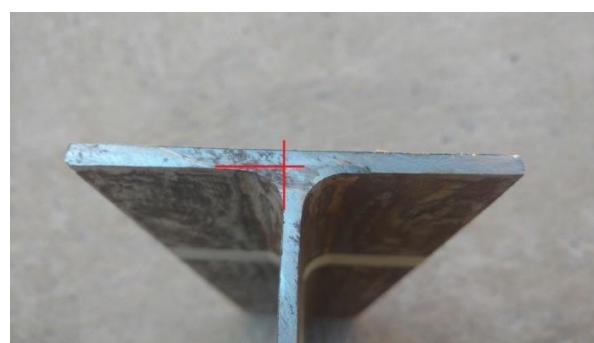
Figura 51 – Seção transversal do perfil utilizado



Fonte: O autor

Com os dados coletados foi possível calcular a área da seção transversal real e os momentos de inércia relativos ao centroide da seção. Entretanto, a seção transversal (como é mostrado na Figura 52) possui um arredondamento entre as abas e a alma. Esse arredondamento foi aproximado para um triângulo retângulo de catetos iguais a 0,70 cm. Os resultados estão expressos na Tabela 46.

Figura 52 – Chanfro existente no perfil



Fonte: O autor

Tabela 45 – Medidas da seção transversal de cada perfil

Perfil	Peso (kg)	L (cm)	Massa linear (kg/m)	t_{f1} (mm)	t_{f2} (mm)	t_{f3} (mm)	t_{f4} (mm)	t_w (mm)	b_{f1} (mm)	b_{f2} (mm)	h_p (mm)
1	5,15	35,25	14,61	5,45	5,58	5,49	5,30	3,92	86,30	80,91	202,89
2	5,20	35,30	14,73	5,31	5,51	5,54	5,41	3,88	99,17	99,19	203,13
3	5,15	34,66	14,86	5,47	5,53	5,54	5,25	3,88	99,18	99,24	203,07
4	5,20	35,13	14,80	5,38	5,20	5,39	5,23	3,90	99,96	99,14	202,95
5	6,70	45,20	14,82	5,49	5,25	5,48	5,58	3,95	99,24	99,22	203,03
6	6,65	40,06	16,60	5,20	5,38	5,21	5,25	3,90	99,18	98,87	202,85
7	8,15	55,26	14,75	5,40	5,26	5,31	5,51	3,84	99,89	99,15	202,92
8	8,15	55,03	14,81	5,46	5,21	5,39	5,48	3,93	99,08	99,08	203,06
Valores médios:		15,00	5,39	5,37	5,42	5,38	3,90	97,50	98,85	202,99	

Tabela 46 – Propriedades geométricas da seção transversal

Perfil	Área (cm ²)	$I_{x,cg}$ (cm ⁴)	$I_{y,cg}$ (cm ⁴)
1	17,62	1.205,40	53,66
2	19,24	1.370,99	88,78
3	19,25	1.371,17	88,94
4	19,04	1.348,64	87,44
5	19,38	1.375,13	89,07
6	18,90	1.334,18	85,38
7	19,04	1.355,99	88,48
8	19,20	1.361,73	87,63
Valores médios:	18,96	1.340,41	83,67

Os resultados expressos estão em acordo com os valores apresentados pela tabela de bitolas presente na Coletânea do Uso do Aço (Gerdau S.A., 2008, p. 69), as pequenas diferenças apresentadas são atribuídas ao processo de fabricação.

5.3.3 Cálculo das forças teóricas atuante nos blocos

A Coletânea do Uso do Aço (Gerdau S.A., 2008, p. 27) apresenta a equação 17 para o cálculo da força de compressão suportada pelo perfil. Tal equação, uma simplificação da equação

para barras comprimidas presente na ABNT NBR 8800:2008, considera que o perfil está totalmente cravado no solo e, por isso, não está sujeito à flambagem.

$$R_{est} = \frac{\gamma_f}{\gamma_p} \cdot (\rho \cdot Q \cdot A_{sp} \cdot f_{yp}) \quad (17)$$

sendo que: R_{est} é a reação última em cada perfil;

γ_f é um coeficiente de ponderação para as resistências;

γ_p é um coeficiente de ponderação para as cargas atuantes;

ρ é um coeficiente de flambagem tomado como 1,0 pela referida coletânea, tendo como justificativa de que o perfil está totalmente enterrado e, por isso, não ocorre flambagem;

Q é o fator de redução total associado à flambagem local tomado como 0,95 para o perfil W 200 × 15,0 de acordo com a Coletânea do Uso do Aço;

A_{sp} é a área reduzida do perfil, ou seja, área bruta descontada 1,5 mm de cada dimensão causada por corrosão e;

f_{yp} é a resistência ao escoamento do perfil tomado como 345 MPa de acordo com a ABNT NBR 8800:2008.

Por se tratar de experimento realizado em laboratório, os coeficientes de ponderações de ação e de carga foram considerados iguais a 1,0 para se trabalhar com valores característicos. Além disso, o valor de A_{sp} será igual ao valor da média das áreas encontrada na Tabela 46.

A Tabela 47 mostra as forças teóricas para os 4 modelos que foram ensaiados. As forças foram calculadas mediante equações (5), (6) e (7). Como o modelo de referência adotado é o modelo ensaiado por Delalibera e Giongo (2008) e toda a geometria e o ângulo de inclinação das bielas são conhecidos.

Tabela 47 – Forças atuantes nos modelos com uso de perfil metálico como estaca

θ (°)	h (cm)	Dist. entre estacas (cm)	R_{est} (kN)	$F_{u,teo}$ (kN)	R_{cc} (kN)	R_{st} (kN)
45	35	62,5	621,1	1.242,2	878,3	621,1

Nota-se que a força última teórica é cerca de 19% maior do que a força última apresentada na Tabela 43 para o modelo de referência, dessa maneira, os valores apresentados pela

Tabela 46 foram descartados e considerou-se como forças últimas atuantes as forças calculadas por Delalibera e Giongo (2008) presentes na Tabela 43.

5.3.4 Dimensionamento da armadura principal de tração

Para calcular o valor da área da armadura principal do tirante, primeiramente foi necessário encontrar as forças atuantes no bloco. Tais forças tem como limite a máxima força teórica pelo perfil utilizado.

A resultante de tração foi calculada por meio do equilíbrio da região nodal inferior (ver Figura 23) e a força última teórica obtida pela equação 17 foi descartada por ser superior ao valor da força aplicada ao modelo de referência.

De acordo com a Tabela 43, a força última teórica é igual a 1.094,0 kN, resultando em uma força no tirante igual a 547,0 kN. Por tanto, a área de aço do tirante (A_{st}) foi determinada da seguinte maneira:

$$A_{st,calc} = \frac{R_{st}}{f_y} \quad (18)$$

sendo que: R_{st} é a resultante no tirante e;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

Como ainda não haviam sido feitos os ensaios de tração para a determinar as propriedades das barras de aço, foi considerado como resistência ao escoamento o valor igual a 500 MPa.

A Tabela 48 expressa os resultados de área de aço calculadas.

Tabela 48 – Áreas de aço calculadas

R_{st} (kN)	$A_{st,calc}$ (cm^2)	$A_{st,adotado}$	$A_{st,efetivo}$ (cm^2)
547,0	10,9	4 ϕ 20,0 mm	12,6

5.3.5 Ancoragem da armadura principal de tração

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, todas as barras devem ser ancoradas de forma que as forças atuantes sejam integralmente transmitidas para o concreto. Existem duas maneiras

diferentes de ancoragem, ou por dispositivos mecânicos ou por aderência. Para os blocos ensaiados nesse trabalho, foi adotado a segunda maneira.

A ancoragem por aderência acontece quando as forças na barra é transferida por meio de um comprimento reto adicional ao comprimento da barra. De acordo com Carvalho (2016) aderência é o fenômeno que permite o pleno funcionamento do concreto armado, uma vez que, a aderência faz com que dois materiais de resistências diferentes, tenham a mesma deformação e trabalhem juntos.

Define-se o comprimento de ancoragem (ℓ_b) como o comprimento reto de uma barra para ancorar a força-limite nessa barra, entretanto, nos casos em que a armadura calculada é maior do que a armadura necessária, o comprimento de ancoragem pode ser reduzido.

A seguir, são apresentados o equacionamento disposto pela ABNT NBR 6118:2014 para o cálculo do comprimento de ancoragem da armadura do tirante. Os resultados para o comprimento de ancoragem são apresentados na Tabela 49.

$$\ell_{b,nec} = \alpha \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,efetivo}} \geq \ell_{b,min} = \begin{cases} 0,3 \cdot \ell_b \\ 10 \cdot \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (19)$$

sendo que: $\alpha = 1,0$ para barras sem gancho;

ℓ_b é o comprimento de ancoragem básico calculado como $\frac{\phi \cdot \sigma_{s,efe}}{4f_{bk}}$;

f_{bk} é a resistência característica de aderência calculada pela equação 20;

ϕ é o diâmetro das barras utilizadas e;

$\sigma_{s,efe}$ é a tensão efetiva na armadura de tração.

$$f_{bk} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctk,inf} \quad (20)$$

sendo que: $\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas;

$\eta_2 = 1,0$ para situação de boa aderência;

$\eta_3 = 1,0$ para barras de aço com diâmetro inferior a 32 mm e;

$f_{ctk,inf}$ é a resistência característica à tração inferior do concreto calculada como $0,7 \cdot 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}$, expresso em MPa.

Tabela 49 – Comprimentos de ancoragem da armadura principal do tirante

$F_{u,teo}$ (kN)	R_{st} (kN)	f_{bk} (MPa)	$\sigma_{s,efe}$ (kN/cm ²)	ℓ_b (cm)	$\ell_{b,min}$ (cm)	$\ell_{b,nec}$ (cm)	$\ell_{b,adot}$ (cm)
1.094,0	547,0	4,1	43,5	53,9	20,0	46,9	47,0

Para o detalhamento dos blocos foi considerado que $\ell_{b,nec}$ é medido da extremidade do bloco até a face mais afastada da estaca. Assim, o comprimento longitudinal dos blocos ensaiados pelo não é o mesmo adotado pelo modelo B35P25E25e0A_{sw,0} pois houve divergência no comprimento de ancoragem adotado.

A diferença é justificada pela divergência entre os valores de $A_{s,efetivo}$ adotado por Delalibera e Giongo (2008) e nesse trabalho. Embora o valor de $A_{s,calc}$ tenha sido o mesmo nos dois trabalhos, Delalibera e Giongo (2008) adotaram o uso de 5 barras de 20,0 mm (ver Figura 50) e para esse trabalho foi adotado o uso de 4 barras de 20,0 mm.

Justifica-se a preferência por número par de barras pela facilidade de montagem dos modelos. Como foram estudados valores de embutimento diferentes, a adoção de número ímpar de barras faria com que, ao se embutir o perfil acima de 10 cm, houvesse uma desigualdade entre o número de barras em cada camada.

Dessa maneira, surge uma diferença na relação entre $A_{s,efetivo}$ e $A_{s,calc}$, sendo que essa diferença gera a divergência no valor de $\ell_{b,nec}$ e $\ell_{b,adot}$, contudo tal diferença não tem influência em relação ao comportamento estrutural dos blocos.

5.3.6 Dimensionamento do pilar

O dimensionamento do pilar segue os critérios apresentados na ABNT NBR 6118:2014. Foram considerados os coeficientes de minoração das resistências dos materiais e o coeficiente de majoração dos esforços solicitantes. Justifica-se tais considerações para que seja garantida a ruína do bloco antes da ruína do pilar.

Como mencionado, o pilar segue as dimensões descritas pelo modelo B35P25E25e0A_{sw,0}, ou seja, pilar quadrado de aresta igual a 25 cm.

Delalibera e Giongo (2008) adotaram para os seus modelos uma resistência característica à compressão do concreto de 50 MPa e isso se repetiu neste trabalho.

A altura do pilar foi considerada de modo a atender dois requisitos:

- ser suficiente para haver dissipação de tensões de acordo com o princípio de Saint-Venant e;
- o pilar ser considerado um pilar curto, de maneira que os efeitos de segunda ordem possam ser desconsiderados.

Para ser considerado um pilar curto, o mesmo deve apresentar um índice de esbeltez (λ) inferior ao índice de esbeltez limite (λ_1) descrito pela ABNT NBR 6118:2014.

$$\lambda = \frac{\ell_e}{\sqrt{\frac{I_c}{A_c}}} \quad (21)$$

$$\lambda_1 = \frac{25+12,5 \cdot (e_1/h)}{\alpha_b} \geq 35 \quad (22)$$

sendo que: ℓ_e é o comprimento de flambagem do pilar;

I_c é o momento de inércia da seção transversal;

A_c é a área da seção transversal do pilar;

e_1 é a excentricidade de primeira ordem na extremidade do pilar;

h é a dimensão do pilar no sentido em que se analisa e_1 e;

α_b é um parâmetro que depende das condições de contorno do pilar.

O valor de λ_1 para situação é o valor mínimo igual a 35, uma vez que, não há excentricidade de primeira ordem e o valor de α_b é igual a 1,0, correspondente ao caso de pilares bi apoiados com momentos fletores menores que o mínimo.

Com o exposto e igualando-se λ a λ_1 , chega-se à conclusão que o pilar deve ter altura inferior à 250 cm, portanto, foi adotado uma altura de 40 cm.

Além da força última de teórica igual a 1.094,0 kN, foi considerado também a atuação de um momento fletor mínimo, conforme exigência da ABNT NBR 6118:2014.

$$M_{ld,min} = F_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (23)$$

sendo que: h é a dimensão da seção transversal na direção considerada expressa em metros.

As tabelas de dimensionamento de pilares consideram como parâmetros de entrada os valores expressos pelas equações 24, 25 e 26 e fornecem como resultado o valor da taxa

mecânica de armadura (ω). Com o valor da taxa, calcula-se a área da armadura longitudinal por meio da equação 27. As tabelas consideradas para o dimensionamento são aquelas apresentadas por Araújo (2014).

$$\delta = \frac{d'}{h} \quad (24)$$

$$\nu = \frac{F_d}{A_c f_{cd}} \quad (25)$$

$$\mu = \frac{M_{1d,min}}{A_c \cdot h f_{cd}} \quad (26)$$

$$A_{s,calc} = \omega \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (27)$$

sendo que: d' é a distância entre o centro de um barra até a face do pilar;

h é a dimensão do pilar no sentido de d' ;

F_d é a força de cálculo aplicada ao pilar considerando um coeficiente de majoração de aço de 1,40;

A_c é a área da seção transversal do pilar;

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto considerando um coeficiente de minoração de resistência igual a 1,40 e;

f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço considerando um coeficiente de minoração de resistência igual a 1,15.

A área de aço calculada por meio da equação 27 deve ser, obrigatoriamente, maior do que a área de aço mínima determinada pela ABNT NBR 6118:2014.

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot F_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c \quad (28)$$

sendo que: A_c é a área da seção transversal do pilar

A armadura transversal é composta por estribos de diâmetro 6,3 mm espaçados a cada 2,5 cm. Juntamente com os estribos, também foi detalhado uma armadura de fretagem. Essa armadura tem função de absorver as elevadas tensões na região de topo do pilar em virtude da intensidade e maneira como a força F é aplicada ao pilar. As duas armaduras foram detalhadas em toda altura do pilar.

A Tabela 50 expõe os parâmetros de cálculo utilizados, enquanto a Tabela 51 mostra os valores das áreas de aço.

Tabela 50 – Parâmetros para cálculo da área de aço do pilar

F_d (kN)	$M_{1d,min}$ (kN·m)	δ	ν	μ	ω
1.531,60	34,4610	0,15	0,80724	0,07265	0,05612

Tabela 51 – Áreas de aço calculadas

$A_{s,calc}$ (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	$A_{s,adotado}$	$A_{s,efetivo}$ (cm ²)
2,45	5,28	8 ϕ 10,0 mm	6,28

5.4 POSICIONAMENTO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA UNIAXIAL

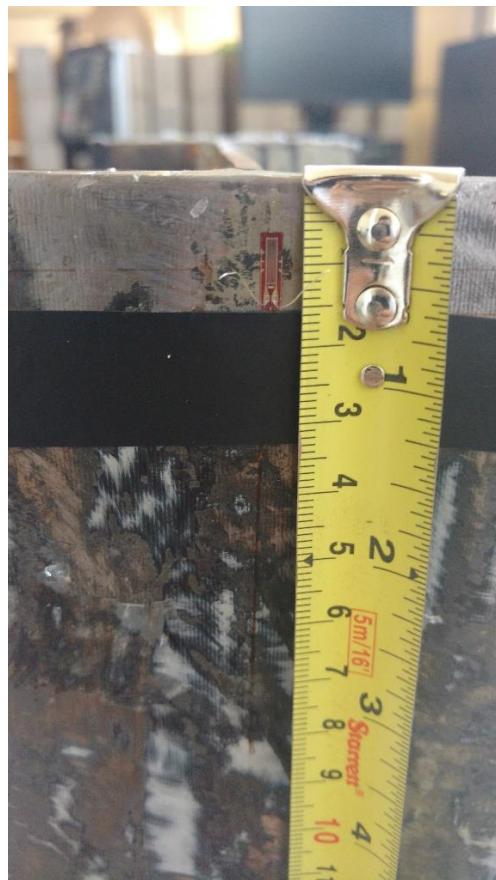
Para medir os deslocamentos relativos, transformados em deformações, causados pela força aplicada, os modelos foram instrumentados utilizando-se extensômetros uniaxiais elétricos de resistência da marca Kyowa com resistência igual a $120 \pm 0,2$ ohm e fator igual a $2,12 \pm 1,0\%$. Por meio das deformações, foi possível analisar o comportamento das barras de aço durante a aplicação da força. Lembrando que todos os modelos ensaiados foram moldados apenas com barras na região do tirante, tanto para o modelo tomado como referência quanto para os 4 modelos ensaiados.

Por se tratar de blocos sobre duas estacas com aplicação força centrada, optou-se por instrumentar apenas um lado do bloco. Os extensômetros foram instalados nas barras longitudinais e nas estacas.

Como os perfis são colocados do sentido longitudinal do bloco, os extensômetros foram instalados nas abas (ver Figura 53), assim, é possível medir se as abas apresentam deformações iguais ou não.

Caso as deformações sejam iguais, significa que a força oriunda da biela causa compressão uniforme na seção transversal do perfil. Em caso contrário, significa que há momento fletor atuando no perfil, o que indica que a força oriunda da biela não atua no centro geométrico do perfil.

Figura 53 – Posição do extensômetro em uma aba do perfil



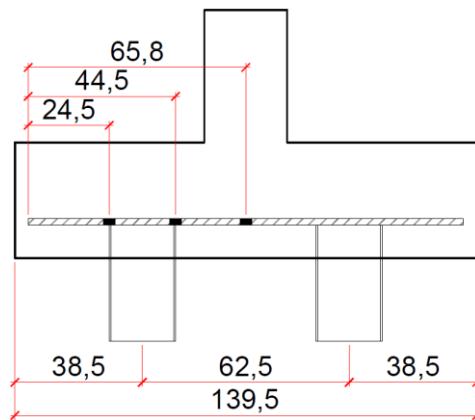
Fonte: O autor

Nas barras longitudinais, os extensômetros foram instalados em três posições (ver figura 54), um no centro de cada barra de maneira a coincidir com a seção de meio de vão do bloco, um extensômetro na posição coincidente com a aba mais afastada da extremidade do bloco e outro coincidente com a aba mais próxima da extremidade do bloco.

Optou-se por instrumentar de tal maneira baseado nos ensaios de Delalibera (2006). Nos experimentos realizados, o autor conclui, por meio das análises de deformações, que a suposição de tensão constante ao longo da barra é incorreta, de maneira que a tensão na região da estaca é menor quando comparada com a tensão na região central da barra.

Delalibera (2006) afirma que a variação de tensão ocorre em função da existência de tensões de compressão na região da estaca oriundas das bielas.

Figura 54 - Posição dos extensômetros nas barras longitudinais (cotas em cm)



Fonte: O autor

5.5 TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO VARIÁVEL LINEAR

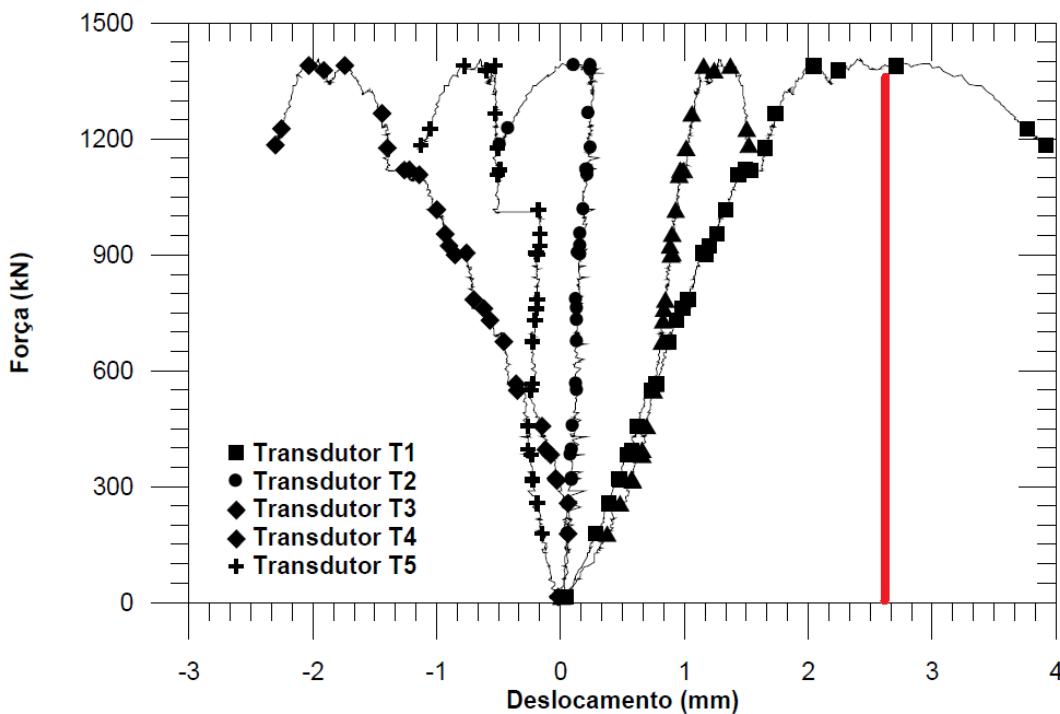
Para os ensaios, foi instalado apenas um transdutor de deslocamento baseado na análise do comportamento do modelo de referência, em que, Delalibera e Giongo (2008) instalaram 5 transdutores de deslocamento.

O transdutor T5 foi instalado para medir os deslocamento horizontal no sentido das estacas, T4 foi instalado de maneira a obter o deslocamento horizontal no sentido perpendicular à linha das estacas.

Os transdutores T1, T2 e T3 foram instalados para medir o deslocamento vertical. T1 foi instalado no centro do bloco enquanto T2 e T3 foram instalados, cada um, nas extremidades. O intuito de T2 e T3 foi verificar se houve inversão de deslocamento nas extremidades próximo ao Estado-limite Último.

Por meio da análise da curva força vs. deslocamentos apresentado na Figura 55, percebe-se que o deslocamento mais relevante foi aquele obtido pelo transdutor T1, correspondente ao deslocamento no centro do bloco, igual a 2,42 mm.

Figura 55 – Curva força vs. deslocamento para o modelo de referência



Fonte: Delalibera e Giongo (2008)

Delalibera e Giongo (2008) também notaram a influência de armaduras complementares na rigidez final do bloco. Os modelos ensaiados pelos autores que possuíam, de alguma forma, armaduras adicionais além da armadura do tirante, apresentaram maior capacidade portante do que o modelo tomado como referência. Contudo, o uso de armaduras complementares compostas por estribos horizontais e verticais, só apresentam efeito relevante se estiverem atravessando as bielas de compressão.

5.6 DETALHAMENTO DOS MODELOS

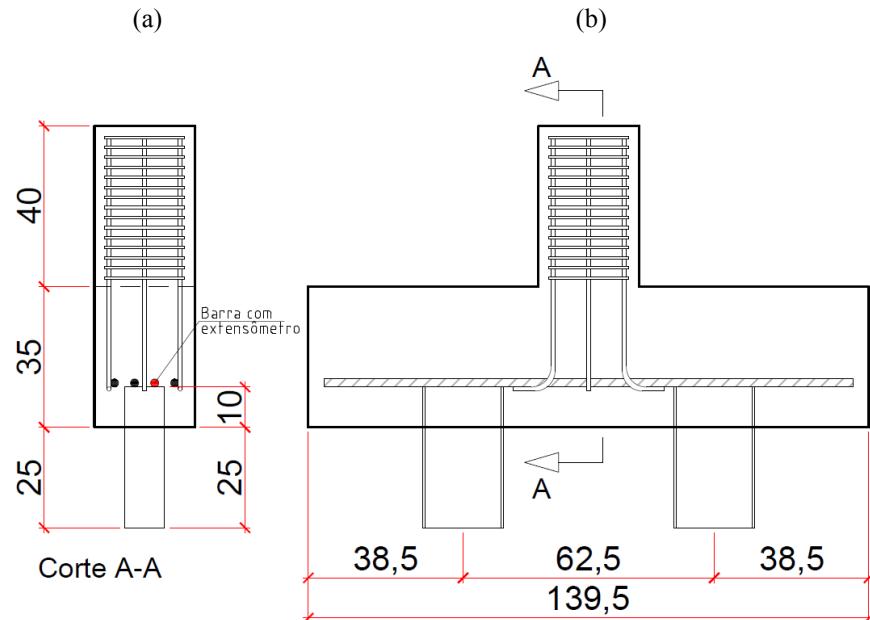
Como mencionado, foram ensaiados 4 modelos de maneira a analisar duas situações: o embutimento do perfil metálico no bloco e a adoção de uma chapa metálica soldada no topo do perfil. Dessa maneira, cada modelo possui uma sigla que o define, cujo significado é apresentado no exemplo:

- BEmb10sch: Bloco com embutimento de 10 cm e sem chapa de topo.

Os modelos apresentam embutimento iguais a 10 cm, 20 cm e 30 cm sendo que, para o embutimento de 10 cm, foram testadas duas situações: sem chapa soldada no topo e com

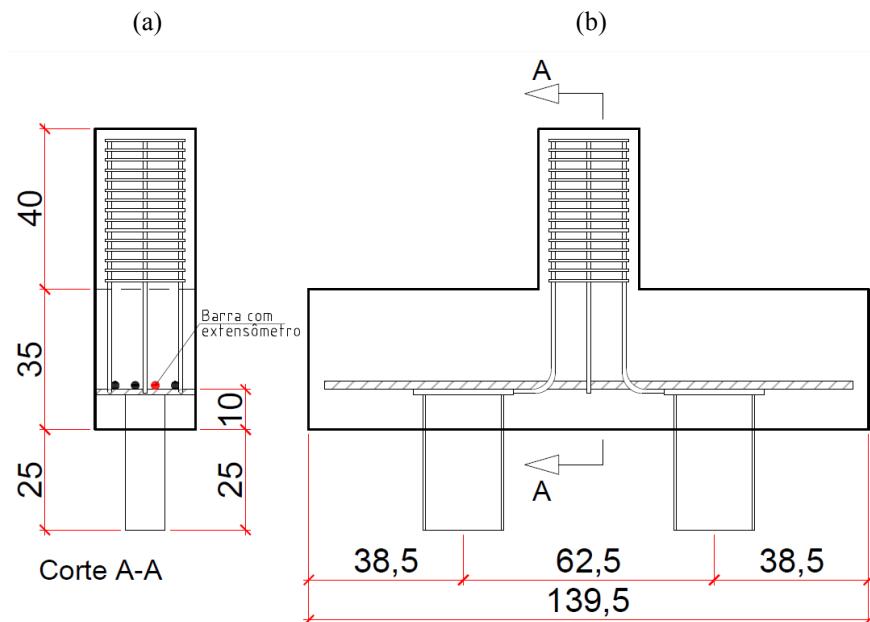
chapa soldada no topo. A chapa soldada é quadrada com arestas iguais a 25 cm e espessura igual a espessura da t_w da alma do perfil, dessa maneira, a área da chapa é igual a área da seção do pilar. As Figuras (56) a (59) trazem os detalhamentos de cada um dos modelos.

Figura 56 – (a) Corte transversal do modelo BEmb10sch; (b) Vista do modelo BEmb10sch (cotas em cm)



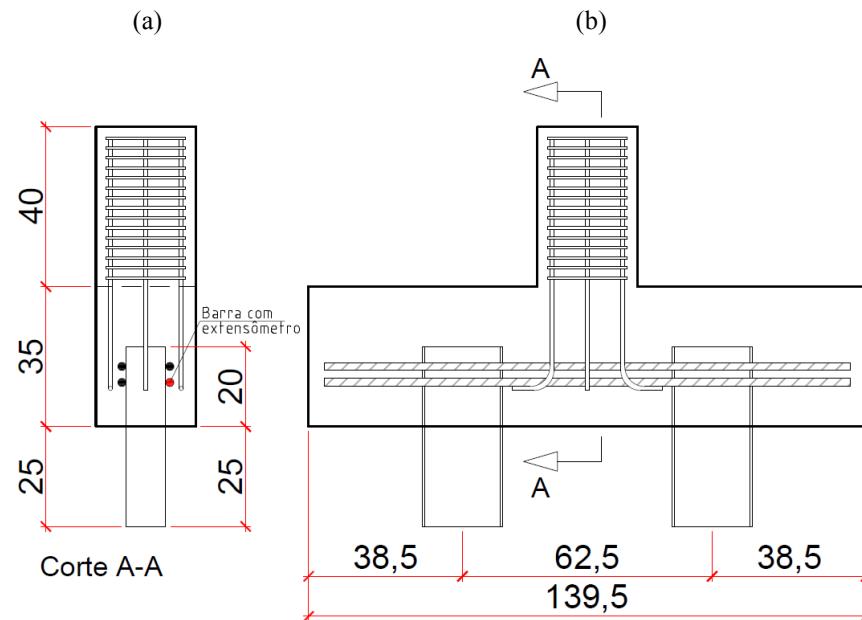
Fonte: O autor

Figura 57 – (a) Corte transversal do modelo BEmb10cch; (b) Vista do modelo BEmb10cch (cotas em cm)



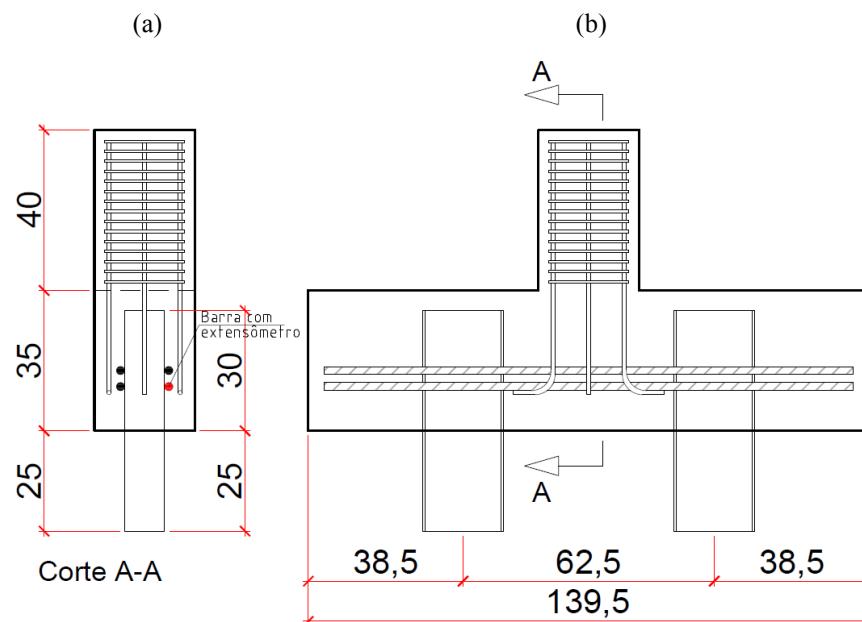
Fonte: O autor

Figura 58 – (a) Corte transversal do modelo BEmb20sch; (b) Vista do modelo BEmb20sch (cotas em cm)



Fonte: O autor

Figura 59 – (a) Corte Transversal do modelo BEmb30sch; (b) Vista do modelo BEmb30sch (cotas em cm)



Fonte: O autor

As informações completas a respeito do detalhamento de cada modelo encontram-se no Apêndice A.

CAPÍTULO 6

DESCRIÇÃO, APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo descreve e analisa os resultados dos ensaios realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. Em primeiro momento, são descritos os equipamentos utilizados e por fim apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais juntamente com as análises.

6.2 EQUIPAMENTOS E INSTRUMENTOS UTILIZADOS

O objetivo da pesquisa foi obter valores das tensões nodais quando são utilizadas estacas constituídas por um perfil metálico. Como mencionado anteriormente, optou-se por moldar todos os modelos sem nenhuma armadura adicional para que não houvesse perturbações na trajetória do fluxo de tensões de compressão das bielas.

Não foram analisadas as deformações nas faces do concreto, apenas nas barras longitudinais e nos perfis metálicos. Devido a limitação de número de extensômetros elétricos de resistências, apenas um lado dos modelos foi instrumentado. Foram utilizados dois modelos de extensômetros: modelos KFG-5 da marca KYOWA com $120\ \Omega$ de resistência e fator igual

a 2,12 e modelo PA-06 da marca EXCEL SENSORES com $350\ \Omega$ de resistência e fator igual a 2,15.

A intensidade da força foi medida por meio de uma célula de carga instalada sobre o pilar, de maneira que não foram instaladas células de cargas sob os apoios. Essa premissa é importante para o entendimento de que foi considerado que a força aplicada ao pilar será dividida igualmente entre os dois perfis. A célula de carga em questão possui capacidade de 2.000 kN.

Para estrutura de reação, foram utilizados o pórtico metálico e a laje de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia.

Os perfis foram cortados por meio de serra de disco e, por essa razão, todos ficaram com as superfícies irregulares deixando os blocos instáveis lateralmente. Para que não houvessem acidentes durante os ensaios foram necessárias duas medidas preventivas:

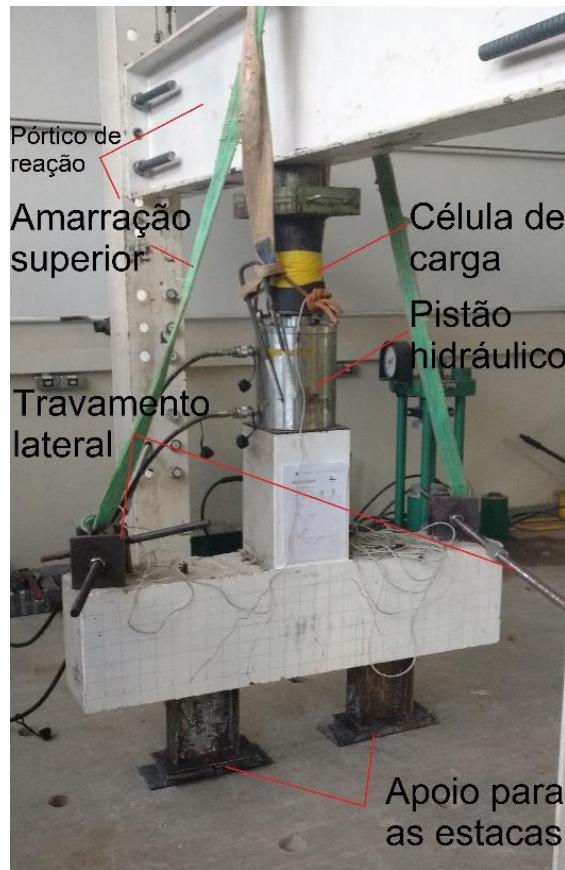
- apoiar as estacas de maneira a garantir a estabilidade lateral e;
- fixar o bloco lateralmente.

A primeira medida teve como objetivo, além de garantir a estabilidade lateral, diminuir as tensões de contato entre o perfil e a laje de reação. O apoio em questão era formado por 3 camadas: uma camada de neoprene, uma camada de chapa metálica com 2,4 cm de espessura e uma chapa metálica fina com 1,54 mm, de maneira a propiciar deformações que facilitaram a acomodação do perfil no apoio. A Figura 59 mostra o esquema dos ensaios desenvolvidos.

Além dos travamentos mostrados, foram utilizados também pequenos blocos de concreto para contribuir com o travamento. Aproveitando que todo modelo possuía alças para facilitar no transporte dentro do laboratório, foi passada uma fita com o propósito de impedir a queda do bloco por ocasião da ruína no pórtico de reação. Dessa maneira, caso algum acidente viesse a ocorrer, o bloco ficaria preso ao pórtico.

Tudo foi pensando de modo a executar os ensaios de maneira segura, uma vez que, até o presente momento não há relatos de ensaios semelhantes. Também é importante ressaltar que todo tipo de travamento utilizado não causou interferência nos ensaios, sendo exclusivamente utilizado para manter o equilíbrio dos blocos.

Figura 60 – Configuração do sistema de ensaio utilizado



Fonte: O autor

Na configuração apresentada na Figura 60, nota-se que foi necessário preencher a folga existente entre a célula de carga e a viga do pórtico de reação com chapas de aço maciço e entre cada uma das chapas foi acrescentado uma camada de neoprene.

Com o intuito de melhorar a visualização das fissuras, uma das faces do bloco foi pintada com tinta à base de cal, entretanto, tal iniciativa se mostrou ineficaz, uma vez que, a camada de tinta ficou espessa.

6.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Este item apresenta os ensaios realizados com o intuito de determinar as propriedades dos materiais envolvidos.

São apresentados os ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos, compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos e módulo de deformação para o concreto e o ensaio de tração simples das barras de aços.

Para determinar as propriedades dos concretos, moldaram-se corpos-de-prova com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Ao todo, foram moldados 8 corpos-de-prova para o concreto utilizado nos pilares e 9 corpos-de-prova para o concreto utilizado em cada um dos blocos, totalizando 36 corpos-de-prova para os blocos.

Não foi possível moldar 9 corpos-de-prova para o concreto utilizado para os pilares devido a trabalhabilidade do concreto. Mesmo aumentando a quantidade de superplasticificante, o concreto se mostrou com pouca trabalhabilidade após 40 minutos.

6.3.1 Limite ao escoamento e módulo de elasticidade das barras de aço

Todos os 3 corpos-de-prova provenientes do mesmo lote das barras utilizadas foram ensaiados na máquina hidráulica Instron onde foi aplicada força de tração até a ruptura das barras, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 6892-1:2013. A Tabela 52 apresenta os valores obtidos para as barras de 20 mm de diâmetro e a Figura 60 apresentam as curvas tensão vs. deformação.

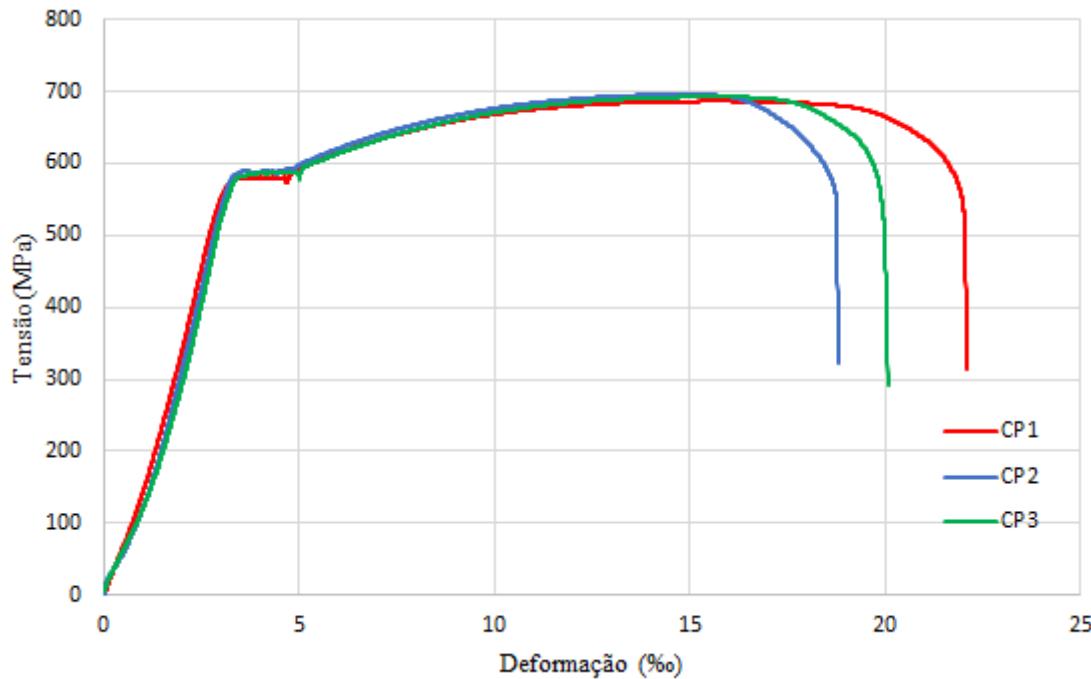
Tabela 52 – Propriedades mecânicas das barras

C.P.	f_y (MPa)	\mathcal{E}_y (%)	f_u (MPa)	$f_{y,m}$ (MPa)	$\mathcal{E}_{y,m}$ (%)	$f_{u,m}$ (MPa)	Classe
01	562,7	2,74	686,3				
02	575,9	2,74	695,9	596,6	2,70	691,5	CA-50
03	570,3	2,62	692,4				

Nota: f_y é a resistência ao escoamento da barra; \mathcal{E}_y é a deformação específica de escoamento do aço; f_u é a resistência de ruptura das barras; $f_{y,m}$ é a resistência média ao escoamento da barra; $\mathcal{E}_{y,m}$ é a deformação específica média de escoamento do aço; $f_{u,m}$ é a resistência de ruptura média do aço.

Todos os 3 corpos-de-prova apresentaram patamar de escoamento bem definido e um trecho inicial de acomodação. O módulo de deformação longitudinal determinado graficamente, desconsiderando o trecho de acomodação, apresentou valor médio igual a 211,07 GPa.

Figura 61 – Curva tensão vs. deformação para as barras de 20,0 mm



Fonte: O autor

6.3.2 Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto

Todos os ensaios de compressão foram realizados de acordo com ABNT NBR 5739:1994. Todo o concreto foi produzido dentro do Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia e devido ao volume necessário para concretar cada um dos modelos somado ao volume de 9 corpos-de-prova, cerca de $0,140\text{ m}^3$, não foi possível concretar todos os modelos de uma vez.

Todos os corpos-de-prova permaneceram imersos em água (cura saturada) até o dia da realização dos ensaios. Todos os ensaios foram de caracterização do concreto foram realizados no mesmo dia.

Para que os resultados fossem confiáveis, foi preciso retificar as superfícies de cada corpo-de-prova em máquina específica. A Tabela 53 apresenta os resultados das resistências à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos com dimensões iguais a 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.

Observa-se por meio dos resultados que nenhum corpo-de-prova atingiu as resistências como era esperado. O bloco de referência ensaiado por Delalibera e Giongo (2008) apresentou como resistência à compressão o valor de 32,8 MPa enquanto o pilar apresentou resistência à compressão igual a 51,8 MPa.

Os traços foram executados conforme foi apresentado em 5.2.1 e não foram constatados problemas com a qualidade do cimento, com a umidade da areia ou com a moldagem dos corpos-de-prova, sendo a única alteração o aumento do superplastificante para o concreto utilizado nos pilares. Dessa maneira, a não caracterização dos materiais envolvidos prejudicou o desempenho final dos concretos.

Mesmo com as diferenças encontradas, os resultados não prejudicaram as análises dos blocos. Uma vez que a resistência à compressão apresentada pelos pilares foi superior à resistência à compressão dos blocos, foi garantida a que a ruína ocorreu no bloco e não no pilar.

Tabela 53 – Resistências à compressão dos corpos-de-prova de concreto

Elemento	nº C.P.	Idade (dias)	f_c (MPa)	$f_{c,m}$ (MPa)	Abatimento (mm)
Bloco BEmb10sch	01		17,41		
	02	96	15,47	17,95	99
	03		20,97		
Bloco BEmb10cch	01		13,06		
	02	62	10,96	12,51	94
	03		13,50		
Bloco BEmb20sch	01		19,18		
	02	80	16,55	17,42	95
	03		16,52		
Bloco BEmb30sch	01		17,96		
	02	74	18,45	18,07	91
	03		17,79		
Pilar	01		36,85		
	02	37	43,96	43,85	37
	03		50,74		

Nota: f_c é a resistência à compressão; $f_{c,m}$ é a resistência média à compressão; Abatimento é o resultado do ensaio de abatimento de tronco de cone.

6.3.3 Ensaio de compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos de concreto

O ensaio de compressão diametral, como mencionado, foi realizado no mesmo dia do ensaio de compressão utilizando a mesma máquina.

Os ensaios seguiram de acordo com a ABNT NBR 7222:2011. Para determinar a resistência à tração, a referida norma apresenta a equação 29. Os resultados são mostrados na Tabela 54.

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot L} \quad (29)$$

sendo que: $f_{ct,sp}$ é a resistência à tração por compressão diametral expresso em MPa;

F é a forma máxima obtida no ensaio expressa em N;

d é o diâmetro do corpo-de-prova em expresso mm e;

L é a altura do corpo-de-prova expresso em mm.

Tabela 54 – Resistência à tração por compressão diametral

Elemento	nº C.P.	F (N)	d (mm)	L (mm)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	$f_{ct,sp,m}$ (MPa)
Bloco BEmb10sch	01	76.920,71	100,49	200,11	2,44	
	02	69.114,43	100,02	199,16	2,21	2,17
	03	58.310,54	99,91	198,98	1,87	
Bloco BEmb10cch	01	57.864,14	100,45	198,65	1,85	
	02	59.154,89	100,43	198,27	1,89	1,86
	03	57.756,17	100,58	198,81	1,84	
Bloco BEmb20sch	01	74.405,11	99,72	199,58	2,38	
	02	75.952,50	99,75	199,15	2,43	2,40
	03	74.471,11	100,34	197,40	2,39	
Bloco BEmb30sch	01	90.474,68	100,07	199,74	2,88	
	02	93.251,93	100,53	200,48	2,95	2,77
	03	79.266,37	100,49	201,14	2,50	
Pilar	01	131.625,94	100,07	200,25	4,18	
	02	151.606,49	101,82	202,53	4,68	4,43

Nota: $f_{ct,sp,m}$ é a resistência à tração por compressão média.

6.3.4 Ensaio para determinação do módulo de deformação tangente inicial longitudinal do concreto

A recomendação da norma ABNT NBR 8522:2008 determina que o módulo de deformação tangente inicial deve ser obtido com a inclinação de uma reta partindo da origem até um ponto correspondente à 30% do valor da resistência à compressão.

Para o ensaio utilizou-se compressômetro de bases independentes de modo a permitir a instalação de 3 transdutores de deslocamento situados de maneira equidistantes ao longo da seção transversal. Os corpos-de-prova possuíam dimensões iguais as dimensões aos corpos-de-prova utilizados para determinação da resistência à compressão, 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.

A ABNT NBR 8522:2008 recomenda que os corpos-de-prova devam ser cilíndricos com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, entretanto, abre uma exceção se for constada que a relação entre comprimento e diâmetro seja, simultaneamente superior a 1,98 e inferior a 2,02. Para os corpos-de-prova moldados, temse que a relação é igual a 2,0.

A base de medida é 10 cm que corresponde à distância entre os dois anéis rígidos fixados no corpo-de-prova. O método de ensaio adotado foi o método de tensão fixa em que são feitos cargas e descargas alternados no corpo-de-prova com intervalos de 60 segundos.

Para que não houvesse prejuízo de material durante a realização do ensaio, a força máxima aplicada a cada corpo-de-prova foi igual a 80% da máxima força aplicada nos ensaios de compressão, de maneira que nenhum corpo-de-prova nesse ensaio atingiu a ruptura. Os resultados dos módulos são apresentados na Tabela 55.

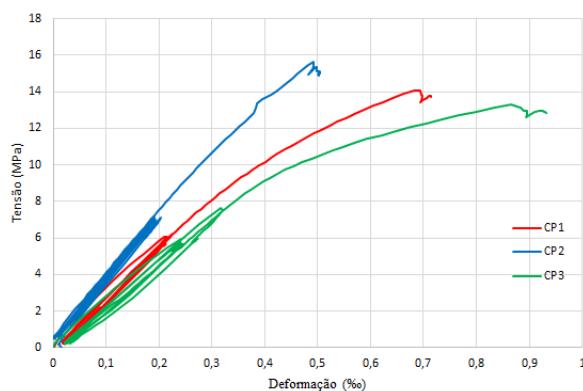
O corpo-de-prova C.P. 03 dos blocos BEmb10cch e BEmb30sch apresentou dados inconsistentes devido falha na leitura dos transdutores e por isso seus resultados foram excluídos.

O resultado apresentado pelo C.P. 01 do pilar mostra-se destoante do que se imaginava como ideal. Apesar de apresentar um diagrama sem oscilações, seu valor de módulo é abaixo dos outros corpos-de-prova e por isso seu valor também foi descartado para o cálculo dos valores. As curvas tensão *versus* deformação para os ensaios são mostradas nas figuras 62 a 66.

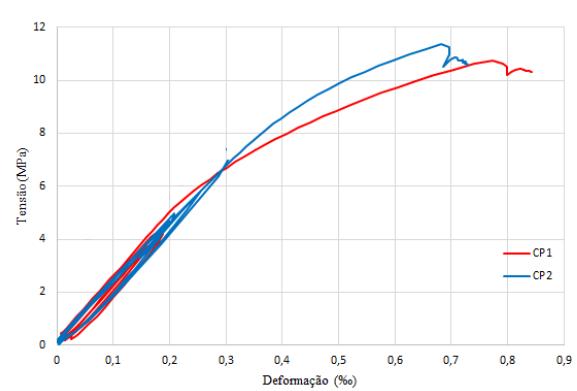
Tabela 55 – Módulo de deformação tangencial inicial do concreto

Elemento	nº C.P.	$E_{ci,exp}$ (MPa)	$E_{ci,exp,m}$ (MPa)
Bloco BEmb10sch	01	28.076	
	02	31.333	29.257
	03	28.361	
Bloco BEmb10cch	01	22.386	
	02	23.724	23.055
	03	-	
Bloco BEmb20sch	01	29.487	
	02	29507	28.955
	03	27.871	
Bloco BEmb30sch	01	33.816	
	02	30.149	31.983
	03	-	
Pilar	01	15.815*	
	02	58.531	47.813
	03	37.095	

Nota: $E_{ci,exp}$ é o módulo de deformação tangencial;
 $E_{ci,exp,m}$ é o módulo de deformação tangencial médio.

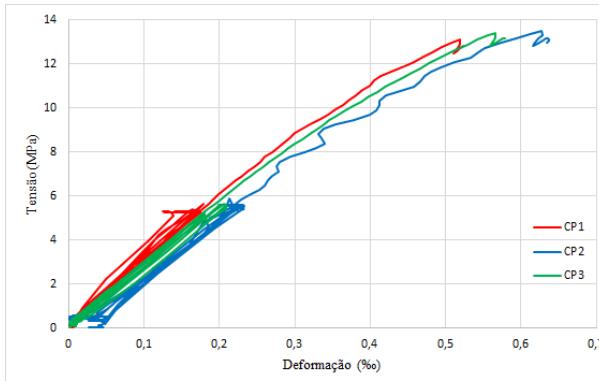
Figura 62 – Curva tensão vs. deformação
BEmb10sch

Fonte: O autor

Figura 63 – Curva tensão vs. deformação
BEmb10cch

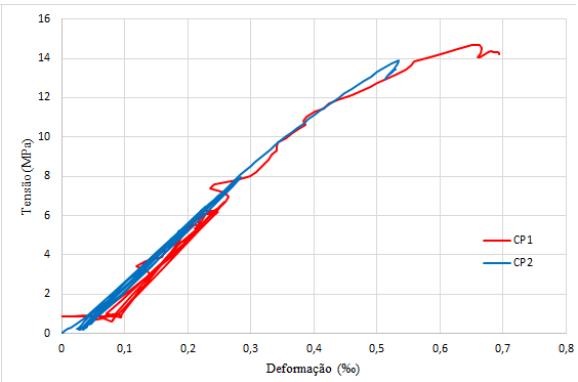
Fonte: O autor

Figura 64 – Curva tensão vs. deformação
BEmb20sch



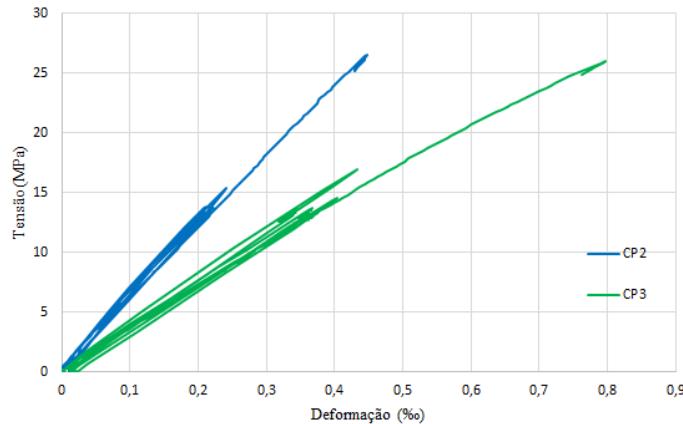
Fonte: O autor

Figura 65 – Curva tensão vs. deformação
BEmb30sch



Fonte: O autor

Figura 66 – Curva tensão vs. deformação – Pilar



Fonte: O autor

CAPÍTULO 7

COMPORTAMENTO GERAL DOS MODELOS E ANÁLISES DOS RESULTADOS

7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo apresenta e analisa os valores obtidos durante os ensaios de ruptura dos blocos de maneira comparativa com o modelo de referência adotado. São estimadas também os valores de tensões nodais que ocorreram para a força última, bem como a descrição de ruína de cada um dos modelos.

7.2 MODO DE RUÍNA

Os blocos ensaiados, bem como o bloco de referência, apresentaram ruína definida por fendilhamento da biela, exceto o modelo BEmb30sch.

Como apresentado no Capítulo 5, o modelo BEmb30sch foi construído com embutimento dos perfis igual a 30 cm, deixando apenas uma camada de 5 cm de concreto entre o topo da estaca e a face superior do bloco.

Os blocos foram ensaiados com as mesmas idades dos corpos-de-prova descritos na Tabela 54, não sendo possível ensaiar com 28 dias devido ao cronograma do Laboratório.

Em todos os ensaios a ruína foi observada no bloco, de maneira que, nem o pilar e nem o perfil metálico apresentaram quaisquer indícios de ruína, o que prejudicaria a análise final.

A força última de cada modelo ficou aquém do esperado devido a resistência à compressão dos concretos apresentado na Tabela 54.

7.2.1 Modelo de referência

A primeira fissura surgiu na parte inferior do bloco junto à estaca e propagou-se até a face superior, junto ao pilar, definindo assim um plano de ruptura. A ruína ocorreu após o início do esmagamento do concreto na região de contato pilar/bloco.

A Tabela 56 apresenta as forças relativas ao ensaio do modelo de referência enquanto que a Figura 67 mostra o modelo após a ruína destacando o plano de ruptura. O valor da resistência à compressão do concreto foi superior aos 25 MPa definido por Delalibera e Giongo (2008) para o modelo. De acordo com os autores, não foi possível realizar os ensaios com 28 dias devido ao cronograma do laboratório. Isso favoreceu o ganho de resistência pois foi usado cimento CP-II-F-32 para o preparo do cimento utilizado na construção do modelo de referência e, como é sabido, os concretos produzidos com esse tipo de cimento ganham resistência ao longo do tempo.

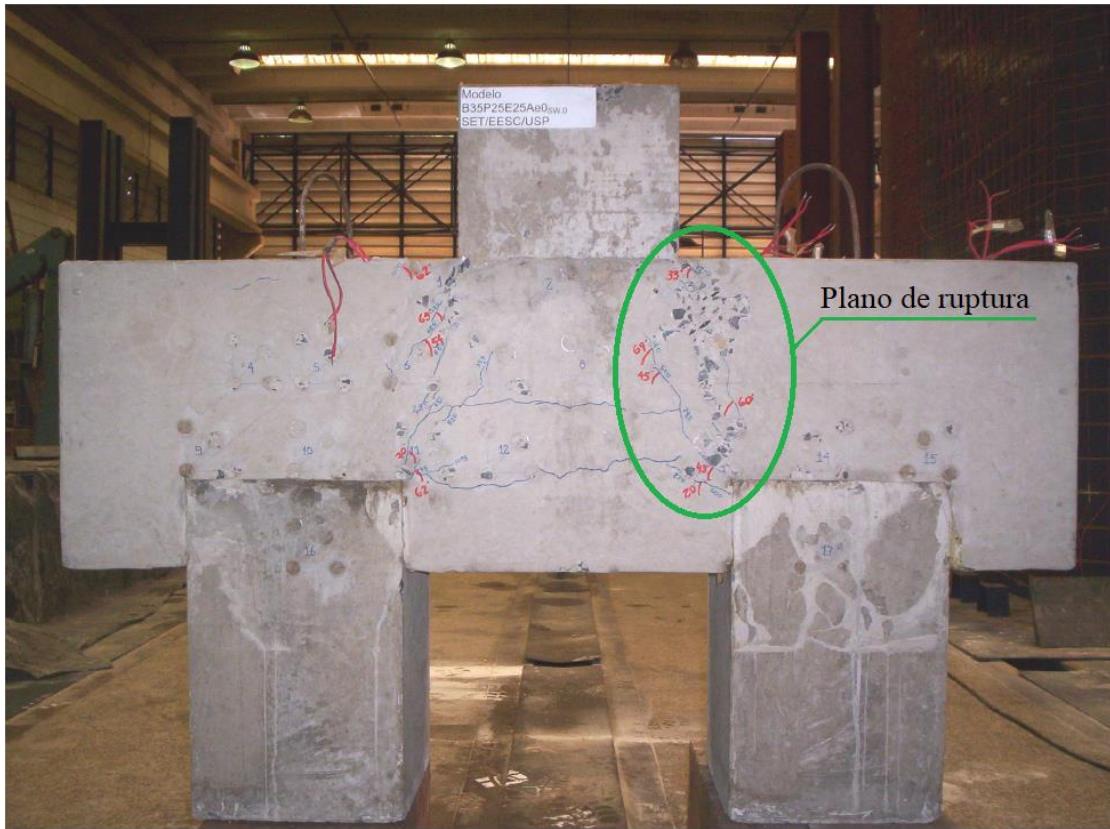
Dessa forma, observa-se que houve alteração nas forças atuantes no bloco. A força última observada apresenta-se cerca de 28% maior do que a força teórica usada para o dimensionamento.

Tabela 56 – Dados do modelo de referência obtidos pelo ensaio

Bloco	$f_{c,m}$ (MPa)	F_r (kN)	$F_{u,exp}$ (kN)	$F_r / F_{u,exp}$	$w_{máx}$ (mm)
B35P25E25e0A _{sw,0}	32,8	266,00	1.406,16	0,19	0,30

Nota: $w_{máx}$ é a abertura de fissuras relativa a $F_{u,exp}$.

O resultado de abertura de fissuras é interessante pois, de acordo com os pesquisadores, a fissura que obteve o maior valor encontrava-se no meio da altura do bloco. A justificativa para tal está relacionada ao fato do modelo não possuir nenhum outro tipo de armadura além da armadura do tirante, o que comprovou a força de tração atuando perpendicularmente à biela.

Figura 67 – Modelo B35P25E25e0_{Asw,0} após os ensaio

Fonte: Adaptado de Delalibera e Giongo (2008)

A existência de tal força evidencia uma falha nos modelos de verificação de tensões. Os modelos apresentados analisam as tensões atuantes nos nós do elemento sem se preocupar com os efeitos causados pela força na biela.

7.2.2 Bloco BEmb10sch

Foi o primeiro bloco a ser ensaiado, pois demandou mais tempo para montar o ensaio. Como já mencionado anteriormente, o corte dos perfis foi feito por meio de serra de disco, resultando assim, em uma superfície disforme da seção do perfil. Isso deixou todos blocos instáveis lateralmente.

Até o presente momento, não foram realizados ensaios semelhantes, assim, demorou-se para criar um sistema de travamento que garantisse a segurança e a estabilidade durante os ensaios (ver Figura 60).

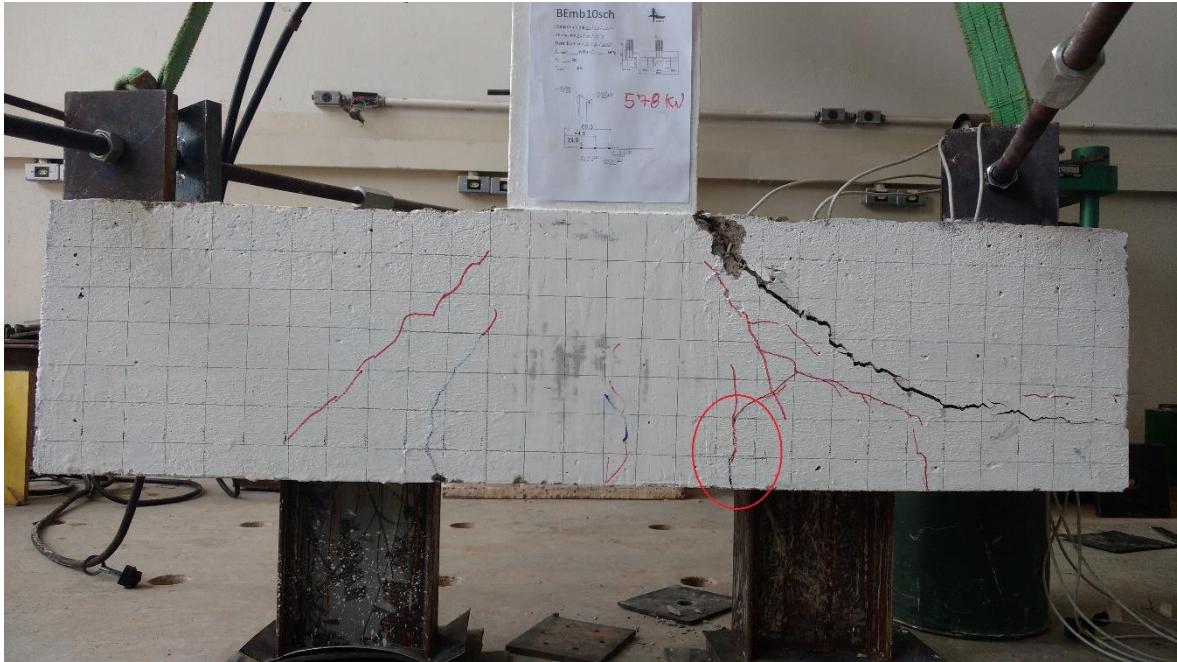
A primeira fissura visível apareceu na parte inferior da região central, com cerca de 0,10 mm, para um força igual a 300,0 kN, as demais fissuras começaram posteriormente na parte inferior junto à estaca e propagaram-se até a face superior, junto ao pilar formando a biela, todas com abertura entre 0,10 mm e 0,15 mm.

Contudo, mesmo havendo a formação das bielas, fica claro na Figura 68 que o plano de ruptura não seguiu o mesmo padrão apresentado pelo modelo de referência. O plano de ruptura foi caracterizado por fendilhamento da biela, começando na parte superior junto ao pilar e estendendo-se até uma das extremidades do bloco.

Observou-se também o aparecimento de fissuras da ordem de 0,40 mm formando um semicírculo na região da estaca onde houve a formação do planto de ruptura. Também foi possível notar que a fissura em destaque na Figura 68 propagou-se até um dos cantos do perfil (ver Figura 69) ocorrendo nas duas faces do bloco. A força última observada para esse modelo foi de 578,65 kN.

A relação $F_r / F_{u,exp}$ é igual a 0,52, um valor elevado comparado ao modelo de referência

Figura 68 – Plano de ruptura do bloco BEmb10sch



Fonte: O autor

Figura 69 – Fissura no canto do perfil, BEmb10sch



Fonte: O autor

7.2.3 Bloco BEmb10cch

Último bloco ensaiado pois requereu cuidados com relação ao aparecimento de nichos de concretagem. O fato da chapa soldada no topo do perfil ter arestas de mesma dimensão da largura do bloco prejudicou a concretagem e a vibração, sendo necessário fazer o preenchimento dos vazios com graute.

Para isso, foi usado o SUPER GRAUTE da marca Quartzolit. A Figura 70 mostra que os nichos apareceram exatamente por causa da existência da chapa de topo. O preenchimento dos nichos é importante para evitar possíveis deformações das bordas da chapa.

O bloco apresentou plano de ruptura similar ao plano observado no bloco BEmb10sch, ver Figura 71. A força última registrada foi de 631,24 kN e o panorama de fissuras também seguiu como já descrito para o bloco BEmb10sch. Primeiro, uma fissura central na parte inferior do bloco para uma força de 274,0 kN, depois, apareceram fissuras na região inferior junto à estaca propagando-se até a região superior junto ao pilar e, por fim, a formação de um plano de ruptura indo da face superior, junto ao pilar, até uma das extremidades. A

relação F_r por $F_{u,exp}$ atingiu valor próximo apresentado pelo bloco BEmb10sch, 0,44. A relação alta entre as forças é preocupante pois sugere poucas fissuras antes da ruína.

Figura 70 – Nichos de concretagem causados pela presença da chapa de topo



Fonte: O autor

Nota-se para esse modelo duas situações: primeiro, não houve a formação das fissuras em formato semicircular na região da estaca, como observado para o bloco BEmb10sch e segundo, as linhas de fissuras delinearam de maneira mais clara a formação das bielas quando comparado com o bloco BEmb10sch.

Como é mostrado na Figura 72, a fissura destacada na Figura 71 propagou-se até o canto da estaca. Esse mesmo comportamento foi observado no bloco BEmb10sch. Em ambos os casos, a fissura ocorreu no canto da estaca mais próximo ao centro do bloco.

Outro aspecto favorável é que o bloco atingiu uma força última 9,08% maior do que o modelo BEmb10sch mesmo apresentando um concreto com resistência 30,30% menor. Isso deixa claro que o uso de chapa soldada no topo dos perfis constituiu um ganho no desempenho final do bloco.

Figura 71 – Plano de ruptura do bloco BEmb10cch



Fonte: O autor

Figura 72 – Fissura no canto do perfil, BEmb10cch



Fonte: O autor

7.2.4 Bloco BEmb20sch

A ruína para esse modelo ocorreu por dois fatores. O primeiro caracterizado pela formação do plano de ruptura, oriundo das bielas, já observado nos modelos com embutimento de 10 cm, e o segundo por efeito de cisalhamento na seção transversal junto a aba mais próxima à extremidade do bloco.

Como mostra a Figura 73, não houveram muitas fissuras na face do modelo e, durante o ensaio, percebeu-se que os dois planos ocorreram simultaneamente. Devido a isso, não foi possível verificar visualmente qual foi a primeira fissura que surgiu. A primeira perda de rigidez ocorreu para uma força de 149,0 kN e a ruína para uma força de 355,55 kN, relação $F_r / F_{u,exp}$ de 0,41. Diferentemente dos blocos com 10 cm de embutimento, não foi observada fissura na parte inferior junto ao canto da estaca.

O plano de ruptura mostrado na Figura 74 é vertical partindo da face superior do bloco até encontrar o plano de ruptura da biela e está alinhado à face da estaca mais próxima à extremidade do bloco. O plano de ruptura delimitado pela biela seguiu o mesmo mecanismo já citado anteriormente, partindo da face superior junto ao pilar estendendo até uma das extremidades do bloco.

Figura 73 – Bloco BEmb20sch após a ruína



Fonte: O autor

Figura 74 – Planos de ruptura do bloco BEmb20sch



Fonte: O autor

7.2.5 Bloco BEmb30sch

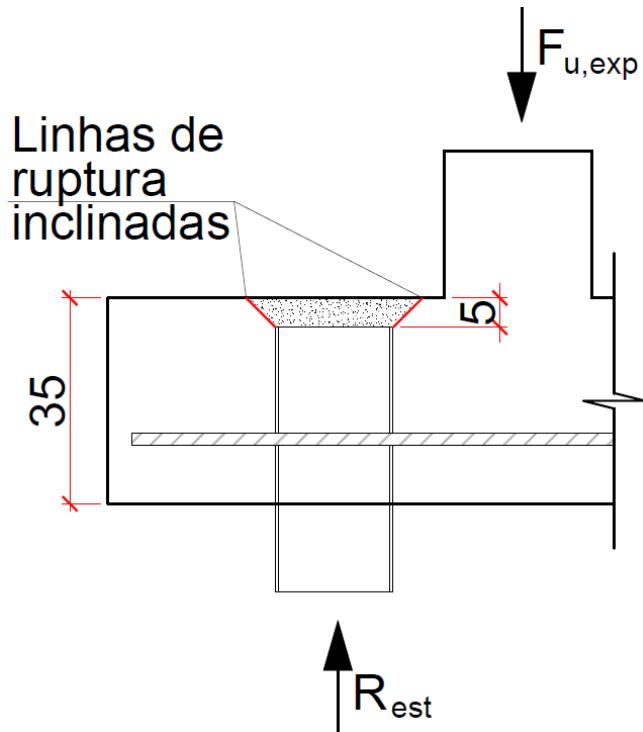
A ruína do bloco destoou dos demais, sendo definida por efeito de punção, uma vez que a camada de concreto acima do perfil sofreu desplacamento devido à tração diagonal por não ser suficiente para absorver a força de ação do perfil. A Figura 75 mostra o plano de ruptura que causou a ruína do bloco, enquanto que, a Figura 76 mostram as fissuras na face superior do bloco aboservadas durante o ensaio.

De certa forma, era esperado que a ruína desse bloco ocorresse dessa maneira. Como visto no Capítulo 2, para todo ensaio em que a espessura do concreto não foi capaz de formar bielas, a ruptura deu-se por punção. Isso foi observado nos trabalhos de Barros (2013), Barros e Giongo (2013) e Delalibera e Giongo (2013). É importante relembrar que a região que sofreu desplacamento é desprovida de armadura, uma vez que o bloco foi moldado apenas com armadura principal no tirante.

A luz desse raciocínio, pode-se interpretar que a atuação da resultante R_{est} no perfil fez com que a espessura de 5 cm de concreto fosse insuficiente para absorver as tensões atuantes. Não houve fissuras nas faces, tão pouco fissuras na parte inferior no canto da estaca. A força

última para o bloco foi igual a 174,52 kN, a menor força dentre os 4 blocos ensaiados. A força relativa à primeira perda de rigidez foi igual a 142,0 kN, resultando na maior relação de $F_r / F_{u,exp}$.

Figura 75 – Plano de ruptura causado por efeito de punção



Fonte: O autor

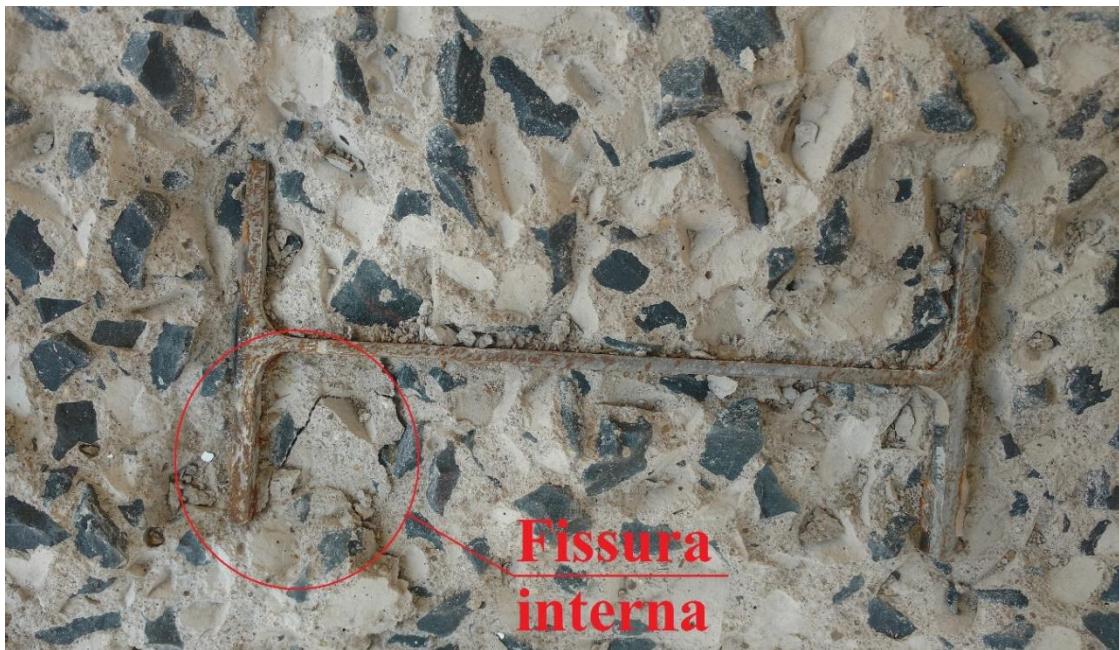
Figura 76 – Ruptura do bloco BEmb30sch



Fonte: O autor

Com o auxílio de uma talhadeira manual, foi possível retirar as duas camadas de concreto acima dos perfis, facilitando a visualização do comportamento interno do modelo. Como mostra a Figura 77, houve fissuras no interior do bloco, mais especificamente, no concreto que ficou alojado entre as abas do perfil. Isso induz que essa região de concreto interna às abas é sujeita a esforços.

Figura 77 – Fissuras internas ao bloco BEmb30sch



Fonte: O autor

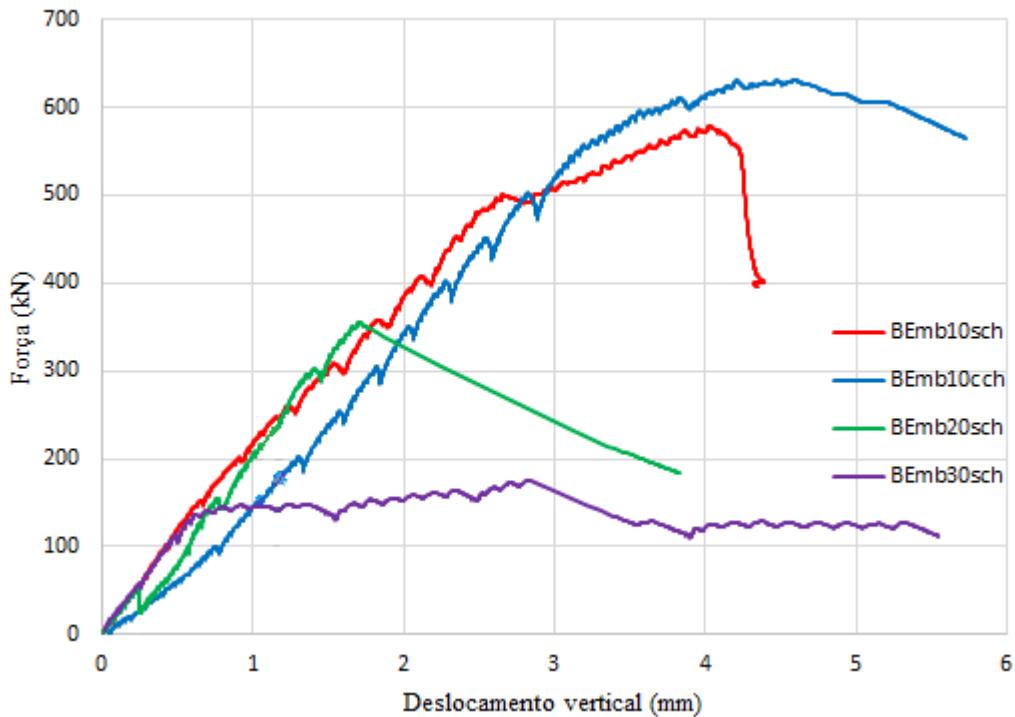
7.3 INFLUÊNCIA DO EMBUTIMENTO NA RIGIDEZ DO BLOCO

Os valores relativos ao transdutor de deslocamento são mostrados na Tabela 57. Os valores são referentes ao instante da ruína, sendo considerados positivos caso o deslocamento seja na vertical para baixo. O diagrama que contempla os 4 modelos se encontra na Figura 78.

Tabela 57 – Valores máximos para deslocamento vertical

Blocos	$f_{c,m}$ (MPa)	$F_{u,exp}$ (kN)	Deslocamento vertical (mm)
BEmb10sch	17,95	578,65	4,02
BEmb10cch	12,51	631,24	4,60
BEmb20sch	17,42	355,55	1,70
BEmb30sch	18,07	174,52	2,84

Figura 78 – Curva força vs. deslocamento



Fonte: O autor

O modelo BEmb30sch foi o modelo que apresentou deslocamento mais próximo ao modelo de referência, contudo, seu modo de ruptura não seguiu os mesmos padrões do modelo de referência.

Os modelos com embutimento do perfil igual a 10 cm apresentaram deslocamentos superiores ao deslocamento de 2,42 mm do modelo de referência. Mesmo assim, apresentaram deslocamentos próximos um do outro, indicando que o uso da chapa de topo não interferiu na rigidez no instante da ruína dos blocos.

A recomendação da ABNT NBR 6118:2014, apresentada em 2.4.1, classifica os blocos ensaiados em blocos flexíveis, ainda assim, os resultados mostram comportamento de estrutura rígida, deformando-se pouco antes da ruína.

A ABNT NBR 6118:2014 ignora o critério de inclinação do ângulo das bielas para classificação dos blocos, considerando apenas as dimensões geométricas para diferenciar blocos rígidos de blocos flexíveis. Todos os modelos mantiveram a distância entre as estacas e a altura iguais ao modelo de referência e, por tanto, manteve-se o mesmo ângulo de inclinação das bielas de 45°. Tal condição garante comportamento rígido para os blocos segundo os critérios de Blérot e Frémy (1967).

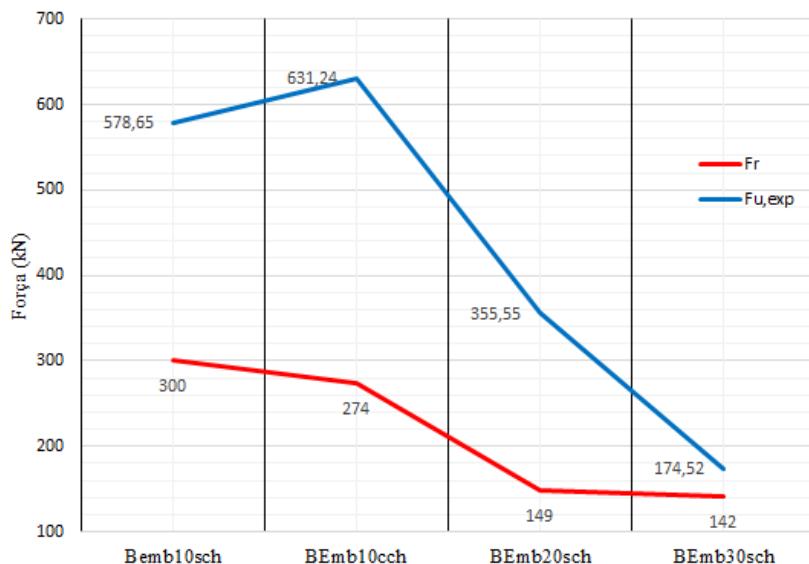
Ainda segundo a norma brasileira, o ângulo de inclinação das bielas deve ser estar dentro do limite compreendido entre 29° e 63°.

A mudança de classificação de bloco rígido para bloco flexível é justificada pela adoção de uma armadura efetiva para o tirante diferente, como explicado no Capítulo 5. Dessa maneira, pode-se concluir que o critério apresentado pela ABNT NBR 6118:2014, baseado nas dimensões do bloco, para avaliação da rigidez de blocos de concreto armado não é efetivo.

Outro fator importante a ser analisado é posição das barras em relação ao perfil em cada um dos modelos. Para os modelos com embutimento de 10 cm, as barras da armadura principal foram posicionadas acima do perfil, o que gerou um efeito de pino.

Dessa maneira, caso o perfil tendesse a penetrar no bloco, era impedido pelas barras que passam por cima do mesmo. Isso explica o fato do modelo sem chapa ter um comportamento próximo ao comportamento modelo com chapa. A Figura 79 mostra a variação das forças atuantes de acordo com o embutimento apresentado por cada bloco.

Figura 79 – Curva força vs. embutimento



Fonte: O autor

A força relativa à primeira fissura para o bloco BEmb10sch é 8,67% menor do que a força relativa à primeira fissura para o bloco BEmb10cch. Além de desmonstrarem praticamente o mesmo deslocamento no instante da ruína, as forças últimas entre os dois modelos divergem em 9,08%.

Slutter (1976) havia afirmado que o uso de uma chapa soldada no topo do perfil não é essencial, tendo como justificativa para seu uso apenas a diminuição da penetração do perfil no bloco. Como não era objetivo estudar a influência do embutimento, os dois blocos ensaiados pelo autor possuíam o mesmo valor de embutimento e, por consequência, as barras da armadura principal foram alojadas passando por cima dos perfis.

Para os outros dois blocos, as barras foram alojadas nas laterais do perfil, assim, o perfil é livre para penetrar dentro do bloco em virtude da aplicação da força. Isso foi observado nos ensaios, sendo que, o bloco BEmb30sch teve ruína caracterizada por punção.

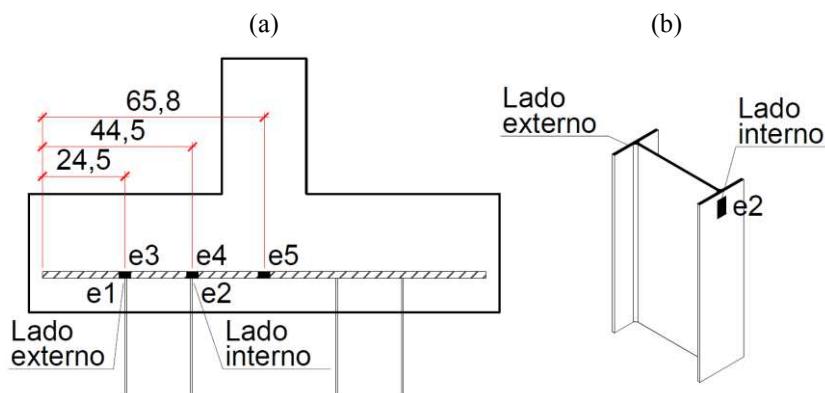
Continuar aqui...

7.4 DEFORMAÇÕES DA ARMADURA PRINCIPAL E DO PERFIL

Todos os modelos foram construídos apenas com armadura principal, ou seja, presença de barras apenas para o tirante. Cada modelo possuía apenas uma barra instrumentada e cada barra possuía 3 extensômetros (ver Figura 54). Considerando que cada perfil possuía 2 extensômetros (um em cada aba), totaliza-se 5 extensômetros para cada modelo.

Os extensômetros foram nomeados seguindo a numeração apresentada na Figura 79, em que e1 e e2 foram instalados no perfil e os demais na barra longitudinal.

Figura 80 – (a) Posicionamento e nomenclatura dos extensômetros; (b) Detalhe dos extensômetros nos perfis



Fonte: O autor

Durante os ensaios, constatou-se problemas em apenas 2 extensômetro, e4 e e5, ambos pertencentes ao modelo BEmb10cch.

Nenhuma das barras atingiu a deformação máxima de 2,70%. Os resultados são mostrados na Tabela 58 onde é considerado que as deformações negativas representam compressão e as deformações positivas representam tração.

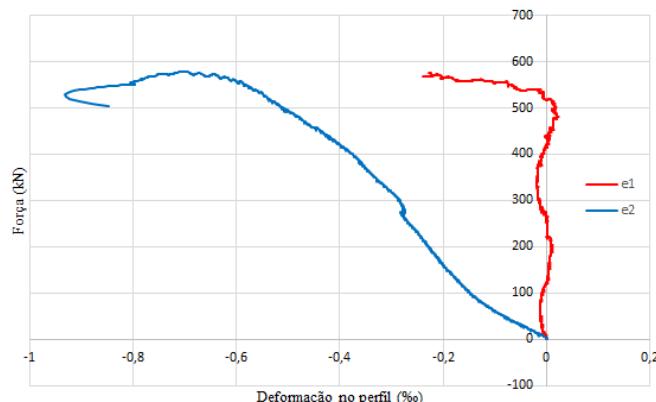
Tabela 58 – Deformações no perfil e na barra da armadura principal considerando a aplicação de $F_{u,exp}$

Blocos	Perfil		Barra		
	e1 (%)	e2 (%)	e3 (%)	e4 (%)	e5 (%)
BEmb10sch	-0,182	-0,707	0,135	1,125	1,500
BEmb10cch	-0,416	-0,629	0,616	-	-
BEmb20sch	-0,045	-0,399	0,397	0,648	0,715
BEmb30sch	0,011	-0,031	0,041	-	0,244

Nota: Extensômetro e4 não apresenta gráfico definido para o modelo BEmb30sch.

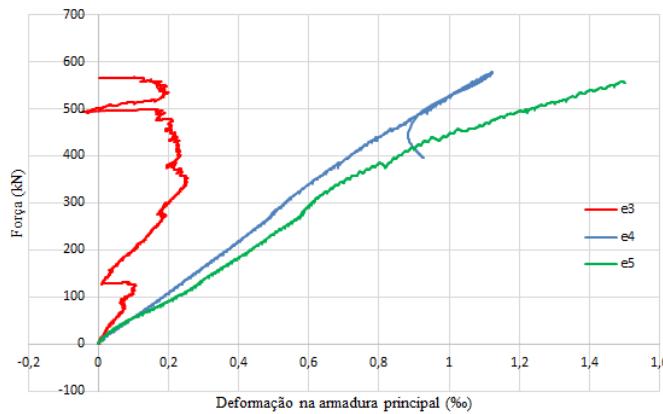
Por meio da análise dos valores das deformações, pode-se perceber que o perfil não foi solicitado de maneira uniforme, a aba mais próxima a extremidade do bloco (referente ao extensômetros e1) deformou-se menos do que a aba mais afastada da extremidade (referente ao extensômetros e2) considerando a aplicação da força última. As Figuras 80 a 87 mostram os diagramas de força *versus* deformação.

Figura 81 – Curva força vs. deformação para o perfil – BEmb10sch



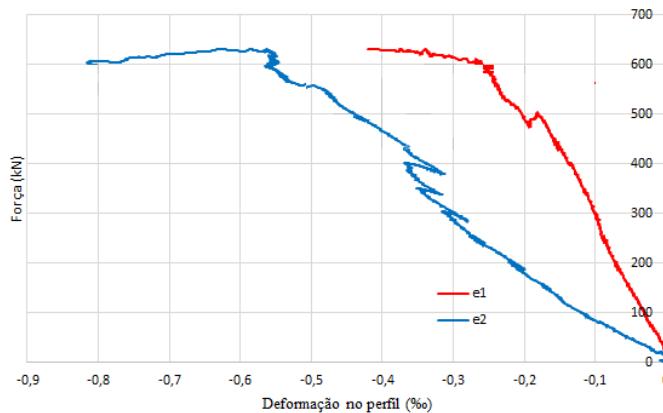
Fonte: O autor

Figura 82 – Curva força vs. deformação para a armadura principal – BEmb10sch



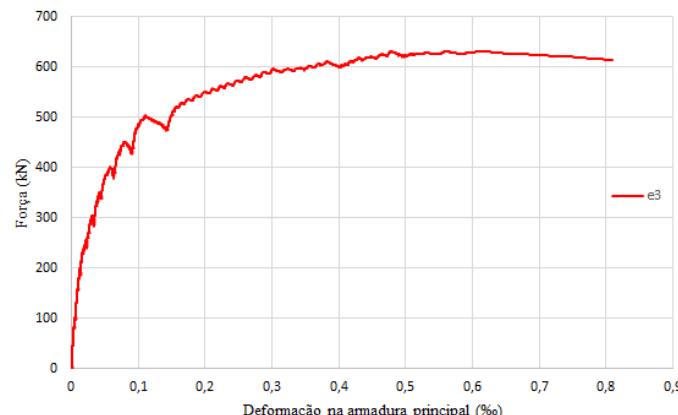
Fonte: O autor

Figura 83 – Curva força vs. deformação para o perfil – BEmb10cch



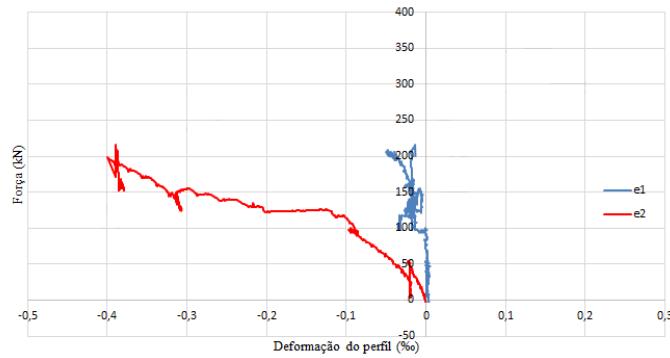
Fonte: O autor

Figura 84 – Curva força vs. deformação para a armadura longitudinal – BEmb10cch



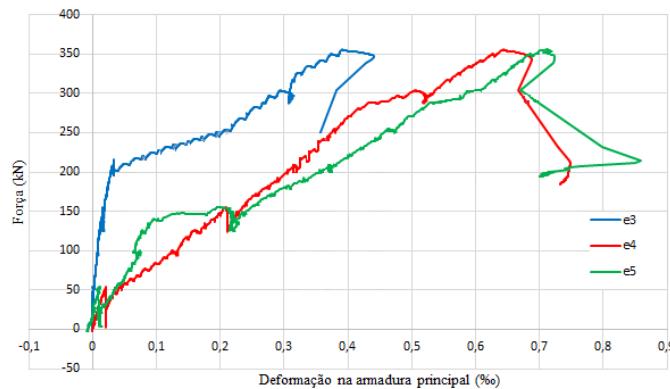
Fonte: O autor

Figura 85 – Curva força vs. deformação para o perfil – BEmb20sch



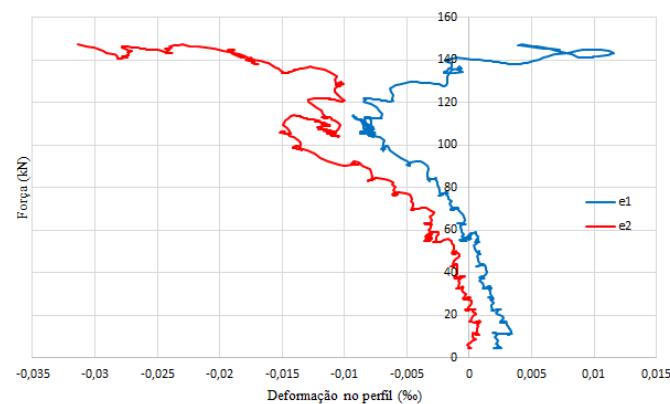
Fonte: O autor

Figura 86 – Curva força vs. deformação para a armadura principal – BEmb20sch



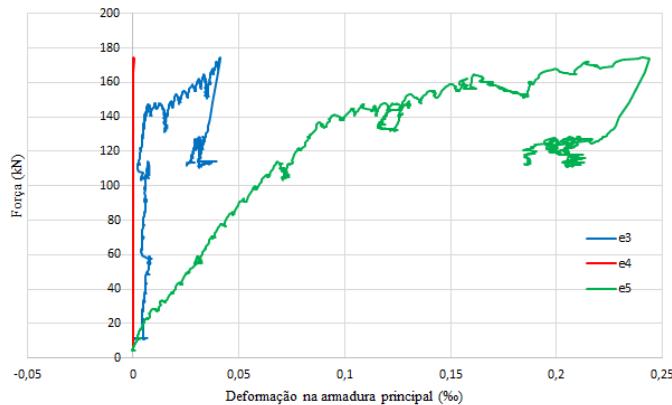
Fonte: O autor

Figura 87 – Curva força vs. deformação para o perfil – BEmb30sch



Fonte: O autor

Figura 88 – Curva força vs. deformação para a armadura principal – BEmb30sch



Fonte: O auto

Baseado nos diagramas apresentados, é possível traçar outros diagramas que exprimem melhor a ideia de que as deformações, tanto na barra do tirante quanto no perfil metálico, não foram constantes durante a aplicação das forças.

Analizando as Figuras 88 a 91 nota-se primeiramente que a deformação não é constante na barra do tirante. Tal proposição já havia sido levantada por Delalibera e Giongo (2008) e por Adebar *et al.* (1990) e também foi observada nesse trabalho, assim, a premissa de que a tensão é constante ao longo do tirante mostra-se equivocada.

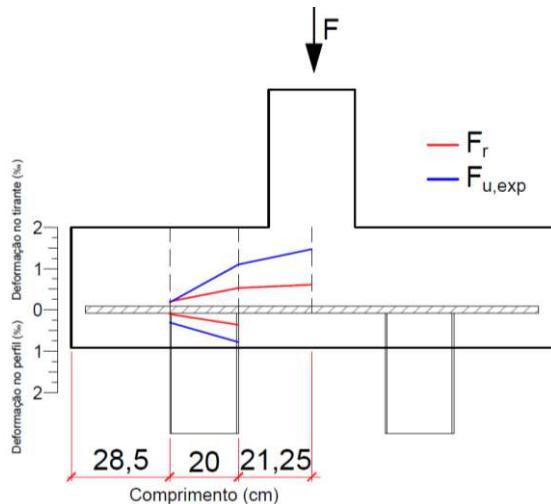
Em segundo, percebe-se que a deformação no perfil metálico também não foi constante. A aba do perfil mais afastada da extremidade do bloco, lado interno, deformou-se mais do que a outra aba. Isso indica que o perfil está sujeito à flexo-compressão, o que contradiz as recomendações de Blévet e Frémy (1967) que propõe em seu modelo que as estacas estão sujeitas apenas à ação de forças de compressão.

A consideração de estacas sujeitas à flexo-compressão mostra-se como um avanço da aplicação da teoria de bielas e tirantes em blocos rígidos, pois tal comportamento também foi observado nos trabalhos de Delalibera (2006), Barros (2013) e Munhoz (2014).

Esses aspectos tornam-se importantes pois alteram o ângulo de inclinação da biela. De acordo com Blévet e Frémy (1967), o ângulo é medido considerando que a linha de atuação da biela seja traçada partindo de $\frac{1}{4}$ da face do pilar até o centro geométrico da seção da estaca, como mostrado na Figura 4. Caso a estaca esteja sujeita à flexo-compressão, indica que a força oriunda da biela não atua no centro geométrico da seção da estaca o que, por si só, altera o ângulo de inclinação da mesma.

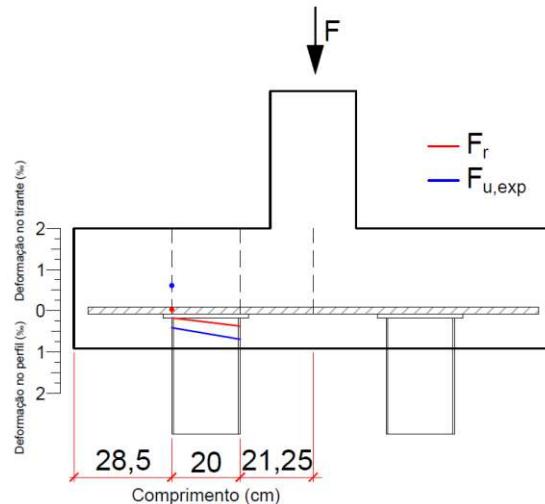
Tais observações são mais claras para os modelos com 10 cm de embutimento, uma vez que, foram os modelos que apresentaram comportamento definido por biela e tirante. Para o bloco BEmb30sch, o perfil obteve deformações praticamente iguais nas duas abas e as deformações no tirante também foram próximas, reforçando a ideia de ruína causada por punção.

Figura 89 – Deformação no tirante e no perfil BEmb10sch



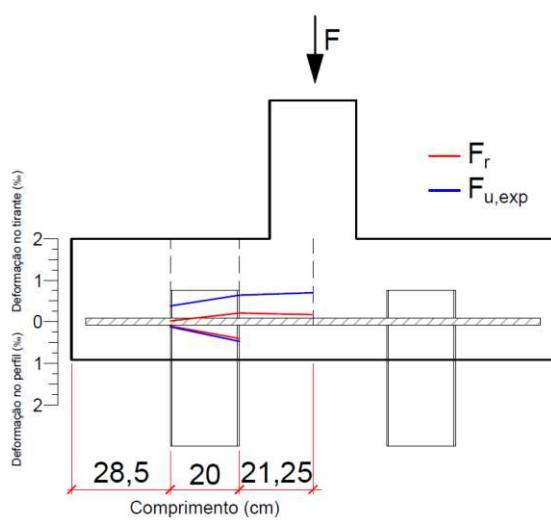
Fonte: O autor

Figura 90 – Deformação no tirante e no perfil BEmb10cch



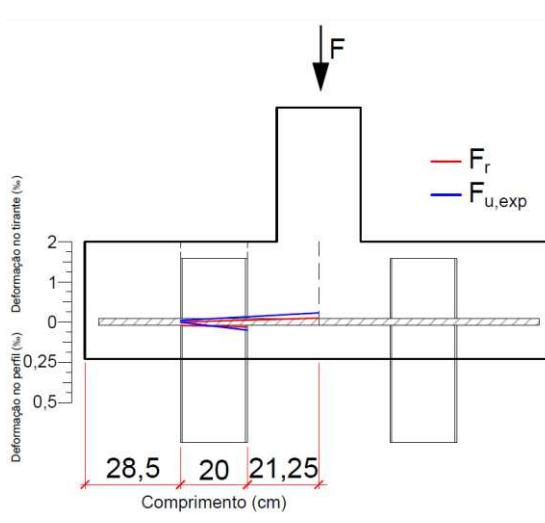
Fonte: O autor

Figura 91 – Deformação no tirante e no perfil BEmb20sch



Fonte: O autor

Figura 92 – Deformação no tirante e no perfil BEmb30sch



Fonte: O autor

7.5 TENSÕES ATUANTES NOS BLOCOS

Pretende-se aqui analisar as tensões nodais que surgiram devido a aplicação da força última em cada um dos modelos. Para isso, define-se que será utilizado, dentre os modelos apresentados no Capítulo 3, apenas o modelo proposto por Blérot e Frémy (1967).

É importante relembrar que todos métodos apresentados no Capítulo 3 foram baseados considerando estaca construída de concreto armado, por tanto, a questão é entender qual é a área de estaca A_{est} a considerar para avaliar a tensão que surge na zona nodal inferior.

O modelo de referência foi construído considerando estacas de seção quadrada com arestas iguais a 25 cm, o que resulta em uma área de seção transversal igual a 625 cm^2 . Tal valor é consideravelmente superior a área do perfil de $18,96 \text{ cm}^2$, apresentada no Capítulo 5.

A resistência do concreto apresentado pelos blocos ensaiados, prejudica na análise direta dos resultados. Dessa maneira, as análises foram baseadas na tensão-relativa ($\sigma / f_{c,m}$), relação entre tensão calculada e resistência à compressão média do concreto.

A Tabela 59 mostra os resultados das tensões nodais relativas à força de ruína. Nota-se, como esperado, que as tensões atuantes na zona nodal superior não sofrem variações bruscas. Na formulação apresentada por Blérot e Frémy (1967), a tensão na zona nodal superior independe do formato e/ou do tipo de estaca utilizada. As tensões-relativas apresentadas pelos blocos com embutimento do perfil de 10 cm são próximas do valor apresentado pelo modelo de referência. Os blocos com embutimento de 20 cm e 30 cm apresentam tal relação inferior ao valor de referência porque o uso de perfil metálico como estacas alterou o modo de ruína do bloco e, por isso, descaracterizou o modelo de bielas e tirantes.

Tabela 59 – Tensões nodais atuantes para os blocos

Bloco	$F_{u,exp}$ (kN)	$f_{c,m}$ (MPa)	A_c (cm^2)	A_{est} (cm^2)	σ_{zni} (kN/cm^2)	σ_{zns} (kN/cm^2)	$\sigma_{zni} / f_{c,m}$	$\sigma_{zns} / f_{c,m}$
B35P25E25e0A _{sw,0}	1.406,16	32,8		625	2,25	4,50	0,0686	0,1372
BEmb10sch	578,65	17,95		18,96	30,52	1,85	1,7003	0,1032
BEmb10cch	631,24	12,51	625	625	1,01	2,02	0,0807	0,1615
BEmb20sch	355,55	17,42		18,96	18,75	1,14	1,0765	0,0653
BEmb30sch	174,52	18,07		18,96	9,20	0,56	0,5094	0,0309

Nota: A_{est} é igual a A_{sp} para os blocos que não possuem chapa de topo; Para todos os modelos foi considerando o ângulo de inclinação das bielas igual a 45° .

Analizando as tensões relativas na zona nodal inferior, percebe-se influência importante do perfil metálico. Devido a área considerada, apenas o bloco BEmb10cch obteve tensão-relativa próxima ao valor do bloco B35P235E25e0A_{sw,0}, não por coincidência, foi o também o bloco que obteve melhor desempenho. Posto que o valor da área da estaca se encontra no denominador das fórmulas para cálculo de tensões, sempre que se considerar uma área A_{est} pequena, o resultado será uma tensão elevada, esse raciocínio é observado no bloco BEmb10sch.

Para esse modelo, foi considerado como A_{est} o valor da área A_{sp} do perfil, resultando um valor de tensão relativa cerca de 2.300% maior do que o valor apresentado pelo modelo de referência. Esse valor não condiz com o observado durante os ensaios, uma vez que, o modo ruína apresentado é característico de fendilhamento da biela e não de compressão da região nodal. A Tabela 60 apresenta os valores de tensões nodais comparados com o valor de referência do modelo B35P25E25e0A_{sw,0}.

Analizando de forma análoga o bloco BEmb10cch, o mesmo apresenta tensão-relativa próxima ao valor apresentado pelo modelo de referência. O fato das tensões relativas serem próximas coincide com o fato do bloco BEmb10cch apresentar mais characteristicamente a formação das bielas.

Tabela 60 – Valores de tensões nodais comparados com o valor de referência

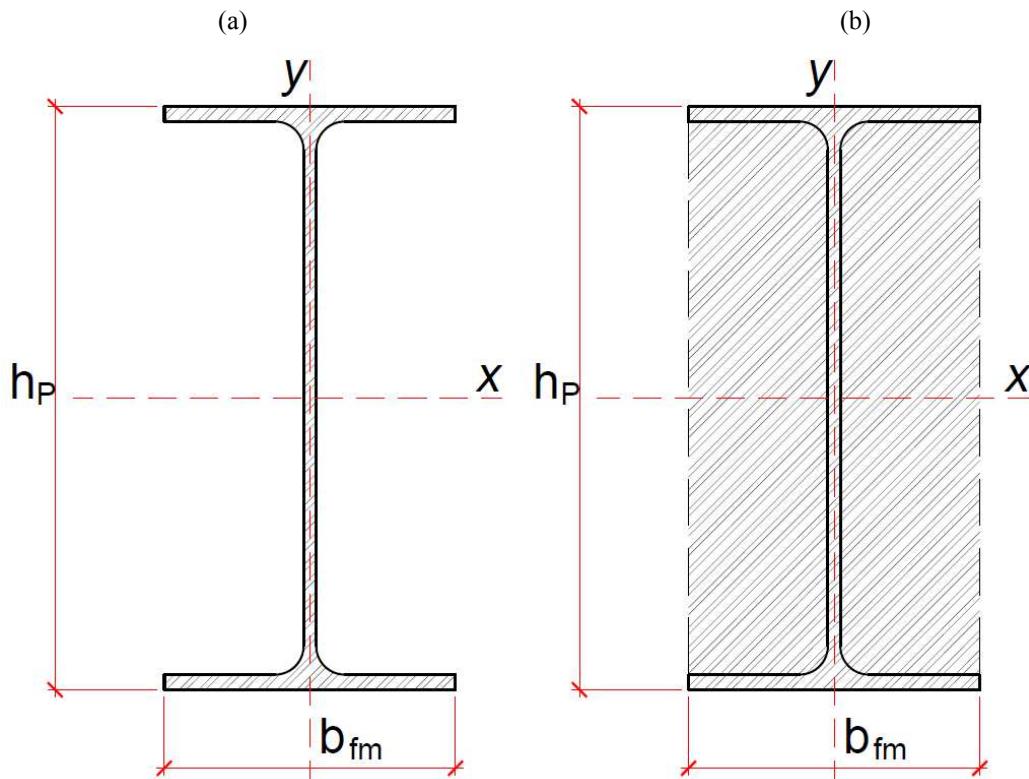
Bloco	$\sigma_{zni} / f_{c,m}$	$\sigma_{zns} / f_{c,m}$	$\sigma_{zni,e} / \sigma_{zni,R}$	$\sigma_{zns,e} / \sigma_{zns,R}$
B35P25E25e0A _{sw,0}	0,0686	0,1372	1,00	1,00
BEmb10sch	1,7003	0,1032	24,79	0,75
BEmb10cch	0,0807	0,1615	1,18	1,18
BEmb20sch	1,0765	0,0653	15,69	0,48
BEmb30sch	0,5094	0,0309	7,43	0,23

Nota: $\sigma_{zni,e}$ é o valor da tensão-relativa para a zona nodal obtida nos ensaios; $\sigma_{zni,R}$ é o valor da tensão-relativa para a zona nodal do modelo de referência.

Como observado na Figura 77, o concreto presente entre as abas do perfil apresentou fissuras, sugerindo que a região nodal inferior, responsável por absorver as tensões, é maior do que a área A_{sp} do perfil. Evidentemente que tal área é igual a área do perfil acrescida de uma área colaborante de concreto (A_{sp,cc}). Define-se que tal área é igual ao retângulo que

circunscreve o perfil como é mostrado na Figura 92 (b). Os valores de h_p e b_{fm} são aqueles encontrados na Tabela 46, em que o valor de b_{fm} corresponde à média entre b_{f1} e b_{f2} .

Figura 93 – (a) Representação da área efetiva A_{sp} ; (b) Representação da área de concreto colaborante $A_{sp,cc}$



Fonte: O autor

A Tabela 61 mostra os valores das tensões nodais onde foi considerada a área de concreto colaborante.

Tabela 61 – Tensão para zona nodal inferior considerando A_{est} igual a $A_{sp,cc}$

Bloco	$F_{u,exp}$ (kN)	$f_{c,m}$ (MPa)	A_{est} (cm ²)	σ_{zni} (kN/cm ²)	$\sigma_{zni} / f_{c,m}$	$\sigma_{zni,e} / \sigma_{zni,R}$
B35P25E25e0A _{sw,0}	1.406,16	32,8	625	2,25	0,0686	1,00
BEmb10sch	578,65	17,95	199,29	2,90	0,1618	2,36
BEmb10cch	631,24	12,51	625	1,01	0,0807	1,18
BEmb20sch	355,55	17,42	199,29	1,78	0,1024	1,49
BEmb30sch	174,52	18,07	199,29	0,88	0,0485	0,71

Nota: Não houve alteração para as tensões na zona nodal superior; $\sigma_{zni,e}$ é o valor da tensão-relativa para a zona nodal inferior obtida nos ensaios; $\sigma_{zni,R}$ é o valor da tensão-relativa para a zona nodal do modelo de referência.

Apesar dos valores de tensões-relativas para os blocos BEmb20sch e BEmb30sch aproximarem do valor de referência, os mesmos não são representativos já que o modo de ruptura apresentado pelos blocos não condiz com o modelo de bielas e tirantes. A posição dos perfis metálicos em relação à altura do bloco deixou os modelos com o comportamento de blocos flexíveis.

O bloco BEmb10sch apresenta tensão-relativa mais condizente com o observado nos ensaios. Ainda que o bloco apresente tensões-relativas maiores do que o modelo de referência e o bloco com chapa (cerca de 135% maior), os valores observados na Tabela 61 são mais próximos do que os valores apresentados na Tabela 60.

Dessa maneira, é correto afirmar que para a análise das tensões na zona nodal inferior, deve-se considerar uma área A_{est} maior do que a área do perfil.

CAPÍTULO 8

CONCLUSÃO

8.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta pesquisa teve intuito de avaliar as tensões nodais que surgem em blocos de concreto armado quando é usado perfil metálico como estacas, além de observar seu comportamento mediante aplicação de forças.

Os dois objetivos foram alcançados e em função das análise de tensões, constatou-se que existe uma área de concreto que auxilia o perfil metálico na resistência das tensões na região inferior.

8.2 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

O modo de ruína apresentado pelos modelos com embutimento de 10 cm do perfil seguiu os mesmo mecanismos apresentado pelo modelo de referência, formação definida da biela e ruína por tração diagonal da mesma. A medida em que o valor de embutimento foi aumentado, a ruína deixou de ser caracterizada pelo modelo de bielas e tirantes, passando a ser definida pelo efeito de punção.

Na realidade, esse comportamento independe do tipo da estaca ou de sua forma geométrica. A ruptura por punção em blocos de concreto armado é ligada exclusivamente ao valor do

embutimento. Esse padrão ficou claro com a análise de trabalhos anteriores em que o pilar foi embutido totalmente no bloco com o auxílio do cálice, deixando apenas uma camada fina de concreto entre a face do bloco e a extremidade do pilar.

O uso de uma chapa de topo soldada na extremidade do perfil melhorou o comportamento. De acordo com os ensaios, a chapa aumentou a capacidade portante do bloco. Muito embora o concreto utilizado no bloco BEmb10cch tenha apresentado resultados insatisfatórios, o bloco alcançou a maior força última, cerca de 9,18% maior do que a força última apresentada pelo bloco BEmb10sch, o que contradiz a pesquisa apresentada por Slutter (1976).

Analizando as tensões, ficou evidente que, para a zona nodal inferior, deve ser considerado uma área de atuação das forças maior do que a área do perfil A_{sp} . Dessa forma, deve-se considerar como área para a região nodal inferior, ao menos a área do perfil mais a área do concreto confinado entre as abas. Os valores de tensões considerando apenas a área A_{sp} não condizem com o observado experimentalmente.

A rigidez dos blocos não foi afetada pelo uso dos perfis. Todos os modelos apresentaram comportamento de estruturas rígidas, ou seja, a deformação total no instante da ruína foi pequena e próximo ao valor do modelo de referência. A diferença entre os deslocamentos entre o blocos BEmb10sch e BEmb10cch não é relevante, assim, a chapa de aço não interferiu na rigidez do bloco.

Ainda que os modelos com 10 cm de embutimento apresentaram ruína bem definida por fendilhamento, o panorama de fissuras não acompanhou o mesmo panorama do modelo de referência. A relação entre a força relativa à primeira fissura e a força última ($F_r / F_{u,exp}$) obtida pelos ensaios é alta, cerca de 0,48. Isso indica que os blocos, além de deformarem pouco, também não apresentam muitas fissuras visíveis nas faces antes da ruptura. São bem definidas algumas fissuras que caracterizam a formação das bielas, mas estas só ocorrem instantes antes da ruína.

O uso da chapa de topo inibiu apenas a formação de fissuras no formato de semicírculo acima do perfil.

8.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O número de ensaios realizados foi limitado. Ainda que certos comportamentos foram bem definidos, há necessidade de testar e avançar o conhecimento a respeito de blocos de concreto armado apoiados sobre perfis metálicos.

A seguir apresentam-se algumas sugestões para pesquisas futuras:

- Análise experimental e numérica influência da inércia do perfil na capacidade portante do bloco;
- Analisar se há alteração no fluxo de tensões em virtude do uso de perfil metálico;
- Análise experimental de outras alternativas de ligação entre o perfil e o bloco como o uso de armadura longitudinal soldada nas abas e na alma do perfil e o uso de armadura em espiral ao longo da altura do embutimento;
- Análise experimental e numérica de blocos apoiados sobre mais perfis com a finalidade de analisar seu comportamento, calcular as tensões e definir seus limites;
- Análise da influência da espessura da chapa de topo no desenvolvimento das tensões nodais;
- Analisar as deformações que surgem nas abas do perfil durante a aplicação das forças.

REFERÊNCIAS

ADEBAR, P.; KUCHUMA, D.; COLLINS, M. P. (1990). Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study. **ACI Journal**, v.87, p. 81-91, Jan/Fev, 1990.

ALMEIDA, V. S.; SIMONETTI, H.L.; OLIVEIRA NETO, L. Análise de modelos de bielas e tirantes para estruturas de concreto armado via técnica numérica. **Revista IBRACON de estruturas e materiais**. v.6, n.1 (fevereiro 2016), p. 139-157.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2014). **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14)**. Detroit, USA.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado III**. 4 ed. Rio Grande-RS, Editora Dunas, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). **ABNT NBR 5739:1994 Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: ABNT 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). **ABNT NBR 8522:2008 Concreto – Determinação do módulo de elasticidade estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro. ABNT 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). **ABNT NBR 8800:2008 Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro: ABNT 2008.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2013). **ABNT NBR 6892-1:2013 Materiais metálicos – Ensaio de tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). **ABNT NBR 6118:2014 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2017). ABNT NBR 9062:2017 **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.** Rio de Janeiro: ABNT 2017.

BARROS, R.; GIONGO, J. S.; Estudo experimental de blocos de fundações com cálice externo, embutido e parcialmente embutido considerando a interface lisa. **Revista IBRACON de estruturas e materiais.** v.6, n.5 (outubro 2013), p. 737-764.

BARROS, R. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido utilizado na ligação pilar-bloco.** Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013. Disponível em: <https://doi.org/10.11606/T.18.2013.tde-07012014-143424>

BLÉVOT, J. Semelles em béton armé aux pieux. **Institut de Researches Appliquées du Béton Armé.** Paris, p 111-112, 1957.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. (1967). Semelles sur pieux. **Annales d’Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**, Paris, v.20, n.230, p. 223-295.

CAO, J.; BLOODWORTH, A. G. Shear capacity of reinforced concrete pile caps. **At IABSE (International Association for Bridge and Structural Engineering).** Germany, 2007.

CHAN, T. K.; POH, C. K. Behavior of precast reinforced concrete pile caps. **Concrete and Building Materials.** v.14, n.2 (January 2000), p. 73-78. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(00\)00006-4](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(00)00006-4)

COMISIÓN PERMANENTE DEL HERMIGÓN. Ministério de Fomento. Centro de Publicaciones. **Instrucción de Hormigón Estructural (EHE),** Madrid, 1998.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **CEB-FIB Model code prepared by special activity group 5.** Paris, 2010.

CAMPOS, L. A. de. **Análise experimental de bloco de fundação sobre duas estacas, sob carga centrada, para estrutura pré-fabricada.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

CARVALHO, R. C. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado.** 4 ed. São Carlos-SP, Editora EdUFSCAR, 2016.

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, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. Disponível em: <https://doi.org/10.11606/T.18.2006.tde-19072006-093551>

DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Deformação nas diagonais comprimidas em blocos sobre duas estacas. **Revista IBRACON de estruturas e materiais.** v.1, n.2 (Junho 2008), p. 121-157.

DELALIBERA, R. G.; GONGO, J. S. Análise numérica de blocos sobre duas estacas com cálice embutido, submetido à ação de força de compressão excêntrica. **Revista IBRACON de estruturas e materiais**. v.6, n.3 (Junho 2013), p. 436-474.

FUSCO, P. B. **Investigação experimental sobre o valor limite τ_{wu} das tensões de cisalhamento no concreto estrutural**. São Paulo, 1985.

FUSCO, P. B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. 2 ed. São Paulo-SP, Editora PINI LTDA, 2013, 395 p.

GERDAU S.A.. **Coletânea do uso do aço – Estruturas metálicas**. 3 ed. 2008. 84 p.

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. **ABNT NBR 6118:2014 Comentários e Exemplos de Aplicação**. 1 ed. São Paulo-SP, 2015, 480 p.

JENSEN, U. G.; HOANG, L. C. Collapse mechanisms and strength prediction of reinforced concrete pile caps. **Engineering Structures**. n.35 (January 2012), p. 203-214. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.11.006>

MAUTONI, M. **Blocos sobre dois apoios**. São Paulo, Grêmio Politécnico, 1972.

MESQUITA, A. C. **A influência da ligação pilar-bloco nos mecanismos de ruptura de blocos de fundação sobre duas estacas**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2015.

MIGUEL, M. G. **Análise numérica e experimental de blocos sobre três estacas**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

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**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014. Disponível em: <https://doi.org/10.11606/T.18.2014.tde-30102014-084828>

OLIVEIRA, L. M. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

SAKAI, E. **Análise de blocos de concreto armado sobre estacas**. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Goiás, Goiânia, 2010.

SCHLAICH, J. SCHÄFER, K. Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. **The Structural Engineer**. n.6, v.69, 1991, p. 113-125.

SILVA, R. C. **Concreto armado: aplicações de modelos de bielas e tirantes**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

- SLUTTER, R. G. Full-scale pile cap tests and suggested design procedures. **Analysis and design of building foudations.** 1976, p.567-581.
- TANNO, D. C. S. **Blocos de concreto sobre estacas posicionados nas divisas de terrenos: estudo analítico e análise numérica linear.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.
- TOMAZ, A. G.; ALVES, E. C. Projeto otimizado blocos sobre estacas. **XXXVII Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering.** Brasília, 2016.
- THOMAZ, E.; CARNEIRO, L. Considerações sobre o dimensionamento de blocos sobre estacas com o uso do método das bielas e tirantes. **IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas.** Rio de Janeiro, 2016.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações profundas.** 2 ed. São Paulo-SP, Editora Oficina de Textos, 2014, 569 p.
- XIAO, Y.; CHEN, L. Behavior of model steel H-pile-to-pile-cap connections. **Journal of construction steel research.** n.80 (October 2012), p. 153-162.

APÊNDICE A

DETALHAMENTO DOS MODELOS ANALISADOS EXPERIMENTALMENTE

Segue o resumo de materiais dos quatro modelos ensaiados experimentalmente juntamente com o detalhamento completo.

Relação do aço utilizado – Blocos + Pilares

Aço	N	Diâmetro (mm)	Quantidade	C. Unit. (cm)	C. Total (m)	Quantidade de barras
CA-50	1	6.3	112	130	145,60	13
	2	6.3	56	100	56,00	5
	3	10.0	32	62	19,84	2
	4	10.0	32	75	24,00	2
	5	20.0	16	131,50	21,04	2

Resumo dos materiais

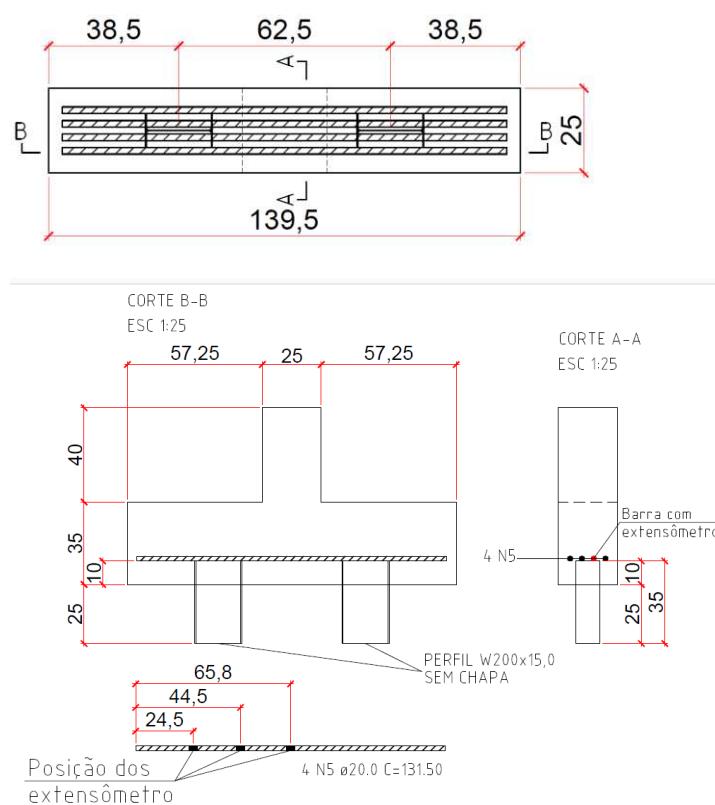
$$\text{Volume de concreto 25 MPa} = 0,6370 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume de concreto 50 MPa} = 0,130 \text{ m}^3$$

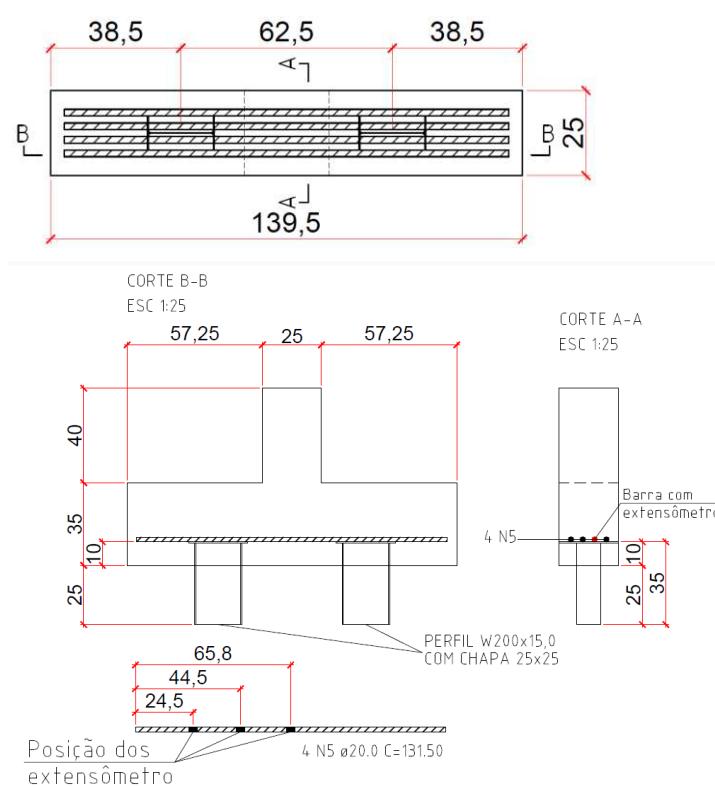
$$\text{CA-50} = 130,37 \text{ kg} + 10,0\%$$

$$\text{Área de fôrma} = 7,620 \text{ m}^2$$

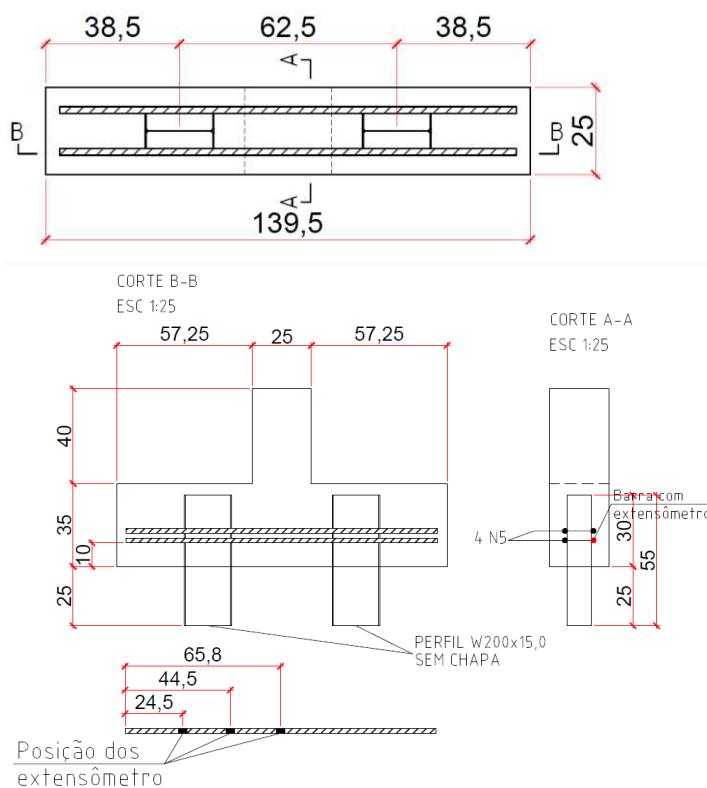
BEmb10sch



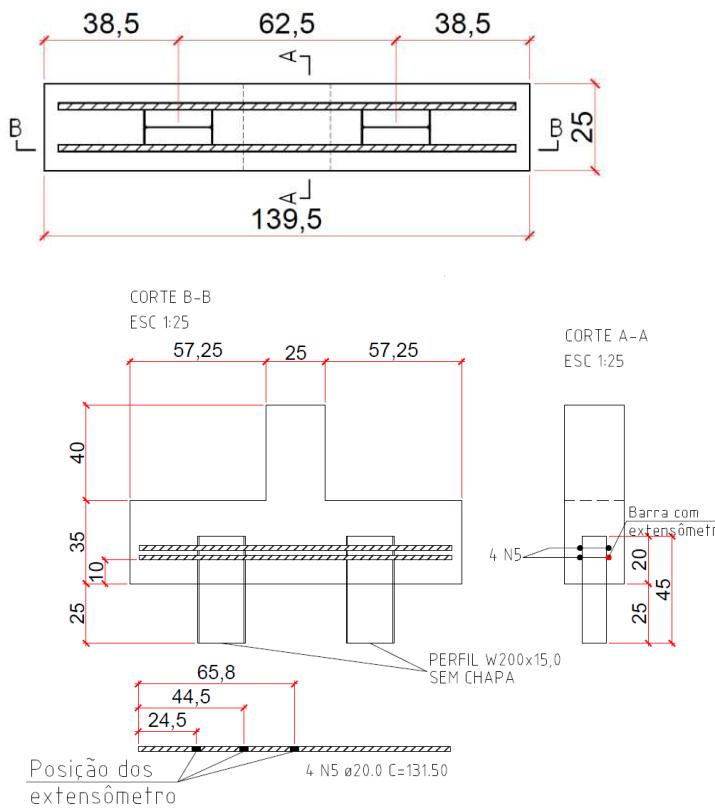
BEmb10cch



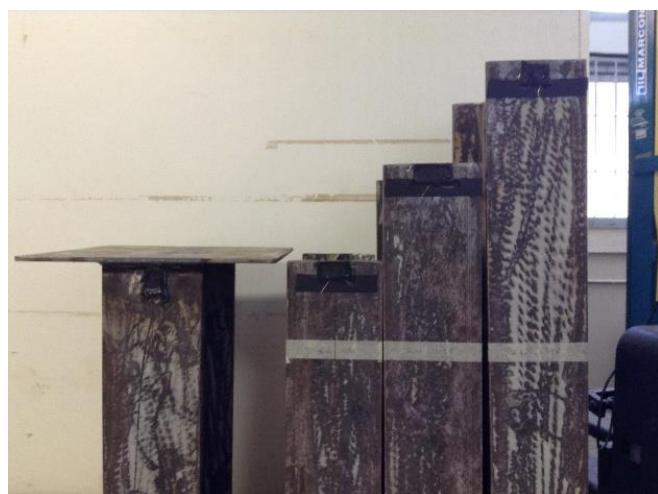
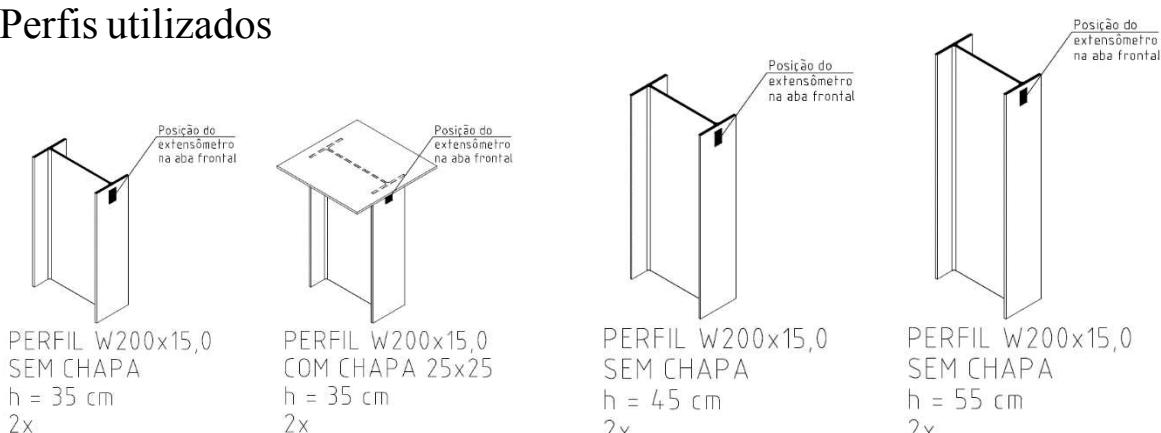
BEmb20sch



BEmb30sch



Perfis utilizados



Pilares - 4x

