

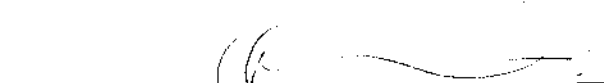
ERRATA

Na página iv **onde se lê:** "Data da defesa: 04/04/2011", **leia-se** "Data da defesa: 05/04/2011".

Na página v **onde se lê:** "Campinas, 04 de abril de 2011", **leia-se** "Campinas, 05 de abril de 2011".



Thomaz Eduardo Teixeira Buttignol



Orientador: Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida

Campinas, 28 de junho de 2011.



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

ANÁLISE COMPUTACIONAL DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

THOMAZ EDUARDO TEIXEIRA BUTTIGNOL

Campinas

2011

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

THOMAZ EDUARDO TEIXEIRA BUTTIGNOL

ANÁLISE COMPUTACIONAL DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

Dissertação apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na Área de concentração de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida

Campinas
2011

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

B983a Buttignol, Thomaz Eduardo Teixeira
Análise computacional de blocos sobre estacas /
Thomaz Eduardo Teixeira Buttignol. --Campinas, SP:
[s.n.], 2011.

Orientador: Luiz Carlos de Almeida.
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo.

1. Blocos de concreto. 2. Estacas (Engenharia civil).
3. Análise numérica. 4. Método dos elementos finitos.
5. Fundações. I. Almeida, Luiz Carlos de. II.
Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de
Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Computational analysis of pile caps

Palavras-chave em Inglês: Concrete blocks, Stakes (Civil Engineering),
Numerical analysis, Finite element method,
Foundation

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Isaías Vizotto, José Samuel Giongo

Data da defesa: 05/04/2011

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

THOMAZ EDUARDO TEIXEIRA BUTTIGNOL

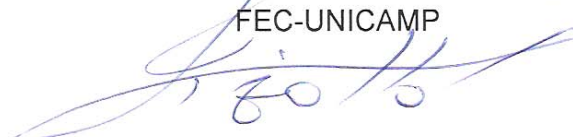
ANÁLISE COMPUTACIONAL DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

Dissertação apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na Área de concentração de Estruturas.

COMISSÃO EXAMINADORA



Profº Dr. Luiz Carlos de Almeida
FEC-UNICAMP



Profº Dr. Isaías Vizotto
FEC-UNICAMP



Profº Dr. José Samuel Giongo
EESC-USP

Campinas, 05 de abril de 2011

“Desconfie do destino e acredite em você.
Gaste mais horas realizando que sonhando,
fazendo que planejando, vivendo que
esperando... Porque, embora quem quase morre
esteja vivo, quem quase vive, já morreu...”

(Luiz Fernando Veríssimo)

AGRADECIMENTOS

Meus agradecimentos vão, em primeiro lugar, para o meu orientador Luiz Carlos de Almeida que tornou possível a realização deste trabalho e que colaborou com idéias valiosas durante todo este período.

Agradeço também à minha esposa pela tolerância, contribuição e principalmente pela paciência nestes três anos de intensa dedicação e muitas e muitas noites de trabalho.

Agradeço à FEC-UNICAMP pela disponibilização dos instrumentos necessários para a execução deste trabalho.

Também agradeço à CAPES pelo apoio dado à minha participação no 52º Congresso do IBRACON que contribuiu para a publicação e divulgação de um artigo relacionado a esta dissertação.

À Unicom Engenharia agradeço por sempre ter permitido, sem objeções, que eu mantivesse o lado acadêmico como prioridade.

Por último, um agradecimento especial a meus pais que sempre acreditaram e brigaram pela minha melhor educação e, dessa forma, possibilitaram que eu chegasse aqui e completasse mais esta grande etapa de minha vida.

RESUMO

BUTTIGNOL, Thomaz E. T. (2011). *Análise Computacional de Blocos sobre Estacas*. Campinas. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas.

O presente trabalho faz uma análise numérica do comportamento estrutural de blocos sobre duas e três estacas e está dividido em duas partes. Na primeira parte é realizada uma comparação entre os resultados das análises numéricas e de modelos experimentais de outros autores. A simulação numérica é desenvolvida com o emprego do programa computacional baseado em Elementos Finitos ATENA 3D. Na segunda parte são feitas variações nos modelos experimentais originais para verificação de possíveis modificações no fluxo de tensões no concreto e nas armaduras, na capacidade portante e rigidez da peça, e, na aderência e ancoragem das barras de aço. O objetivo é corroborar os resultados de estudos recentes na área que vem convergindo para uma teoria comum que melhor representa o comportamento estrutural de blocos sobre estacas. Os resultados da comparação numérica com a experimental demonstram a complexidade e a dificuldade de reprodução de todas as variáveis envolvidas nos ensaios em laboratório de modelos em tamanho real ou reduzido. Os modelos numéricos de blocos sobre duas e três estacas apresentaram uma boa aproximação e comprovaram os resultados obtidos por outros autores, por exemplo, a dispensa da necessidade de utilização de ganchos de ancoragem e a predominância de uma ruína frágil através da ruptura do concreto e fendilhamento do bloco.

Palavras-chave: blocos sobre estacas; bielas e tirantes; análise numérica; elementos finitos; fundações.

ABSTRACT

BUTTIGNOL, Thomaz E. T. (2011). *Computational Analysis of Pile Caps*. Campinas. Dissertation (Master). School of Civil Engineering, Architecture and Urbanism, State University of Campinas.

This study develops a numerical analysis of the behavior of pile caps with two and three piles and is divided in two parts. The first one presents a comparison between the results of a numerical analysis and the experimental behavior of pile caps. The numerical analysis is executed with Finite Element software ATENA 3D. In the second part, variations are applied to the original experimental model in order to verify modifications on the stress field in concrete and steel; on the load-bearing capacity and stiffness of the structure and on the anchorage and adherence of the ties. The main objective is to confirm the results and conclusions of recent studies that converge to a common theory, more suitable to pile caps. The results of the comparison between numerical and experimental results demonstrate the complexity and difficulty to recreate all the variables that have an impact on the experimental tests. Numerical models of pile caps with two and three piles have demonstrated a good approximation. The behavior of the numerical models reasserts the results of other authors, for example, the needlessness of anchorage hooks and the prevalence of a brittle mode of failure with concrete crushing and shearing.

Key words: pile caps; strut and tie; numerical analysis; finite elements; foundation.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 OBJETIVO.....	4
1.3 RELEVÂNCIA DO ESTUDO	5
1.4 JUSTIFICATIVA	6
1.5 MÉTODO DE TRABALHO.....	7
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	9
2.2 ESTADO ATUAL DAS PESQUISAS.....	15
2.2.1 MODELOS DE DIMENSIONAMENTO	16
2.2.2 TENSÕES ATUANTES.....	18
2.2.3 ARRANJO DAS ARMADURAS	18
2.2.4 ADERÊNCIA E ANCORAGEM.....	19
2.2.5 CAPACIDADE PORTANTE	20
2.2.6 RIGIDEZ E RUÍNA.....	21
2.3 O ESTÁGIO ATUAL DAS PESQUISAS NA AMÉRICA DO SUL.....	21
2.3.1 PROCESSO DE GLOBALIZAÇÃO.....	22
2.3.2 PROCESSO DE REGIONALIZAÇÃO.....	22
2.3.3 ASSOCIAÇÕES REGIONAIS.....	23
2.3.4 NORMATIVAS NACIONAIS	24
CAPÍTULO 3 – TEORIA GERAL DE BLOCOS SOBRE ESTACAS	27
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	27
3.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	29
3.3 ADERÊNCIA.....	31

3.4 ANCORAGEM.....	33
3.5 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BLOCOS SOBRE ESTACAS	35
CAPÍTULO 4 – MODELO DE BIELAS E TIRANTES	37
4.1 TEORIA E HISTÓRIA.....	37
4.2 DIMENSIONAMENTO.....	38
4.2.1 AS BIELAS	39
4.2.2 AS REGIÕES NODAIS	41
4.2.3 OS TIRANTES	43
4.3 NORMAS E PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO	43
4.3.1 ABNT NBR 6118:2003.....	45
4.3.2 ACI-318R:08	45
4.3.3 EUROCODE 2 - PRÉN 1992-1-1 (2004).....	48
4.3.4 AS 3600-2001	50
4.3.5 GB 50010 (2002)	51
4.3.6 SU, R. K. L. E CHANDLER A. M. (2001).....	51
CAPÍTULO 5 – ANÁLISE NUMÉRICA: APRESENTAÇÃO DO ATENA.....	53
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	53
5.2 A ARQUITETURA DO PROGRAMA	53
5.2.1 O MODELO GEOMÉTRICO	54
5.2.2 A ESPECIFICAÇÃO DOS MATERIAIS.....	55
5.2.3 A GERAÇÃO DE MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	58
5.2.4 OS MÉTODOS DE ANÁLISE	59
CAPÍTULO 6 – DETERMINAÇÃO DOS MODELOS A SEREM ANALISADOS	61
6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	61
6.2 ELABORAÇÃO DOS MODELOS ANALISADOS	65
6.3 MODELOS DE BLOCOS A SEREM ANALISADOS.....	69
CAPÍTULO 7 – DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	71

7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	71
7.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS.....	73
7.3 ESPECIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	75
7.3.1 BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS.....	76
7.3.2 BLOCOS SOBRE TRÊS ESTACAS.....	77
7.4 MODELO GEOMÉTRICO E DISPOSIÇÃO DAS ARMADURAS	78
7.4.1 BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS.....	78
7.4.2 BLOCOS SOBRE TRÊS ESTACAS.....	82
7.5 MÉTODO DE ANÁLISE.....	86
7.5.1 BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS.....	86
7.5.2 BLOCOS SOBRE TRÊS ESTACAS.....	87
CAPÍTULO 8 – ANÁLISE DOS RESULTADOS NUMÉRICOS	89
8.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	89
8.2 RESULTADOS OBTIDOS POR DELALIBERA (2006)	89
8.3 RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS ORIUNDOS DE DELALIBERA (2006)	91
8.3.1 MODELO N2-BH35P25E25V100.....	91
8.3.2 MODELOS N2-BH35P25E25V50 E N2-BH35P25E25V25	96
8.3.3 MODELO N2-BH35P25E6.25V100.....	100
8.3.4 MODELO N2-BH35P25E25V100-ACF	102
8.3.5 MODELO N2-BH35P15E25V100.....	105
8.3.6 MODELO N2-BH45P25E25V100.....	108
8.3.7 MODELO N2-BH35P25E25V100-EA	111
8.3.8 MODELO N2-BH35P25E25V100-BF	114
8.4 RESULTADOS OBTIDOS POR MIGUEL (2000).....	116
8.5 RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS ORIUNDOS DE MIGUEL (2000)	118
8.5.1 MODELOS N3-BH60P35Ø32V100 E N3-BH60P35Ø32V36.....	118
8.5.3 MODELO N3-BH60P45Ø32V100.....	125
8.5.4 MODELO N3-BH45P35Ø32V100.....	128

8.6 RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	132
CAPÍTULO 9 – DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	135
9.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	135
9.2 COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS.....	136
9.3 ANÁLISE DE RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS.....	142
9.3.1 RUÍNA, RIGIDEZ E CAPACIDADE PORTANTE	143
9.3.2 FLUXO DE TENSÕES NO BLOCO	152
9.3.3 TENSÕES NAS ARMADURAS	159
9.3.4 ADERÊNCIA E ANCORAGEM	162
CAPÍTULO 10 – CONCLUSÃO	171
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	175

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Os blocos sobre estacas constituem-se em um importante elemento estrutural de ligação e transferência de ações da superestrutura para a infra-estrutura. Nas últimas décadas, houve um grande avanço nos estudos sobre o comportamento estrutural dos blocos, com refinamento das técnicas de análise a partir da introdução da computação e do Método de Elementos Finitos (MEF). Dentre os avanços ocorridos cabe destacar os trabalhos de Blévot & Frémy (1967), Mautoni (1972), Adebar et al. (1990) e Delalibera (2006).

A teoria atual de blocos sobre estacas se deve aos trabalhos originalmente desenvolvidos por Blévot & Frémy que, em 1967, publicaram um estudo que se tornou referência para todos os trabalhos posteriores e serviu de base para as formulações da maioria das normas sobre o assunto, perdurando até hoje. A partir dos resultados obtidos em laboratório, os autores elaboraram a teoria de bielas e tirantes para explicar o comportamento estrutural de blocos sobre estacas.

Foi observado que a ruína da maioria dos modelos de blocos sobre estacas analisados se deu por fendilhamento do concreto (abertura de fissuras paralelas ao fluxo de tensões principais de compressão como resultado da ação de tensões de tração perpendiculares a estas no interior da estrutura), com formação de várias fissuras antes da ruína. Em relação à ancoragem e aos ganchos, foi comprovado que o escorregamento das barras de aço sem ganchos e com mossas se deu somente após a ruptura do concreto na biela.

Mautoni (1972) constatou que grande parte dos blocos sofria ruína frágil por fendilhamento das bielas comprimidas na zona nodal e que antes da ruína houve formação de fissuras paralelas às bielas.

Já nos estudos de Adebar et al. (1990) foi observada a eficácia do método de bielas e tirantes. Foi comprovada a ruína dos blocos por fendilhamento ocasionadas

pela expansão das tensões de compressão (ruptura do concreto e aumento da fissuração) e posterior escoamento da armadura dos tirantes.

Da mesma forma, Delalibera e Giongo (2008) demonstraram que nos modelos de blocos analisados houve formação de fissuras paralelas às bielas com ruína por fendilhamento e ruptura do concreto nos nós junto ao pilar (C-C-C) e às estacas (T-C-C).

Por sua vez, Delalibera (2006) afirmou que a distribuição de tensões nas estacas não é uniforme, sendo que apenas parte de sua seção transversal é solicitada mais intensamente. Ademais, o autor considerou ser correto considerar que metade da seção transversal do pilar receba metade da força aplicada pelo pilar nos blocos. Sobre a aderência das barras, estudos conduzidos pelo autor mostraram que não há escorregamento de armadura devido à ação favorável do efeito de compressão atuante na biela que reduz o valor da força de tração e leva a uma redução significativa nas deformações das barras de aço.

Apesar dos avanços existentes, segundo Souza et al. (2009), ainda não há um procedimento geral padrão aceito para execução de projetos de blocos sobre estacas. Se, por um lado, existem muitos modelos de dimensionamento com regras detalhadas, por outro lado, há grande variação entre eles. A maioria das normas recomenda a utilização de modelos de vigas-parede, flexão ou treliça. No entanto, Souza et al. (2009) demonstraram que muitos blocos dimensionados para a ruína à flexão acabaram por apresentar ruptura frágil por cisalhamento. Os autores também observaram que os blocos são submetidos a uma complexa distribuição tridimensional de deformação ao longo da região D.

Su e Chandler (2001) também observaram a falta de um modelo de dimensionamento padrão definido. Os autores afirmam que, nas duas últimas décadas, o modelo de bielas e tirantes tem sido um dos métodos mais populares e racionais de análise de estruturas não submetidas à flexão. E que as principais diretrizes de cálculo foram fornecidas por normas de diversos países tais quais a canadense (CSA Standard A23.3-94), a australiana (AS3600-1994), a neo-zeolandeza (NZS3101:Part2:1995) e o código internacional CEB-FIP:1990. Mas, a despeito disso, cada uma das normas

listadas acima possui os seus próprios fatores de segurança em relação às ações e aos materiais, além de diferentes metodologias de dimensionamento.

Em resumo, pode-se afirmar que se, por um lado, há um consenso nas pesquisas de que o método de bielas e tirantes é o mais correto e realista para representar o comportamento estrutural dos blocos sobre estacas, por outro lado, ainda há dissonância na literatura, por exemplo, sobre a conformação das bielas de compressão e a distribuição das tensões ao longo da peça. Como afirma Delalibera (2006), há "falta de conhecimento da forma geométrica do fluxo de tensões que formam as bielas de compressão em blocos sobre estacas submetidas a forças centradas e excêntricas." Além disso, "a análise de modelos numéricos de blocos rígidos demonstrou que a distribuição de forças nas estacas não é uniforme, devendo ser adaptadas a hipóteses utilizadas."

Por último, cabe uma breve referência à nomenclatura utilizada no sistema de Analogia da Treliza. As publicações especializadas utilizam tanto o termo biela quanto o termo escora. Neste trabalho, adotou-se como forma usual a palavra biela, apesar de se reconhecer a diferença semântica entre elas. É importante lembrar que no meio científico brasileiro ainda não há um consenso sobre qual é o melhor termo a ser utilizado, sendo as duas palavras encontradas na literatura.

1.2 Objetivo

Objetivos Gerais

Comprovação, a partir de análise numérica não-linear, do comportamento estrutural de blocos sobre estacas a partir de análise comparativa de resultados experimentais e numéricos.

Estudo do comportamento estrutural de blocos sobre estacas a partir de programa de elementos finitos para reafirmar os resultados de pesquisas anteriores que, dentre outros, comprovam a eficácia do modelo de bielas e tirantes como a melhor metodologia de dimensionamento.

Objetivos específicos

Revisão bibliográfica dos estudos de blocos sobre estacas, com o histórico de pesquisas na área, os avanços obtidos e o seu estado atual, destacando os pontos de consenso e os pontos em aberto na literatura.

Descrição dos fundamentos teóricos em geral e da teoria de blocos sobre estacas em particular, com destaque para o modelo de bielas e tirantes e os procedimentos de dimensionamento previstos por algumas normativas nacionais.

Comparação de resultados obtidos a partir de modelos computacionais tridimensionais e experimentais de blocos sobre duas e três estacas, observando a rigidez e capacidade portante da peça, a influência da ancoragem e aderência das barras de aço na resistência dos blocos, o panorama de fissuração, a distribuição de tensões do pilar até a cabeça das estacas com a formação de bielas de compressão e o tipo de ruína dos elementos.

1.3 Relevância do estudo

A relevância deste estudo está ligada principalmente ao fato de que os modelos descritos na literatura para execução de projetos de blocos sobre estacas, assim como os resultados das pesquisas na área, ainda se encontram discrepantes e sem um consenso em sentido estrito, como observado por Delalibera (2006) e Souza (2009).

Apesar das pesquisas indicarem que o método de bielas e tirantes é o mais correto e realista para representar o comportamento estrutural dos blocos sobre estacas, ainda existe divergência entre os modelos de dimensionamento. Pode-se citar, por exemplo, a falta de exatidão sobre a melhor forma de representação geométrica das bielas comprimidas. Delalibera (2006) constatou que a distribuição de forças comprimidas que chegam das bielas para a cabeça das estacas nas regiões nodais inferiores não é uniforme, havendo concentração de tensões na região mais afastada da borda do bloco.

Isto decorre, segundo Souza (2009), da inexistência de um procedimento geral padrão aceito para execução de projetos de blocos sobre estacas. Apesar da existência de muitos modelos de dimensionamento, há uma grande variação entre eles. Como afirma o autor, a maioria das normas não demonstra de forma clara as ações atuantes e o comportamento estrutural da peça, evidenciando uma falta de metodologia de projeto.

Posto isso, este trabalho busca corroborar os resultados obtidos em pesquisas recentes, demonstrando, através de análise numérica através do Método de Elementos Finitos, a formação das bielas, a ruína dos blocos por meio da ruptura do concreto e fendilhamento da peça, as tensões atuantes na armadura, a aderência e ancoragem, além das deformações ocorridas nos elementos estruturais. Com isso, pretende-se contribuir para a unificação e padronização de um modelo de bielas e tirantes mais realista.

1.4 Justificativa

A utilização de programa computacional baseado em Elementos Finitos como principal recurso de análise para o trabalho em tela justifica-se pela possibilidade de estudos avançados de fenômenos não-lineares, como a fissuração e a plasticidade. Soma-se a isso o seu alto grau de confiabilidade, o seu pequeno custo operacional e a sua grande produtividade, uma vez que é possível a simulação de uma ampla diversidade de modelos com dezenas de variações em curto espaço de tempo.

Como lembra Ramos (2007), o procedimento de cálculo usual é a superposição de efeitos, cujas bases derivam da elasticidade linear que não considera a interação do sistema estrutural com o meio, tampouco a influência da rigidez do bloco na distribuição de forças para as estacas. As primeiras análises numéricas consideravam apenas o comportamento elástico-linear da estrutura, sem avaliar as não-linearidades para aplicação do modelo biela-tirante.

No entanto, o avanço dos estudos do Método de Elementos Finitos (MEF) e dos programas de análise computacionais contribuiu para o avanço das pesquisas, na medida em que forneceram um procedimento ágil e relativamente barato aos estudos anteriormente baseados fortemente em ensaios experimentais. Com isso, pode-se avançar no campo da pesquisa, ensaiando-se uma grande quantidade de peças e utilizando numerosas variações, moldando-se uma fração dos modelos necessários para ensaios experimentais, com uma margem de erro cada vez menor.

1.5 Método de trabalho

O procedimento de pesquisa está alicerçado em dois pilares principais, quais sejam, a análise da bibliografia disponível que compreende a base teórica do trabalho e a análise numérica através de programa computacional baseado no Método dos Elementos Finitos que abrange a base experimental deste estudo.

O trabalho está dividido em cinco partes, sendo iniciado por um breve histórico sobre o assunto com a revisão bibliográfica e o estado atual das pesquisas na área.

Na segunda parte é realizado um compêndio dos principais pontos da teoria que abarcam o presente estudo, como a Teoria Biela-Tirante, o Método de Elementos Finitos (MEF) e o comportamento geral das estruturas de blocos sobre estacas.

A terceira parte é destinada à apresentação da análise computacional a partir do programa de elementos finitos ATENA 3D (Cervenka, 2005), com demonstração das principais fases da modelagem.

Na quarta parte é realizada a análise numérica que tem como eixo central os resultados dos trabalhos de Delalibera (2006) e Miguel (2000) e está subdividida em duas partes. Na primeira, é feita uma comparação entre os resultados dos modelos numéricos e experimentais. Na segunda parte são feitas variações dos modelos experimentais originais para comprovar os resultados das pesquisas e teorias na área. São analisados o estágio inicial de formação de fissuras no Estádio II, a sua propagação ao longo da peça, a distribuição de tensões no bloco e na armadura, a aderência e ancoragem, e, o modo de ruína por ruptura do concreto e fendilhamento do bloco.

Por último, na quinta parte são apresentadas as conclusões do trabalho com sugestões para o prosseguimento e aprofundamento dos estudos no tema.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações Iniciais

No início dos estudos de blocos sobre estacas as pesquisas eram predominantemente experimentais com a utilização de ensaios de modelos em tamanho real ou reduzido. O comportamento estrutural era determinado por inspeção visual durante e após os ensaios. Dessa forma, não era possível observar em detalhes o fluxo de tensões atuantes no interior dos blocos.

A partir da década de 1980, com o avanço da computação e da programação, utilizando-se o Método de Elementos Finitos (MEF), foi possível realizar ensaios de modelos em computador e observar nos mínimos detalhes o fluxo de tensões atuantes nos elementos estruturais. A partir de então, foi possível corrigir e avançar nos modelos de cálculo. Além disso, o avanço do emprego da tecnologia de extensometria possibilitou monitorar o comportamento estrutural das peças de concreto armado em detalhes.

A teoria atual de blocos sobre estacas se deve aos trabalhos desenvolvidos por Blévyot & Frémy (1967) que se tornaram referência e servem de base para as formulações da maioria das normas sobre o assunto. O ponto central do estudo foi a observação de que a ruína da maioria dos modelos de blocos sobre estacas se dá por fendilhamento do concreto, com expansão do fluxo de tensões fundado na teoria de bielas e tirantes.

Além disso, os autores acima comprovaram que a armadura disposta sobre a cabeça das estacas e paralelamente aos lados do bloco resultou em uma força de ruptura 20% superior à da armadura disposta em malha, que necessita de armadura complementar de suspensão uma vez que há redução da capacidade portante dos blocos, o que foi corroborado nos trabalhos de Clarke (1973). Em relação à ancoragem e aos ganchos, os resultados experimentais mostraram que o escorregamento das barras de aço sem ganchos e com mossas se deu somente após a ruptura da biela.

Clarke (1973), por sua vez, observou que a ancoragem das barras dos tirantes foi influenciada positivamente pela ação confinante das bielas, o que dispensaria a necessidade de utilização de ganchos.

Hobbs & Stein (1957) ensaiaram 70 blocos sobre duas estacas em escala reduzida a partir da teoria de vigas (teoria da elasticidade bidimensional) e mostraram que a utilização de armadura principal de tração composta por barras de aço curvas em forma de “U” foi mais eficiente do que barras retas.

Mautoni (1972) constatou que grande parte dos blocos sofria ruptura frágil por fendilhamento das bielas comprimidas na zona nodal e que antes da ruína houve formação de fissuras paralelas às bielas, fato que também foi constatado nos ensaios de Clarke (1973) e de Sabnis & Gogate (1984).

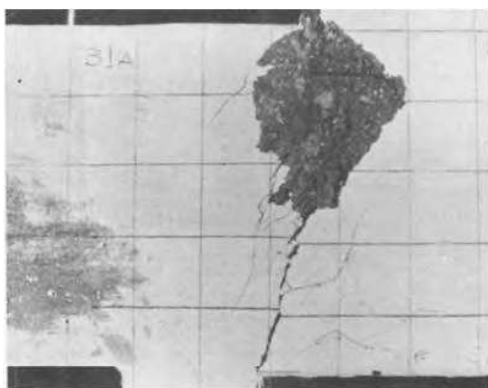


Figura 1 – Ruptura de bloco sobre duas estacas (Mautoni, 1972)

Taylor & Clarke (1976) evidenciaram que a disposição das armaduras paralelas ao lado do bloco, sobre a cabeça das estacas, aumentou em 15% a força última do bloco em relação à armadura disposta em malha. E que a armadura em diagonal apresentou o mesmo comportamento estrutural da armadura em malha. Já a ruína ocorreu por cisalhamento sob duas formas distintas, através da partição do bloco ao meio e por punção.

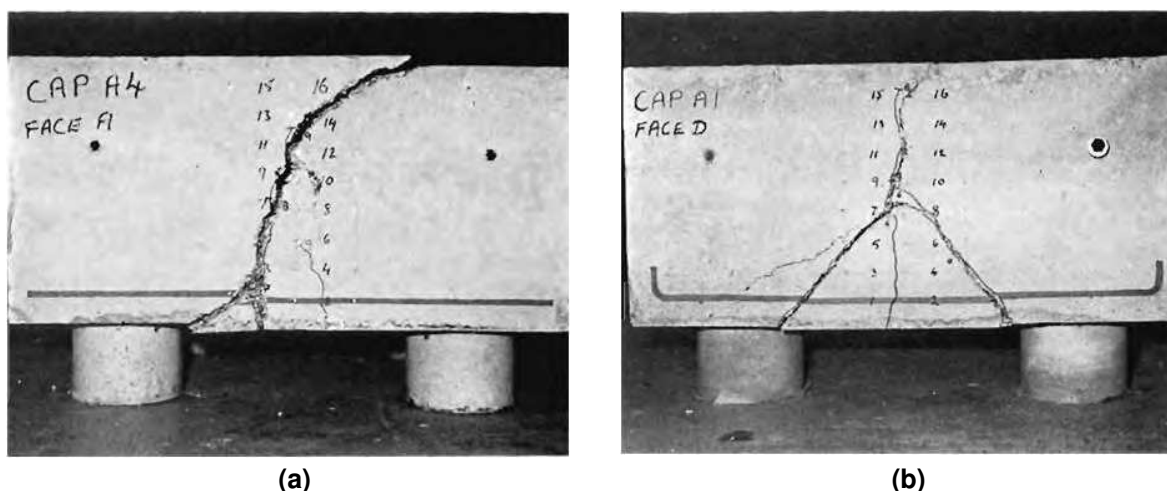


Figura 2 – (a) Partição do bloco ao meio; (b) Punção do bloco (Taylor e Clarke, 1976)

Leonhardt & Mönning (1977) afirmaram que "em situações em que a distância entre os eixos das estacas for maior que três vezes o diâmetro das mesmas, faz-se necessário dispor, no banzo superior, de armadura de suspensão. Os autores também comprovaram que a inclinação das bielas, desde que acima de 40° em relação ao eixo horizontal, não oferece risco de ocorrência de punção.

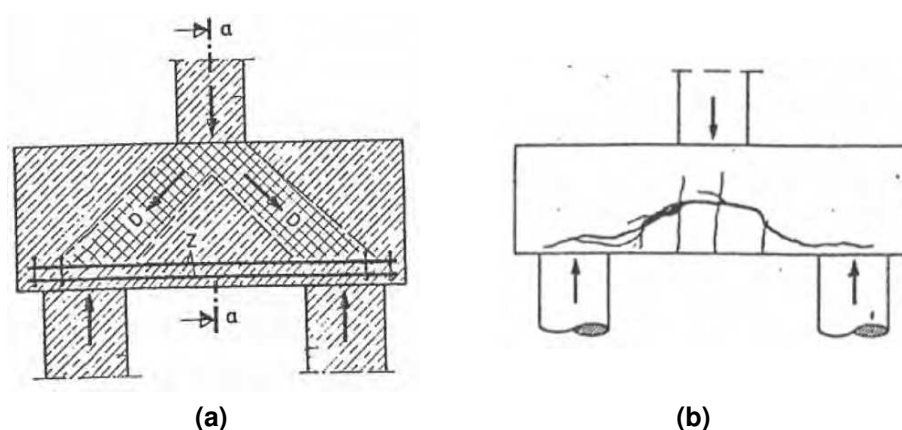


Figura 3 – (a) Distribuição de tensões de compressão no bloco sobre duas estacas ; (b) Ruptura por falta de armadura de suspensão entre as estacas (Leonhardt e Mönning, 1977)

Fusco (1985), em ensaios de vigas para o estudo da tensão de cisalhamento, observou que a inclinação das bielas estava condicionada, dentre outros, à condição de contorno imposta pelas ações e pelos apoios e à aderência das bielas à armadura longitudinal de flexão". Sobre o comportamento dos agregados, Fusco (1985) observou

que há "total eficiência de transmissão das tensões diagonais por engrenamento dos agregados através das fissuras microscópicas nas faces das vigas".

Walravena & Lehwalter (1994), por sua vez, afirmaram que o diâmetro dos agregados não tem influência significativa na capacidade portante das vigas curtas. A flexo-compressão nas vigas foi notada por Walravena & Lehwalter (1994) na região nodal superior, assim como a rotação sem giro da estrutura.

Cook & Mitchell (1988) e Rausch et al. (1997) concluíram que o método de bielas e tirantes proposto por Blévyot & Frémy (1967) é conservador.

Adebar et al. (1990) mostraram que blocos de grandes alturas (redução do ângulo das bielas comprimidas) apresentaram grandes deformações antes da ruptura. E que os procedimentos adotados pelo ACI-318 (1983) não se mostraram condizentes com os resultados experimentais, uma vez que a norma despreza a influência da distribuição da armadura longitudinal, além de não levar em consideração a altura útil do bloco e seu efeito de rigidez.

Os estudos de Adebar et al. (1990) e Miguel (2000) comprovaram a ruína dos blocos por fendilhamento ocasionadas pela expansão das tensões de compressão (ruptura do concreto e aumento da fissuração) e posterior escoamento da armadura dos tirantes.



Figura 4 – (a) Vista inferior de ruptura de bloco sobre três estacas; (b) Vista frontal de ruptura de bloco sobre três estacas (Miguel, 2000)

Além disso, Miguel (2000), a partir de estudo numérico-experimental de blocos sobre três estacas, concluiu que a redução do diâmetro das estacas intensificou o fluxo de tensão das bielas na força última, ocasionando nestas maiores deformações de

tração transversal. Também foi observado que as deformações de compressão médias das bielas foram maiores nos blocos de estacas com diâmetro maior.

Iyer e Sam (1991) realizaram um estudo comparativo de blocos sobre duas e quatro estacas a partir de análise tridimensional fotoelástica e a utilização da teoria da elasticidade tridimensional a partir do método de Galerkin. Os resultados apresentaram uma boa aproximação. Da investigação fotoelástica, os autores concluíram que se deve distribuir a armadura de tração principal dos tirantes ao longo de toda a largura dos blocos sobre duas estacas, pois nesta região as tensões de tração são praticamente constantes. Conforme se diminui a altura do bloco, as tensões de tração transversais na base da estrutura aumentam, sendo recomendada a armação dos blocos nas duas direções. Também foi observado que tanto nos blocos sobre duas estacas quanto nos blocos sobre quatro estacas, as maiores tensões de cisalhamento se desenvolveram na região circunvizinha do pilar, na zona nodal superior.

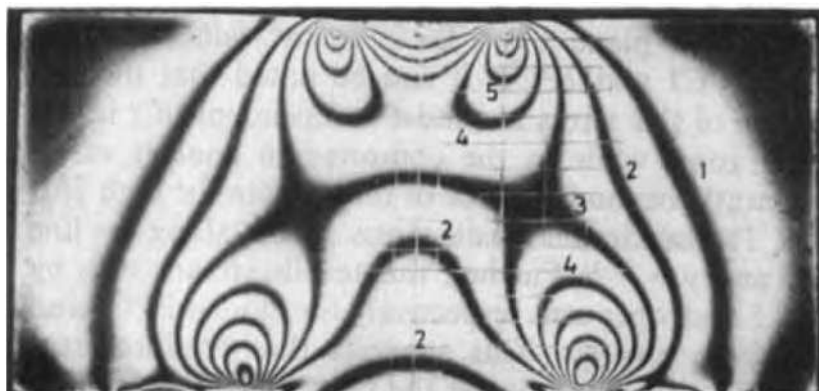


Figura 5 – Fotografia do padrão isocromático de uma seção de bloco sobre duas estacas (Iyer e Sam, 1991)

Longo (2000) confirmou que o modelo de bielas e tirantes fornece uma boa representação do comportamento estrutural dos blocos sobre estacas.

Chan & Poh (2000) analisaram blocos sobre estacas pré-moldados e, a partir de ensaios experimentais, concluíram que estes se comportam de modo similar às peças moldadas *in loco*. Ademais, apresentam força de ruína acima das previstas pelos modelos de dimensionamento convencionais, exibindo um padrão de ruína que pode ser previsto utilizando-se o modelo de dimensionamento proposto pela BS8110 (1985).

Klein (2002) realiza uma comparação de resultados entre o dimensionamento de blocos sobre cinco estacas a partir do ACI 318-99 (modelo de vigas para regiões-B) e ACI 318-02 (modelo de bielas e tirantes para regiões-D) e conclui que o modelo de bielas e tirantes é o mais racional e proporciona uma estrutura mais confiável, podendo ser utilizado para blocos sobre estacas submetidos a forças verticais centradas ou excêntricas.

Munhoz (2004) constatou que o aumento do diâmetro das estacas leva a uma diminuição da intensidade das tensões de compressão ao longo das bielas. E que o fluxo de tensões principal em direção às estacas é mais pronunciado para as situadas logo abaixo do pilar, o que pode ser crítico em blocos sobre cinco estacas com uma estaca central.

Delalibera (2006), em estudo estatístico por análise de variância, demonstrou que as principais variáveis que afetam o comportamento estrutural do bloco são o ângulo de inclinação da biela comprimida, a área da seção transversal do pilar e a excentricidade da força vertical. Em análise experimental, comprovou que os ganchos podem ser eliminados sem prejuízo para a resistência final do bloco.

Ramos (2007) mostrou, através de análise computacional, que “o comportamento estrutural do bloco é fortemente influenciado pelo tipo de vinculação das estacas e pela rigidez do bloco”. Não obstante, mesmo em solos deformáveis, as estacas próximas ao pilar são mais solicitadas que as demais.

Souza et al. (2009), a partir de análises lineares e não-lineares através de elementos finitos, demonstrou que os blocos se comportam como um elemento tridimensional descontínuo, apresentando uma complexa variação de deformações. Os autores afirmam que o modelo de biela e tirantes é o que melhor representa o fluxo de tensões.

Por último, cabe citar algumas recomendações de normas nacionais para o dimensionamento de blocos sobre estacas:

- A ABNT NBR-6118:2003 apenas faz menção pela preferência do modelo tridimensional de bielas e tirantes tridimensional em relação aos modelos lineares e não tridimensionais. Vale lembrar que os modelos mais empregados de

dimensionamento no Brasil, de acordo com Ramos (2007), são os de biela-tirante e o CEB-FIP (1990).

- A norma espanhola (EHE-2008) apresenta procedimentos gerais para o dimensionamento de estruturas a partir do modelo de bielas e tirantes com limites para o controle de fissuração.
- O ACI-318, a partir da edição de 2002, introduziu no Apêndice A uma regra geral de projeto para bielas e tirantes e em 2005 passou a prever uma capacidade nominal de tensão para as bielas definida por um fator de segurança incidente sobre a tensão de compressão do concreto.
- O Eurocode 2 (2004) recomenda a utilização de modelos de bielas e tirantes para as estruturas com distribuição de deformações não-lineares.
- A norma australiana (AS 3600, 2001) apresenta um modelo de dimensionamento de bielas e tirantes, com recomendação adicional para se assegurar o estado de serviço e evitar fissuras nas regiões de concentração de tensões de compressão ou áreas com atuação de forças elevados.

2.2 Estado atual das pesquisas

Atualmente, há certos pontos de consenso na literatura, mas restam ainda pontos em aberto que merecem um olhar arguto e estudos mais profundos de forma a possibilitar a construção de modelos de cálculo de blocos sobre estacas mais eficientes e realistas.

Dentre os pontos de consenso dos estudos atuais destacam-se: (i) o modelo de bielas e tirantes, que melhor simula o comportamento de blocos sob a ação de forças externas; (ii) a comprovação da dispensa da utilização de ganchos de ancoragem nos tirantes, uma vez que na região das estacas – zonas nodais inferiores - foi observada a atuação de forças de compressão elevadas; (iii) que a ruína decorre da fissuração da peça ao longo das bielas comprimidas, seguida da ruptura e fendilhamento do concreto; (iv) que o escorregamento das barras de aço dos tirantes só ocorre após a ruptura do concreto; (v) e, que a armadura concentrada sobre a cabeça das estacas é a mais

eficiente, sendo a disposta em malha a menos eficiente e que requer complementação através de armadura secundária.

Em relação aos pontos em aberto na literatura, pode-se citar o comprimento de ancoragem dos tirantes, a conformação das bielas, a contribuição da armadura complementar, por exemplo, de fendilhamento proposta por Delalibera (2006), e a influência da altura do bloco nas tensões das regiões nodais superior e inferior.

2.2.1 Modelos de Dimensionamento

Sobre os métodos de cálculo, a bibliografia existente sugere para o dimensionamento de blocos rígidos a utilização da teoria elástico-linear ou o processo de caminho das mínimas forças de Schlaich & Schafer (1987), representado pela analogia das bielas e tirantes. E para blocos flexíveis, a utilização da teoria de vigas e análises experimentais. Entretanto, os blocos sobre estacas são estruturas de volume e apresentam zonas de descontinuidades devido a não dissipação das perturbações localizadas, às quais não se aplica a hipótese de Bernoulli de que seções planas permanecem planas, mas o princípio de Saint Venant. Dessa forma, as teorias de vigas e modelos lineares não reproduzem corretamente o comportamento dos blocos sobre estacas sob a ação de forças externas.

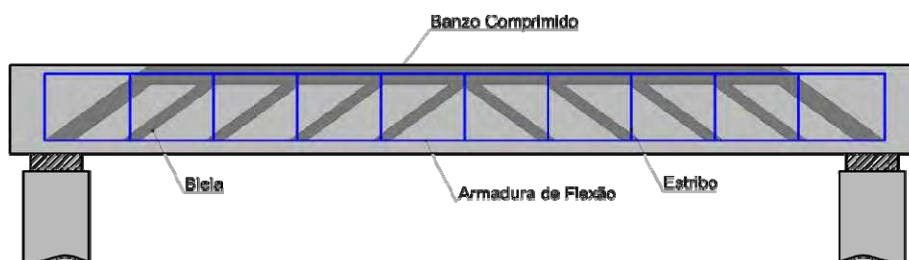


Figura 6 – Modelo de treliça para vigas

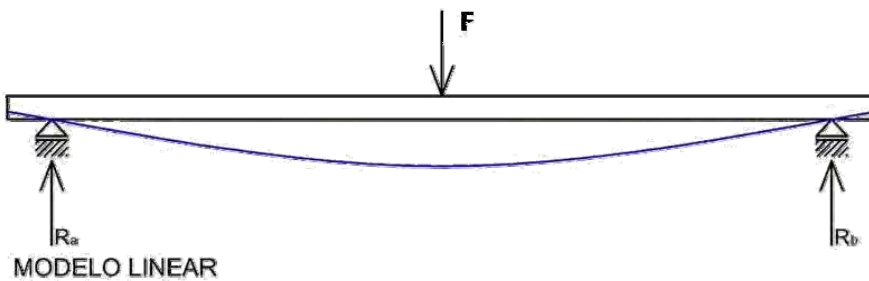


Figura 7 – Modelo à flexão para vigas

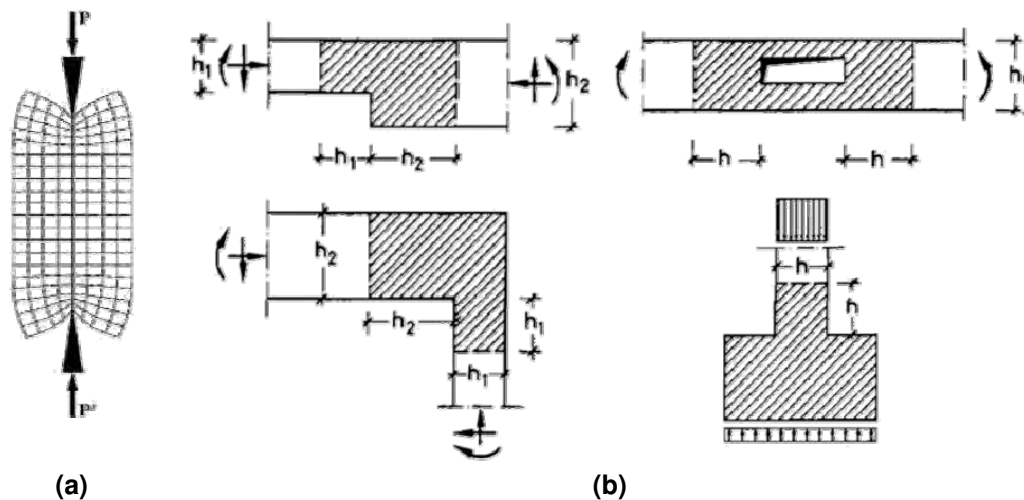


Figura 8 – (a) Princípio de Saint Venant; (b) Descontinuidades geométricas (Schlaich e Schafer, 1991)

Cabe lembrar que, segundo Souza (2009), algumas normas e projetistas supõem que os blocos sobre estacas se comportam como vigas apoiadas sobre estacas (blocos flexíveis), em que o comprimento é considerado como tendo uma distribuição de deformação linear e a largura é determinada para suportar uma adequada força cortante. No entanto, de acordo com o autor supracitado, análises lineares e não-lineares demonstram que os blocos se comportam como um elemento tridimensional descontínuo, apresentando uma complexa variação de deformações. Por isso, os projetistas não devem se fundamentar nos métodos de resolução de vigas que se baseiam na análise da seção transversal da peça. De outro modo, os blocos podem vir a apresentar ruína por ruptura frágil do concreto ao invés da ruína dúctil por escoamento da armadura.



Figura 9 – Plano de ruptura de bloco sobre duas estacas (Delalibera, 2006)

Cite-se também o trabalho de Silva e Giongo (2000), que afirmam não haver até hoje um critério comprovado experimentalmente para a definição da seção transversal das bielas e das regiões nodais em algumas peças, por exemplo, dos blocos sobre estacas. Os autores apontam como solução testar e retestar dimensões hipotéticas para essas bielas confrontando com os resultados experimentais.

2.2.2 Tensões atuantes

Delalibera (2006) comprovou que os resultados das tensões efetivas propostas por Blévet & Frémy (1967) são conservadores, sendo maiores, por exemplo, que os limites de tensões nas regiões nodais inferiores e superior apresentados pelo CEB-FIP (1990). Ademais, apenas parte da seção transversal da estaca é solicitada mais intensamente, ao contrário do previsto por Blévet & Frémy (1967), que consideram toda a seção da estaca carregada uniformemente. No entanto, Delalibera (2006) considera correto que metade da seção transversal do pilar receba metade da força aplicada pelo pilar nos blocos.

2.2.3 Arranjo das Armaduras

O arranjo das armaduras é de fundamental importância para a resistência última dos blocos. Delalibera (2006) sugere que blocos sem armadura complementar

(armadura de tração disposta no banzo superior) apresentam redução da capacidade portante em função de fissuras oblíquas às bielas de compressão que reduzem a resistência à tração do concreto.

Fusco (1994) afirma que “em muitas situações são necessárias armaduras especiais para controle de fissuras cuja falta pode levar a processos de fissuração exagerada”.

Em estudos experimentais conduzidos por Blévet & Frémy (1967), foi constatado que a disposição de armadura ao longo da cabeça das estacas resulta em uma força de ruptura 20% superior à armação em forma de malha.

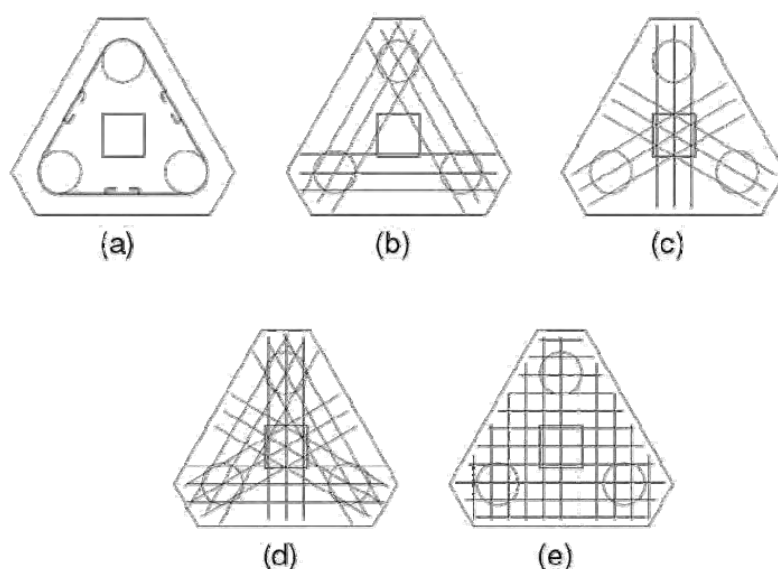


Figura 10 – Modelos de três estacas ensaiados por Blévet e Frémy, 1967 – (a) armadura contornando a estacas; (b) armadura ao longo das estacas; (c) armadura diagonal passando pela projeção do pilar; (d) armadura ao longo das estacas e diagonais passando pela projeção do pilar; (e) armadura em malha.

2.2.4 Aderência e Ancoragem

Com relação à ancoragem das barras de aço dos tirantes, estudos realizados por Rausch et al. (1997), Miguel (2000) e Delalibera (2006) demonstraram que a força atuante no tirante não é constante, apresentando redução repentina na região nodal inferior. E a deformação na extremidade do tirante é próxima de zero.

Também existem divergências entre os estudos na forma de cálculo das ancoragens devido à ação favorável do efeito de compressão atuante na biela que

reduz o valor da força de tração. Os estudos de Delalibera (2006) de blocos sobre estacas demonstraram que a ação favorável do efeito de compressão atuante na biela provoca redução significativa nas deformações das barras, permitindo a utilização de ancoragens retas. Entretanto, o autor recomenda a verificação do comportamento da aderência das barras de aço dos tirantes em blocos flexíveis para comprovar se há escorregamento da barra.

Já Roy e Breña (2008), analisaram, por meio de ensaios de laboratório, 12 vigas-parede com ancoragens curtas. Os resultados mostraram que o comprimento das ancoragens menores que as recomendadas pelo ACI 318-05 são efetivas no desenvolvimento de tensões de escoamento no final da região nodal e, portanto, os mesmos são consistentes com as definições de ancoragem curta de barras de aço posicionadas em regiões de concreto sujeitas a pressões de confinamento.

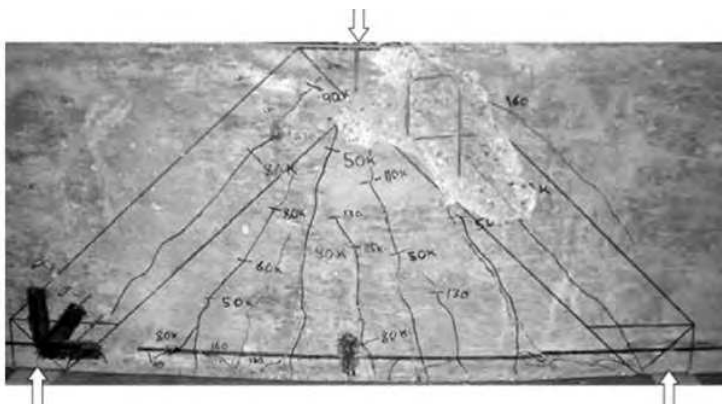


Figura 11 – Ruína de viga-parede por ruptura das bielas comprimidas (Roy e Breña)

2.2.5 Capacidade Portante

Sobre o comportamento dos blocos, de acordo com estudos de Delalibera (2006), o aumento da seção transversal do pilar, *ceteris paribus* (tudo o mais constante), aumenta a capacidade portante do bloco.

Já o ângulo de inclinação das bielas comprimidas, cuja variação é função da altura do bloco e da distância entre-eixos das estacas, tem importância fundamental na capacidade portante dos blocos, sendo que quanto maior for o ângulo em relação à horizontal (dentro dos limites estabelecidos pela norma), mais rígido será o bloco.

É importante mencionar também que a atuação de momento fletor no pilar (flexo-compressão) diminui a capacidade portante dos blocos. Portanto, deve ser levado em consideração a excentricidade da força atuante.

Delalibera (2006), a partir de análise estatística através da variância, determinou que as quatro principais variáveis que influem no comportamento do fluxo de tensões de compressão e na capacidade portante dos blocos são as dimensões das seções transversais do pilar e da estaca, a excentricidade da ação vertical aplicada no bloco e a altura do bloco.

Além disso, Walraven e Lehwalter (1994), em análise experimental de vigas curtas, concluíram que o diâmetro dos agregados não exerce influência significativa sobre a capacidade portante das bielas de compressão.

2.2.6 Rigidez e Ruína

Segundo Delalibera (2006), a altura é um fator preponderante para a determinação da força última e formação da biela comprimida, e, conseqüentemente, para a rigidez da peça.

Adebar et al. (1990), demonstrou que blocos com grandes alturas apresentam grandes deformações antes da ruína, mostrando maior rigidez.

Munhoz (2004) constatou que blocos de menor altura apresentaram fissuras mais intensas, mostrando-se menos rígidos.

Além disso, Delalibera (2006) comprovou que a tensão de compressão não tem influência no modo de ruína, pois, na maioria dos casos, o modo de ruína ocorreu devido ao fendilhamento do concreto antes do escoamento da armadura.

2.3 O estágio atual das pesquisas na América do Sul

Neste capítulo são descritos os principais avanços ocorridos no campo da cooperação regional, com destaque para o histórico das pesquisas na América do Sul, área de influência e região geográfica à qual pertence o Brasil.

Esta parte do trabalho tem como objetivo mostrar a pequena cooperação técnica-científica regional e destacar a necessidade de um maior intercâmbio entre os países para a produção de conhecimento e de convergência na área de normatização.

O aumento da cooperação e intercâmbio entre pesquisadores é importante para o desenvolvimento das pesquisas em âmbito regional e para a convergência normativa em direção a um modelo único regional que aproxime os países e facilite a integração da infra-estrutura. Atualmente, como exemplo, pode-se citar que nenhum código dos países que integram o Mercosul apresenta um método de dimensionamento de estruturas a partir da teoria de bielas e tirantes, o que mostra que há um enorme campo de pesquisas em aberto. A atualização da norma argentina (CISROC-05), que se encontra em estágio de aprovação pela *Secretaria de Obras Publicas de La Nacion*, vai abranger um capítulo dedicado ao método das bielas e tirantes, que é uma reprodução do existente no ACI-318.

2.3.1 Processo de globalização

A cooperação técnico-científica e o intercâmbio de pesquisadores entre países têm-se tornado cada vez mais intensos e difusos em função do processo de globalização que encurta as distâncias e aumenta a troca de informações. Nesse novo ambiente, a produção de conhecimento aumenta e o seu corolário, a inovação e o progresso, determinam o grau de desenvolvimento e bem-estar social de um país.

2.3.2 Processo de regionalização

Atualmente, observa-se a formação de grupos regionais voltados para cooperação e integração nas mais diversas áreas, como, infra-estrutura, comércio, política, ciências e tecnologia. Disto resulta a formação de comitês de gestão regionais para discussão e elaboração de normas unificadas entre países. Atualmente já existe um código europeu – Eurocode –, uma norma unificada para a região do sudeste asiático, denominada de Asian Concrete Model Code (ACMC), além de um modelo para os países árabes, o Arab Concrete Code. A América do Sul encontra-se muito atrás

neste processo, em um estágio inicial com algumas iniciativas localizadas, mas que, até hoje, não foram capazes de gerar uma força indutora forte o suficiente para que seja capaz de impulsionar a produção de conhecimento regional.

2.3.3 Associações regionais

A principal associação regional é o Mercosul (Mercado Comum do Sul), resultado da iniciativa e vontade política dos países-membros. Atualmente, os membros permanentes são Brasil, Argentina, Paraguai e Uruguai. O bloco possui um comitê de normalização denominado CMN (Comitê Mercosul de Normalização), formado em 1991 como associação civil sem fins lucrativos e não-governamental. Em 2000 passou a se chamar *Asociación Mercosur de Normalización* e se transformou no único organismo responsável pela gestão da normalização voluntária no âmbito do Mercosul. Ela é formada pelos quatro comitês de gestão nacionais, quais sejam, a ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), o IRAM (*Instituto Argentino de Normalización y Certificación*), a UNIT (*Instituto Uruguayo de Normas Tecnicas*) e o INTN (*Instituto Nacional de Tecnologia, Normalización y Metrologia* do Paraguai).

O Comitê tem a finalidade de promover o desenvolvimento da normalização e de atividades conexas, bem como a qualidade dos produtos e serviços. As atividades de normalização são desenvolvidas através de Comitês Setoriais do Mercosul (CSM). Até hoje, foram harmonizadas 493 normas Mercosul e estão previstas a harmonização de mais 600 documentos diversos. O Comitê Setorial Mercosul de Cimento e Concreto possui 72 normas e 24 projetos em seu plano de trabalho, sendo a maioria sobre cimento Portland e agregados.

Além do CMN, existem a Associação Sul-Americana de Engenharia Estrutural (ASAE) e a *Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción* (ALCONPAT). A ASAE foi fundada em 1991 durante a XXV Jornadas Sul-Americanas de Engenharia estrutural e tem o objetivo de promover e organizar conferências técnico-científicas, seminários, publicações periódicas e mesas redondas. As Jornadas Sul-Americanas ocorrem desde 1950, sendo institucionalizadas com a criação da ASAE. Já a ALCONPAT tem como objetivo a

promoção e integração profissional de engenheiros, arquitetos e profissionais correlatos, impulsionando um amplo intercâmbio técnico-científico e humano. A Associação foi fundada em 1991 na cidade de Córdoba na Argentina e promove o congresso bienal Conpat. Em 1993, O CONPAT passou a ser denominado de Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções.

Na área de infra-estrutura, os 12 países sul-americanos criaram a IIRSA (Iniciativa para a integração da Infra-Estrutura Regional Sul-Americana) em 2000, com o objetivo de promover o desenvolvimento da infra-estrutura regional de transportes, energia e comunicações, a partir da definição de eixos de integração e desenvolvimento. Hoje, há uma carteira de 510 projetos, agrupados em 47 grupos e estimados em US\$ 74,5 bilhões. No entanto, os países da região ainda não se encontram conectados por uma rede física abrangente e altamente capilarizada. Não existem rodovias em número suficiente e em boas condições de trânsito e ferrovias que liguem os centros produtores aos consumidores dos diversos países.

Assim, o grande desafio do projeto de integração regional é criar uma grande rede física que açambarque todo o continente sul-americano. Para isto, é de grande importância o avanço da cooperação técnico - científica através da formação de associações regionais e fortalecimento do Comitê Mercosul de Normalização, responsáveis pela geração de projetos e de normas supranacionais que norteiem o desenvolvimento regional, os quais se encontram ainda em estágio embrionário, com poucas iniciativas localizadas.

Hoje, as normas existentes são fortemente influenciadas pelos códigos norte-americano e dos países europeus.

2.3.4 Normativas nacionais

O Paraguai não possui uma norma para estruturas de concreto armado. Hoje, são utilizadas para a elaboração de projetos as normas brasileira e alemã.

A Argentina possui uma norma referente a estruturas de concreto armado denominada CISROC 201 (1982) – “*Estructuras de Hormigón Armado*” que, segundo Bernal (2005), é uma cópia fiel da norma alemã DIN 1045. Atualmente, segundo o

Instituto Nacional de Tecnologia Industrial (2008), está em fase de aprovação na *Secretaría de Obras Públicas de La Nación* a atualização da norma, cujo título é CISROC 201 - "*Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*". O novo código incorpora no anexo A um modelo de dimensionamento baseado em bielas e tirantes cujas regras derivam do disposto no ACI-318.

O Uruguai possui norma própria de concreto armado, a UNIT 1050 "*Proyectos y Ejecución de Estructura de Hormigón Armado*", que, de acordo com Bernal (2005), é baseada na norma espanhola EH-91.

O Brasil possui a ABNT NBR 6118:2003 "Projeto de estruturas de Concreto – Procedimento" que é fortemente influenciada pelo CEB-FIP e Eurocode 2.

Especificadamente a respeito de projeto de blocos sobre estacas e de dimensionamento a partir da teoria de bielas e tirantes, nenhuma das normas supracitadas apresenta modelos de cálculo.

Destarte, existe um grande espaço para a cooperação entre pesquisadores que podem produzir conhecimento regional, e não apenas local, fortalecer os laços entre os países e impulsionar a criação de uma infra-estrutura regional.

CAPÍTULO 3 – TEORIA GERAL DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

3.1 Considerações iniciais

O avanço ocorrido na Computação nas últimas décadas levou ao desenvolvimento de computadores pessoais de grande capacidade de processamento de dados e de programas cada vez mais complexos. Atualmente, com o emprego de programas de computador baseados no Método de Elementos Finitos (MEF), é possível realizar análises complexas que incorporem conceitos gerais de Mecânica dos Meios Contínuos, como a Mecânica da Fratura e a Elastoplasticidade.

Este movimento, segundo Fonseca (2002), mudou o antigo enfoque da simples resolução de problemas para o do conhecimento teórico suficiente para se entender as hipóteses simplificadoras de cada modelo e suas limitações de aplicação. Dessa forma, a partir deste novo paradigma, o entendimento dos conceitos-chave da Mecânica dos Sólidos passou a ser de grande importância para o estudo do comportamento das estruturas em geral e, especificadamente, dos blocos sobre estacas.

A Mecânica dos Sólidos, como define Fonseca (2002), é “a parte da Mecânica dos Meios Contínuos que estuda a deformação dos sólidos sob a atuação de ações externas, tais como forças mecânicas, magnetismo, eletricidade etc”. Ela é subdividida em Elasticidade, Elastoplasticidade, Mecânica Estrutural, Viscoelasticidade, Mecânica da Fratura, entre outras.

A Hipótese do Meio Contínuo despreza a influência da microestrutura dos materiais, representando-os como sendo continuamente distribuídos sobre uma determinada região do espaço. A esta idéia de corpo contínuo estão as relações constitutivas, um dos conceitos-chave da Mecânica dos Sólidos, que completam as especificações mecânicas dos materiais.

De modo geral, as relações constitutivas presentes nas teorias de estruturas são bastante simplificadas, possibilitando a resolução de problemas complexos de maneira ágil e eficaz. Historicamente, elas foram desenvolvidas para simplificar a análise de fenômenos físicos, adotando-se materiais ideais.

Segundo Fonseca (2002), as relações constitutivas “são particulares de cada material e servem para classificar os diversos materiais de engenharia conforme seu comportamento mecânico”. Elas relacionam as tensões com uma medida qualquer (deformação, temperatura, etc.) que é resultante de um movimento de corpo rígido.

Soma-se a isso dois princípios fundamentais da Mecânica dos Sólidos derivados da Mecânica Clássica Newtoniana do espaço-tempo absoluto. Primeiro, há independência em relação ao movimento de corpo rígido (olhar do observador), ou seja, para qualquer sistema de coordenadas que se adote, as relações existentes não se alteram. Segundo, o espaço é estático e os acontecimentos não afetam o tempo. No sistema de Newton, o espaço é tridimensional, contínuo, estático, infinito, uniforme e isotrópico.

Desse arcabouço teórico são derivados os modelos de dimensionamento que seguem os pressupostos do racionalismo cartesiano de divisão de problemas complexos em partes menores e mais simples, o que se traduz na Engenharia na chamada superposição de efeitos. Assim, dentre as teorias estruturais clássicas atualmente aplicadas incluem-se as de flexão de vigas e placas, barras, torção e deformação lateral. Após análise separada dos efeitos de cada modelo, os mesmos são somados para a determinação da resistência estrutural global do elemento.

Reineck (2002) chama a atenção para o perigo de uma análise baseada somente em modelos lineares, que pode levar a um estudo superficial do fluxo de tensões atuantes na estrutura, não compreendendo as regiões críticas. Este fato se estende às normas em vigor que apenas acrescentaram um capítulo à parte ou anexo para cobrir as regiões D, sem integrar os novos conceitos – por exemplo, o método de bielas e tirantes – ao arcabouço teórico do código. À exceção estão somente alguns casos específicos como os consolos.

Para o caso de blocos sobre estacas, como afirmado anteriormente, não existe ainda uma regra definida e unificada para o seu dimensionamento. As normas adotadas por cada país divergem sobre a melhor teoria a ser empregada para a sua análise estrutural, variando entre os modelos de flexão (vigas) e treliça (bielas e tirantes). Hoje, começa a haver uma convergência para a adoção da teoria de bielas e tirantes, com a publicação de diversas pesquisas apontando-o como o que melhor reproduz o

comportamento estrutural dos blocos. Vale dizer que o modelo já consta no Apêndice A do ACI-318 desde 2002 e é recomendado pela ABNT NBR 6118:2003.

Disto resulta a importância do conhecimento da teoria das estruturas, defendido por Fonseca (2002), para se entender as hipóteses simplificadoras de cada modelo e suas limitações de aplicação. Nesse sentido, faz-se indispensável o conhecimento das propriedades dos materiais.

3.2 Propriedades dos materiais

Os dois principais materiais empregados na Engenharia Civil, nomeadamente o concreto e o aço, possuem uma estrutura microscópica irregular. O concreto caracteriza-se por ser um material frágil, heterogêneo, poroso e anisotrópico. O aço, por seu turno, é um composto dúctil que apresenta uma microestrutura policristalina, com desarranjo em seu retículo cristalino e desorganização nas áreas de interface entre os cristais, que leva a uma diminuição da resistência.

De acordo com Neville (1981), existe uma disparidade grande entre esses dois materiais. O aço é resultado de um processo industrial com rigoroso controle de qualidade na sua produção. Suas propriedades são determinadas em laboratório e descritas em certificados emitidos pelos produtores. O concreto, por sua vez, é resultado de uma mistura de agregados que podem apresentar grandes variações em sua composição físico-química de acordo com a localidade de sua extração. Além disso, suas propriedades finais são resultado direto do processo empregado na sua mistura, lançamento e cura. Dessa forma, não há como garantir um adequado controle de qualidade do produto.

Sobre os agregados, como afirmam Mehta e Monteiro (1994), estes são os principais responsáveis pela massa unitária, módulo de elasticidade e estabilidade dimensional do concreto. A massa específica do agregado é diretamente proporcional à resistência à compressão do concreto, na medida em que quanto mais leve o agregado, geralmente maior será a sua porosidade e conseqüentemente, menor sua resistência final. A forma do agregado (granulometria e textura) também influi, apesar de ser em menor grau. Agregados de diâmetros menores aumentam a superfície de contato com a pasta de cimento, reduzindo as tensões de aderência e aumentando a resistência do

concreto. Já agregados de grande diâmetro ou forma lamelar facilitam a formação de um filme de água junto às suas paredes, enfraquecendo a ligação com a pasta de cimento.

É importante mencionar algumas características da pasta de cimento, também denominada de matriz, uma vez que em concretos de resistência convencional (até 50 MPa, segundo a ABNT NBR 8953:1992), esta desempenha o papel fundamental na resistência última à compressão do concreto.

Segundo Mehta e Monteiro (1994), a pasta de cimento, que envolve os agregados graúdos e grãos de areia, é constituída por diferentes tipos de compostos hidratados do cimento, dos quais os mais importantes são os silicatos hidratados (C-S-H), o carbonato de cálcio – Ca(OH)_2 – que se cristaliza em placas hexagonais superpostas e o sulfoaluminato de cálcio (etringita e monossulfato de cálcio) que cristaliza em forma de agulha no início da pega do concreto.

De acordo com os autores acima, o C-S-H representa de 50% a 60% do volume de sólidos em uma pasta de cimento Portland completamente hidratada. Esses componentes são os responsáveis pela resistência a ações mecânicas da pasta de cimento. Já o Ca(OH)_2 ocupa de 20% a 25% do volume da pasta e interfere pouco na resistência da pasta de cimento, pois possui pequena superfície específica, levando a um pequeno poder de adesão. Entretanto contribui para a alcalinidade do concreto, responsável pela passivação da armadura. Por último, o sulfoaluminato de cálcio ocupa de 15% a 20% do volume de sólidos da matriz e cimento hidratado.

O índice de vazios (porosidade) existente na pasta de cimento representa um fator preponderante para a sua resistência. Segundo Mehta e Monteiro (1994), os vazios se distinguem em: (i) poros de gel ou poros presentes entre as camadas de silicatos hidratados que não influem na resistência da matriz por serem muito pequenos; (ii) vazios capilares que representam o espaço não preenchido pelos componentes sólidos da hidratação do cimento. O seu volume total e a sua distribuição afetam a resistência da matriz; (iii) poros de ar incorporado de forma arbitrária ou não, que apresentam forma esférica e comprimento maior do que os vazios capilares, comprometem a resistência da pasta de cimento e aumentam a sua permeabilidade.

A zona de transição entre a pasta e o agregado é caracterizada por ser uma região de maior porosidade e heterogeneidade do que o restante da pasta. Em concretos de resistência convencional, ela representa o elo frágil do conjunto, estando facilmente sujeita à microfissuração devido a pequenos acréscimos de força e variação de volume em função da umidade e temperatura. O filme de água que se forma no perímetro do agregado permite a formação de grandes cristais de Ca(OH)_2 , criando planos preferenciais de ruptura e falha na aderência entre a pasta e o agregado que diminui a força de adesão.

Vale lembrar que as forças de adesão se referem à atração eletrostática, denominada forças de Van der Waals, que resulta em uma ligação intermolecular fraca entre as partículas da pasta de cimento.

Por último, cabe acrescentar que nas análises teóricas e numéricas em geral, a composição físico-química e o comportamento mecânico dos materiais são simplificados, normalmente sendo considerados como homogêneos, isotrópicos e elástico-lineares. Os programas computacionais atuais levam em consideração a fase de plastificação do concreto e a sua não-linearidade.

Posto isso, é importante a análise da ligação aço-concreto por aderência que é responsável, nas palavras de Leonhardt e Monning (1977), “pelas boas características de material de construção do concreto armado”.

3.3 Aderência

A aderência é a propriedade que impede que haja escorregamento da barra de aço em relação ao concreto que a envolve.

O fenômeno de aderência do concreto ao aço, segundo Leonhardt e Monning (1977), surge quando ocorrem variações das tensões ao longo da barra de aço, ocasionadas por ações externas, tensões tangenciais de ancoragem das barras em suas extremidades, variações de temperatura devido à diferença de condutividade térmica dos materiais, fluência e contração do concreto.

De modo geral, a aderência das barras de aço ao concreto pode ocorrer por adesão – ligações físico-químicas entre o concreto e o aço –, por atrito (força de atrito

desenvolvida pelos materiais) ou de forma mecânica, através das mossas e saliências existentes nas barras de aço.

As condições de aderência são influenciadas pela rugosidade das barras de aço, pela sua posição no interior da estrutura de concreto, pelo seu diâmetro, além da resistência, retração, adensamento e porosidade do concreto. É importante mencionar que a ABNT NBR 6118:2003 considera duas situações de aderência em função da posição e inclinação das barras de aço no interior do concreto. A região de boa aderência corresponde às barras de aço que estejam com inclinação maior do que 45° em relação à horizontal e às horizontais ou com inclinação menor que 45° sobre a horizontal desde que obedecidos os dois critérios a seguir: (i) “elementos estruturais com $h < 60\text{cm}$, localizados no máximo 30cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima”; (ii) “elementos estruturais com $h \geq 60\text{cm}$, localizados no máximo 30cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima”. Para os demais casos, considera-se a região como sendo de má aderência.

Sobre as ligações entre o concreto e o aço, de acordo com Fusco (1994), estas “mobilizam tensões diagonais de compressão, que são acompanhadas por tensões transversais de tração para o estabelecimento do equilíbrio”. Essas tensões de tração provocam microfissuras no concreto do entorno e podem resultar no fendilhamento do concreto ou fissuração ao longo do eixo da barra de aço longitudinal. De maneira geral, como forma de prevenção, utilizam-se estribos para absorver as tensões de tração e evitar as microfissuras e o fendilhamento do concreto que, como afirma o autor supracitado, “pode chegar à superfície da peça, comprometendo seriamente a resistência à corrosão da armadura”.

Para o caso específico de blocos sobre estacas, a aderência não é o fator determinante para a delimitação da resistência última de blocos rígidos, uma vez que, como comprovam os estudos conduzidos por Delalibera (2006), não há escorregamentos de armadura devido à ação favorável do efeito de compressão atuante na biela que reduz o valor da força de tração e leva a uma redução significativa nas deformações das barras de aço. No entanto, é importante lembrar que o autor

recomenda a verificação do comportamento da aderência das barras de aço dos tirantes em blocos flexíveis para comprovar se há escorregamento da barra.

Não obstante, os tirantes dos blocos de estacas devem ser ancorados de forma a se garantir a perfeita adesão das barras de aço ao concreto.

3.4 Ancoragem

A ancoragem se refere ao ato de fincar ou arraigar a barra de aço ao concreto, de modo a aumentar a sua aderência ao elemento estrutural e permitir a transferência integral das forças de tração para o concreto. Ela pode ser realizada por aderência (barras retas ou ganchos) ou por dispositivos mecânicos (chapas e parafusos).

A ABNT NBR 6118:2003 determina que “todas as barras das armaduras devem ser ancoradas de forma que as tensões a que estejam submetidas sejam integralmente transmitidos ao concreto, seja por meio de aderência ou de dispositivos mecânicos ou combinação de ambos”. O comprimento de ancoragem básico é definido pela norma como o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força limite $A_s f_{yd}$ nessa barra, admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme.

Chul e Hong (2009) sustentam que a utilização de ancoragem mecânica tipo *headed bars* (com chapas e parafusos) tem-se mostrado uma alternativa viável em substituição aos ganchos. Em modelos de bielas e tirantes, os autores afirmam que nós do tipo C-C-T (compressão-compressão-tração) e T-T-C (tração-tração-compressão) são menos eficientes do que os C-C-C (compressão-compressão-compressão) devido ao efeito de rompimento nos nós formado pelo escorregamento da barra de aço.

Sobre o comprimento de ancoragem, de acordo com Fusco (1994), este é função da conformação superficial das barras de aço (existência ou não de mossas e saliências), da qualidade do concreto – resistência e durabilidade –, da posição da armadura em relação às etapas de concretagem, das forças de tração nas barras e do arranjo da própria ancoragem, ou seja, da utilização de ganchos e dos tipos de dobramentos.

Raush et al. (1997) mostram em seus estudos sobre blocos sobre estacas que a deformação dos ganchos de ancoragem foi quase zero.

Delalibera (2006) comprova que há redução significativa nas deformações das barras devido à ação favorável do efeito de compressão atuante na biela, sendo, portanto, correta a utilização de ancoragens retas e a consideração da seção de início de ancoragem a partir da seção da estaca mais afastada da extremidade do bloco.

Leonhardt e Mönning (1977) também recomendam ancoragem reta para blocos sobre estacas, pois a armadura dos tirantes é fortemente comprimida perpendicularmente ao plano horizontal das estacas.

Dessa forma, a presença de pressões de confinamento laterais pode aumentar a tensão de aderência das barras de aço, permitindo a redução do comprimento de ancoragem. No entanto, o efeito favorável do confinamento das barras não é considerado pelo ACI 318-05 na determinação do comprimento de ancoragem. As atuais equações presentes no ACI 318-05, como afirmam Roy e Breña (2008), são derivadas dos trabalhos de Orangun (1977) e levam em consideração os efeitos do cobrimento, tensão de tração do concreto, tensão de escoamento do aço e confinamento devido ao reforço dos estribos.

É importante ressaltar que nos estudos de Roy e Breña (2008) as deformações na extremidade da zona nodal variaram significativamente dependendo do comprimento de ancoragem. As peças com ancoragens menores exibiram maior flexão em relação às vigas com ancoragens maiores. Além disso, não foi observado correlação entre o tipo de ancoragem – curta ou longa, reta ou com ganchos – e o lado da viga que apresentou ruína por ruptura do concreto na região da biela comprimida. Todavia, nas peças com menor ancoragem houve fratura do concreto na sua extremidade.

Os autores supracitados concluíram que mesmo as vigas com ancoragens muito curtas tiveram sucesso na transferência das tensões de cisalhamento para os apoios em virtude do efeito favorável de confinamento na região dos nós. Além disso, as tensões de aderência dos modelos ensaiados apresentaram resultados superiores aos estipulados pelo ACI 318-05.

Por último, Roy e Breña (2008) determinaram que o comprimento de ancoragem efetivo está situado entre 20 e 25 vezes o diâmetro das barras de aço. É importante lembrar que a pressão de confinamento lateral deve ser considerada desde o início da região nodal até o final da zona nodal, conforme definido pelo ACI-318 (2008).

3.5 Comportamento estrutural de blocos sobre estacas

Os blocos sobre estacas obedecem ao princípio de Saint-Venant, sendo considerados, nas palavras de Fusco (1994), “elementos especiais que se caracterizam por um comportamento que não respeita as hipóteses das seções planas de Bernoulli, por não serem suficientemente longos para que se dissipem as perturbações localizadas”.

No princípio de Saint Venant, segundo Fusco (1994), as maiores tensões e deformações ocorrem na região de entorno das ações devido a descontinuidades geométricas ou a forças concentradas. À medida que se considera uma seção mais afastada das forças atuantes, observa-se um processo gradativo de equalização das tensões, que a certo ponto se uniformizam. Essa distância, chamada de zona de regularização, deve ser da mesma ordem de grandeza da dimensão característica da seção de aplicação da força concentrada.

Segundo Fusco (1994), o comportamento estrutural dos blocos sobre estacas deve ser tal que os mesmos sejam “suficientemente rígidos para que sua deformabilidade não afete as tensões atuantes na superestrutura, nem no próprio terreno da fundação”. Para isto, a altura do bloco deve permitir a transmissão direta da força atuante na base do pilar até a cabeça das estacas, por meio do sistema de bielas comprimidas.

Sobre o dimensionamento de blocos sobre estacas, a maioria das normas recomenda a utilização de modelos de vigas-parede, flexão ou treliça. No entanto, Souza et al. (2009) demonstraram que muitos blocos dimensionados para o rompimento à flexão acabaram por apresentar ruptura frágil por cisalhamento. Os autores também atestaram que os blocos são submetidos a uma complexa distribuição tridimensional de deformação ao longo da região D.

O trabalho de Brown & Bayrak (2008) chama a atenção para o fato de que os resultados da análise de vigas-parede utilizando como referência o ACI 318-05 e a AASHTO-LRFD indicam que eles não produzem níveis de segurança compatíveis com os exigidos pelo método científico que estabelece um desvio padrão máximo de erro nos resultados das amostras de 5%.

Chan & Poh (2000) observaram, a partir de ensaios experimentais de blocos sobre quatro estacas pré-moldados, que o modelo de menor altura e armadura mais densa apresentou ruína com força de menor intensidade. Também houve significativa perda de rigidez após o aparecimento das primeiras fissuras, com aumento das deformações. Por fim, a peça apresentou ruína por cisalhamento. Por outro lado, nos blocos de maior altura ocorreu ruína por flexão, com escoamento da armadura.

Munhoz (2004) observou que em blocos de menor altura as fissuras são mais intensas. Além disso, o modelo numérico apresentou resultados com forças menores nas cabeças das estacas. A autora conclui, então, que o método da superposição de efeitos é conservador e a redistribuição de forças no interior do bloco foi influenciada pela rigidez do elemento estrutural.

Delalibera (2006) demonstrou que em todos os modelos de blocos analisados houve formação de bielas comprimidas, com ruína por fendilhamento e ruptura do concreto nas regiões nodais junto ao pilar e às estacas.

Por último, vale lembrar que, de acordo com Fusco (1994), o método das bielas e tirantes deve ser adotado para “o tratamento elementar da distribuição das tensões nas zonas de regularização” em elementos estruturais submetidos ao Princípio de Saint Venant.

CAPÍTULO 4 – MODELO DE BIELAS E TIRANTES

4.1 Teoria e História

O nascimento do modelo de bielas e tirantes pode ser datado de 1899, quando Wilhelm Ritter, de forma precursora, desenvolveu um modelo baseado em treliça para explicar o comportamento estrutural de elementos estruturais especiais armados com estribos, nos quais a força cortante era preponderante. Antes, acreditava-se que o chamado efeito de pino da armadura longitudinal de tração era o responsável por resistir ao escorregamento das superfícies opostas das trincas e fissuras inclinadas.

Em 1901, Mörsch refinou o modelo de Ritter ao propor que as forças discretas diagonais seriam melhor representadas por um arranjo contínuo de diagonais comprimidas, denominadas de bielas comprimidas. No entanto, os dois modelos ainda não consideravam o efeito favorável da tensão à tração do concreto. Assim, em 1927, Richart apresenta um novo modelo de cálculo ao cisalhamento no qual as contribuições do aço e do concreto à força cortante eram determinadas separadamente e depois somadas para compor a força máxima resistente, com orientações das bielas e estribos diversas de 45°. Em 1929, Rausch estende a aplicação da teoria da treliça plana para um modelo espacial e propõe um novo método de cálculo para peças submetidas à torção.

A partir dos anos 1980 o modelo de bielas e tirantes começa a se tornar crescentemente popular nos Estados Unidos. Na Alemanha, os pesquisadores Schlaich e Schäfer (1988) generalizaram a aplicação da Analogia da Trelíça em diversos elementos estruturais, sugerindo um método de caminho de cargas determinado com auxílio das trajetórias de tensões principais e baseado em análise elástica-linear. Na década de 1990, Adebar et al. (1990) e Adebar e Zou (1996) desenvolvem um modelo de bielas e tirantes para dimensionamento de blocos sobre estacas.

No ano de 2002, o ACI 318 passou a incorporar provisões para o modelo e em 2005 passou a prever uma capacidade nominal de carga para as bielas definida como um percentual da tensão de compressão do concreto, qual seja:

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f_c$$

em que f_{ce} representa a tensão de compressão efetiva, f_c a resistência cúbica à compressão do concreto e β_s o fator de eficiência, baseada no tipo e na forma das bielas.

Neste modelo, a formação do esquema resistente de bielas e tirantes ocorre após o início da fissuração, no estágio II, quando há uma diminuição da rigidez da peça.

Os fundamentos básicos da teoria de bielas e tirantes estão alicerçados no Teorema do Limite Inferior da Teoria de Plasticidade Geral. Grosso modo, o Teorema considera que os materiais possuem um comportamento elasto-plástico perfeito. E o equilíbrio de tensões interno alcançado não deve ultrapassar o limite de escoamento do material, além do que deve preservar o seu equilíbrio com as forças externas aplicadas. Dessa forma, uma vez que o concreto possui capacidade limitada de sustentar deformações plásticas e não é um material elasto-plástico perfeito, as normas, de modo geral, restringem as tensões de compressão das bielas, como é o caso do ACI-318:02 descrito acima.

Estabelecidas as principais bases da teoria de bielas e tirantes, cabe realizar uma breve descrição sobre os modelos de dimensionamento existentes.

4.2 Dimensionamento

O modelo de bielas e tirantes é utilizado para o dimensionamento de regiões ou estruturas que não estão submetidas às regras da teoria tradicional de flexão e cisalhamento que se aplicam às chamadas regiões-B. Nas regiões-D, em função do princípio de Saint Venant, faz-se necessário um novo método de aproximação, pois, segundo MacGregor (2002), a maior parte da força aplicada é transferida diretamente para os apoios através de forças de compressão ao longo do concreto e forças de tração nas armaduras.

Para as bielas e tirantes, como afirma MacGregor (2002), assume-se que ocorra uma ruína pelo escoamento dos tirantes, ruptura do concreto nas bielas e zonas nodais

ou falha na ancoragem dos tirantes. Para o dimensionamento, são adotados modelos bi-dimensionais para estruturas contidas no plano como vigas-parede, consolos e dentes gerber. Já os modelos tridimensionais são recomendadas, por exemplo, para blocos que contenham mais de duas linhas de estacas.

4.2.1 As Bielas

O dimensionamento das bielas é realizado, segundo Fusco (1994), a partir da definição de sua geometria, das condições de contorno da peça e do arranjo de armadura. Elas podem ser consideradas como submetidas a estados planos de tensão com confinamento ou a estados simples de compressão, sendo que, em alguns casos, deve-se incluir a fissuração devido ao efeito das tensões tangenciais.

De acordo com o ACI 318R:08, as bielas são geralmente idealizadas como membros prismáticos submetidos à compressão, podendo apresentar o formato de garrafa quando a área de compressão do concreto apresenta expansão. Neste caso, o alargamento da biela se desenvolve ao longo de uma curva 1:2 em relação ao eixo de aplicação da força de compressão.

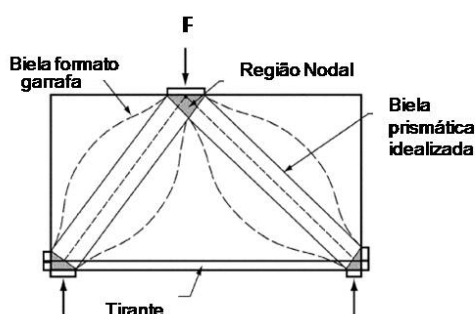


Figura 12 – Formatos ideais das bielas (ACI 318R-08)

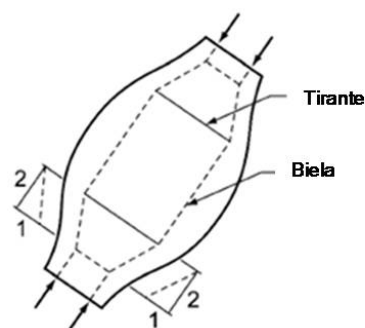


Figura 13 – Detalhe do alargamento da biela (ACI 318R-08)

É importante lembrar que para o caso de blocos sobre estacas, Silva e Giongo (2000) afirmam não existir ainda um critério comprovado experimentalmente para a definição da seção transversal das bielas.

Os limites de inclinação das bielas, segundo Fusco (1994), para o caso de blocos sobre estacas, estão no intervalo de 26° a 63°. O ACI-318R-08 determina um ângulo mínimo para as bielas de aproximadamente 26° ($\arctan \frac{1}{2}$) e máximo de 65°.

Su e Chandler (2001), afirmam que o formato garrafa das bielas origina tensões de tração que podem ocasionar fissuras e iniciar um processo de falha estrutural. Por isso, faz-se necessário considerar tensões de tração transversais no cálculo da estrutura ou colocar barras de aço no campo de tensões da região na direção transversal. O ACI 318R:08 incorporou esse efeito em seu modelo de dimensionamento e considera a atuação dessas tensões de tração em sua fórmula.

Da mesma forma, Fusco (1994) recomenda a colocação de armaduras transversais dispostas de tal forma a evitar o fendilhamento longitudinal da peça. Delalibera (2006) também sugere a disposição de armaduras perpendiculares às bielas comprimidas e fornece um modelo para dimensionamento da armadura mínima de fendilhamento, o qual está exposto a seguir:

$$R_{ct,min} = h_f \cdot h_y \cdot f_{ctk,inf} , \text{ sendo } A_{sf,min} = \frac{R_{ct,min}}{f_{yd}}$$

em que $R_{ct,min}$ é a força de tração mínima, h_f a dimensão vertical do modelo proposto de bielas e tirantes e h_y a dimensão do pilar na direção considerada.

É importante mencionar também que os modelos de dimensionamento existentes utilizam fatores de segurança que incidem sobre as ações atuantes e sobre os materiais. Nas bielas, os fatores de influência preponderantes que limitam a sua capacidade resistente, segundo Su e Chandler (2001), são: a resistência característica do concreto à compressão; a orientação das fissuras (paralelas ou inclinadas em relação às bielas); a largura e extensão das fissuras; e, o grau de confinamento – estribos horizontais e verticais. Assim, a tensão de compressão está limitada por um fator de segurança indicado na fórmula que se segue:

$$f'_{cd} = \nu \cdot f'_c , \text{ em que } \nu \leq 1,0$$

4.2.2 As Regiões Nodais

Os nós são pontos formados pelo encontro dos eixos das bielas e tirantes que representam forças concentradas atuando nessas intersecções. Para haver equilíbrio, ao menos três forças devem atuar em um determinado nó de um modelo de bielas e tirantes. Os nós são classificados de acordo com os sinais dessas forças, como mostrado na figura 14.

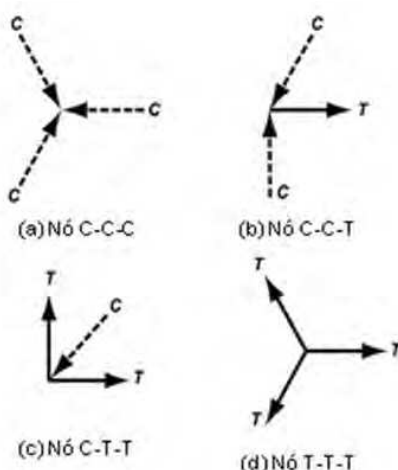


Figura 14 – Classificação dos nós (ACI 318R-08)

As zonas nodais, a partir de definição do ACI-318R (2008), são delimitadas pela região de concreto ao redor de um nó qualquer na qual ocorre transferência de forças entre bielas e tirantes. Historicamente, elas foram consideradas como hidrostáticas, onde o encontro entre as forças nos nós era formado por planos perpendiculares aos eixos das bielas e tirantes, com tensões iguais em cada plano. Este modelo acabou sendo substituído pelas atuais zonas nodais estendidas.

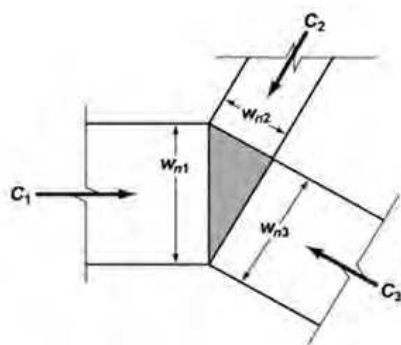


Figura 15 – Zona nodal hidrostática (ACI 318R-08)

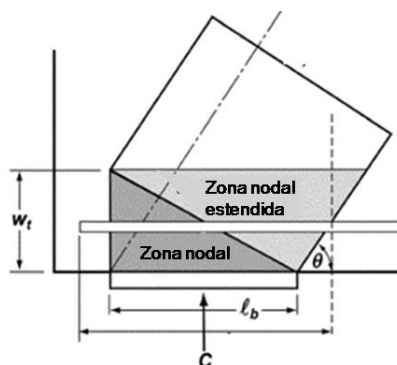


Figura 16 – Zona nodal estendida (ACI 318R-08)

A resistência das regiões nodais, de acordo com Silva e Giongo (2000) é influenciada pela existência de armadura tracionada, o seu modo de distribuição e tipo de ancoragem, além da intensidade do confinamento existente.

De acordo com Fusco (1994), as seções críticas estão sempre junto aos nós das bielas devido ao efeito de regularização que resulta em uma diminuição das tensões à medida que se afasta da região circunvizinha aos nós. Além disso, a tensão das bielas nas regiões nodais inferiores deve ser menor ou igual à resistência de cálculo à compressão do concreto, e, na região nodal superior (abaixo do pilar), não pode exceder o limite de 85% da resistência de cálculo do concreto, devido à ausência do efeito de cintamento, pois é a resistência da seção do pilar junto ao bloco que reage às forças atuantes na região. Na Tabela 1 estão os valores das tensões admissíveis propostas pelo autor supracitado:

Tabela 1 - Tensões admissíveis no concreto (Fusco, 1994)

Estado de tensões atuantes	$F_{ck} \leq 40\text{MPa}$	$f_{ck} > 40\text{MPa}$
Concreto confinado em estado plano de tensão	$\sigma_{c,d} \leq f_{cd}$	$\sigma_{c,d} \leq 0,90.f_{cd}$
Concreto não-confinado	$\sigma_{c,d} \leq 0,85.f_{cd}$	$\sigma_{c,d} \leq 0,80.f_{cd}$
Concreto não-confinado e fissurado	$\sigma_{c,d} \leq 0,60.f_{cd}$	$\sigma_{c,d} \leq 0,50.f_{cd}$
Cisalhamento	$\sigma_{c,d} \leq 0,30.f_{cd}$	$\sigma_{c,d} \leq 0,25.f_{cd}$

Para evitar a ruptura da peça nas seções críticas, os fatores de segurança, segundo Su e Chandler (2001), são baseados: nos tipos de forças que chegam aos nós; no efeito de confinamento; na existência ou não de armadura nos membros ou na circunvizinhança; no efeito das descontinuidades de tensões e deformações no interior da zona nodal quando há tirantes tracionados ancorados em nós comprimidos. A fórmula adotada para o dimensionamento com o fator de segurança é:

$$f'_{cd} = \eta \cdot f'_c, \text{ em que } \eta \leq 1,0$$

De acordo com Silva e Giongo (2000), as tensões atuantes nas regiões nodais podem ser reduzidas por meio do aumento das dimensões dos apoios (por exemplo, aumento da seção transversal das estacas) e das regiões de introdução de forças

(como o aumento da seção transversal do pilar), pelo aumento das dimensões das bielas comprimidas e pelo aumento da área de armadura efetiva ancorada dos tirantes.

4.2.3 Os Tirantes

Os tirantes são dimensionados à tração simples, com ancoragem das barras de aço nas extremidades por meio de aderência (barras retas), dobramento – ganchos – ou dispositivos mecânicos.

O valor adotado em geral para os fatores de segurança, segundo Su e Chandler (2001), é igual a 0,87 (inclusive o da ABNT NBR 6118:2003), exceto o especificado pela norma australiana AS 3600:2002 que adota 0,70.

Silva e Giongo (2000) chamam a atenção para a ancoragem nas extremidades das regiões nodais. Os autores afirmam que “uma ancoragem adequada e a utilização de diâmetros mais finos em maior número de camadas contribuem na definição da geometria e, conseqüentemente, na resistência das bielas e regiões nodais”.

Para a ancoragem, de acordo com Su e Chandler (2001), deve-se distribuir uniformemente as tensões nos tirantes em uma área de concreto que seja ao menos igual à força atuante no tirante dividida pelas tensões limites do concreto nas regiões nodais. Além disso, a ancoragem deve estar localizada no interior da região nodal ou além de sua zona de influência. E deve começar onde a trajetória de tensões de compressão encontra as barras de aço dos tirantes e se estender até a outra zona nodal. Por último, as forças de tração desenvolvidas atrás das regiões nodais podem vir a resistir às forças remanescentes desenvolvidas no interior das regiões nodais.

4.3 Normas e Procedimentos de Dimensionamento

Nas duas últimas décadas, segundo Su e Chandler (2001), o modelo de bielas e tirantes tem sido um dos métodos mais populares e racionais de análise de estruturas não submetidas à flexão. E as diretrizes de cálculo principais foram fornecidas por normas nacionais tais quais a canadense (CSA Standard A23.3:1994), a australiana (AS 3600:1994), a neo-zeolandeza (NZS3101:Part2:1995) e o Código Modelo CEB-

FIP:1990. Apesar disso, segundo os autores, cada uma das normas listadas acima possui os seus próprios fatores de segurança em relação às ações e aos materiais, o que pode torná-las de difícil adoção por projetistas de outros países.

Além disso, como visto no item 2.3.2, o avanço do processo de globalização, bem como o de regionalização, tem levado à formação de comitês de gestão para discussão e elaboração de normas unificadas entre países. Atualmente já existe um código europeu – Eurocode 2 –, uma norma unificada para a região do sudeste asiático, chamada de *Asian Concrete Model Code* (ACMC), além de um modelo para os países árabes, o *Arab Concrete Code*.

O *Arab Concrete Code*, de acordo com Darwish (2005), é baseado no *Egyptian Code of Practice for Concrete Structures* (ECP, em árabe), tendo sido publicado inicialmente em 1977. Este está em uso há 75 anos e atualmente possui um comitê permanente de revisão. Apesar disso, até hoje não há uma versão disponível traduzida para o inglês.

Na África, ainda não existe um código unificado. Entretanto, atualmente há um Comitê gestor responsável pela sua elaboração que pretende, segundo Darwish (2005), incorporar a diversidade do clima regional, da terra, do meio-ambiente e das práticas de construção locais. Para tanto, o autor sugere a adoção do Eurocode e do Arab Concrete Code como modelos.

Por tudo isso, a fim de se alcançar uma visão matizada que volte um olhar atento sobre o avanço do processo de regionalização e, ao mesmo tempo, que se fixe nas principais normas existentes que façam referência ao modelo de bielas e tirantes, foram analisados os seguintes códigos nacionais: para a região sul-americana foi analisada a ABNT NBR 6118:2003; na América Central e do Norte, foi escolhido o ACI 318-08 por ser utilizado mundialmente; na zona europeia optou-se pelo Eurocode 2 (2004) que traz em seu bojo os princípios do Código Modelo do CEB-FIP; na Oceania, foi estudada a norma australiana AS 3600 (2002); e, na Ásia, faz-se uma breve menção à norma chinesa GB 50010 (2002), já que a mesma não apresenta um modelo específico de cálculo baseado em bielas e tirantes. Por último, para complementar e resumir o assunto, escrutinizou-se o modelo proposto por Su e Chandler (2001).

É importante dizer que, uma vez que a futura norma unificada africana está sendo elaborado a partir do Eurocode 2 e do “Arab Concrete Code” e que este é baseado no ECP que não possui ainda versão em inglês, não foi utilizado nenhum modelo desta região.

4.3.1 ABNT NBR 6118:2003

A ABNT NBR 6118:2003 não apresenta critérios expressos de dimensionamento para os modelos de bielas e tirantes, limitando-se a tratar do assunto de forma genérica, apenas recomendando o modelo como melhor alternativa para o cálculo de blocos sobre estacas.

4.3.2 ACI-318R:08

O ACI-318 (2008), no apêndice A, descreve o procedimento de cálculo de modelos baseados em bielas e tirantes que são definidos como as regiões da estrutura que apresentam descontinuidades (regiões-D) ou as quais se aplicam o modelo idealizado de treliça. O código limita a força de dimensionamento a 75% da resistência nominal das bielas, tirantes ou nós ($\phi_{stm} \cdot F_n \geq F_u$, em que $\phi_{stm}=0,75$). Além disso, o ângulo das bielas comprimidas com a horizontal deve se situar entre os valores de $25^\circ < \theta < 65^\circ$.

A tensão de compressão na biela comprimida deve satisfazer a seguinte condição geral:

$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cs}, \text{ sendo } f_{ce} = v \cdot f'_c = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f'_c$$

Sendo:

A_{cs} = seção transversal na extremidade da biela;

f_{ce} = tensão de compressão efetiva na biela;

v = fator de eficiência (de segurança);

β_s = fator de eficiência (de segurança) das bielas que depende do seu formato.

Este último fator (β_s) é função tanto da resistência característica à compressão do concreto quanto dos efeitos de ancoragem dos tirantes nas zonas nodais e da armadura de fissuração e confinamento sobre a resistência a compressão do concreto.

O valor da força de compressão efetiva obedece aos critérios da Tabela 2:

Tabela 2 – Valores limites da força de compressão nas bielas (ACI 318R-08)

Tipo de biela comprimida	Valor da força de compressão ($f_{ce}=0,85 \cdot \beta_s \cdot f'_c$)
Modelo prismático	$f_{ce}=0,85 \cdot f'_c$
Modelo formato garrafa com armadura complementar*	$f_{ce}=0,6375 \cdot f'_c$
Modelo formato garrafa sem armadura complementar*	$f_{ce}=0,51 \cdot f'_c$
Bielas localizadas em regiões com atuação de tensões de tração	$f_{ce}=0,34 \cdot f'_c$

Observação: *A armadura complementar é a necessária para suportar as forças de tração existentes devido ao alargamento da base da biela de 2:1 (longitudinal:transversal). A norma permite a utilização de modelos de bielas e tirantes locais para determinação da quantidade necessária de armadura transversal.

A força de tração resistente dos tirantes em peças não protendidas, caso de blocos sobre estacas, é determinado pela seguinte expressão:

$$F_{nt} = f_y \cdot A_{ts}$$

A localização do eixo da armadura complementar deve coincidir com o eixo do tirante do modelo de bielas e tirantes. Além disso, as barras de aço podem ser ancoradas por meio de ganchos, barras retas com comprimentos mínimos de ancoragem ou mecanismos de pós-tensão. Como forma de reduzir seu comprimento, é permitido, por exemplo, a utilização de dispositivos mecânicos ou de confinamento adicional. No entanto, o início da ancoragem não deve exceder os limites da zona nodal, delineada a partir do centro geométrico – centróide – das barras de aço do tirante e das extensões-limites da biela ou de sua área de atuação. Seguem nas Figuras 17 e 18 as ilustrações da região de ancoragem em que se mostra o início da atuação da força dos tirantes a partir do ponto da centróide além da zona nodal estendida.

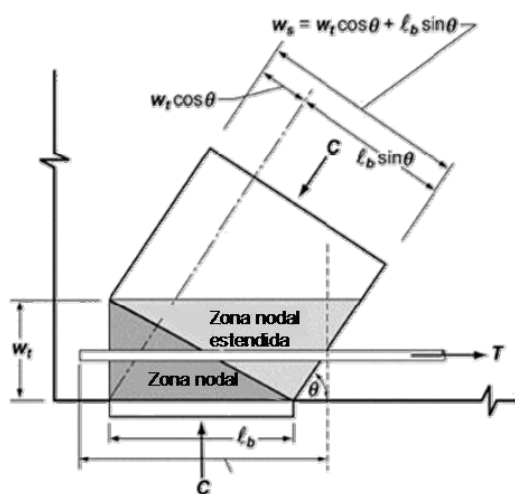


Figura 17 – Detalhe da região nodal com uma barra de aço (ACI 318R-08)

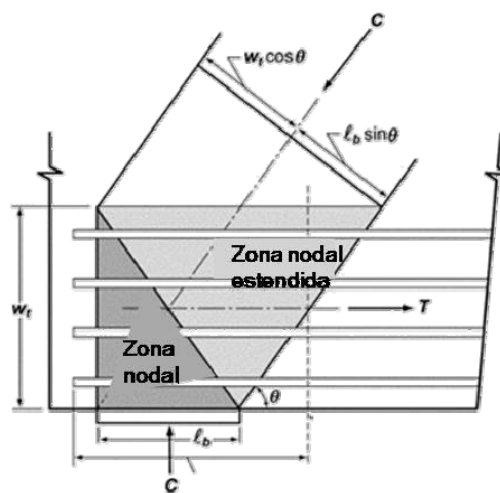


Figura 18 – Detalhe da região nodal com mais de uma barra (ACI 318R-08)

Como visto, as regiões nodais devem refletir a equalização das forças dos tirantes no trecho de ancoragem e no trecho de atuação das tensões nas barras de aço.

A tensão atuante nos nós é definida pela expressão abaixo, em que A_{nz} representa a área da zona nodal em que atua a força última ou de uma seção que corta transversalmente a linha de ação da força resultante.

$$F_{nn} = f_{ce} \cdot A_{nz} = 0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c$$

Os valores de f_{ce} são definidos segundo os tipos de nós, como mostrado na Tabela 3:

Tabela 3 – Valores limites da força de compressão nas regiões nodais (ACI-318R:08)

Tipo de nó	Valor da resistência à compressão ($f_{ce}=0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c$)
C-C-C	$f_{ce}=0,85 \cdot f'_c$
T-C-C	$f_{ce}=0,68 \cdot f'_c$
T-T-C	$f_{ce}=0,51 \cdot f'_c$
T-T-T	$f_{ce}=0,51 \cdot f'_c$

4.3.3 Eurocode 2 - prEN 1992-1-1 (2004)

O Eurocode 2 (2004) afirma que para as estruturas que apresentem uma distribuição de deformações não-lineares, deve-se utilizar os modelos de bielas e tirantes. A norma restringe o ângulo das bielas comprimidas com a horizontal entre os valores de $31^\circ < \theta < 59^\circ$. O fator de segurança do concreto k_t recomendado é de 0,667.

A tensão de compressão nas bielas para regiões com ou sem atuação de tensões transversais de compressão é definida pela expressão seguinte:

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd}$$

Já para regiões com fissuras que estão submetidas a tensões de tração, deve-se adotar a seguinte fórmula:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot \nu \cdot f_{cd} \text{ , sendo } \nu = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

O dimensionamento dos tirantes – armadura de tração longitudinal principal – é dado pela expressão que se segue:

$$F_t = f_{yk} \cdot A_s$$

As barras de aço devem ser ancoradas nos nós e devem resistir às forças concentradas atuantes nestas regiões.

Para as regiões nodais, de modo geral, a tensão máxima permitida é igual a:

Tabela 4 – Valores limites da força de compressão nas regiões nodais (Eurocode 2, 2004)

Tipo de nó	Fórmula
C-C-C	$\sigma_{Rd,max} = \nu \cdot f_{cd}$
C-C-T	$\sigma_{Rd,max} = 0,85 \cdot \nu \cdot f_{cd}$
C-T-T	$\sigma_{Rd,max} = 0,75 \cdot \nu \cdot f_{cd}$

O dimensionamento das forças nas regiões nodais deve ser realizado através do equilíbrio nas zonas nodais, seguindo as particularidades de cada modelo de nó, como mostrado nas Figuras 19, 20 e 21.

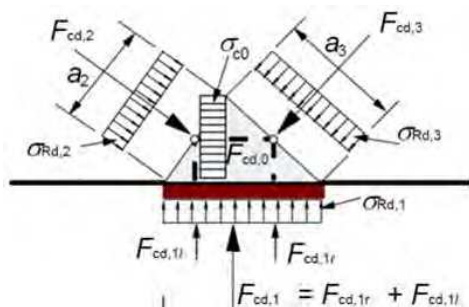


Figura 19 - Equilíbrio de nós para o modelo C-C-C

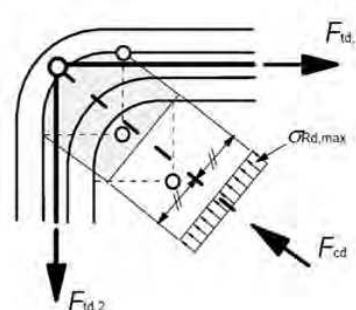


Figura 20 - Equilíbrio de nós para o modelo C-T-T

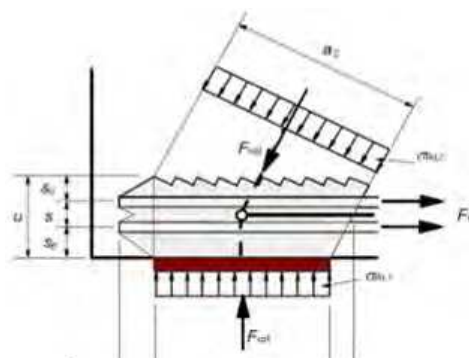


Figura 21 - Equilíbrio de nós para o modelo C-C-T

Para este último caso (Figura 21), a ancoragem deve começar no início da região nodal e se estender por todo o seu comprimento. Em alguns casos, as barras devem ser ancoradas atrás das zonas nodais.

Já a tensão de aderência, segundo o Eurocode 2 (2004), é limitada pelas características da superfície do aço (rugosa ou lisa), e, a tensão de tração e confinamento do concreto em seu entorno. O comprimento de ancoragem é determinado a partir de um valor constante de tensão de aderência.

A norma não apresenta modelos de cálculo específicos de ancoragem para bielas e tirantes, mas estão listados os princípios gerais de ancoragem para estruturas de concreto armado. Há, entretanto, como afirmado acima, recomendação para que a ancoragem se desenvolva a partir do início da zona nodal e se estenda por todo o seu

comprimento, sendo, em alguns casos, necessário ainda a extensão da ancoragem atrás da zona nodal.

4.3.4 AS 3600-2001

A norma define o modelo de dimensionamento de bielas e tirantes como o conjunto de tirantes tracionados e bielas comprimidas interconectados por meio de nós, formando uma treliça, com a função de levar as ações externas para os apoios. Neste sistema, o tamanho das bielas e tirantes não deve ser superior às suas capacidades resistentes.

O ângulo das bielas comprimidas com o eixo longitudinal está circunscrito e varia linearmente entre os valores de $30^\circ < \theta < 45^\circ$. O valor do fator de segurança disposto na norma – compressão e tração em bielas e tirantes – é de 0,70.

A força última de compressão das bielas não deve ser superior à seguinte expressão:

$$f_{cu} = b_c \cdot d_c \cdot \left(0,8 - \frac{f'_c}{200}\right) \cdot f'_c$$

em que $b_c \cdot d_c$ é a área da seção transversal da biela.

Nas regiões nodais, a norma não apresenta nenhum parâmetro específico de dimensionamento. Assim, o valor de cálculo para as tensões de compressão segue o especificado para as bielas, devendo ser igual a:

$$f'_{c,cal} = \left(0,8 - \frac{f'_c}{200}\right) \cdot f'_c$$

Também é recomendada a adoção de estribos.

É importante dizer que os valores acima, segundo Su e Chandler (2001), podem ir contra a segurança para o caso específico de nós do tipo C-T-T e para o caso das bielas em geral, uma vez que o modelo não avalia de forma precisa as tensões nas bielas e não considera os efeitos das fissuras.

O dimensionamento dos tirantes tracionados é definido pela fórmula seguinte:

$$N = f_{sy} \cdot A_{st}$$

As barras de aço devem ser efetivamente ancoradas de acordo com as regras gerais de ancoragem para estruturas de concreto armado – de modo a transferir as forças atuantes nos tirantes para os nós. Além disso, recomenda-se armadura complementar para se assegurar o estado limite de serviço e evitar fissuras nas regiões de concentração de tensões de compressão ou áreas com atuação de forças elevadas.

4.3.5 GB 50010 (2002)

Como afirmado anteriormente, o código em tela não apresenta um método próprio de dimensionamento de estruturas baseado no modelo de bielas e tirantes. A norma restringe-se a descrever, à semelhança da ABNT NBR 6118:2003, os princípios gerais de dimensionamento para estruturas como vigas, lajes, pilares, consolos e vigas-parede. Entretanto, o GB 50010 não faz menção a blocos sobre estacas.

4.3.6 Su, R. K. L. e Chandler A. M. (2001)

Para o dimensionamento das bielas comprimidas, os autores adotam como fator de segurança o produto de dois termos baseados nas relações propostas por Collins e Mitchel (1986) – que considera a orientação das bielas e a extensão das fissuras – e pelo CEB-FIP (1990) que incorpora o efeito de fragilidade do concreto. Dessa forma, a equação proposta para determinação da tensão máxima de compressão admissível é de:

$$f_{cd} = \phi \cdot \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot f'_c$$

em que ϕ representa o fator de segurança do concreto e é igual a 0,67:

$$\nu_1 = \frac{1}{1,14 + 0,75 \cdot \cot^2 \theta} \quad \nu_2 = 1,15 \cdot \left(1 - \frac{f'_c}{250}\right)$$

Para a região nodal, em conformidade ao proposto por Macgregor (1997), os autores também utilizam o produto de dois termos para fixar o valor do fator de segurança, que se baseiam no valor característico da resistência à compressão do concreto e nos tipos de nós. Assim, o valor da tensão admissível deve ser igual a:

$$f_{cd} = \phi \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f'_c, \text{ sendo } \eta_2 = 1,15 \cdot \left(1 - \frac{f'_c}{250}\right)$$

Tabela 5 – Valores de η_1 (Su, R. K. L. e Chandler A. M., 2001)

Tipo de nó	Valor de η_1
Triaxial	1,0
C-C-C	0,85
C-C-T	0,75
C-T-T	0,50

Os valores de η_1 são similares aos recomendados pelos pesquisadores Collins et al. (1986), Schaich et al. (1987) e Macgregor (1988), e, pelas normas européia, canadense e neo-zeolandeza, como mostrado na Tabela 6.

Tabela 6 – Comparativo dos valores de η_1 (Su, R. K. L. e Chandler A. M., 2001)

Autor	Tipo de nó	Valor de η_1
Collins et al. (1986)	C-C-C	0,85
	C-C-T	0,75
	C-T-T	0,60
Schaich et al. (1991)	C-C-C	0,94
	C-C-T	0,68
	C-T-T	0,68
Macgregor (1988)	C-C-C	0,85
	C-C-T	0,65
	C-T-T	0,50
Eurocode 2 ENV 1992-1-1	C-C-C	0,85
	C-C-T	0,70
	C-T-T	$(0,7 - f'_c/200)f'_c > 0,50$
CAN CSA A23.3-94	C-C-C	0,85
	C-C-T	0,75
	C-T-T	0,65
NZS3101:Part2:1995	C-C-C	0,65
	C-C-T	0,55
	C-T-T	0,45

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE NUMÉRICA: APRESENTAÇÃO DO ATENA

5.1 Considerações iniciais

A análise numérica foi realizada com o auxílio do programa computacional ATENA 3D de propriedade da empresa Cervenka Consulting. A sua arquitetura de funcionamento é baseada no método dos elementos finitos e na análise não-linear de estruturas de concreto armado.

O programa simula o comportamento real das estruturas através de análises lineares e não-lineares. A ação total atuante é definida pela integral no tempo de incrementos de forças, com aplicação dos Métodos Newton-Rhapson ou Arc-Length. Para a formulação do comportamento estrutural da peça deformada são utilizadas as formulações de Lagrange ou de Euler.

5.2 A arquitetura do programa

O programa permite realizar análises lineares e não-lineares. No primeiro caso, a equação constitutiva é baseada na Lei de Hooke generalizada que estabelece relações lineares entre as componentes do Estado de Tensão e do Estado de Deformação em corpos no regime elástico.

Neste caso, o carregamento e a condição de contorno são mantidos constantes ao longo do tempo. Este procedimento pode ser adotado em geral para materiais submetidos até 50% de sua resistência ou cujo deslocamento seja muito inferior às suas dimensões. Além disso, só é válido para estruturas com pequenas deformações. Vale lembrar que Mehta e Monteiro (1994) afirmam que, à compressão, a curva tensão *versus* deformação do concreto é elástica-linear até aproximadamente $0,30f_{cu}$, ocasião em que as microfissuras na zona de transição entre a pasta de cimento e os agregados se expandem e a estrutura perde rigidez até atingir a força última. Já à tração, a curva mantém-se elástica-linear até a tensão limite, quando ocorre a fissuração e a perda total de resistência do concreto.

Em relação à análise não-linear, esta pode ser dividida em três categorias, segundo as propriedades dos materiais. Em uma categoria estão as estruturas de concreto armado que, devido às limitações do ELS (Estado Limite de Serviço), apresentam deformações relativamente pequenas. Entretanto, devido à pequena resistência à tração do concreto, devem-se considerar suas propriedades de não-linearidade. Em outra categoria estão os materiais submetidos a grandes deformações que sofrem alteração em seu equilíbrio estrutural que deve ser considerado na formulação das equações de equilíbrio. Para tanto, é utilizada a equação linear de compatibilidade com todos os seus termos quadráticos (equação linear de segundo grau). Esta forma de análise engloba a maioria dos problemas de estabilidade estrutural.

Uma terceira categoria pressupõe a não-linearidade geométrica do material e as equações lineares de compatibilidade quadráticas. A ação total atuante deve ser analisada pela integral no tempo de incrementos de forças. Neste caso, podem ser utilizadas a formulação de Lagrange (usualmente utilizado para o cálculo de estruturas civis) e a de Euler (preferida para corpos fluidos quando ocorrem grandes fluxos de matéria).

A análise computacional é dividida em três partes principais, o pré-processamento, o processamento e o pós-processamento. No pré-processamento, são definidos o modelo geométrico da estrutura, os tipos de armadura, os apoios, as ações externas, a malha de elementos finitos, os pontos de monitoração e o método de análise (Newton-Raphson ou Arc-Length). No processamento é realizada a análise computacional e o acompanhamento das ações (incrementos de forças) e reações (deformações e fissuração) na estrutura. No pós-processamento, é realizada a análise dos resultados obtidos com o auxílio de elementos gráficos que mostram o comportamento da estrutura sob diversos ângulos e situações.

5.2.1 O modelo geométrico

O modelo geométrico diz respeito à geometria da peça, às propriedades dos materiais e às condições de contorno.

A definição da geometria da peça é realizada a partir de macro-elementos ou regiões sólidas, os quais são determinados por pontos, linhas e superfícies. As propriedades dos materiais e suas condições de contorno são atribuídas a cada um dos macro-elementos individualmente.

As estruturas podem ser analisadas através de sua metade simétrica, reduzindo, assim, o tempo de modelagem dos elementos estruturais e de processamento dos dados. Apesar disto, no trabalho em tela foram utilizados modelos inteiros de forma a se observar o panorama de fissuração e as tensões e deslocamentos nos tirantes e na base dos blocos. Em relação ao tempo de processamento de dados, nos blocos sobre três estacas este levou até 48 horas para cada modelo.

5.2.2 A especificação dos materiais

Os materiais são definidos por meio de propriedades e parâmetros físicos, divididos em grupos de acordo com suas características constitutivas.

Dentre as propriedades do aço estão a relação tensão-deformação no regime elástico-linear ou multilinear, com ou sem patamar de escoamento definido, o modelo não-linear de ciclos de carregamento e descarregamento baseado em Menegotto e Pinto (1973), e, o critério de escoamento de von Mises.

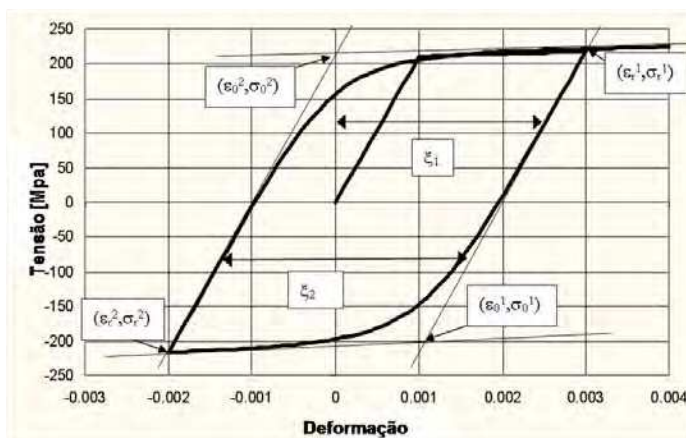


Figura 22 – Ciclo de carregamento e descarregamento de Menegotto e Pinto¹
FONTE: CERVENKA, 2005, p. 70

¹ O gráfico é baseado em MENEGOTTO, M; PINTO, E. **Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending.** *Proceedings, IABSE Symposium*. Lisbon, Portugal, pp. 15-22, 1973.

Já os parâmetros do aço incluem o módulo de elasticidade e o limite de escoamento, como mostrado na Figura 23.

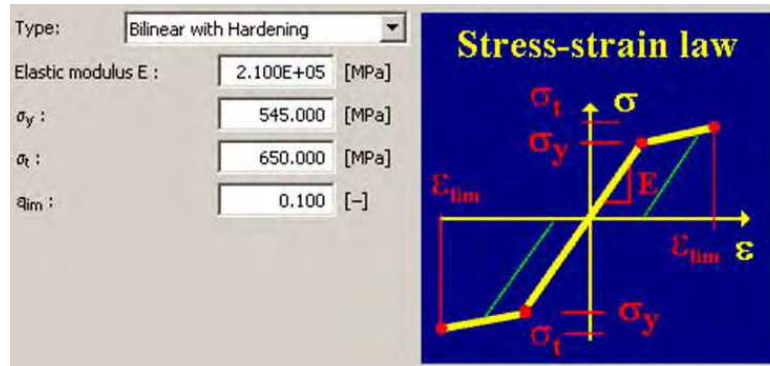


Figura 23 – Propriedades do aço (ATENA)

Para o concreto, dentre suas propriedades estão a lei de tensão-deformação e o plano de ruína da estrutura, determinados pelos critérios de plasticidade (compressão) de Drucker-Prager e de falha (tração) de Rankine. O programa permite a combinação dos dois modelos descritos acima de modo a simular a ruptura e a fissuração do concreto. É possível formular os dois modelos separadamente e combiná-los em um algoritmo específico.

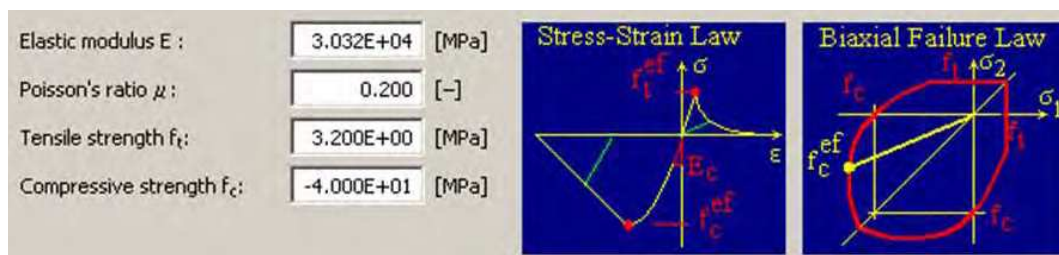


Figura 24 – Propriedades do concreto (ATENA)

O comportamento à fadiga pode ser analisado a partir de um material específico adicionado ao programa Atena 3D (CC3DNonLinCementitious2Fatigue). O fenômeno da fadiga é representado pelas chamadas curvas S-N que relacionam a tensão aplicada e o número de ciclos com a possibilidade de falha da estrutural.

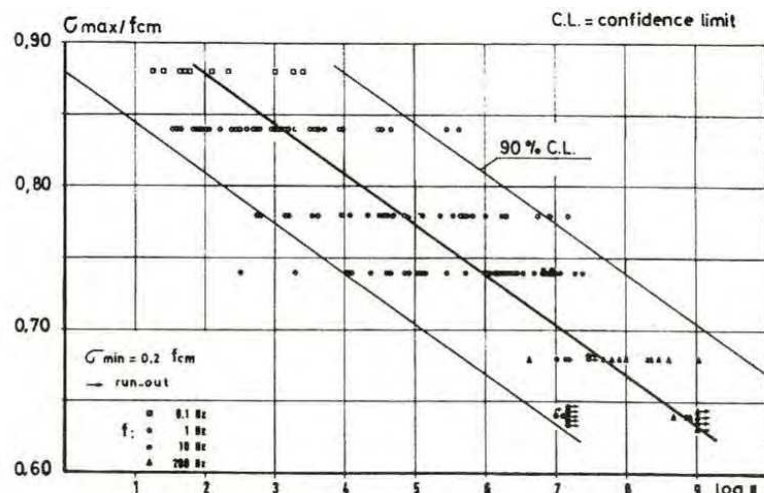


Figura 25 – Representação das Curvas S-N (Cervenka, 2005)

O programa também considera o efeito de enrijecimento ou *tension stiffening* que é o valor limite da tensão à tração do concreto que contribui para evitar a propagação de fissuras, aumentando a rigidez estrutural, e que é definido a partir da determinação do fator *tension stiffening factor* (c_{ts}).

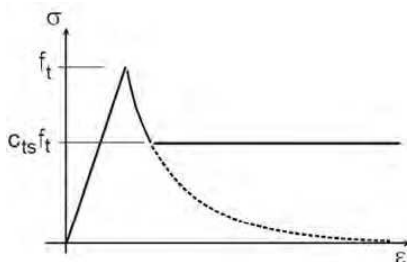


Figura 26 – Curva com limites das tensões de tração do concreto que contribuem para o aumento da rigidez estrutural (Cervenka, 2005)

Já as principais propriedades do concreto podem ser calculadas automaticamente pelo Atena através de fórmulas pré-definidas, mostradas na Tabela 7.

Tabela 7 – Principais parâmetros do concreto (Cervenka, 2005)

Parâmetro	Fórmula
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2
Energia Específica de Fratura (G_F)	$G_F = 0,000025 \cdot f_t^{ef} \text{ [MN/m]}$
Módulo de Elasticidade (E_c)	$E_c = (6000 - 15,5 \cdot f_{cu}) \sqrt{f_{cu}}$
Resistência Característica à Compressão do Concreto	$f_c = 0,85 \cdot f_{cu}$
Resistência Última à Tração do Concreto (f_t)	$f_t = 0,24 \cdot f_{cu}^{\frac{2}{3}}$

Também é possível especificar o peso específico, o coeficiente de expansão térmica (α), o deslocamento crítico de compressão (w_d), a deformação plástica (ϵ_{cp}) a lei de abertura de fissuras (w_c) e a superfície de falha.

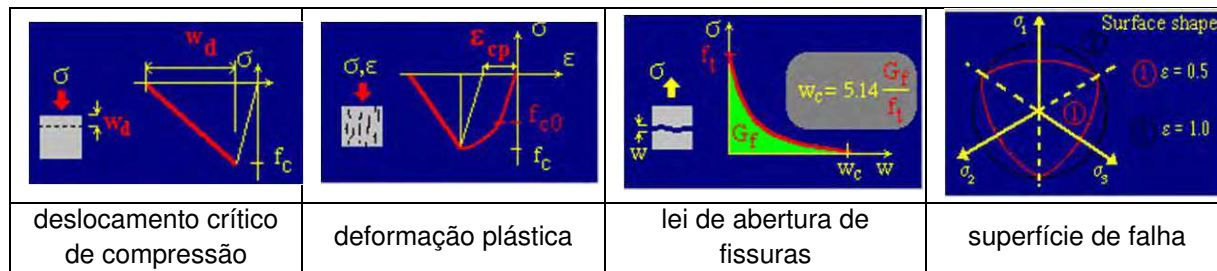


Figura 27 – Propriedades do concreto (ATENA)

Além do concreto e do aço, o Atena 3D também possibilita a simulação de rochas e solos, utilizando o modelo de plasticidade de Drucker-Prager.

5.2.3 A geração de malha de elementos finitos

A geração da malha de elementos finitos é realizada separadamente em cada macro-elemento. Há três opções de malha disponíveis, quais sejam, hexaédrica, tetraédrica e mista. É importante sublinhar que a configuração dos elementos finitos é de grande importância para a acuracidade dos resultados.

O programa também permite a compatibilização de diferentes malhas ao longo dos pontos de contato dos macro-elementos. Deve-se evitar nas análises não-lineares a concentração de tensões irrealista que pode gerar uma falha prematura da peça ou o fendilhamento do concreto.

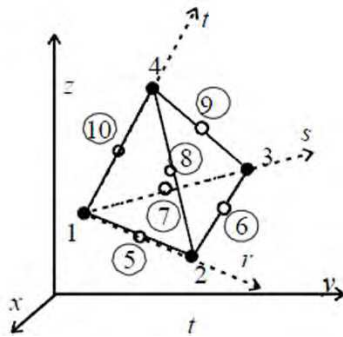


Figura 28 – Tetraedro (Cervenka, 2005)

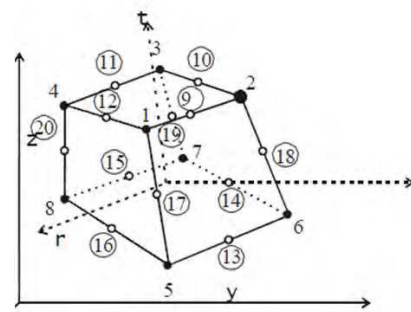


Figura 29 – Hexaedro (Cervenka, 2005)

5.2.4 Os métodos de análise

O Atena 3D permite a utilização dos métodos Newton-Rhapson e Arc-Length para a resolução dos modelos numéricos.

O método Newton-Rhapson adota o conceito de incrementos de força em que são realizados, a cada etapa de carregamento, cálculos iterativos até que haja uma convergência entre as variáveis da função diferencial. A cada nova iteração de um passo de carga, a força é mantida constante e o deslocamento é redefinido até que a reta tangente do incremento de força encontre a curva força *versus* deformação, como mostrado na Figura 30.

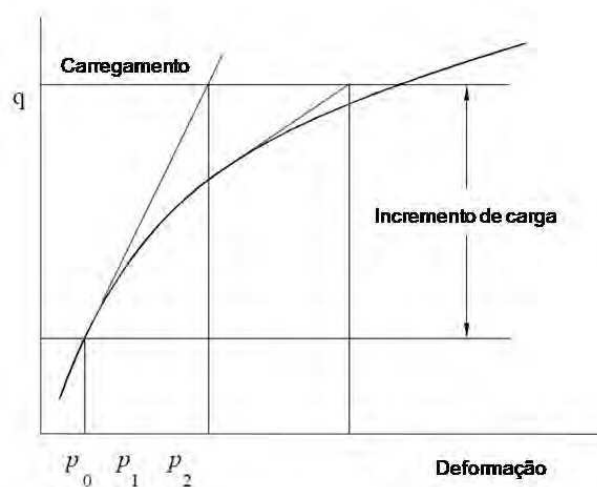


Figura 30 – Método Newton-Rhapson (Cervenka, 2005)

60

CAPÍTULO 6 – DETERMINAÇÃO DOS MODELOS A SEREM ANALISADOS

6.1 Considerações iniciais

Neste trabalho é realizado um estudo comparativo entre os resultados de modelos experimentais de blocos sobre duas e três estacas de outros autores e os obtidos a partir de modelagens numéricas. Também são feitas análises numéricas com variações na geometria dos blocos experimentais originais.

É importante dizer que foram utilizados, para análise comparativa, poucos modelos experimentais devido à pouca disponibilidade de estudos abrangentes sobre o tema. Assim, foram analisados blocos sobre estacas procedentes dos trabalhos de Miguel (2000) e Delalibera (2006) que apresentam uma longa discussão sobre o assunto com ensaios experimentais de diversos modelos. Em relação à modelagem numérica, foi encontrada uma dificuldade para se reproduzir todas as especificidades dos ensaios em laboratório que levaram a algumas divergências entre os modelos numéricos e os resultados experimentais.

Dentre as dissonâncias, cite-se que os modelos numéricos apresentaram maior rigidez do que os blocos experimentais. Delalibera (2006) aponta três motivos principais, quais sejam, a acomodação dos protótipos no início do ensaio, a suposição de aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto nos modelos numéricos, e, a ligação perfeita entre o bloco e as estacas.

Em relação ao primeiro ponto, o autor cita a acomodação do bloco no início do ensaio observada na curva força *versus* deslocamento. Em relação à aderência perfeita dos modelos, o autor não confirmou a hipótese em testes preliminares realizados. O terceiro motivo, segundo esse autor, é o que provavelmente mais colaborou para o aumento da rigidez da estrutura, visto que houve um descolamento das faces das estacas sobre a face bloco, como se pode notar na Figura 32. Dessa forma, Delalibera (2006) sugere a utilização de elementos de contato para as ligações entre os elementos estruturais.

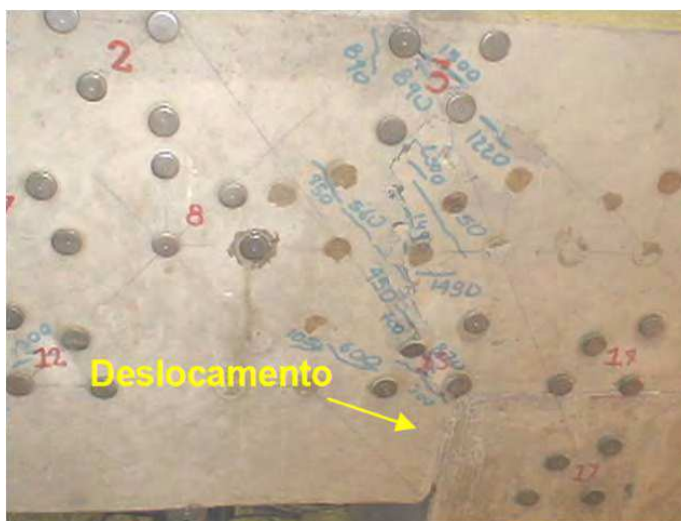


Figura 32 – Deslocamento horizontal entre as faces do bloco e da estaca (Delalibera, 2006)

Assim, no presente trabalho todas as modelagens numéricas foram realizadas com elementos de contatos nas interfaces do bloco com o pilar e as estacas, como descrito no item 7.5.

Além disso, neste trabalho foi aventada uma quarta hipótese para a maior rigidez dos modelos numéricos, a qual seria decorrente do efeito de vinculação da base das estacas. Inicialmente foi restringida a movimentação vertical em toda a superfície da base das estacas, o que produziu um efeito de engastamento com conseqüente enrijecimento da peça. Então, foi diminuída a restrição imposta à movimentação das estacas para observar o comportamento da estrutura quanto à rigidez. A diminuição da área dos apoios na base das estacas permitiu que o bloco tivesse um maior deslocamento e apresentasse maiores deformações, o que foi confirmado tanto para os modelos de Delalibera (2006) quanto de Miguel (2000). Isto está de acordo com as observações de Ramos (2007) que, através de análise computacional, mostrou que “o comportamento estrutural do bloco é fortemente influenciado pelo tipo de vinculação das estacas e pela rigidez do bloco”.

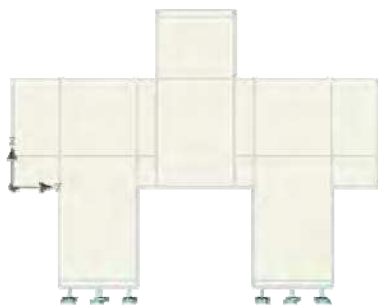


Figura 33 – Modelo com 100% de restrição ao movimento vertical (ATENA)

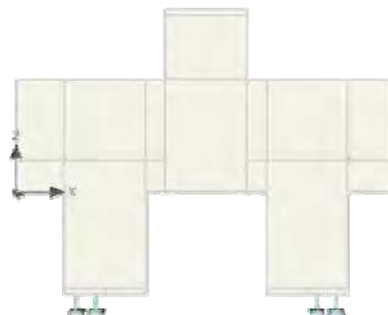


Figura 34 – Modelo com 50% de restrição ao movimento vertical (ATENA)

Além do efeito da rigidez, os modelos experimentais estão sujeitos a inúmeras variáveis de difícil controle que podem alterar os resultados e prejudicar uma comparação direta utilizando-se modelos numéricos. Dentre elas, pode-se citar: o tipo e diâmetro dos agregados; a mistura, adensamento e cura do concreto; os modelos de extensômetros utilizados (elétricos ou mecânicos); o posicionamento e travamento do modelo no pórtico; e, a aplicação do carregamento a partir da célula de carga.

Como visto no item 3.3 do presente trabalho, as propriedades finais do concreto são resultado direto do processo empregado na sua mistura, lançamento e cura. Além disso, o concreto é resultado de uma mistura de agregados que podem apresentar grandes variações em sua composição físico-química de acordo com a localidade de sua extração. Portanto, não há como garantir um elevado controle de qualidade sobre o produto.

Com relação aos extensômetros, Delalibera (2006) afirma que os modelos do tipo encapsulado (*embedded*), imersos na massa de concreto, podem causar um enfraquecimento da estrutura na região dos extensômetros, alterando a trajetória do fluxo de tensões das bielas comprimidas. Já os extensômetros elétricos – quando fixados a barras de aço posicionadas propositalmente no local da estrutura a ser medido o deslocamento (figura 35) – podem modificar as deformações do concreto e a distribuição do fluxo de tensões na região devido à maior resistência do aço em relação ao concreto.



Figura 35— Extensômetro fixado a barra de aço transversal (Miguel, 2000)



Figura 36 – Extensômetros na armadura principal de tração (Delalibera, 2006)

O posicionamento e travamento da estrutura também é um fator fundamental para o resultado final, pois no início e durante a aplicação da força pode haver acomodação ou movimentação do elemento estrutural, causando distorção na leitura dos resultados das deformações da peça. Nas figuras 37, 38 e 39 seguem fotos de modelo experimental de Miguel (2000) e Delalibera (2006) em que se pode observar o pórtico metálico (Figura 37), o posicionamento da estrutura, o travamento das estacas com estrutura tubular metálica (figura 38), as células de carga e os pontos de monitoramento (figura 39).



Figura 37 – Vista geral do pórtico metálico (Delalibera, 2006)

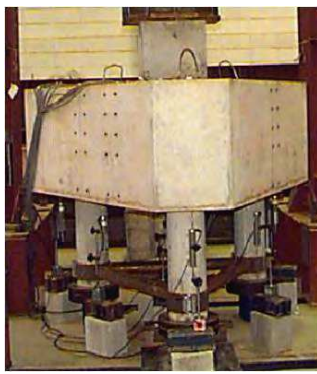


Figura 38 – Modelo experimental de Miguel (2000)



Figura 39 – Modelo experimental de Delalibera (2006)

Por último, no instante da aplicação da força, a partir da célula de carga, pode ocorrer uma excentricidade tal que produza uma alteração na distribuição das tensões ao longo da estrutura e no panorama de fissuração, levando a uma redução no valor da força máxima de ruína.

Em função das dificuldades descritas acima, a análise numérica está dividida em duas partes. Na primeira parte é feita uma comparação entre os resultados dos modelos experimentais e numéricos com o objetivo de corroborar os resultados experimentais e comprovar a eficiência das análises numéricas por programas computacionais baseados em elementos finitos. Foi analisado um bloco sobre duas estacas de Delalibera (2006) e um bloco sobre três estacas de Miguel (2000). Na segunda parte do trabalho é realizada uma análise numérica com base em variações na geometria dos modelos experimentais originais. As variações entre os modelos objetivaram observar as mudanças no comportamento estrutural dos blocos, fornecendo subsídios para corroborar as teorias atuais de blocos sobre estacas.

6.2 Elaboração dos modelos analisados

A elaboração dos modelos numéricos seguiu as conclusões das pesquisas dos autores citados na revisão bibliográfica exposta no capítulo 2 e da teoria apresentada nos capítulos 3 e 4. O objetivo, como expresso no item 1.2, foi reafirmar os resultados de estudos anteriores. Com isso, espera-se contribuir para a convergência da teoria em direção à formulação de um método geral e detalhado de dimensionamento de blocos sobre estacas.

Como analisado no capítulo 2, as pesquisas na área de bloco sobre estacas apresentam idéias de consenso. No entanto, ainda restam temas em aberto que devem ser objeto de estudos aprofundados para que se possa almejar uma teoria geral e detalhada de dimensionamento.

Uma teoria geral deve abarcar, dentre outros aspectos relevantes, os modelos de dimensionamento, aspectos da aderência e ancoragem, limites de ruptura, disposição das armaduras, limites de tensões e deformações, capacidade portante e rigidez.

Assim, a análise numérica foi desenvolvida a partir destes princípios gerais que estão expressos nos tópicos a seguir e incluem o resumo das pesquisas e da teoria analisados nos capítulos anteriores.

(i) Modelos de Dimensionamento e os fluxos de tensões no bloco

Como visto, o modelo de analogia de bielas e tirantes é o que melhor representa o comportamento estrutural de blocos sobre estacas.

Os códigos nacionais, por sua vez, preconizam a utilização de modelos baseados na teoria elástico-linear ou de escoras e tirantes para blocos rígidos. Já para blocos flexíveis, recomenda-se a adoção da teoria de vigas e análises experimentais. As principais normas que apresentam modelos de dimensionamento a partir da teoria de bielas e tirantes, descritas no capítulo 4, possuem métodos de cálculo e coeficientes de segurança próprios. Desse modo, faz-se imperativo maiores estudos sobre os limites das tensões de compressão nas bielas e regiões nodais. As normas atuais restringem as tensões em função da conformação das bielas, como o ACI-318:08, e, o efeito de fragilidade do concreto devido à fissuração, a exemplo do Eurocode 2 (2004).

Assim sendo, é objeto de análise deste trabalho a conformação das bielas dos modelos numéricos para que se contribua para o conhecimento de seu real formato. Como afirma Delalibera (2006), “há falta de conhecimento da forma geométrica do fluxo de tensões que formam as bielas de compressão em blocos sobre estacas submetidos a forças centradas e excêntricas”.

Além disso, Delalibera (2006) sugere para trabalhos futuros o estudo de blocos flexíveis para analisar a distribuição de tensões ao longo da armadura principal de tração. Assim, neste trabalho é modelado um bloco flexível para observar o seu comportamento estrutural em relação aos blocos rígidos.

Também é modelado um bloco com embutimento maior da estaca para examinar a distribuição de tensões nesta região.

(ii) Aderência e Ancoragem

No item 3.4 foi visto que a aderência não é o fator determinante para a delimitação da resistência última de blocos rígidos. E no item 3.5 mostrou-se que a ação favorável do efeito de compressão atuante na biela permite a utilização de ancoragens retas. Além disso, cabe lembrar que o escorregamento das barras de aço

sem ganchos e com mossas ocorre somente após a ruptura da biela, como atestou Clarke (1973). E, como apontou o estudo de Delalibera (2006), as deformações nas extremidades das barras dos tirantes são próximas de zero.

No entanto resta a definição de onde se deve iniciar e terminar a ancoragem das barras de aço dos tirantes. Neste trabalho é feita uma análise das tensões dos tirantes na zona de ancoragem, a partir dos resultados obtidos nas análises numéricas, de modo a confirmar a afirmação acima.

(iii) Tensões nas armaduras

Nos ensaios experimentais de Delalibera (2006), o escoamento das barras da armadura principal dos tirantes ocorreu após a ruptura do bloco.

Vale citar ainda que os trabalhos de Delalibera (2006) e Miguel (2000) mostraram que blocos sem armadura complementar (estribos e armadura de tração disposta no banzo superior) apresentaram redução da capacidade portante em função da aparição de fissuras oblíquas às bielas de compressão que reduzem a resistência à tração do concreto.

No entanto, subsistem dúvidas sobre a atuação e efetividade da armadura complementar – tanto de fendilhamento quanto os estribos horizontais e verticais. Assim, foi modelado um bloco com armadura de fendilhamento para observar o acréscimo de resistência da peça. Também são analisadas as tensões atuantes nos estribos e sua eficácia para o combate à fissuração excessiva e para a resistência última do bloco.

(iv) Disposição das armaduras

A disposição das armaduras no bloco exerce papel fundamental para o aumento da resistência última da estrutura, como descrito no capítulo 2. Vale lembrar que a armadura disposta ao longo da projeção da cabeça das estacas resulta em uma força de ruptura 20% superior em relação à armação em forma de malha, como comprovado por Blévy e Frémy (1967).

As modelagens realizadas neste trabalho não abordaram este assunto. Mas, recomenda-se esta análise em trabalhos futuros de modo a consubstanciar os resultados obtidos por outros autores e contribuir para a convergência normativa.

(v) Ruína, capacidade portante e rigidez dos blocos sobre estacas

A ruína dos blocos ocorre pela ruptura e fendilhamento do concreto, com intensa fissuração na região das bielas comprimidas, como constatado no subitem 2.2.6.

A partir dos resultados dos modelos analisados, o presente trabalho busca corroborar os resultados das pesquisas, comprovando que os blocos estão submetidos a uma ruína por ruptura frágil.

Além disso, Delalibera (2006) mostrou que na zona nodal superior as tensões oriundas da força aplicada são divididas igualmente na metade da seção transversal do pilar. E que nas zonas nodais inferiores as forças das bielas solicitam mais intensamente apenas parte da seção transversal das estacas.

No capítulo 2 foi visto que a capacidade portante dos blocos é variável em função da seção transversal do pilar e das estacas, da altura do bloco (ângulo de inclinação das bielas comprimidas) e da excentricidade da força aplicada (compressão centrada ou flexo-compressão), como afirmado por Delalibera (2006).

Também foi visto que blocos com grandes alturas apresentam grandes deformações antes da ruína, mostrando maior rigidez, o que foi atestado por Adebar (1990). Como afirmado por Munhoz (2004), blocos de menor altura apresentam fissuras mais intensas, mostrando-se menos rígidos.

Cabe lembrar também que Miguel (2000) afirma que se, por um lado, a redução do diâmetro das estacas intensifica o fluxo de tensão das bielas, ocasionando nestas maiores deformações de tração, por outro lado, blocos de estacas com diâmetro maiores apresentam maiores tensões de compressão nas bielas.

Posto isso, neste trabalho são modelados blocos com variação da altura do bloco e da seção transversal do pilar e da estaca para análise do caminho de cargas e sua distribuição ao longo da estrutura de modo a corroborar as afirmações dos autores

supracitados. Apesar de não se estudar o comportamento dos blocos submetidos a forças excêntricas, recomenda-se sua análise em trabalhos futuros.

6.3 Modelos de blocos a serem analisados

Os blocos sobre estacas modelados numericamente foram obtidos dos trabalhos de Delalibera (2006) e de Miguel (2006), sendo do primeiro utilizados blocos sobre duas estacas e do segundo, blocos sobre três estacas. Com isso, foi possível comparar as suas similitudes e o comportamento estrutural de blocos com diferentes números de estacas.

Para confirmar a influência da vinculação das estacas no aumento da rigidez dos blocos, foram modelados blocos sobre duas e três estacas com restrição parcial à movimentação vertical (redução da vinculação).

Além disso, a partir dos modelos experimentais originais, foram feitas variações geométricas para a análise do comportamento estrutural dos blocos a fim de se observar os pontos da teoria descritos acima no item 6.2. A seguir é listado um resumo dos pontos a serem analisados nos capítulos 8 e 9:

- Modelagem de um bloco flexível para comparar o seu comportamento estrutural em relação aos blocos rígidos;
- Análise, em todos os modelos, das tensões e deformações das barras de aço dos tirantes principais nas regiões nodais inferiores para considerações sobre a ancoragem e aderência;
- Análise do padrão de ruína em todos os blocos para corroboração dos resultados de pesquisas anteriores;
- Modelagem de um bloco com armadura de fendilhamento para observar o acréscimo de resistência da peça;
- Modelagem de um bloco com maior embutimento das estacas para análise das tensões atuantes nesta região;
- Análise das forças atuantes nos estribos e sua eficácia para limitar a fissuração e para a resistência última do bloco;

- Estudo do caminho de cargas e sua distribuição ao longo dos blocos, de modo a corroborar a teoria de bielas e tirantes e os resultados das pesquisas na área;
- Análise da variação da capacidade portante e da rigidez dos blocos em função da variação da altura do bloco e da seção transversal do pilar e das estacas.

No próximo capítulo são descritas as características dos modelos utilizados – a nomenclatura adotada, a configuração geométrica, o número de estacas dos blocos, a especificação dos materiais, a disposição das armaduras, os vínculos e a malha de elementos finitos – e o método de análise. No capítulo 8 são apresentados os resultados das modelagens e no capítulo 9 são discutidos os resultados obtidos, tendo-se em vista os pontos abordados neste capítulo.

CAPÍTULO 7 – DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

7.1 Considerações iniciais

No capítulo anterior foram descritos os critérios adotados para a formulação dos modelos analisados. Neste capítulo são descritas as características dos modelos e o método de análise. No total foram analisados treze blocos sobre duas estacas e quatro blocos sobre três estacas.

É importante mencionar que em todos os modelos analisados foram mantidas constantes as características originais dos elementos estruturais (especificação dos materiais, disposição das armaduras e malha de elementos finitos). Somente foram variados os vínculos das estacas e a seção geométrica – embutimento das estacas, vão entre as estacas, altura do bloco; e, seção transversal das estacas e pilar. E em um modelo foi introduzida armadura de fendilhamento.

O objetivo principal foi analisar as mudanças de comportamento estrutural do bloco em face de variações pontuais nos modelos. Neste sentido, a mudança nos vínculos das estacas permitiu observar a sua contribuição para a rigidez dos blocos. Já a variação do embutimento das estacas, da seção transversal do pilar, das estacas e da altura do bloco possibilitou o estudo do fluxo de tensões no concreto, o aumento da resistência e da capacidade portante dos blocos, além das tensões nas barras de aço.

A introdução de armadura de fendilhamento, por sua vez, procurou demonstrar o eventual acréscimo de resistência no bloco. O aumento do vão entre as estacas permitiu a comparação do comportamento estrutural de um bloco flexível frente a modelos rígidos.

A definição de bloco flexível seguiu a prescrição da ABNT NBR 6118:2003 que afirma que se pode adotar de modo análogo os critérios de rigidez das sapatas. Assim, um bloco é considerado rígido segundo a fórmula a seguir:

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

Sendo que:

h é a altura do bloco;

a é a dimensão do bloco em uma direção;

a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

Para o presente estudo, foi modelado um bloco sobre duas estacas com comprimento de 140 cm, acima do valor mínimo para blocos flexíveis que, a partir da expressão acima, é de 130 cm.

A armadura de fendilhamento foi dimensionada conforme os requisitos de cálculo propostos por Delalibera (2006). Deste modo, a armadura mínima foi definida de acordo com as expressões que se seguem:

$$A_{sf,min} = \frac{R_{ct,min}}{f_{yd}}$$

$$R_{ct,min} = h_f \cdot h_y \cdot f_{ctk,inf} ; \quad h_f = \sqrt{\left(\frac{L_{est}}{2} + \frac{a_x}{4}\right)^2 + d^2}$$

Sendo que:

$R_{ct,min}$ é a força de tração mínima;

h_f é a dimensão vertical – modelo de bielas e tirantes (Delalibera, 2006);

h_y é a seção transversal do pilar;

$f_{ctk,inf}$ é a valor inferior da resistência característica à tração do concreto;

L_{est} é a distancia entre os eixos das estacas;

A_x é a dimensão da estaca na direção considerada.

Para o bloco sobre duas estacas analisado, foram utilizadas duas barras de aço com diâmetro de 16 mm, dispostas em forma de cavalete, conforme recomendação de Delalibera (2006).

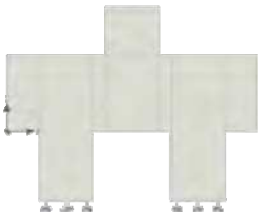
7.2 Descrição dos modelos

A nomenclatura utilizada procurou identificar as principais características dos blocos e reproduzi-las em uma linguagem de simples assimilação e compreensão. Assim, a classificação está dividida em três partes principais, quais sejam, um prefixo identificando o tipo de bloco, uma base principal contendo as principais características do bloco e um sufixo anotando o aspecto singular do modelo. Na representação abaixo está identificada a simbologia com um exemplo e suas partes constituintes.



Os modelos utilizados e as nomenclaturas adotadas para os blocos estão expostos nas Tabela 8 e 9.

Tabela 8 – Descrição e nomenclatura dos modelos de blocos sobre duas estacas, com referência à análise realizada

BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS			
Modelos originários de Delalibera (2006)	Configuração do modelo	Nomenclatura adotada	Análise realizada
B35P25E25e0 com restrição total ao movimento vertical na base das estacas		N2-BH35P25E25V100	Corroboração de resultado experimental
B35P25E25e0 com 50% de restrição ao movimento vertical na base das estacas		N2-BH35P25E25V50	Efeito da vinculação para a rigidez da peça

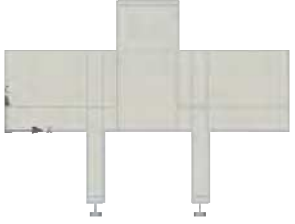
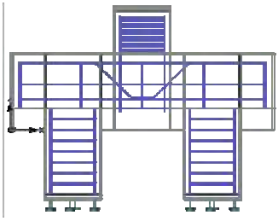
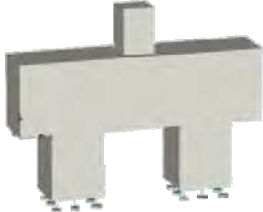
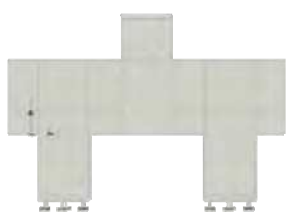
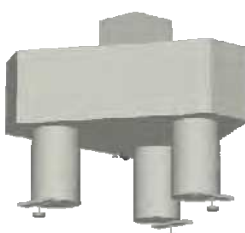
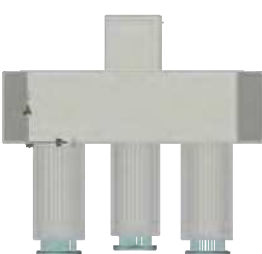
B35P25E25e0 com 25% de restrição ao movimento vertical na base das estacas		N2-BH35P25E25V25	Efeito da vinculação para a rigidez da peça
B35P25E25e0 com 25% da seção original das estacas no eixo X		N2-BH35P25E6.25V100	Fluxo de tensões nas estacas e efeito para a capacidade portante e rigidez da peça
B35P25E25e0 com armadura de fendilhamento		N2-BH35P25E25V100-ACf	Efeito para a resistência do bloco
B35P25E25e0 com 60% da seção original do pilar		N2-BH35P15E25V100	Efeito para a capacidade portante e rigidez da peça
B35P25E25e0 com aumento da altura do bloco		N2-BH45P25E25V100	Efeito para a capacidade portante e rigidez da peça
B35P25E25e0 com aumento do embutimento das estacas		N2-BH35P25E25V100-EA	Verificação do comportamento do fluxo de tensões no bloco
B35P25E25e0 com aumento do vão entre estacas (bloco flexível)		N2-BH35P25E25V100-BF	Verificação do comportamento estrutural em relação aos blocos rígidos

Tabela 9 – Descrição e nomenclatura dos modelos de blocos sobre três estacas, com referência à análise realizada

BLOCOS SOBRE TRÊS ESTACAS			
Modelos originários de Miguel (2000)	Configuração do modelo	Nomenclatura adotada	Análise realizada
B30A2 com restrição total ao movimento vertical na base das estacas		N3-BH60P35Ø32V100	Corroboração de resultado experimental
B30A2 com 36% de restrição ao movimento vertical na base das estacas		N3-BH60P35Ø32V36	Efeito da vinculação para a rigidez da peça
B30A2 com aumento da seção transversal do pilar		N3-BH60P45Ø32V100	Efeito para a capacidade portante e rigidez da peça
B30A2 com redução da altura do bloco		N3-BH45P35Ø32V100	Efeito para a capacidade portante e rigidez da peça

7.3 Especificação dos Materiais

As especificações dos materiais seguiram as prescrições dos estudos experimentais de Delalibera (2006), para o bloco sobre duas estacas, e de Miguel (2000), para os blocos sobre três estacas.

7.3.1 Blocos sobre duas estacas

Para o concreto foi adotado um comportamento elástico não-linear, com as características apresentadas na Tabela 10.

Tabela 10 – Propriedades do concreto

	Bloco sobre estacas	Estacas e Pilares
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2	0,2
Energia Específica de Fratura (G_f)	79 J/m ²	116 J/m ²
<i>Tension Stiffening Factor</i> (c_{ts})	0,40	0,40
Módulo de Elasticidade (E_c)	30.320 MPa	41.060 MPa
Resistência Característica à Compressão (f_{ck})	40 MPa	73 MPa
Resistência Última à Tração do Concreto (f_{tk})	3,2 MPa	4,6 MPa

Para as barras de aço foi adotado um comportamento elásto-plástico perfeito, com as propriedades listadas na Tabela 11.

Tabela 11 – Propriedades da armadura

Coeficiente de Poisson (ν)	0,3	
Módulo de Elasticidade (E_s)	210 GPa	
Resistência Característica de Escoamento (f_{yk})	545 MPa	
Resistência Última do Aço (f_{tk})	650 MPa	
Escoamento da armadura (ε_{yd})	0,207%	
Deformação última (ε_{lim})	1%	

Para as chapas de aço dos apoios das estacas e para o topo do pilar foi considerado um material elástico isotrópico como definido na Tabela 12.

Tabela 12 – Propriedades das chapas de aço

Coeficiente de Poisson (ν)	0,3
Módulo de Elasticidade (E_s)	210 GPa

7.3.2 Blocos sobre três estacas

Para o concreto foi adotado um comportamento elástico não-linear, com as características da Tabela 13.

Tabela 13 – Propriedades do concreto

	Bloco sobre estacas	Estacas e Pilares
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2	0,2
Energia Específica de Fratura (G_f)	70,18 J/m ²	120,5 J/m ²
Módulo de Elasticidade (E_c)	34.030 MPa	43.690 MPa
Resistência Característica à Compressão (f_{ck})	34 MPa	76,50 MPa
Resistência Última à Tração do Concreto (f_{tk})	2,8 MPa	4,82 MPa

Para as barras de aço foi adotado um comportamento elásto-plástico perfeito, com as propriedades listadas na Tabela 14.

Tabela 14 – Propriedades da armadura

Coeficiente de Poisson (ν)	0,3	
Módulo de Elasticidade (E_s)	210 GPa	
Resistência Característica de Escoamento (f_{yk})	591 MPa	
Escoamento da armadura (ε_{yd})	0,207%	
Deformação última (ε_{lim})	1%	

Para as chapas de aço dos apoios das estacas e para o topo do pilar foi considerado um material elástico isotrópico como definido na Tabela 15:

Tabela 15 – Propriedades das chapas de aço

Coeficiente de Poisson (ν)	0,3
Módulo de Elasticidade (E_s)	210 GPa

7.4 Modelo Geométrico e Disposição das Armaduras

7.4.1 Blocos sobre duas estacas

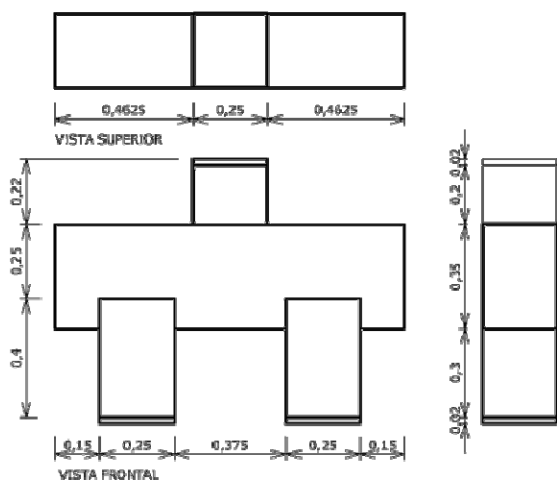
A Figura 40 mostra as características geométricas dos modelos de blocos sobre duas estacas utilizados. A Figura 41 apresenta a disposição da armadura dos blocos. E as Figuras 42 e 43 detalham, respectivamente, a distribuição de armadura das estacas e pilares.

Todos os desenhos estão sem escala.

GEOMETRIA DOS BLOCOS

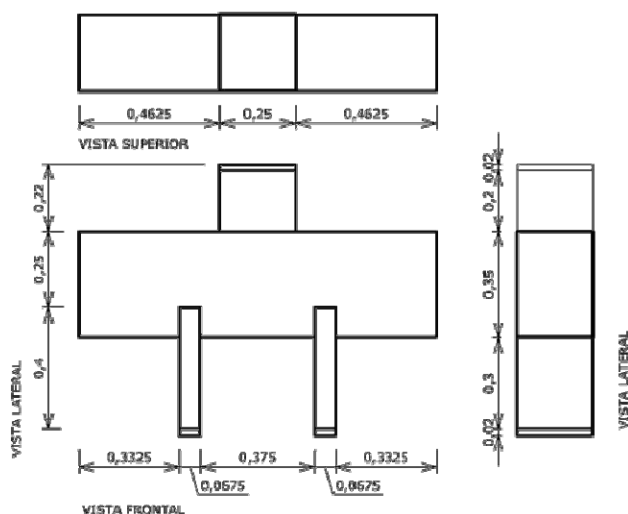
N2-BH35P25E25V100 | N2-BH35P25E25V50 |

N2-BH35P25E25V25 | N2-BH35P25E25V100-ACF



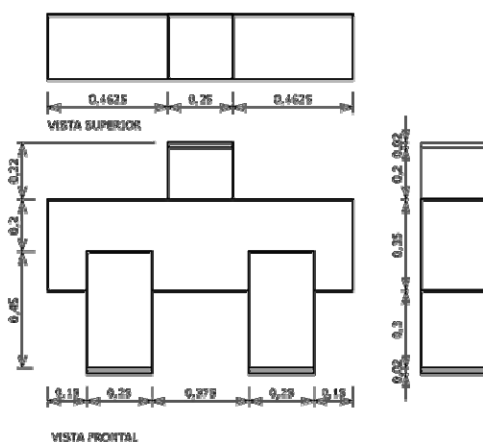
GEOMETRIA DO BLOCO

N2-BH35P25E6.25V100



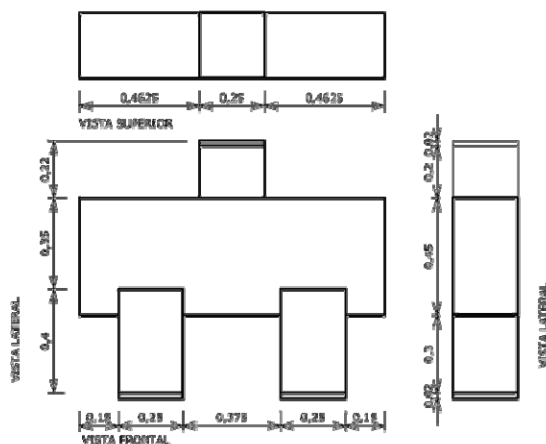
GEOMETRIA DO BLOCO

N2-BH35P25E25V100-FA

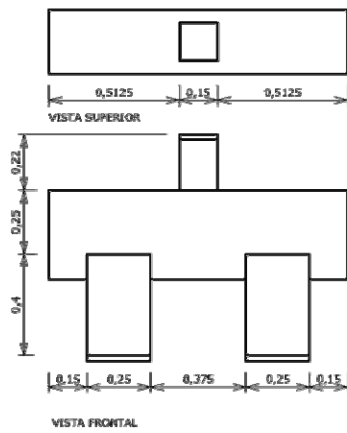


GEOMETRIA DO BLOCO

N2-BH45P25E25V100



GEOMETRIA DO BLOCO
N2-BH35P15E25V100



GEOMETRIA DO BLOCO
N2-BH35P25E25V100-BF

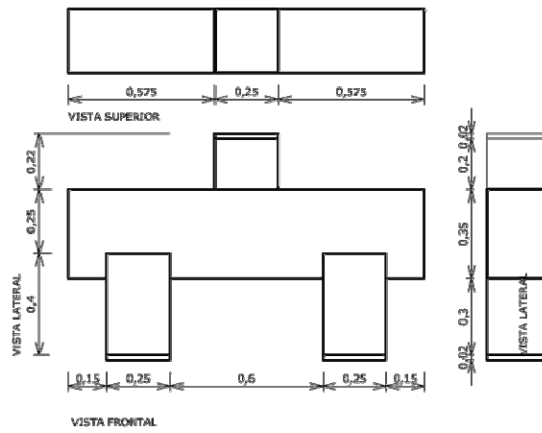
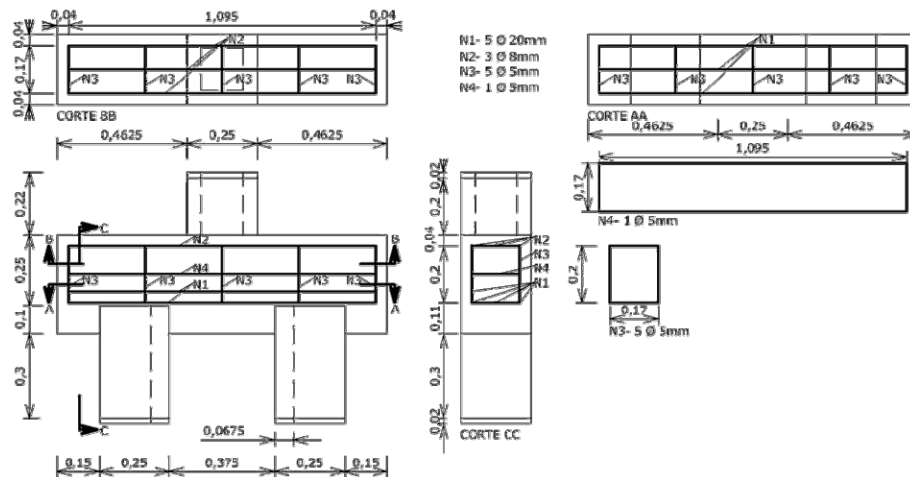


Figura 40 – Geometria dos blocos sobre duas estacas

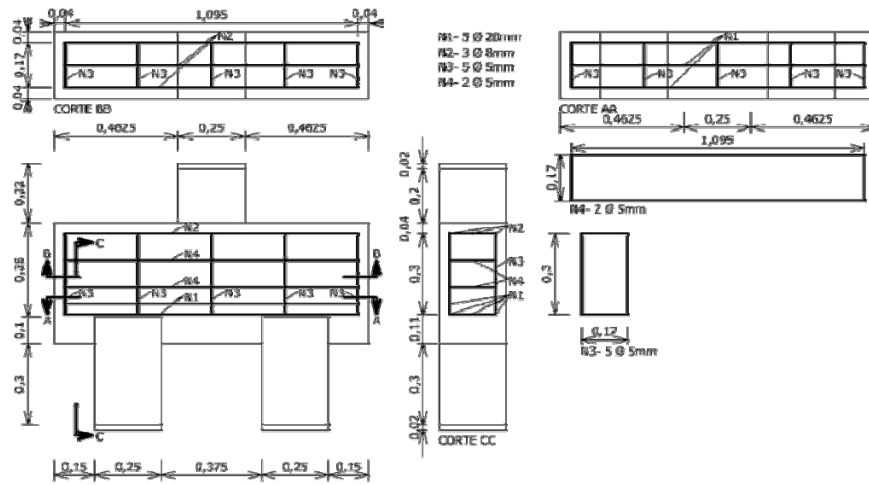
ARMADURA DOS BLOCOS

N2-BH35P25E25V100 | N2-BH35P25E25V50 |

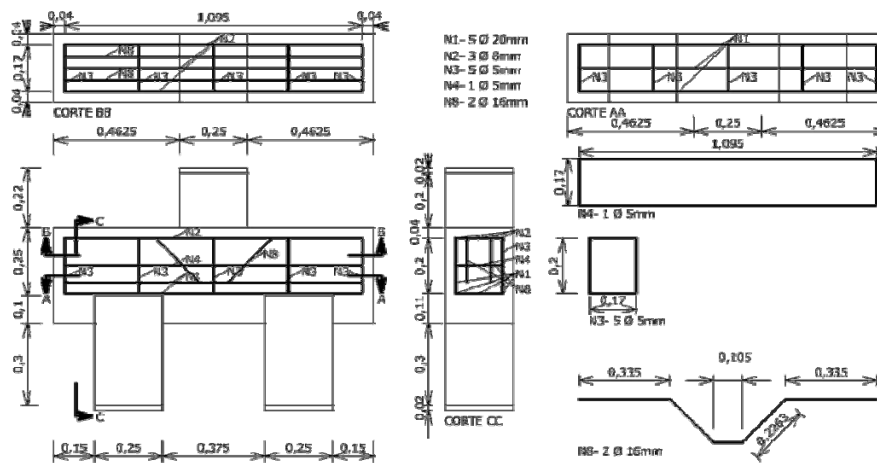
N2-BH35P25E25V25 | N2-BH35P25E6.25V100 | N2-BH35P15E25V100



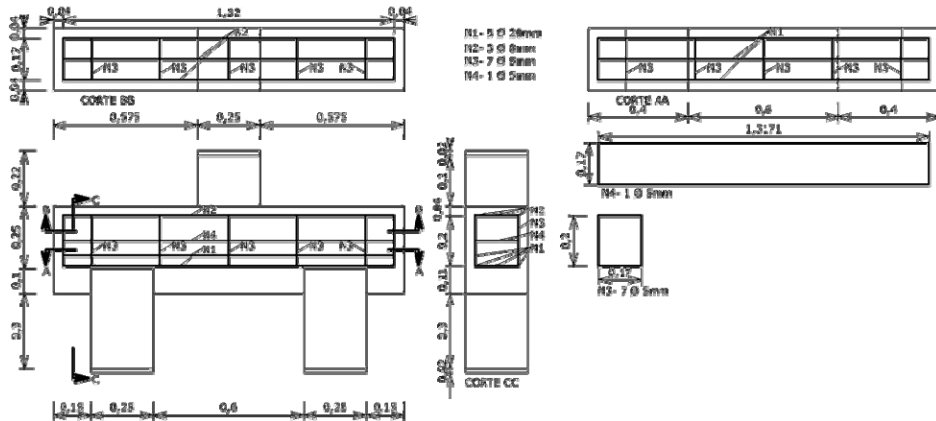
ARMADURA DO BLOCO N2-BH45P25E25V100



ARMADURA DO BLOCO N2-BH35P25E25V100-ACF



ARMADURA DO BLOCO N2-BH35P25E25V100-BF



ARMADURA DO BLOCO N2-BH35P25E25V100-FA

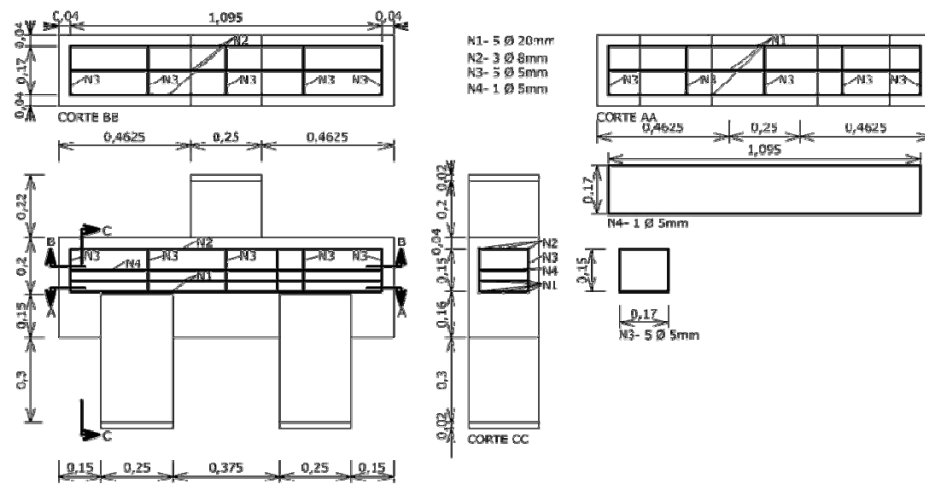
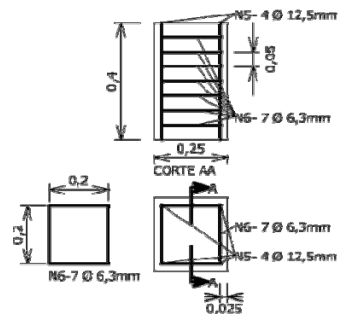


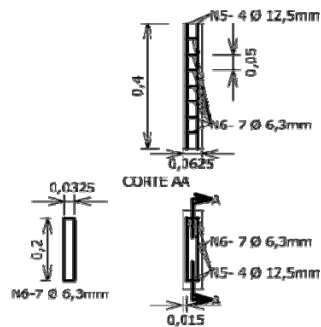
Figura 41 – Detalhamento da armadura dos blocos sobre duas estacas

ARMADURA DAS ESTACAS



N2-BH35P25E25V100
 N2-BH35P25E25V50
 N2-BH35P25E25V25
 N2-BH35P25E25V100-ACf
 N2-BH45P25E25V100
 N2-BH35P25E25V100-BF
 N2-BH35P15E25V100

ARMADURA DA ESTACA N2-BH35P25E6.25V100



ARMADURA DA ESTACA N2-BH35P25E25V100-FA

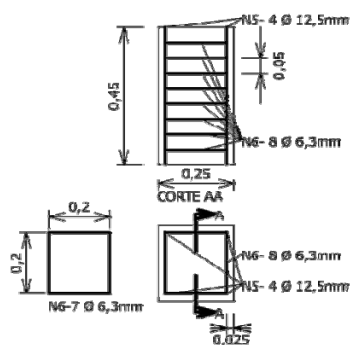
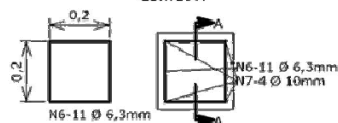
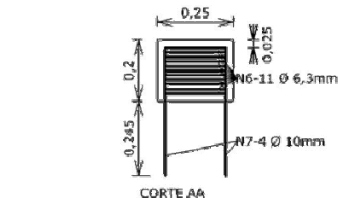
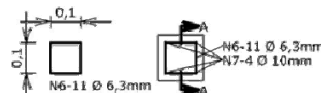
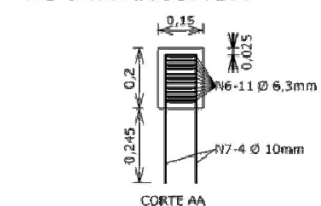


Figura 42 – Detalhamento da armadura das estacas dos blocos sobre duas estacas

ARMADURA DO PILAR

ARMADURA DOS PILARES

N2-BH35P15E25V100



N2-BH35P25E25V100

N2-BH35P25E25V50

N2-BH35P25E25V25

N2-BH35P25E6.25V100

N2-BH35P25E25V100-ACf

N2-BH45P25E25V100

N2-BH35P25E25V100-FA

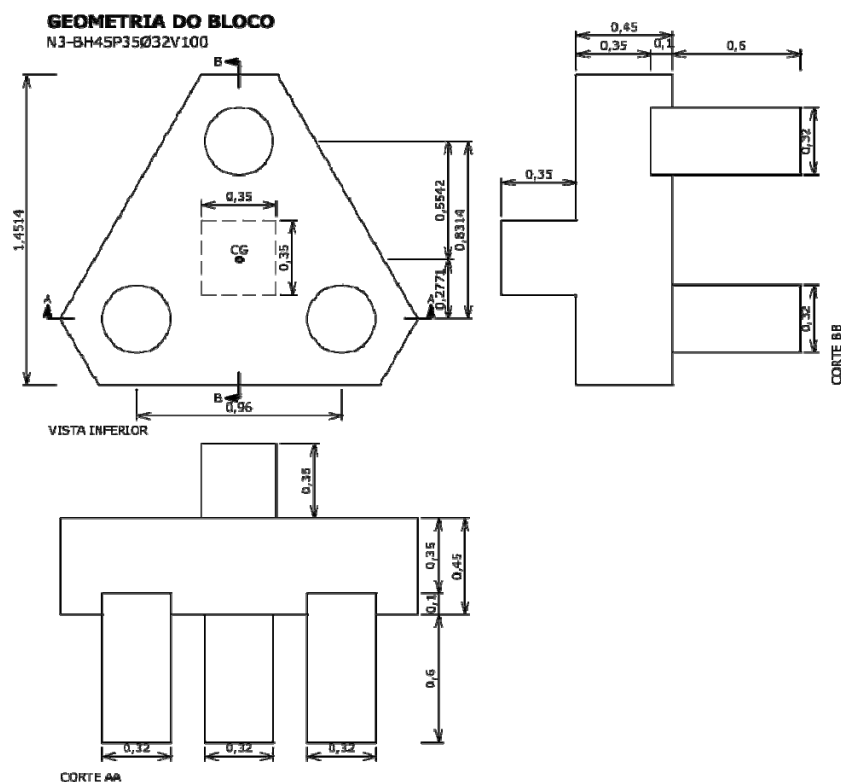
N2-BH35P25E25V100-BF

Figura 43 – Detalhamento da armadura dos pilares dos blocos sobre duas estacas

7.4.2 Blocos sobre três estacas

A Figura 44 mostra as características geométricas dos blocos sobre três estacas utilizados. A Figura 45 apresenta a disposição da armadura dos blocos. E as Figuras 46 e 47 detalham a distribuição de armadura das estacas e pilares respectivamente.

Todos os desenhos estão sem escala.



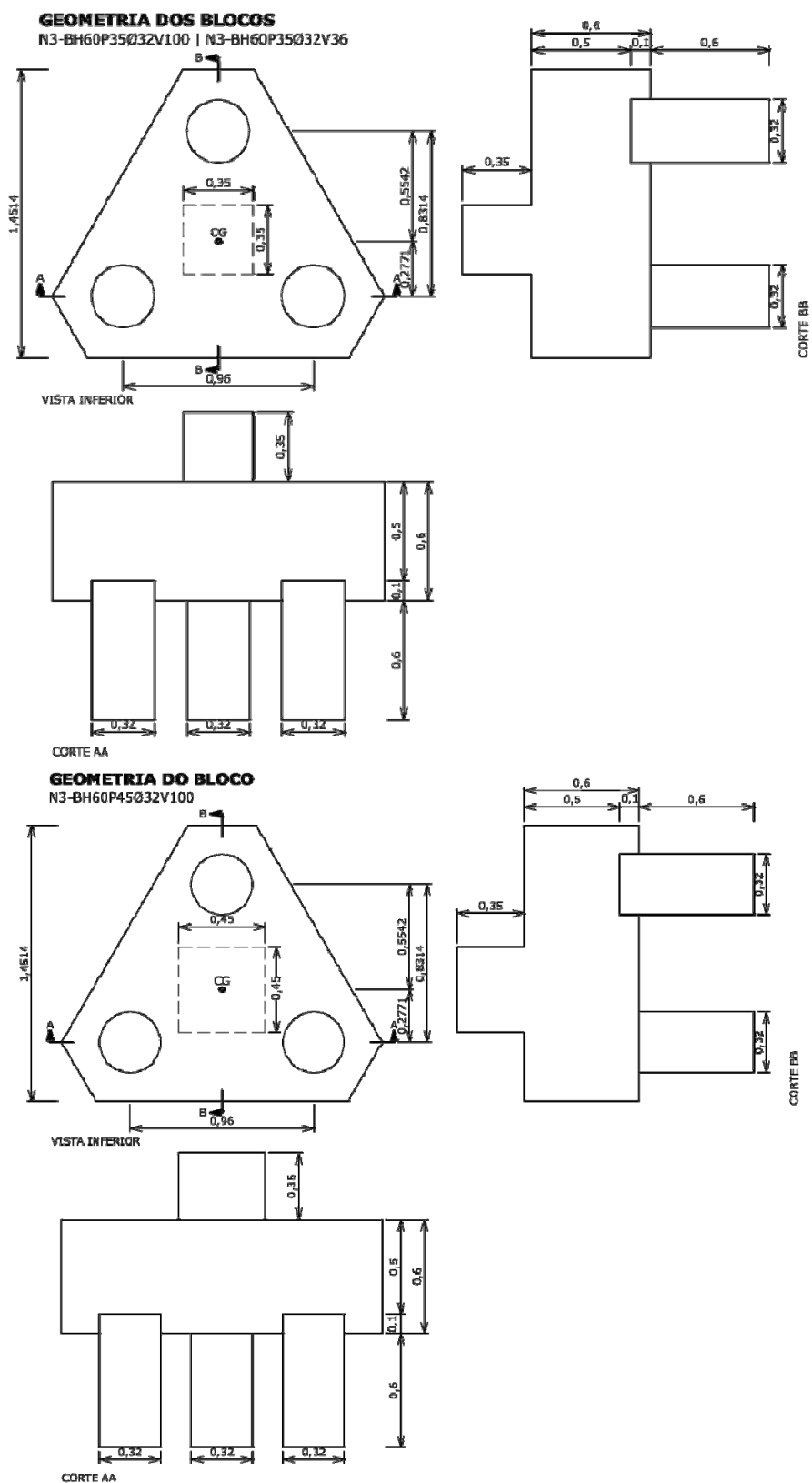
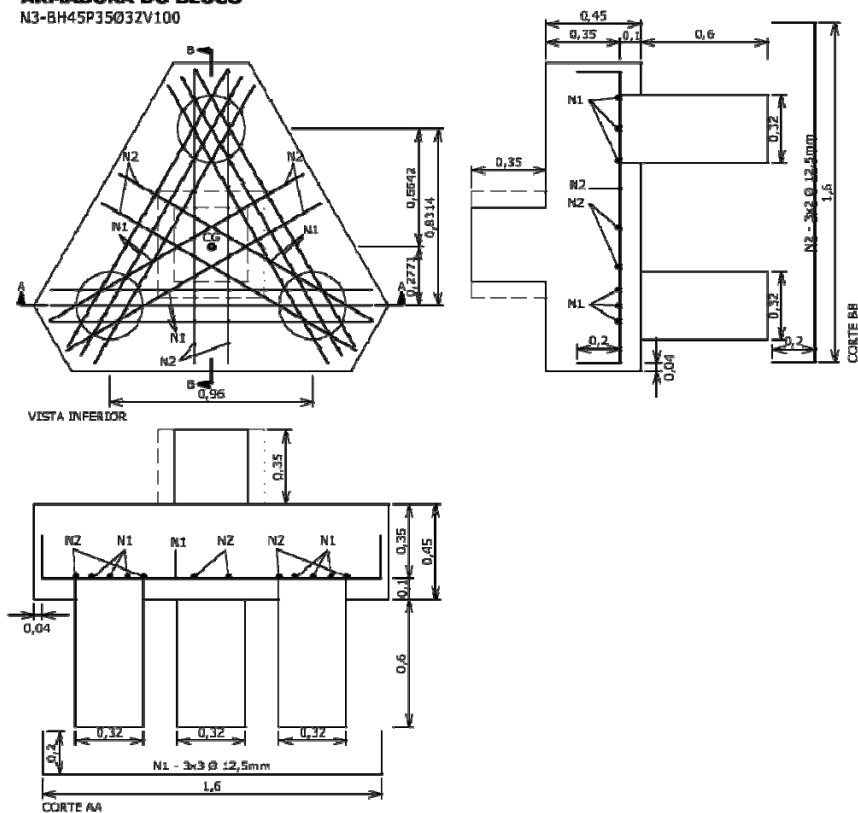


Figura 44 – Geometria dos blocos sobre três estacas.

ARMADURA DO BLOCO
N3-BH45P35Ø32V100



ARMADURA DOS BLOCOS
N3-BH60P35Ø32V100 | N3-BH60P35Ø32V36 |
N3-BH60P45Ø32V100

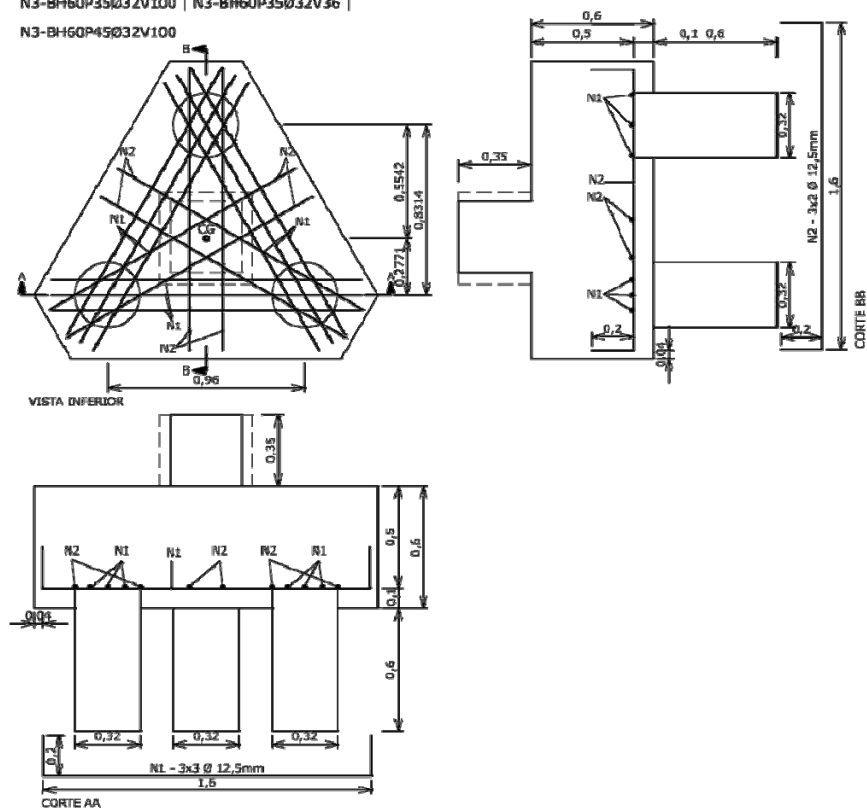


Figura 45 – Detalhamento da armadura dos blocos sobre três estacas.

ARMADURA DAS ESTACAS

N3-BH60P35Ø32V100 | N3-BH60P35Ø32V36 |

N3-BH60P45Ø32V100 | N3-BH45P35Ø32V100

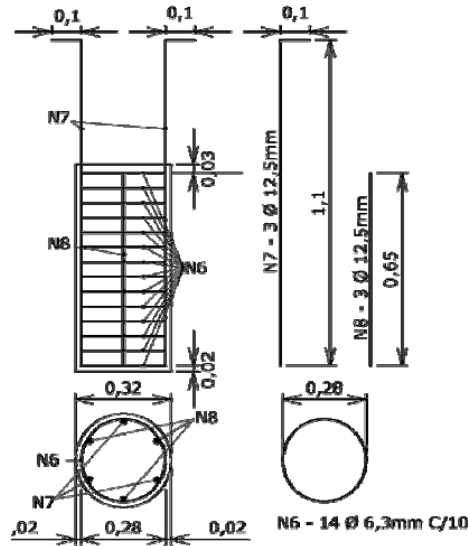
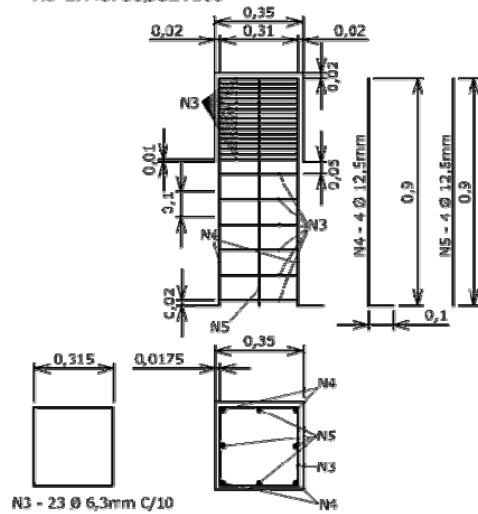


Figura 46 – Detalhamento da armadura das estacas dos blocos sobre três estacas

ARMADURA DOS PILARES

N3-BH60P35Ø32V100 | N3-BH60P35Ø32V36 |

N3-BH45P35Ø32V100



ARMADURA DO PILAR

N3-BH60P45Ø32V100

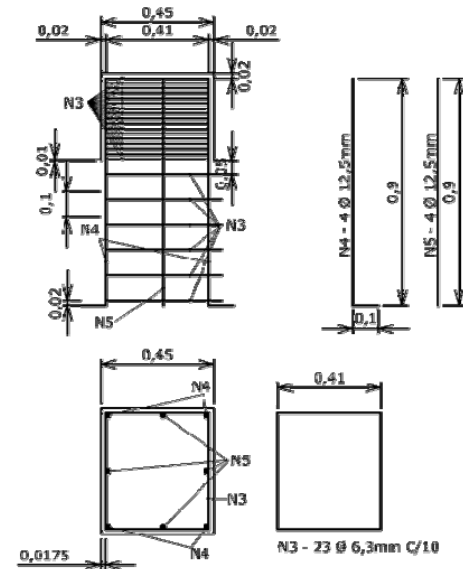


Figura 47 – Detalhamento da armadura dos pilares dos blocos sobre três estacas

7.5 Método de Análise

7.5.1 Blocos sobre duas estacas

Nos blocos sobre duas estacas foi adotado o critério de análise de Newton-Rhapson, com força pontual no centro do pilar e incrementos de força a cada 25 kN.

Foi utilizada uma malha de elementos finitos hexaédrica para o bloco, as estacas e o pilar. Para as chapas de aço foi definida uma malha tetraédrica.

Foram fixados dois pontos de monitoração, um para a força no pilar e outro para o deslocamento no centro da seção inferior do bloco.

Os apoios das estacas sofreram restrição ao movimento vertical como mostrado na Figura 48. Nas faces de contato entre as estacas e o bloco e entre o pilar e o bloco foram adotados elementos de interface 3D, baseados nos critérios de Mohr-Coulomb, com as propriedades da Tabela 16:

Tabela 16 – Propriedades do elemento de contato

Elemento de contato	Valores
Rigidez normal (K_{nn})	$2,0 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^3$
Rigidez tangencial (K_{tt})	$2,0 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^3$
Coesão	0,0
Coefficiente de Fricção	0,0
Resistência Última à Tração do Concreto (f_{tk})	3,2 MPa

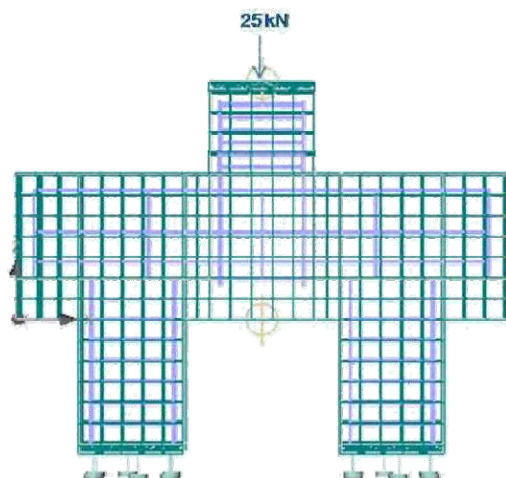


Figura 48 – Detalhe da malha de elementos finitos, dos apoios e da força aplicada do modelo N2-BH35P25E25V100. (ATENA)

7.5.2 Blocos sobre três estacas

O critério de análise utilizado para os blocos sobre três estacas foi o de Newton-Rhapson, com força distribuída no topo do pilar e incrementos de força de 50 N/cm^2 . Foi adotada uma malha de elementos finitos tetraédrica para os elementos estruturais, uma vez que os modelos possuíam estacas cilíndricas e o programa ATENA gera malhas hexaédricas somente para formas prismáticas.

Os pontos de monitoração foram fixados para o carregamento, no centro de aplicação da força, e para o deslocamento, no centro da seção inferior do bloco.

Os apoios das estacas sofreram restrição ao movimento vertical como mostrado na Figura 49. Nas faces de contato entre as estacas e o bloco e entre o pilar e o bloco foram adotados elementos de interface 3D baseados nos critérios de Mohr-Coulomb, com as propriedades da Tabela 17.

Tabela 17 – Propriedades do elemento de contato

Elemento de contato	Valores
Rigidez normal (K_{nn})	$2,0 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^3$
Rigidez tangencial (K_{tt})	$2,0 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^3$
Coesão	0,0
Coefficiente de Fricção	0,0
Resistência Última à Tração do Concreto (f_{tk})	3,2 MPa

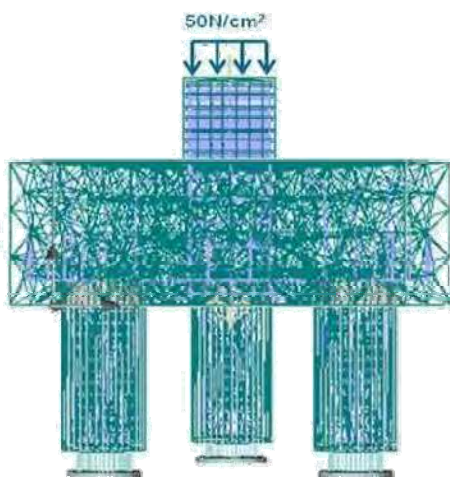


Figura 49 – Detalhe da malha de elementos finitos, dos apoios e da força aplicada do modelo N3-BH60P35Ø32V100. (ATENA)

CAPÍTULO 8 – ANÁLISE DOS RESULTADOS NUMÉRICOS

8.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados os resultados das modelagens dos blocos. Primeiro são descritos os resultados experimentais de Delalibera (2006) e numéricos dos blocos sobre duas estacas e em seguida os resultados experimentais de Miguel (2000) e numéricos dos blocos sobre três estacas.

Os resultados da análise numérica estão ordenados por temas, subdivididos da seguinte forma: tipo de ruína; panorama de fissuração; fluxo de tensões atuantes no bloco; deformações e deslocamentos da estrutura; tensões e deformações nas barras de aço; rigidez e capacidade portante.

Ao final do capítulo é apresentado um resumo dos resultados da análise numérica.

8.2 Resultados obtidos por Delalibera (2006)

Os resultados de Delalibera (2006) mostram que os blocos resistiram até o início do processo de ruptura do concreto, quando se inicia a formação de um plano de ruptura ao longo da altura da peça originado pela ação da força cortante. A ruína ocorreu por ruptura do concreto na região nodal (superior ou inferior) e por fendilhamento do bloco ao longo das bielas comprimidas. Na maioria dos casos, a ruptura do concreto ocorreu antes do escoamento da armadura.

As deformações dos tirantes não foram constantes ao longo da barra, com redução significativa nas regiões nodais inferiores. E a deformação nas extremidades das barras dos tirantes foi praticamente nula, independentemente da existência de ganchos de ancoragem.

Nos modelos ensaiados com armadura de fendilhamento (barras de aço dispostas perpendicularmente às bielas com a função de absorver as tensões de tração e resistir ao fendilhamento do concreto) proposta por Delalibera (2006), houve aumento

da resistência do bloco, que apresentou deformações intensas na seção que atravessa as bielas, resultado da força de tração existente. Cabe destacar que houve diminuição do valor da força última nos modelos em que não foram inseridas armaduras complementares.



Figura 50 – (a) Ruptura do concreto junto ao pilar; (b) Ruptura ao longo da altura do bloco (Delalibera, 2006)

Todos os modelos apresentaram comportamento semelhante, com a formação da primeira fissura na zona nodal inferior, junto à estaca, e sua propagação até a zona nodal superior, junto ao pilar. As fissuras se desenvolveram ao longo das bielas com formação nítida de um plano de ruptura.

A média da abertura de fissuras dos blocos ensaiados foi de 0,37 mm, acima do limite recomendado pela ABNT NBR 6118:2003 no Estado Limite de Serviço (ELS), de 0,3 mm.

Por meio do fluxo de tensões principais de compressão, Delalibera (2006) constatou que houve maior concentração de tensões logo abaixo do pilar e nas seções das estacas mais afastadas das bordas do bloco. O autor também observou a existência de tensões de tração ao longo das bielas responsáveis pelo fenômeno de fendilhamento do concreto.

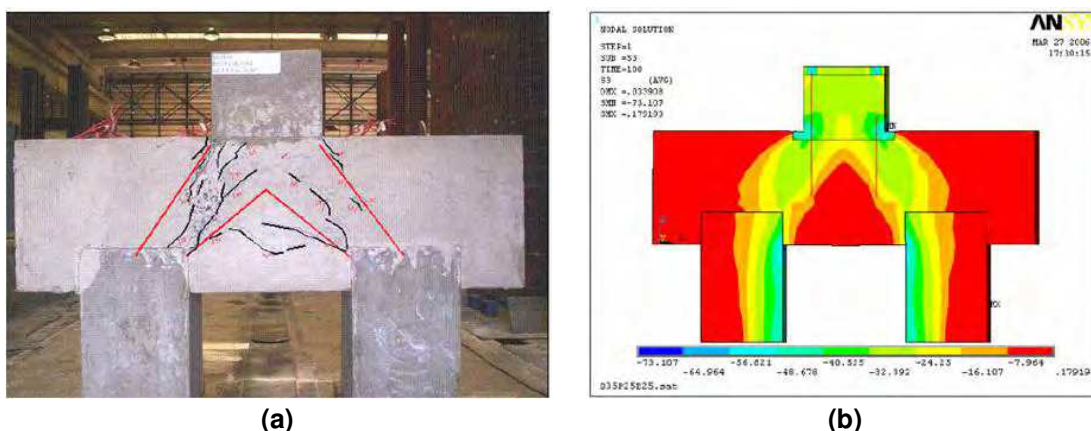


Figura 51 – (a) Fluxo de tensões do bloco B35P25E25e0 no modelo experimental; (b) Fluxo de tensões do bloco B35P25E25e0 no modelo numérico (Delalibera, 2006)

8.3 Resultados dos modelos numéricos oriundos de Delalibera (2006)

A seguir são apresentados os resultados dos modelos numéricos de blocos sobre duas estacas. Ao todo foram modelados 9 blocos (descritos no item 7.2), sendo um modelo proveniente do trabalho experimental de Delalibera (2006), dois modelos com redução da vinculação dos apoios das estacas, cinco modelos com variações da geometria (altura do bloco, seção transversal do pilar e das estacas, embutimento das estacas e aumento do vão do bloco entre as estacas) e um modelo com armadura de fendilhamento.

8.3.1 Modelo N2-BH35P25E25V100

Apresentação de resultados do modelo numérico de bloco sobre duas estacas com 100% de vinculação dos apoios das estacas.

Características geométricas:

Altura do bloco: 35 cm
 Seção do pilar: 25 cm x 25 cm
 Seção da estacas: quadrada 25 cm x 25 cm

(i) tipo de ruína

Houve ruína frágil por meio da ruptura do concreto, com intensa fissuração da peça, formação de bielas comprimidas e atuação de tensões de tração ao longo das bielas. Não houve escoamento da armadura até o instante da ruína.

Em comparação com o modelo experimental, a força última do bloco no modelo numérico foi de 1900 kN, muito próxima da obtida por Delalibera (2006), como mostrado na Tabela 18.

Tabela 18 – Força última do modelo numérico N2-BH35P25E25V100 e experimental de Delalibera (2006)

Força última resistida pelo bloco (kN)	Delalibera (2006)	1820
	Modelo Numérico	1900

(ii) panorama de fissuração

A primeira fissura surgiu na região nodal inferior do bloco, junto às estacas, e se propagou ao longo do eixo das bielas até a face inferior do pilar. Durante as etapas de incrementos de força observou-se a formação de diversas fissuras paralelas às bielas comprimidas.

As aberturas das fissuras, na força última, foram de 0,60 mm na região nodal inferior. Para comparação, cabe lembrar que a ABNT NBR 6118:2003 determina para o caso de blocos sobre estacas – concreto armado com classe de agressividade II e III e combinação de ações freqüente – que não seja ultrapassado o limite de abertura de fissuras (ELS-W) de 0,3 mm ($w_k \leq 0,3$ mm) para garantia do Estado Limite de Serviço. Daí a importância da utilização de armadura complementar (estribos horizontais e verticais).

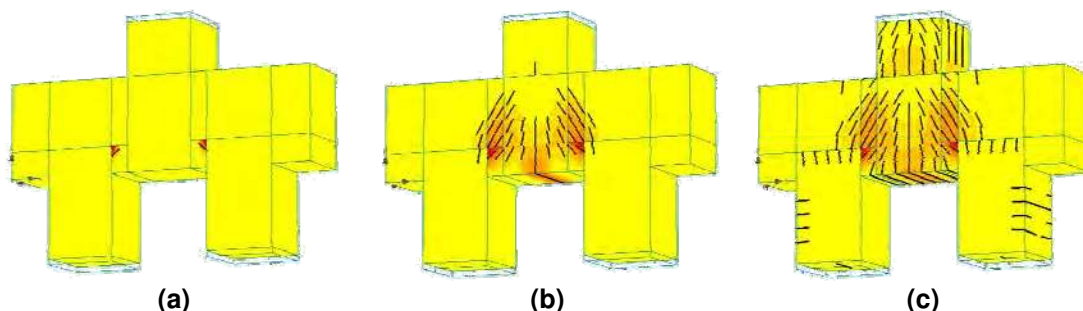


Figura 52 – Evolução das fissuras do modelo N2-BH35P25E25V100 – (a) no início da aplicação das etapas de forças; (b) na metade das etapas de forças; c) na ruína (ATENA)

Em comparação com os resultados experimentais obtidos por Delalibera (2006), nota-se uma boa aproximação dos resultados, como mostrado na Tabela 19

Tabela 19 – Abertura de fissuras do modelo N2-BH35P25E25V100 e de Delalibera (2006)

Intensidade da força (kN)	Delalibera (2006)	110	219	438	548	780	1005	1225
	Análise Numérica	125	225	425	550	775	1000	1225
Abertura de fissuras (mm)	Delalibera (2006) - ponto 1	0	0	0	0,147	0,230	0,263	0,266 ⁽¹⁾
	Análise Numérica (máximo)	0	0,017	0,087	0,127	0,181	0,25	0,315

Nota: ⁽¹⁾ No ponto 2, a abertura de fissuras foi de 0,32mm.

No modelo experimental, houve diferença na abertura de fissuras nas duas regiões nodais inferiores. Para uma força de 1225 kN, a abertura de fissuras na região nodal esquerda foi de 0,266 mm, enquanto que na região nodal direita chegou a 0,32 mm. No modelo numérico, o maior valor foi de 0,315 mm.

(iii) fluxo de tensões atuantes no bloco

Houve formação de bielas comprimidas, com divisão das tensões igualmente na metade da seção transversal do pilar. Na face das estacas houve concentração de tensões na região mais próxima do pilar. Na força última, as tensões máximas de compressão ao longo das bielas foram de 35 MPa, na região nodal superior atingiram 36 MPa e, nas zonas nodais inferiores, chegaram a 30 MPa. Nas faces de contato entre o pilar e o bloco e entre as estacas e o bloco, as tensões chegaram a 52 MPa.

Também houve a formação de tensões de tração, caracterizando o fenômeno de fendilhamento do bloco. As maiores tensões de tração ocorreram nas regiões nodais, atingindo, na força última, 2,5 MPa. Portanto, foram inferiores à resistência à tração do concreto, igual a 3,2 MPa.

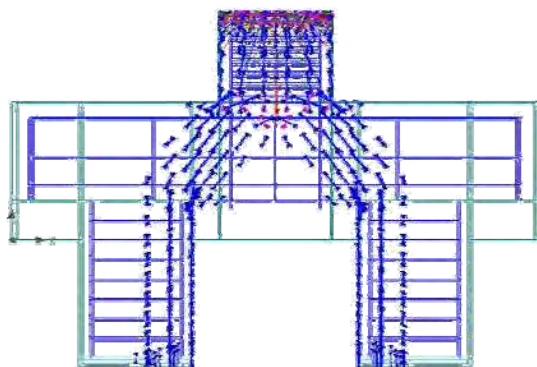


Figura 53 – Fluxo de tensões principais do modelo N2-BH35P25E25V100 (ATENA).

(iv) deformações e deslocamentos da estrutura

O modelo numérico mostrou-se mais rígido que o modelo experimental, apresentando deslocamentos menores, como se pode constatar no gráfico “força *versus* deslocamento” apresentado na Figura 54. Isto foi resultado do tipo de vinculação utilizado nas estacas do modelo numérico que gerou um efeito de engastamento, limitando a liberdade de rotação das estacas e o deslocamento do bloco.

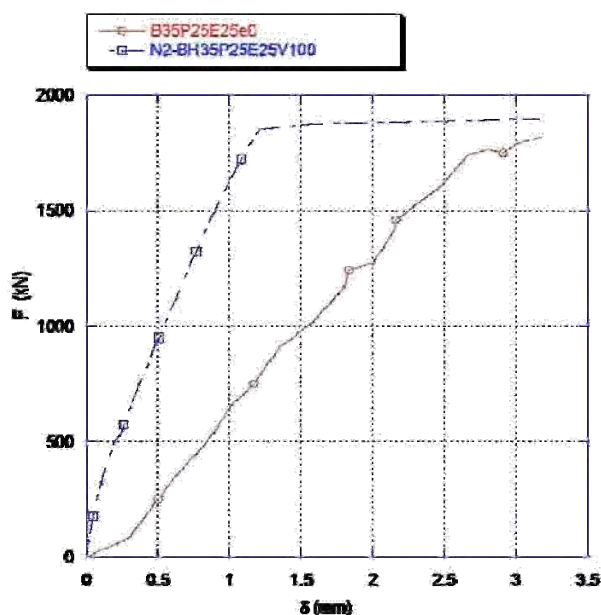


Figura 54 – Curva força *versus* deslocamento do modelo N2-BH35P25E25V100.

(v) tensões e deformações nas barras de aço

As tensões atuantes nas barras de aço dos tirantes principais não foram uniformes. Houve significativa redução das tensões na região nodal inferior devido ao efeito de compressão das bielas.

As deformações nas extremidades das barras dos tirantes foram praticamente nulas. Já os estribos horizontais absorveram parte das tensões de tração atuantes na região das bielas, como se pode notar no destaque da Figura 55.

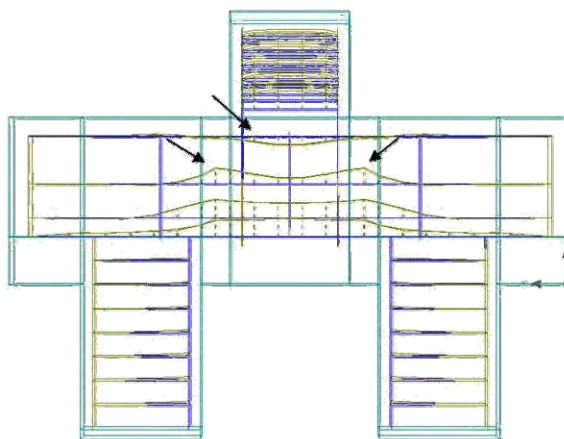


Figura 55 – Tensões atuantes na armadura, com destaque para as tensões nos estribos horizontais e na armadura complementar superior do modelo N2-BH35P25E25V100 (ATENA)

Além disso, até a força última, as tensões das barras de aço não atingiram a resistência de escoamento. Na Tabela 20 segue um quadro comparativo com os valores de tensão e deformação máximos obtidos nas análises numérica e experimental.

Tabela 20 – Valores de tensão e deformação na força última do modelo N2-BH35P25E25V100 e de Delalibera (2006)

Deformação máxima das barras de aço dos tirantes	Delalibera (2006)	0,196%
	Modelo Numérico	0,197%
Tensão máxima das barras de aço dos tirantes	Delalibera (2006)	392 MPa
	Modelo Numérico	414 MPa

(vi) rigidez e capacidade portante

O modelo numérico mostrou-se mais rígido do que o modelo experimental. Não obstante, a capacidade portante do bloco não foi influenciada de forma significativa. Os dois modelos atingiram a força última com intensidades de forças e panorama de fissuração muito próximos.

8.3.2 Modelos N2-BH35P25E25V50 e N2-BH35P25E25V25

Apresentação de resultados dos modelos numéricos com 50% e 25% de vinculação dos apoios das estacas.

Características geométricas:

Altura do bloco: 35 cm
Seção do pilar: 25 cm x 25 cm
Seção das estacas: quadrada 25 cm x 25 cm

(i) tipo de ruína

Nos dois modelos houve ruína frágil por ruptura do concreto, com intensa fissuração da peça, e formação de bielas comprimidas. No modelo N2-BH35P25E25V25 houve escoamento da armadura na força última.

Tabela 21 – Força última resistida pelos modelos numéricos

Força última resistida pelo bloco (kN)	N2-BH35P25E25V50	1980
	N2-BH35P25E25V25	1775

(ii) panorama de fissuração

As primeiras fissuras surgiram nas zonas nodais inferiores do bloco, junto às estacas, e propagaram-se em direção ao pilar, ao longo das bielas comprimidas. A abertura de fissuras máxima, na força última, foi de 0,6 mm no bloco N2-BH35P25E25V50 e de 0,72 mm no bloco N2-BH35P25E25V25.

Nos dois modelos desenvolveram-se fissuras na base das estacas, na região dos apoios, devido à excentricidade formada pelos vínculos que gerou uma rotação no eixo das estacas e, conseqüentemente, uma área de concentração de tensões.

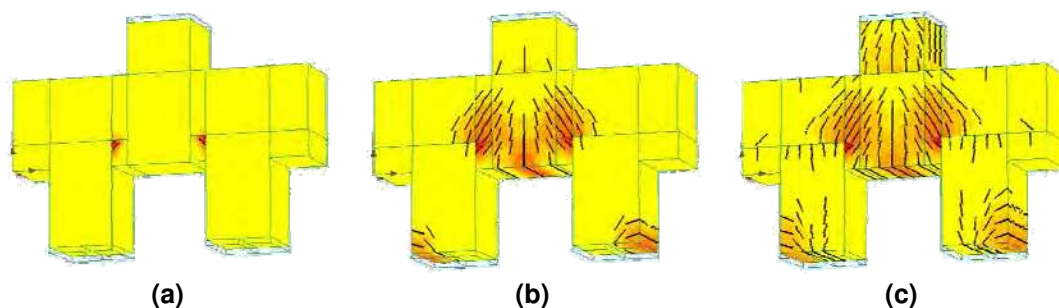


Figura 56 – Evolução das fissuras até a ruptura do modelo N2-BH35P25E25V50 – (a) início do carregamento; (b) metade do carregamento; c) na ruptura (ATENA)

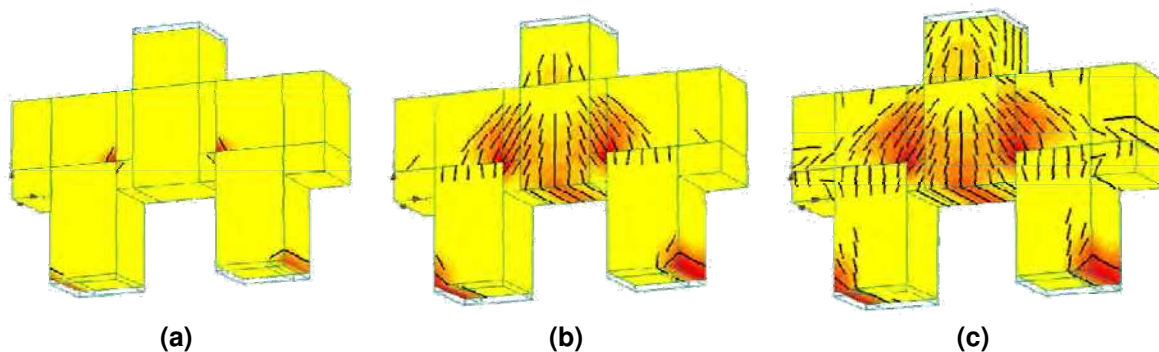


Figura 57 – Evolução das fissuras do modelo N2-BH35P25E25V25 – (a) no início da aplicação das etapas de forças; (b) na metade das etapas de forças; c) na ruína (ATENA)

(iii) fluxo de tensões atuante no bloco

Devido à excentricidade provocada pela redução da área de vinculação dos apoios das estacas, houve uma redistribuição de tensões no interior do bloco. No modelo N2-BH35P25E25V25, o fluxo de tensões das bielas passou a se concentrar na região das estacas mais afastada do pilar como mostra a Figura 58(b).

No bloco N2-BH35P25E25V50, as tensões máximas de compressão ocorreram nas faces de contato do bloco com o pilar e as estacas, onde atingiram 50 MPa.

No bloco N2-BH35P25E25V25, as maiores tensões de compressão foram observadas na região de interface do bloco com o pilar, onde chegaram a 67 MPa.

Também se desenvolveram tensões de tração no bloco nas regiões das bielas que chegaram a 2,50 MPa no modelo N2-BH35P25E25V50 e 2,35 MPa no modelo N2-BH35P25E25V25.

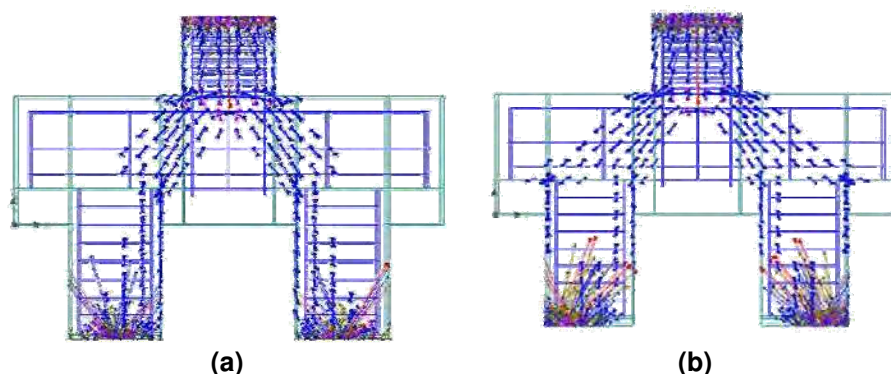


Figura 58 – Fluxo de tensões principais: (a) modelo N2-BH35P25E25V50 (ATENA); (b) modelo N2-BH35P25E25V25 (ATENA)

(iv) deformações e deslocamentos da estrutura

A redução da área de vinculação dos apoios das estacas levou a uma redução da rigidez dos blocos, havendo uma crescente convergência da curva força *versus* deslocamento, como se pode comprovar na Figura 59. Isto comprova a hipótese levantada no capítulo 6 de que o tipo de vinculação utilizada nos modelos numéricos afeta a rigidez dos elementos estruturais.

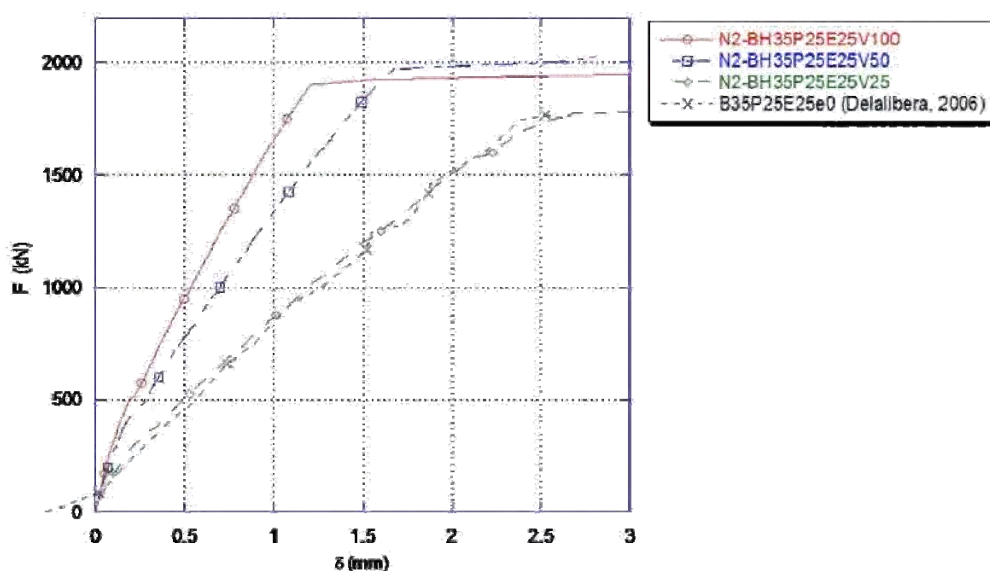


Figura 59 – Comparativo entre as curvas força *versus* deslocamento do bloco experimental e dos modelos numéricos.

(v) tensões e deformações nas barras de aço

As tensões atuantes nas barras de aço dos tirantes principais não foram uniformes, havendo significativa redução na região nodal inferior. As deformações nas extremidades das barras dos tirantes permaneceram pequenas, sendo de maior intensidade no modelo N2-BH35P25E25V25, onde chegaram a 44 MPa.

Os estribos horizontais absorveram parte das tensões de tração atuantes na região das bielas. No modelo N2-BH35P25E25V25, as tensões da armadura complementar superior atingiram 360 MPa na região destacada na Figura 60(b). Além disso, houve concentração de tensões nos estribos das estacas localizados próximos aos apoios, como ilustrado na Figura 60(b).

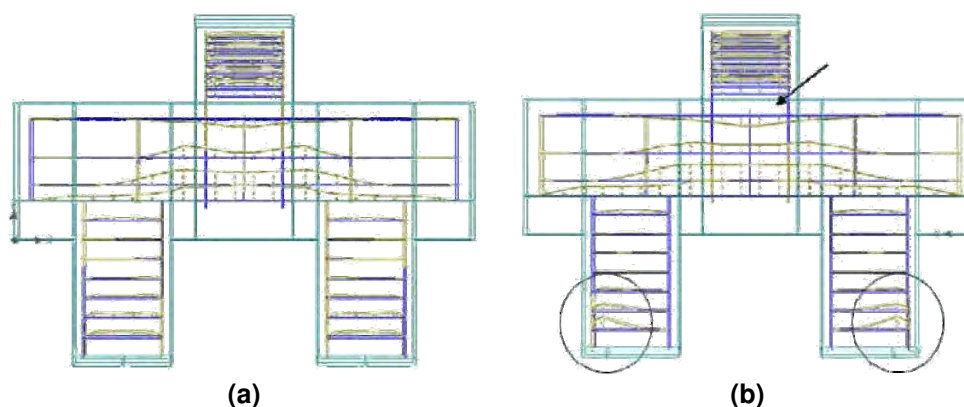


Figura 60 – Tensões atuantes nas barras de aço: (a) modelo N2-BH35P25E25V50 (ATENA); (b) modelo N2-BH35P25E25V25 (ATENA)

As tensões das barras de aço dos tirantes atingiram a resistência de escoamento na força última no modelo N2-BH35P25E25V25.

Tabela 22 – Valores de tensões e deformações na força última dos modelos numéricos

Deformação máxima das barras de aço dos tirantes	N2-BH35P25E25V50	0,239%
	N2-BH35P25E25V25	0,390%
Tensão máxima das barras de aço dos tirantes	N2-BH35P25E25V50	501 MPa
	N2-BH35P25E25V25	547 MPa

8.3.3 Modelo N2-BH35P25E6.25V100

Apresentação de resultados do bloco com redução da área da seção transversal das estacas.

Características geométricas

Altura do bloco: 35 cm

Seção do pilar: 25 cm x 25 cm

Seção da estacas: retangular 6,25 cm x 25 cm

(i) tipo de ruína

Houve ruína frágil pela ruptura do concreto, com intensa fissuração da peça e formação de bielas comprimidas. A força última resistida pelo bloco foi de 1825 kN, muito próxima do modelo experimental.

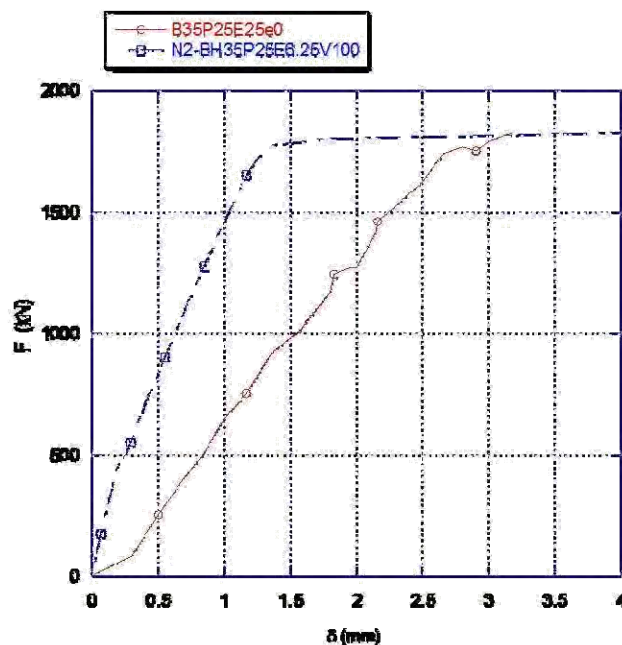


Figura 61 – Curva força *versus* deslocamento do modelo N2-BH35P25E6.25V100

Os resultados demonstram que, sob o ponto de vista estrutural, é possível a utilização de estacas de menor diâmetro, desde que observada a exigência geotécnica

de uma área de atrito suficiente para a transferência das ações da superestrutura para o maciço.

(ii) panorama de fissuração

As primeiras fissuras surgiram nas regiões nodais inferiores e se propagaram ao longo das bielas comprimidas e região central do bloco. A abertura de fissuras na região nodal inferior na força última foi de 0,6 mm.

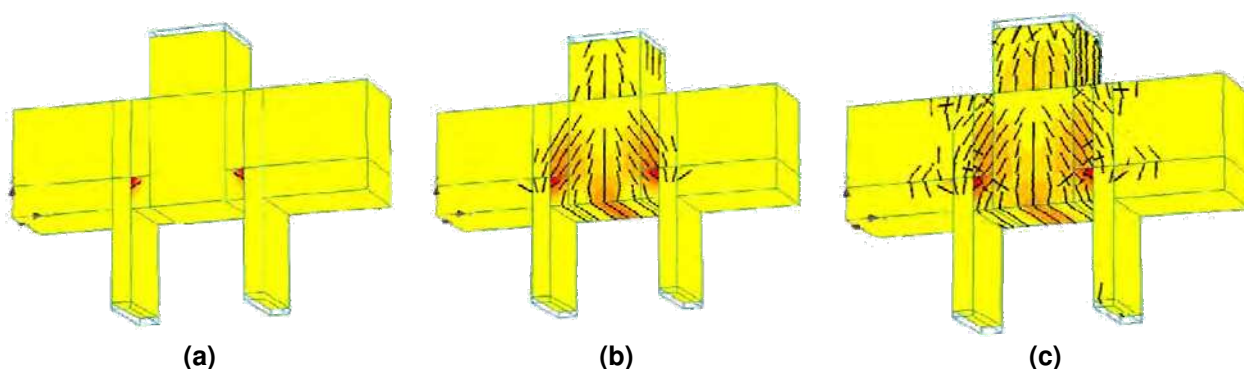


Figura 62 – Evolução das fissuras do modelo N2-BH35P25E6.25V100 – (a) no início da aplicação das etapas de forças; (b) na metade das etapas de forças; c) na ruína (ATENA)

(iii) fluxo de tensões atuantes no bloco

O fluxo de tensões dividiu-se igualmente na metade da seção transversal do pilar e propagou-se até a face das estacas, com formação de bielas comprimidas. Cabe destacar que as tensões de compressão das bielas distribuíram-se por toda a superfície das estacas. As tensões máximas de compressão ao longo das bielas e regiões nodais foram de até 35 MPa na força última. Na região de interface do bloco com o pilar, as tensões chegaram a 48 MPa e na face de contato do bloco com as estacas alcançou 61,7 MPa.

Além disso, houve o desenvolvimento de tensões de tração nas regiões das bielas que atingiram, na força última, 2,3 MPa, sendo, portanto, de intensidade inferior à resistência característica à tração do concreto.

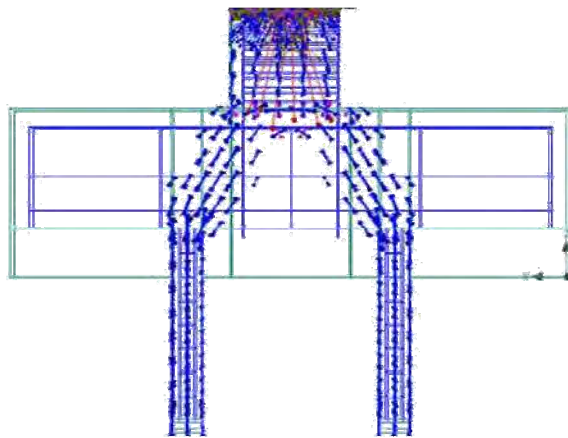


Figura 63 – Fluxo de tensões principais do modelo N2-BH35P25E6.25V100 (ATENA)

(iv) tensões e deformações nas barras de aço

As tensões das barras de aço dos tirantes não atingiram o limite de escoamento até a força última, chegando a 399 MPa. Além disso, as deformações nas extremidades das barras dos tirantes foram nulas.

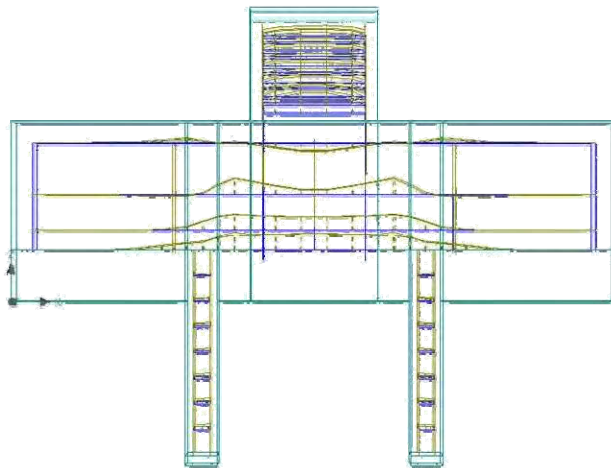


Figura 64 – Tensões atuantes nas barras de aço do modelo N2-BH35P25E6.25V100 (ATENA)

8.3.4 Modelo N2-BH35P25E25V100-ACf

Apresentação de resultados do modelo com armadura de fendilhamento.

Características geométricas

Altura do bloco: 35 cm

Seção do pilar: 25 cm x 25 cm

Seção da estacas: quadrada 25 cm x 25 cm

(i) tipo de ruína

Houve ruína frágil pela ruptura do concreto na interface de contato do bloco com o pilar.

O bloco apresentou maior capacidade portante em relação aos modelos anteriores. A força última resistida foi de 2075 kN, superior à do modelo experimental.

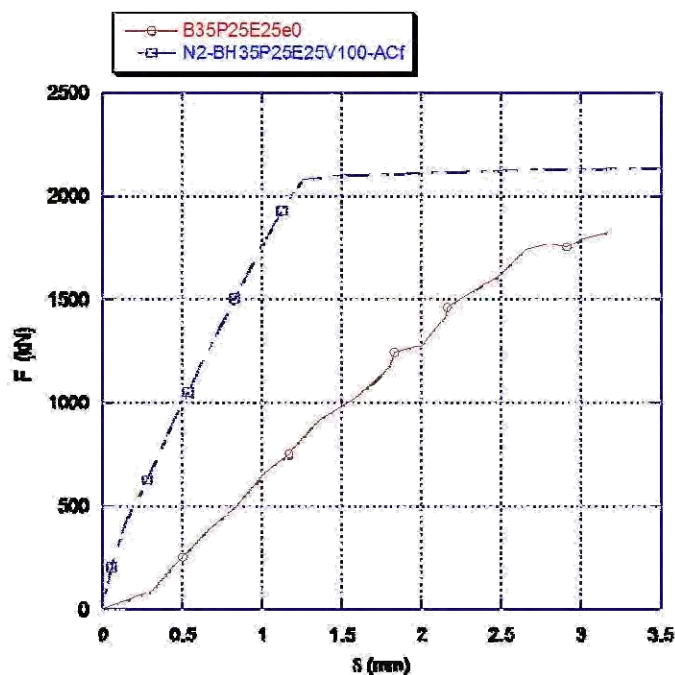


Figura 65 – Curva força *versus* deslocamento do modelo N2-BH35P25E25V100-ACf

(ii) panorama de fissuração

As primeiras fissuras surgiram nas regiões nodais inferiores e se propagaram ao longo das bielas comprimidas e região central do bloco.

A abertura de fissuras na região nodal inferior na força última foi de 0,6 mm. A armadura de fendilhamento contribuiu para a redução e controle da fissuração no bloco.

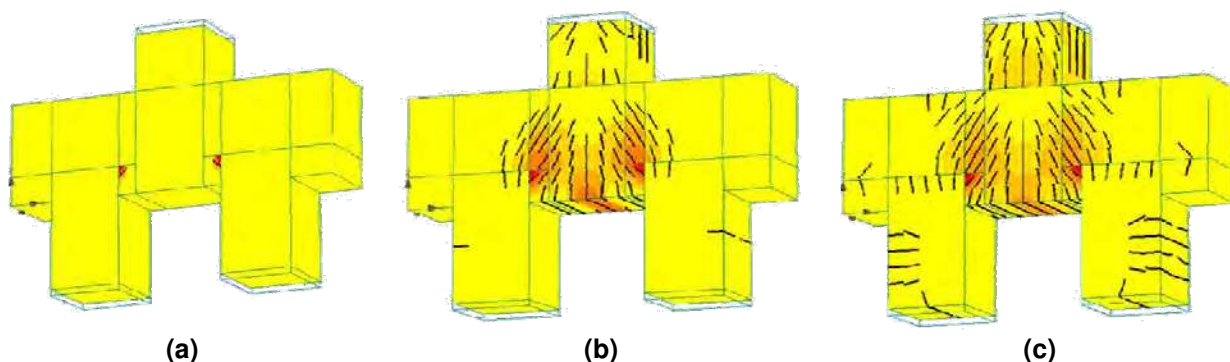


Figura 66 – Evolução das fissuras do modelo N2-BH35P25E25V100-ACf – (a) no início da aplicação das etapas de forças; (b) na metade das etapas de forças; c) na ruína (ATENA)

(iii) fluxo de tensões atuante no bloco

O fluxo de tensões dividiu-se igualmente na metade da seção transversal do pilar e propagou-se até a face das estacas, com formação de bielas comprimidas. Além disso, as tensões de compressão concentraram-se na região da estacas mais próxima do pilar. Na força última, as tensões máximas de compressão ao longo das bielas, regiões nodais inferiores e superiores foram de 35 MPa. Já nas faces de contato do bloco com o pilar e com as estacas, as tensões atingiram 54 MPa.

Também foi observado o desenvolvimento de tensões de tração no interior do bloco que chegaram a 2,4 MPa na força última.

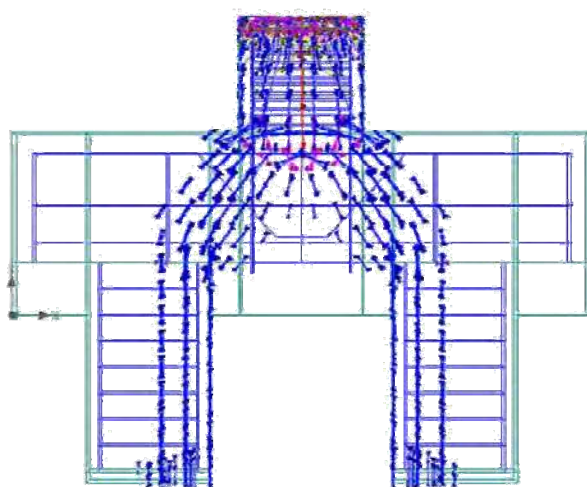


Figura 67 – Fluxo de tensões principais do modelo N2-BH35P25E25V100-ACf (ATENA)

(iv) tensões e deformações nas barras de aço

As tensões atuantes nas barras de aço dos tirantes principais não foram uniformes, havendo significativa redução nas regiões nodais inferiores. As deformações nas extremidades das barras dos tirantes foram praticamente nulas, apresentando tensões da ordem de 3,0 MPa. Além disso, na força última, as tensões das barras de aço dos tirantes chegaram a 415 MPa, não atingindo o limite de escoamento.

A armadura de fendilhamento mostrou-se eficaz na atuação contra as tensões de tração ao longo do bloco. O trecho das barras de aço que atravessam as bielas chegaram a tensões de até 340 MPa na força última.

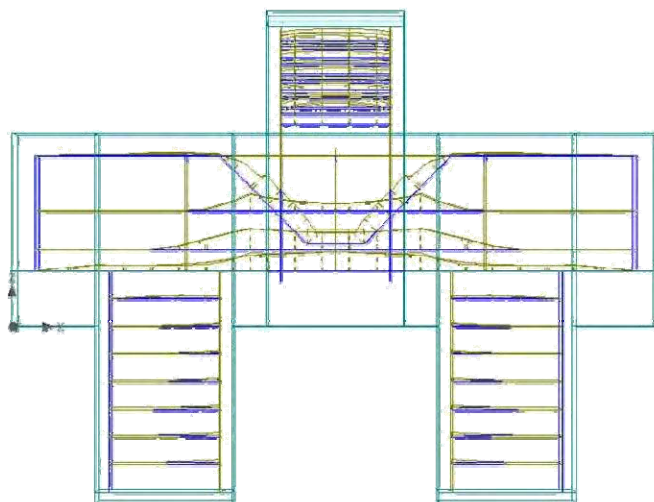


Figura 68 – Tensões atuantes nas barras de aço do modelo N2-BH35P25E25V100-ACf (ATENA)

8.3.5 Modelo N2-BH35P15E25V100

Apresentação do resultado do bloco com redução da área da seção transversal do pilar.

Características geométricas

Altura do bloco: 35 cm
Seção do pilar: 15 cm x 15 cm
Seção da estacas: quadrada 25 cm x 25 cm

(i) tipo de ruína

Houve ruína frágil pela ruptura do concreto, com intensa fissuração da peça e formação de bielas comprimidas.

A redução da área da seção transversal do pilar reduziu a capacidade portante do bloco que atingiu a força última com uma força de 1450 kN.

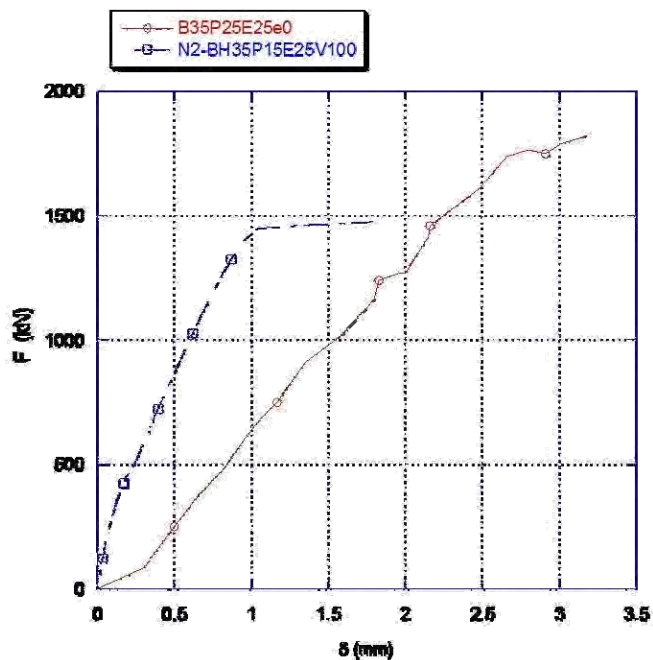


Figura 69 – Curva força *versus* deslocamento do modelo N2-BH35P15E25V100

(ii) panorama de fissuração

As primeiras fissuras surgiram nas regiões nodais inferiores e se propagaram ao longo das bielas comprimidas e região central do bloco. As maiores fissuras na força última ocorreram na região nodal inferior que apresentaram aberturas de até 0,46 mm.

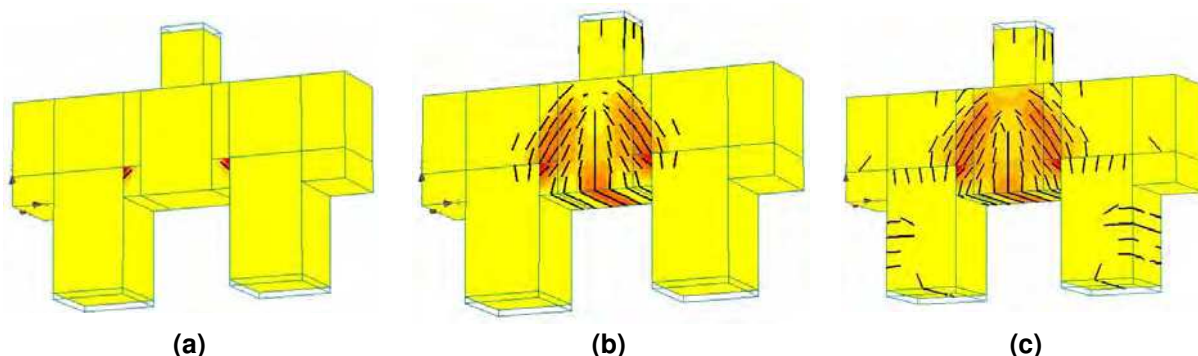


Figura 70 – Evolução das fissuras do modelo N2-BH35P15E25V100 – (a) no início da aplicação das etapas de forças; (b) na metade das etapas de forças; c) na ruína (ATENA)

(iii) fluxo de tensões atuante no bloco

As maiores tensões de compressão, na força última, ocorreram ao longo das bielas e regiões nodais, chegando a 32,5 MPa. Já nas faces de contato do bloco com o pilar as tensões foram de até 100 MPa e na interface entre o bloco e as estacas atingiram 45 MPa.

As tensões de tração ao longo das bielas alcançaram, na força última, a 2,45 MPa nas regiões nodais inferiores.

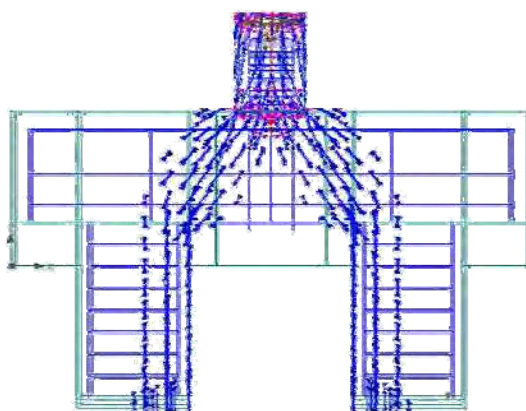


Figura 71 – Fluxo de tensões principais do modelo N2-BH35P15E25V100 (ATENA)

(iv) tensões e deformações nas barras de aço

As tensões nas barras de aço dos tirantes principais atingiram 357 MPa na força última. As deformações nas extremidades das barras dos tirantes foram nulas.

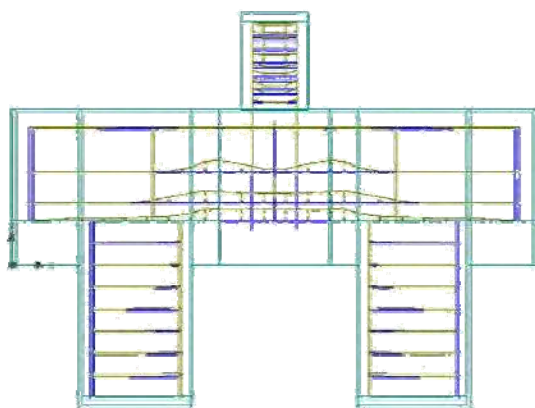


Figura 72 – Tensões atuantes nas barras de aço do modelo N2-BH35P15E25V100 (ATENA)

Cabe ressaltar que a solicitação da armadura complementar superior foi pequena em comparação com os outros modelos, atingindo na força última tensões de compressão de 70 MPa.

8.3.6 Modelo N2-BH45P25E25V100

Apresentação de resultados do modelo com aumento da altura do bloco.

Características geométricas

Altura do bloco: 45 cm
 Seção do pilar: 25 cm x 25 cm
 Seção da estacas: quadrada 25 cm x 25 cm

(i) tipo de ruína

Houve ruína frágil pela ruptura do concreto, com intensa fissuração da peça, formação de bielas comprimidas e atuação de tensões de tração ao longo das bielas. Não ocorreu escoamento da armadura até a força última.

Em comparação com o modelo experimental, o modelo numérico apresentou maior capacidade portante, atingindo, na força última uma força de 2450 MPa.

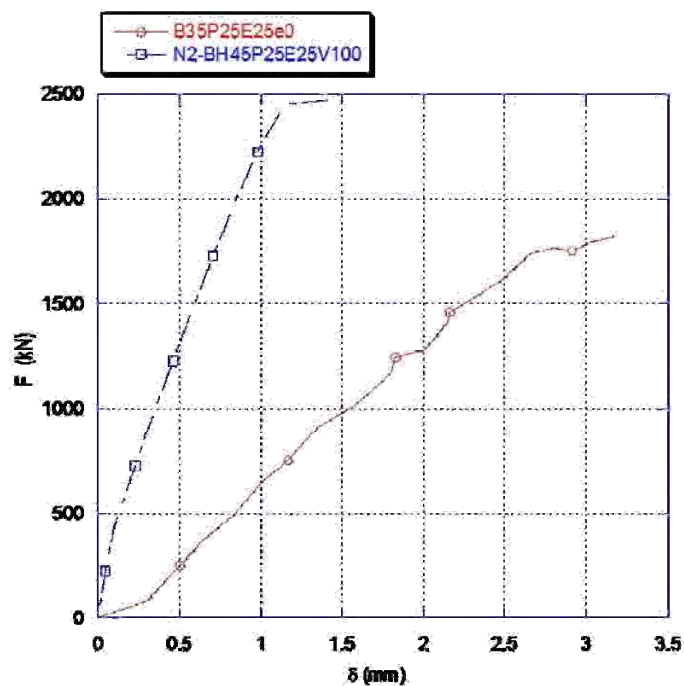


Figura 73 – Curva força *versus* deslocamento do modelo N2-BH45P25E25V100

(ii) panorama de fissuração

A primeira fissura surgiu na região nodal inferior do bloco, junto às estacas, e se propagou ao longo do eixo das bielas até a face inferior do pilar.

A abertura de fissuras na força última foi de 0,46 mm na região nodal inferior. Além disso, o bloco apresentou intensa fissuração, como se pode notar na Figura 74.

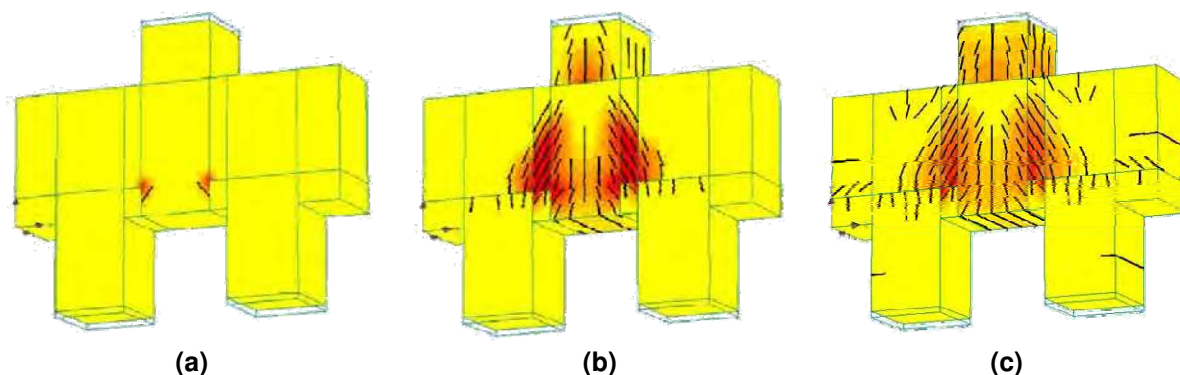


Figura 74 – Evolução das fissuras do modelo N2-BH45P25E25V100 – (a) no início da aplicação das etapas de forças; (b) na metade das etapas de forças; c) na ruína (ATENA)

(iii) fluxo de tensões atuante no bloco

As tensões máximas de compressão ao longo das bielas e regiões nodais foram de 37 MPa na força última. Na interface do bloco com o pilar a tensões chegaram a 60 MPa e na face de contato do bloco com as estacas, as tensões foram de 50 MPa.

As tensões de tração nas bielas, na força última, alcançaram 3,2 MPa. Assim, ao contrário dos modelos anteriores, as tensões atingiram a resistência última do concreto à tração, constatando-se a ocorrência do fendilhamento do bloco.

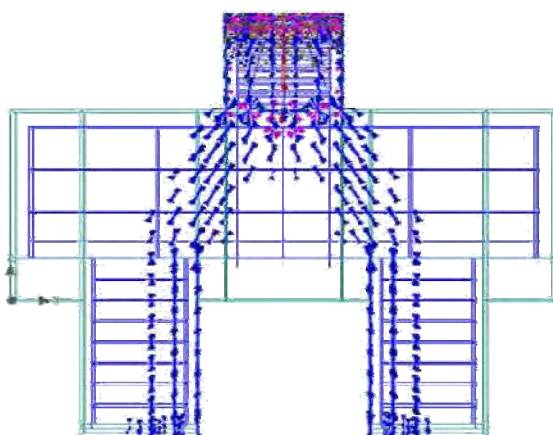


Figura 75 – Fluxo de tensões principais (ATENA) do modelo N2-BH45P25E25V100

(iv) tensões e deformações nas barras de aço

As tensões atuantes nas barras de aço dos tirantes principais alcançaram, na força última, 485 MPa. Houve significativa redução das tensões na região nodal inferior devido ao efeito de compressão atuante das bielas.

As tensões nas extremidades das barras dos tirantes foram muito pequenas, da ordem de 8 MPa na força última.

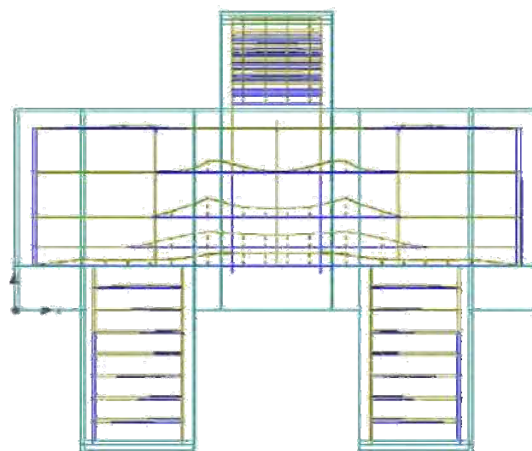


Figura 76 – Tensões atuantes nas barras de aço do modelo N2-BH45P25E25V100 (ATENA)

8.3.7 Modelo N2-BH35P25E25V100-EA

Apresentação de resultados do modelo com aumento do embutimento da estaca no bloco.

Características geométricas

Altura do bloco: 35 cm

Seção do pilar: 25 cm x 25 cm

Seção da estacas: quadrada 25 cm x 25 cm

Detalhe construtivo: embutimento de 20 cm das estacas no bloco

(i) tipo de ruína

Houve ruína frágil por meio da ruptura do concreto, com intensa fissuração da peça e formação de bielas comprimidas. Não houve escoamento da armadura até a força última.

O modelo apresentou menor capacidade portante em comparação com o modelo experimental, atingindo uma força última igual a 1600 kN.

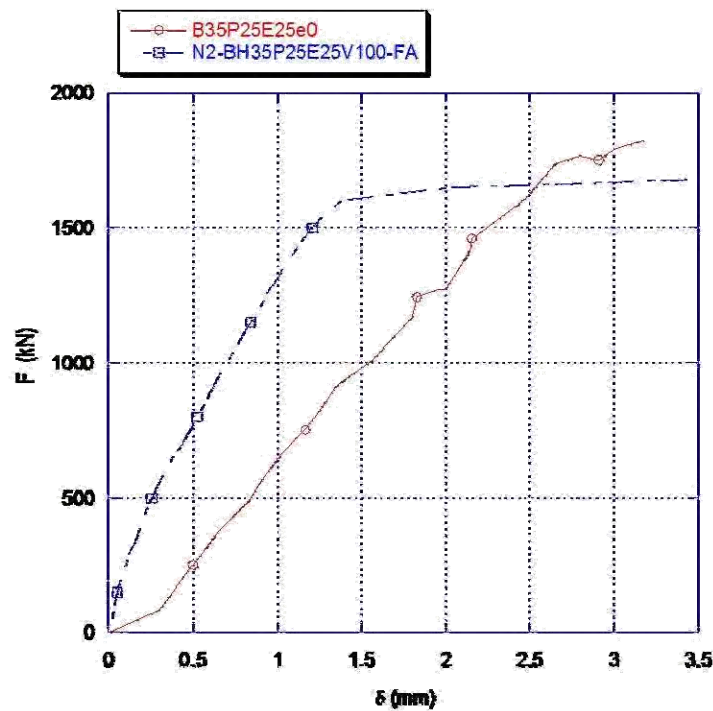


Figura 77 – Força *versus* deslocamento do modelo N2-BH35P25E25V100-EA

(ii) panorama de fissuração

As primeiras fissuras surgiram nas regiões nodais inferiores do bloco, junto às estacas, e propagaram-se em direção ao pilar, ao longo das bielas comprimidas. As maiores aberturas de fissuras na força última se situaram nas regiões nodais inferiores e foram de 0,74 mm.

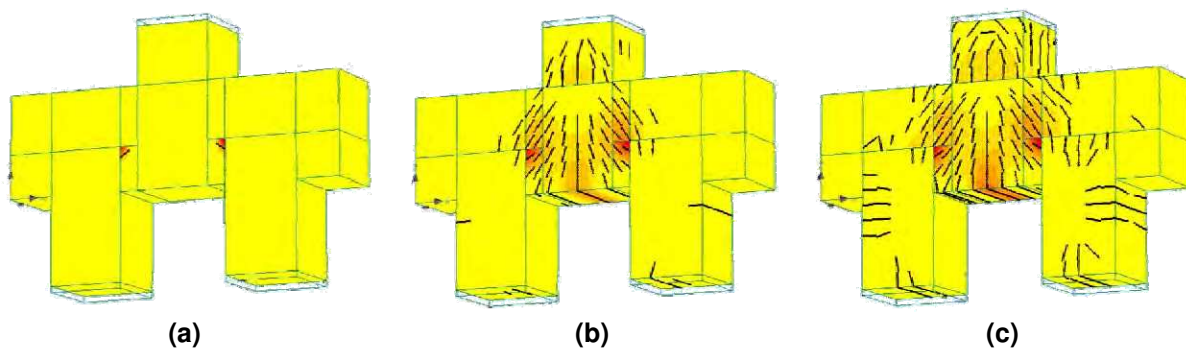


Figura 78 – Evolução das fissuras do modelo N2-BH35P25E25V100-EA - (a) no início da aplicação das etapas de forças; (b) na metade das etapas de forças; c) na ruína (ATENA)

(iii) fluxo de tensões atuante no bloco

As tensões máximas de compressão ao longo das bielas e regiões nodais foram de 37 MPa. Já as tensões de tração chegaram a 2,4 MPa na força última.

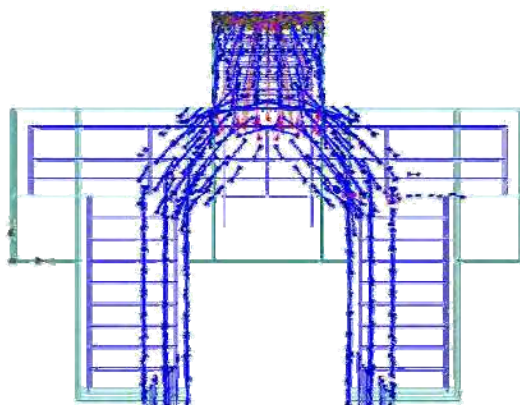


Figura 79 – Fluxo de tensões principais do modelo N2-BH35P25E25V100-EA (ATENA)

(iv) tensões e deformações nas barras de aço

As tensões atuantes nas barras de aço dos tirantes principais alcançaram na força última 435 MPa. E as deformações nas extremidades das barras dos tirantes foram praticamente nulas.

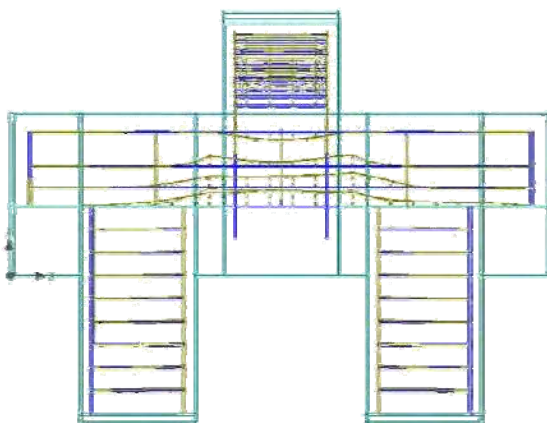


Figura 80 – Tensões atuantes nas barras de aço do modelo N2-BH35P25E25V100-EA (ATENA)

8.3.8 Modelo N2-BH35P25E25V100-BF

Apresentação de resultados do bloco flexível.

Características geométricas

Altura do bloco: 35 cm

Seção do pilar: 25 cm x 25 cm

Seção da estacas: quadrada 25 cm x 25 cm

Detalhe construtivo: bloco flexível com largura $a=140$ cm

(i) tipo de ruína

Houve ruína frágil por meio da ruptura do concreto, com intensa fissuração da peça, e formação de bielas comprimidas. Não houve escoamento da armadura até a força última.

Em comparação com o modelo experimental, o modelo numérico apresentou menor capacidade portante, atingindo uma força última de 1300 kN.

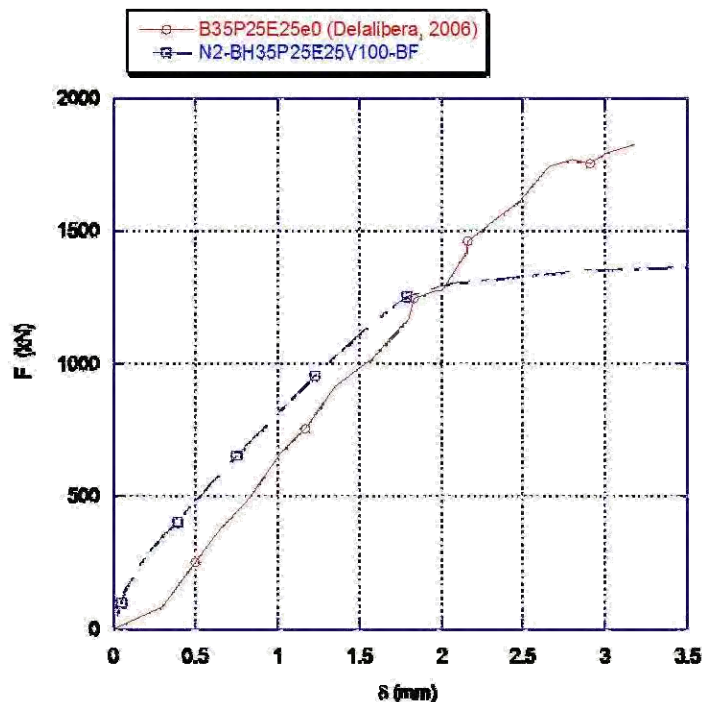


Figura 81 – Curva força *versus* deslocamento do modelo N2-BH35P25E25V100-BF

(ii) panorama de fissuração

As maiores fissuras durante o carregamento localizaram-se no meio da seção inferior do bloco. No entanto, na força última, a maior abertura de fissura se deu no nó inferior esquerdo, sendo igual a 0,613 mm.

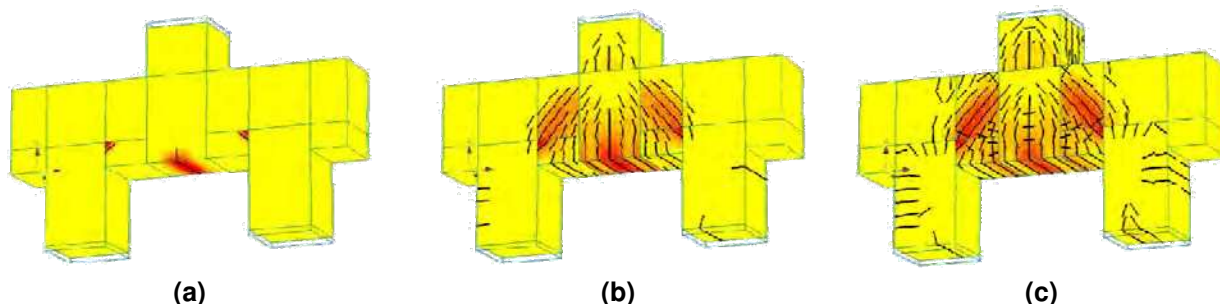


Figura 82 – Evolução das fissuras do modelo N2-BH35P25E25V100-BF – (a) no início da aplicação das etapas de forças; (b) na metade das etapas de forças; c) na ruína (ATENA)

(iii) fluxo de tensões atuante no bloco

As tensões máximas de compressão ao longo das bielas e regiões nodais foram de 30 MPa na força última. Já nas faces de contato entre o bloco e o pilar, as tensões chegaram a 52 MPa e, entre o bloco e as estacas, a 48 MPa.

A tensão máxima de tração situou-se na faixa de 3,0 MPa ao longo das bielas e regiões nodais, ficando próxima da resistência característica à tração do concreto.

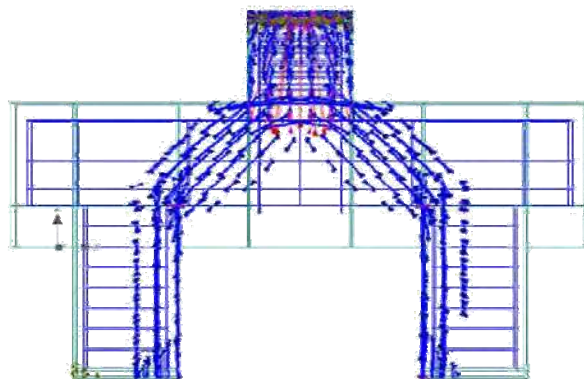


Figura 83 - Fluxo de tensões principais do modelo N2-BH35P25E25V100-BF (ATENA)

(iv) tensões e deformações nas barras de aço

As tensões atuantes nas barras de aço dos tirantes principais na força última foram de 484 MPa. Nas extremidades das barras dos tirantes, as tensões foram praticamente nulas.

Neste modelo em particular destacam-se as altas tensões de compressão atuantes na armadura complementar longitudinal superior logo abaixo do pilar que atingiram 240 MPa na força última.

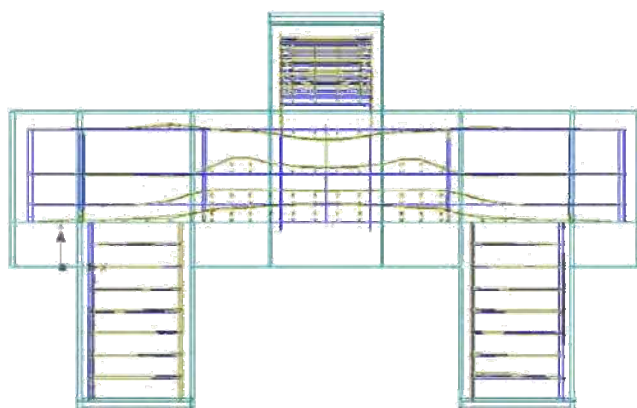


Figura 84 – Tensões atuantes nas barras de aço do modelo N2-BH35P25E25V100-BF (ATENA)

8.4 Resultados obtidos por Miguel (2000)

A autora realizou ensaios experimentais de blocos de concreto armado sobre três estacas, num total de nove modelos. Foram analisados blocos com estacas de 20 cm e 30 cm de diâmetro, com e sem armadura complementar. Esta foi configurada de três formas distintas, quais sejam, com barras de aço passando pela projeção do pilar, com armadura tipo gaiola e em malha.

O dimensionamento dos blocos foi feito utilizando-se o Método das Bielas de Blévo & Frémy (1967). Todos os modelos mostraram uma capacidade resistente superior à força de projeto.

A ruína, em todos os modelos, ocorreu por fendilhamento do bloco com escoamento da armadura principal ou secundária. Destes, os blocos com armadura complementar suportaram maiores forças antes da ruína.

No entanto, não ficou evidente a maior capacidade resistente dos modelos com estacas de maior diâmetro. Para os blocos com armadura complementar em formato gaiola e em malha, a força de ruína, tanto para as estacas com diâmetro de 20 cm quanto de 30 cm, ficou muito próxima, sendo ligeiramente superior nos modelos com estacas de menor diâmetro. Já nos modelos sem armadura complementar e com armadura passando pela projeção do pilar, a força de ruína foi maior nos blocos com estaca de maior diâmetro.

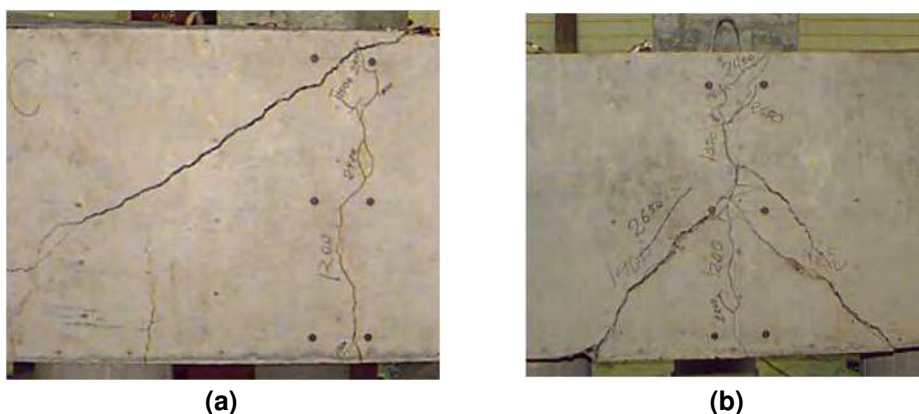


Figura 85 – (a) Ruptura ao longo das bielas; (b) panorama de fissuração do bloco B30A2 (Miguel, 2000)

Todos os modelos analisados, exceto o bloco B20A2 – com estacas de 20 cm e armadura complementar passando pela projeção do pilar – não ultrapassaram o limite de abertura de fissuras determinado pela ABNT NBR 6118:2003 (no ELS, igual a 0,3 mm) até a força de projeto de cálculo ($F_{proj,d}=1344$ kN). Na ruína, somente o modelo com maior capacidade portante (B30A2 – com estacas de 30 cm de diâmetro e armadura complementar passando pela projeção do pilar) apresentou abertura de fissuras superior a 0,3 mm. De forma geral, a abertura de fissuras foi maior nos blocos com estacas de maior diâmetro.

É importante mencionar que no modelo experimental, os deslocamentos foram medidos até a força de 1800 kN (F_{ul}).

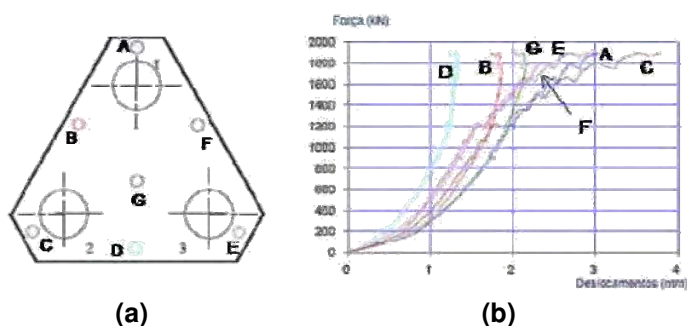


Figura 86 – (a) Posição dos transdutores; (b) Gráfico força *versus* deslocamento do bloco B30A2 (Miguel, 2000)

8.5 Resultados dos modelos numéricos oriundos de Miguel (2000)

A seguir são apresentados os resultados dos modelos numéricos de blocos sobre três estacas. Ao todo foram modelados quatro blocos (discriminados no item 7.2), sendo um modelo proveniente do trabalho experimental de Miguel (2000), dois modelos com variações da geometria (altura do bloco e seção transversal do pilar) e um modelo com redução da vinculação dos apoios das estacas.

8.5.1 Modelos N3-BH60P35Ø32V100 e N3-BH60P35Ø32V36

Apresentação de resultados dos modelos numéricos de blocos sobre três estacas com 100% e 36% de vinculação dos apoios das estacas, oriundos do trabalho de Miguel (2000).

Características geométricas

Altura do bloco: 60 cm
 Seção do pilar: 35 cm x 35 cm
 Seção das estacas: 32 cm

(i) tipo de ruína

Nos dois modelos houve ruína frágil por ruptura do concreto e fendilhamento do bloco, com escoamento da armadura dos tirantes e intensa fissuração na seção inferior do bloco e nas faces laterais entre as bielas.

A força última resistida pelo modelo numérico com 100% de vinculação dos apoios das estacas foi de 3.120 kN. Já o modelo com 36% de vinculação chegou a uma força de 2.780 kN, aproximadamente 4% superior à do bloco experimental.

Tabela 23 – Força última do modelo N3-BH60P35Ø32V100 e de Miguel (2000)

Força última resistida pelo bloco (kN)	Miguel (2000)	2.674
	N3-BH60P35Ø32V100	3.120
	N3-BH60P35Ø32V36	2.780

Além disso, o modelo numérico mostrou-se mais rígido do que o modelo experimental. No entanto, é importante destacar que a curva força *versus* deslocamento do modelo experimental apresentou discrepância em relação ao verificado nos modelos numéricos, como mostra a Figura 87. Uma das possíveis causas pode ser devida às variáveis não-controláveis que podem alterar os resultados das análises experimentais – por exemplo, acomodação inicial do bloco no início da aplicação da força – e que foram expostas no início do capítulo 6.

Apesar disso, como no modelo de bloco sobre duas estacas, foi comprovado que o tipo de vinculação utilizada afeta a rigidez dos elementos estruturais.

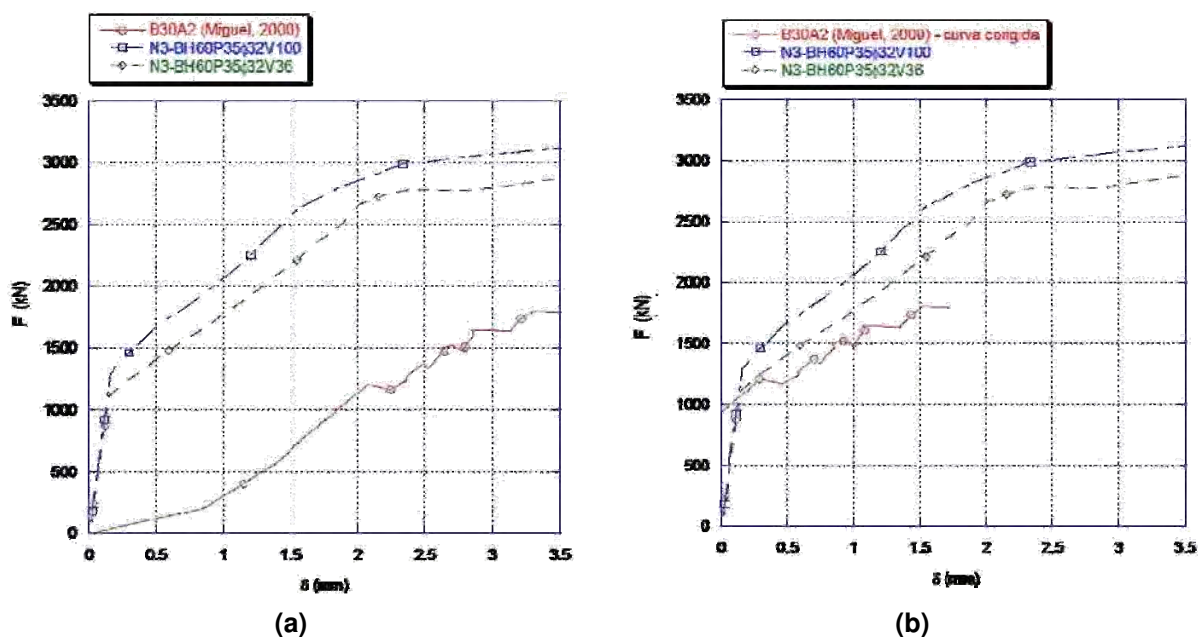


Figura 87 – Curva força *versus* deslocamento: (a) comparação entre os modelos numéricos e experimental; (b) comparação entre os modelos com curva ajustada do bloco experimental

(ii) panorama de fissuração

As primeiras fissuras superficiais apareceram na seção inferior do bloco, avançando na metade do vão entre as estacas em direção à face superior do bloco. Na força última, houve intensa fissuração na seção inferior do bloco e nas faces laterais, como mostram as Figuras 88 e 89. As maiores aberturas de fissuras ocorreram na seção inferior do bloco.

A abertura de fissuras na força de projeto determinada por Miguel (2000) – $F_{proj,d} = 1.344 \text{ kN}$ – no modelo N3-BH60P35 ϕ 32V100 foi dez vezes menor do que a do bloco experimental, chegando a 0,035 mm.

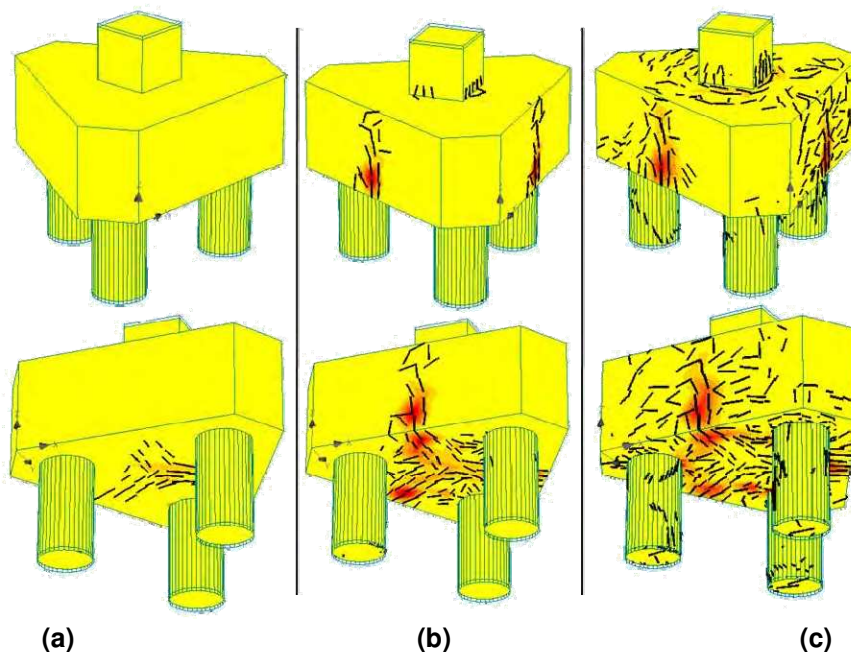


Figura 88 – Evolução das fissuras do modelo N3-BH60P35 ϕ 32V100 – (a) no início da aplicação das etapas de forças; (b) na metade das etapas de forças; c) na ruína (ATENA)

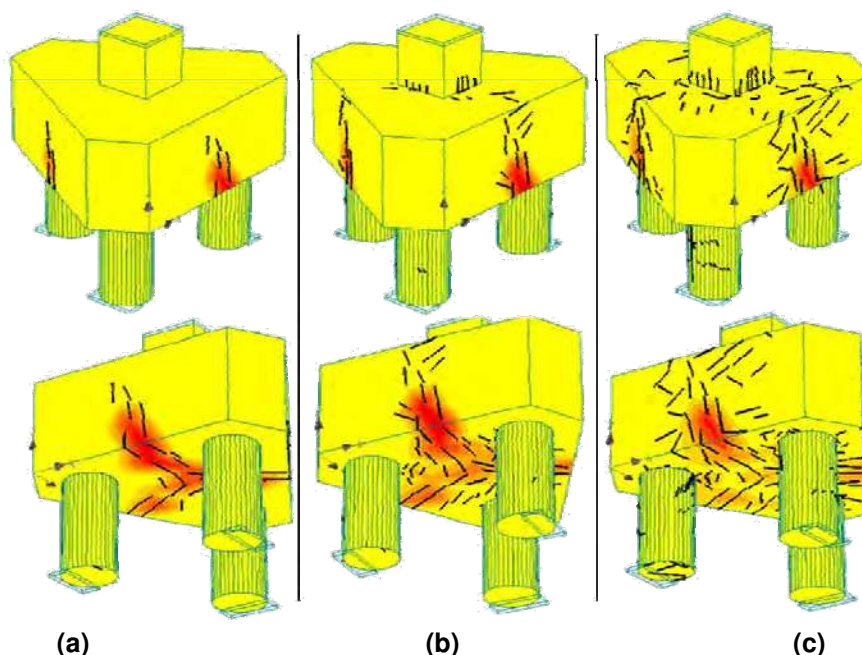


Figura 89 – Evolução das fissuras do modelo N3-BH60P35Ø32V36 – (a) no início da aplicação das etapas de forças; (b) na metade das etapas de forças; c) na ruína (ATENA)

Na força última, os resultados do bloco experimental e do modelo N3-BH60P35Ø32V36 ficaram muito próximos, como mostra a Tabela 24.

Tabela 24 – Valores de abertura de fissuras do modelo N3-BH60P35Ø32V100 e de Miguel (2000)

Miguel (2000)	Intensidade da força (kN)	F=1.200	F _{proj,d} =1.344	F _u =2.674
	Abertura de fissuras máxima nas faces do bloco (mm)	0,15	0,40	3,50
N3-BH60P35Ø32V100	Intensidade da força (kN)	F=1.100	F=1.290	F=3.120
	Abertura de fissuras máxima nas faces do bloco (mm)	0,0262	0,035	5,87
N3-BH60P35Ø32V36	Intensidade da força (kN)	F=1.230	F=1.350	F=2.780
	Abertura de fissuras máxima nas faces do bloco (mm)	0,30	0,54	3,42

(iii) fluxo de tensões atuante no bloco

Houve a formação de bielas comprimidas, com o fluxo de tensões distribuindo-se igualmente para as três estacas a partir da seção transversal inferior do pilar. Como nos modelos de blocos sobre duas estacas, neste caso também ocorreu concentração das tensões na região das estacas mais próxima do pilar.

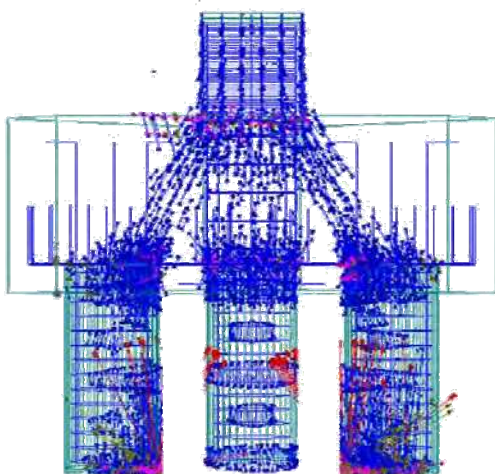


Figura 90 – Fluxo de tensões principais do modelo N3-BH60P35Ø32V100 (ATENA)

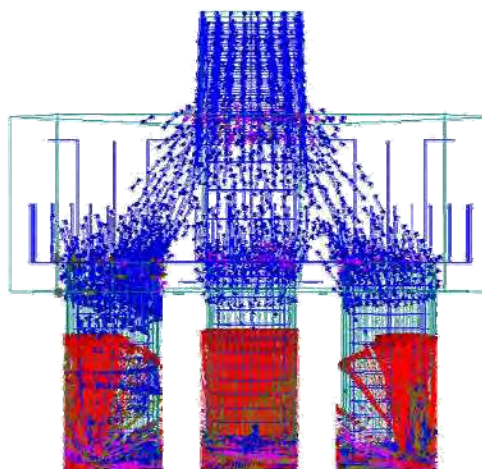


Figura 91 – Fluxo de tensões principais do modelo N3-BH60P35Ø32V36 (ATENA)

As maiores tensões de compressão do modelo N3-BH60P35Ø32V100, na força última foram de 32 MPa na região das bielas, enquanto que nas zonas nodais inferiores atingiram 40 MPa e na zona nodal superior alcançou 36 MPa. Já nas faces de contato do bloco com o pilar, as tensões foram de 50 MPa, e, na interface do bloco com as estacas, de 70 MPa.

No modelo N3-BH60P35Ø32V36, as tensões ao longo das bielas foram de 26 MPa na força última. Nas regiões nodais inferiores chegaram a 30 MPa e na região nodal superior, a 22 MPa. Já nas faces de contato do bloco como pilar, as tensões foram de 50 MPa, e, na interface do bloco com as estacas, de 60 MPa.

Também houve formação de tensões de tração que chegaram, na força última, a 4,4 MPa no modelo N3-BH60P35Ø32V100 e a 4,7 MPa no modelo N3-BH60P35Ø32V36, acima da resistência característica à tração do concreto de 2,8 MPa, caracterizando, assim, a ruptura por fendilhamento.

(iv) tensões e deformações nas barras de aço

Seguindo os resultados dos modelos de blocos sobre duas estacas, as tensões nas barras de aço dos tirantes principais não foram uniformes, havendo significativa redução das tensões na região nodal inferior. As tensões nas extremidades das barras dos tirantes e nos ganchos foram pequenas nos dois modelos numéricos analisados, atingindo, na força última, 10 MPa.

Além disso, os tirantes chegaram ao escoamento na força última, com tensões de 591 MPa.

As deformações na armadura dos tirantes do modelo experimental indicam que houve escoamento durante a ruína do bloco, como mostra a Tabela 25. Lembre-se que a deformação de escoamento das barras de aço é de 0,207%.

Tabela 25 – Valores de deformação do modelo N3-BH60P35Ø32V100 e de Miguel (2000)

Deformação máxima das barras de aço dos tirantes	Miguel (2000)	$F_{proj,d}=1.344 \text{ kN}$	0,084%
		$F_u=2.674 \text{ kN}$	0,292%
	N3-BH60P35Ø32V100	$F_{proj,d}=1.290 \text{ kN}$	0,057%
		$F_u=3.120 \text{ kN}$	0,748%
	N3-BH60P35Ø32V36	$F_{proj,d}=1.340 \text{ kN}$	0,125%
		$F_u=2.780 \text{ kN}$	0,470%

A armadura complementar passando pela projeção do pilar também foi submetida a solicitações elevadas, chegando a tensões de 552 MPa no modelo N3-BH60P35Ø32V100 e ao escoamento no modelo N3-BH60P35Ø32V36.

Já os ganchos localizados no centro das faces laterais do bloco chegaram a tensões de 480 MPa no modelo N3-BH60P35Ø32V100, atingindo o escoamento na extremidade de um dos ganchos. No modelo N3-BH60P35Ø32V36, as tensões foram de até 386 MPa na extremidade dos ganchos.

As elevadas tensões nos ganchos da armadura complementar decorrem de sua contribuição para a absorção de parte das tensões de tração, reduzindo a intensidade das fissuras nas faces laterais dos blocos. Como indicação desta afirmação está o fato do bloco não ter estribos horizontais ou verticais e a região em que os ganchos atravessam as faces do bloco estar submetida a intenso fluxo de tensões das bielas e a grande fissuração. Os ganchos dos tirantes, por sua vez, por estarem situados em uma região periférica do bloco, onde não há atuação de tensões provenientes das bielas, apresentaram pequenas tensões.

Cabe destacar que os estribos da armadura dos pilares posicionados no bloco também apresentaram solicitações de grande intensidade na força última, de até 486 MPa na região inferior do bloco N3-BH60P35Ø32V100 e a 543 MPa no modelo N3-BH60P35Ø32V36.

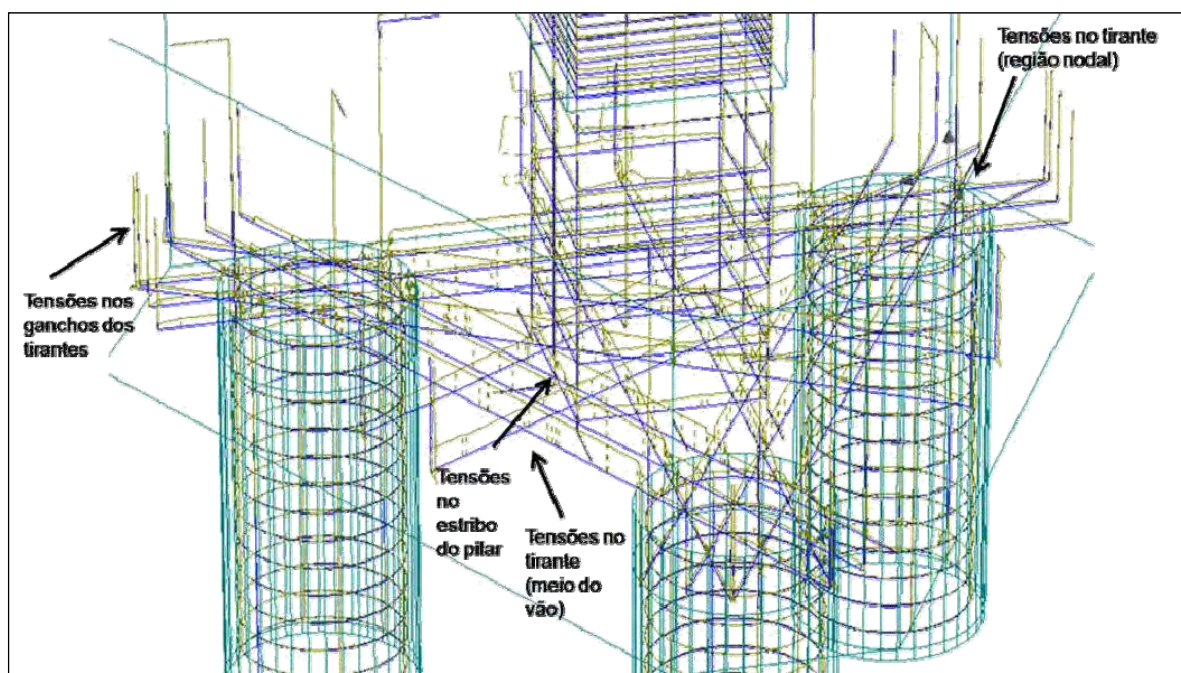


Figura 92 – Tensões atuantes nas barras de aço do modelo N3-BH60P35Ø32V100 (ATENA)

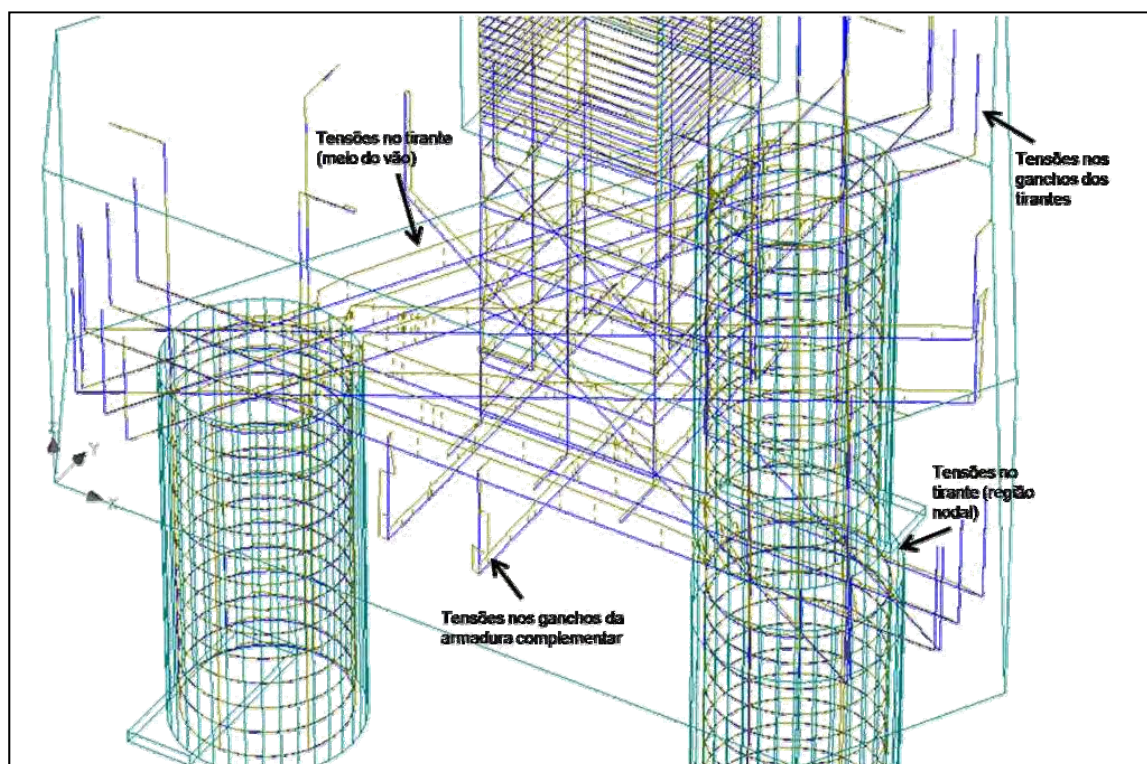


Figura 93 – Tensões atuantes nas barras de aço do modelo N3-BH60P35Ø32V36 (ATENA)

8.5.3 Modelo N3-BH60P45Ø32V100

Apresentação de resultados do modelo numérico de bloco sobre três estacas com aumento da seção transversal do pilar.

Características geométricas

Altura do bloco: 60 cm
Seção do pilar: 45 cm x 45 cm
Seção das estacas: 32 cm

(i) tipo de ruína

O bloco apresentou uma ruína frágil por ruptura do concreto e fendilhamento do bloco, com escoamento da armadura principal dos tirantes. A força última resistida foi de 4.040 kN, superior à do modelo N3-BH60P35Ø32V100. O resultado, como observado no bloco sobre duas estacas, comprova que o aumento da seção transversal do pilar leva a um incremento da capacidade portante do bloco.

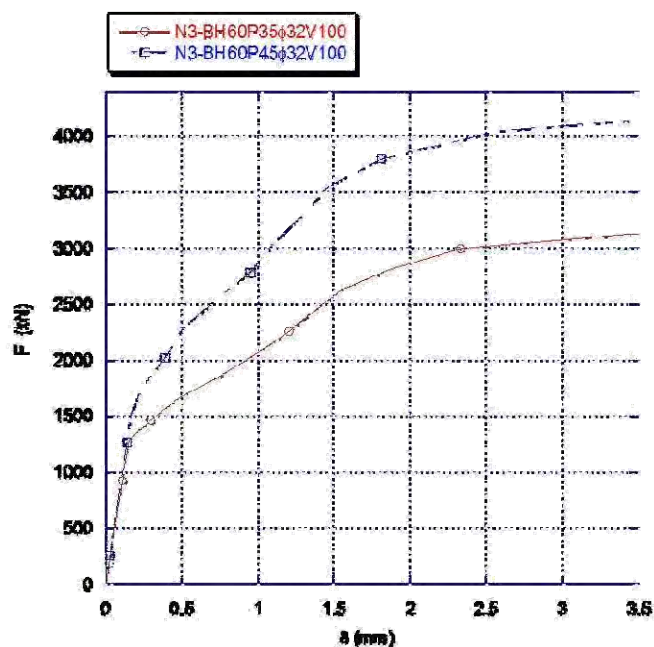


Figura 94 – Curva força *versus* deslocamento do modelo N3-BH60P45Ø32V100

(ii) panorama de fissuração

As primeiras fissuras na superfície do bloco surgiram e se expandiram a partir do centro geométrico da seção inferior do bloco em direção as faces laterais. As maiores aberturas de fissuras ocorreram na seção inferior do bloco.

Na força de projeto de cálculo determinada por Miguel (2000) – $F_{proj,d} = 1.344 \text{ kN}$ –, ocorreram microfissuras (de até 0,05 mm) concentradas na região circunvizinha às estacas. Já na força última, a abertura de fissuras foi de 9,81 mm. O resultado demonstra a maior capacidade da estrutura para absorver as tensões de tração devido à maior distribuição de tensões ao longo do bloco.

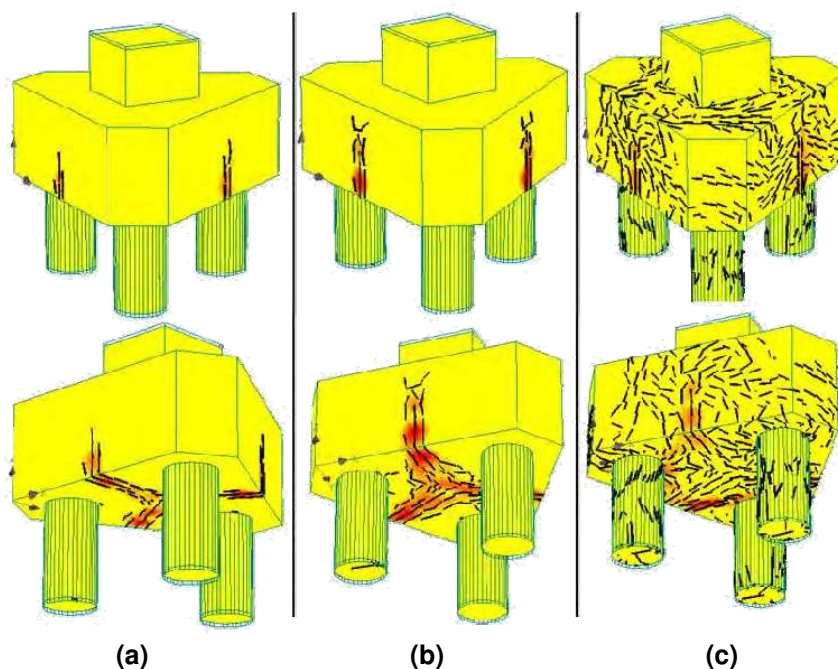


Figura 95 – Evolução das fissuras do modelo N3-BH60P45Ø32V100 – (a) no início da aplicação das etapas de forças; (b) na metade das etapas de forças; c) na ruína (ATENA)

(iii) fluxo de tensões atuante no bloco

Houve concentração de tensões ao longo das bielas e na seção das estacas mais próxima do pilar, como mostrado na Figura 96.

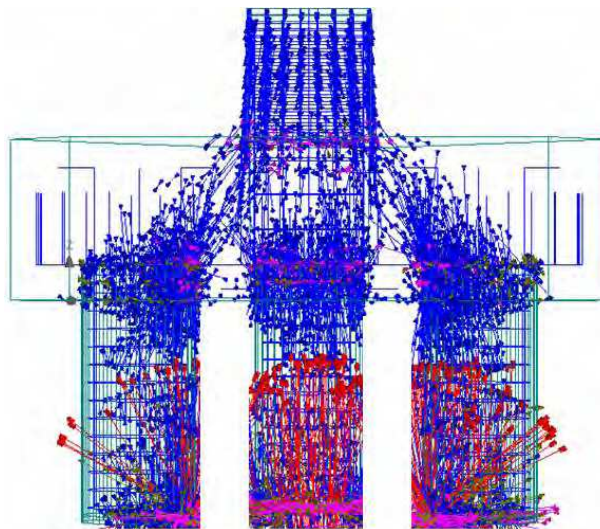


Figura 96 – Fluxo de tensões principais do modelo N3-BH60P45Ø32V100 (ATENA)

As tensões de compressão ao longo das bielas chegaram a 33 MPa na força última. Nas regiões nodais inferiores atingiram 60 MPa e na superior, 35 MPa. E na interface bloco-pilar, as tensões alcançaram 54 MPa e na face de contato entre o bloco e as estacas foram de 90 MPa.

Também ocorreram tensões de tração ao longo das bielas, que chegaram, na região nodal superior, a 5,8 MPa na força última, acima da resistência característica à tração do concreto de 2,8 MPa, caracterizando, assim, a ruína por fendilhamento.

(iv) tensões e deformações nas barras de aço

As barras de aço dos tirantes principais e da armadura complementar passando pela projeção do pilar atingiram o limite de escoamento na força última, com tensões de 591 MPa.

Nos ganchos dos tirantes as tensões foram pequenas, de no máximo 29 MPa. Já os ganchos da armadura complementar dispostos nas faces laterais do bloco e submetidas a tensões provenientes das bielas, apresentaram tensões elevadas na força última, de até 422 MPa.

Os estribos da armadura dos pilares posicionados no bloco apresentaram solicitações de grande intensidade (de até 595 MPa), atingindo o escoamento na região inferior do bloco.

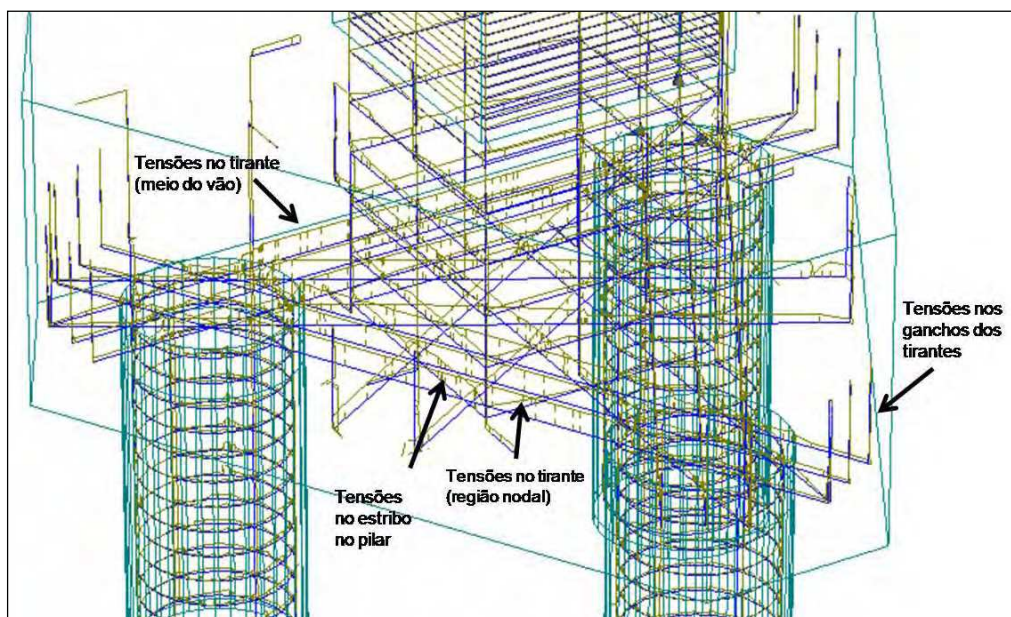


Figura 97 – Tensões atuantes nas barras de aço do modelo N3-BH60P45Ø32V100 (ATENA)

8.5.4 Modelo N3-BH45P35Ø32V100

Apresentação de resultados do modelo numérico de bloco sobre três estacas com redução da altura do bloco.

Características geométricas

Altura do bloco: 45 cm
 Seção do pilar: 35 cm x 35 cm
 Seção da estacas: 32 cm

(i) tipo de ruína

Houve ruína por ruptura do concreto, fendilhamento do bloco e escoamento da armadura dos tirantes.

Em relação ao bloco N3-BH60P35Ø32V100, este modelo apresentou menor capacidade portante, atingindo uma força última com 2.080 kN. O resultado é similar ao observado no bloco sobre duas estacas com menor altura, comprovando que a redução da altura provoca uma diminuição da capacidade portante da estrutura.

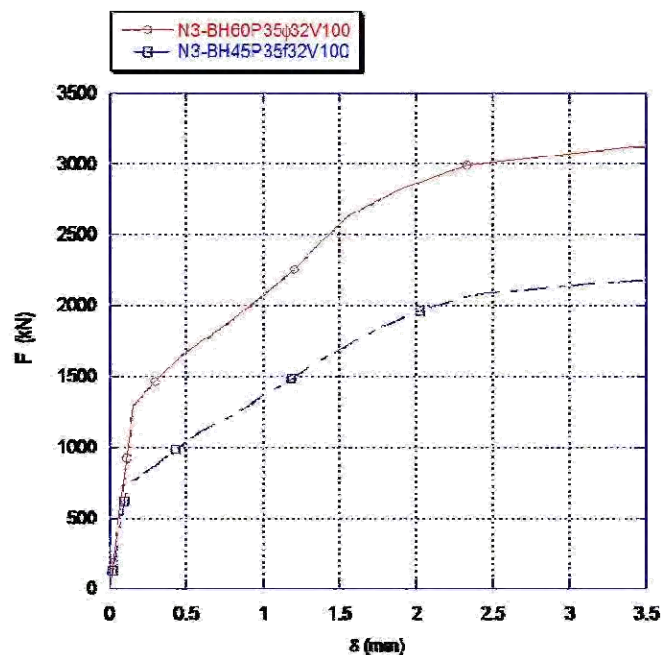


Figura 98 – Curva força *versus* deslocamento do modelo N3-BH45P35Ø32V100

(ii) panorama de fissuração

As primeiras fissuras na superfície do bloco surgiram e se expandiram a partir do centro geométrico da seção inferior em direção às faces laterais. Até a força última, houve intensa fissuração na seção inferior do bloco e nas faces laterais. Também houve formação de fissuras nas estacas.

A maior abertura de fissuras ocorreu na face lateral do bloco, atingindo 3,66 mm na força última. Na força de projeto de cálculo determinada por Miguel (2000) – $F_{proj,d} = 1.344$ kN – a abertura de fissuras foi de 1,5 mm.

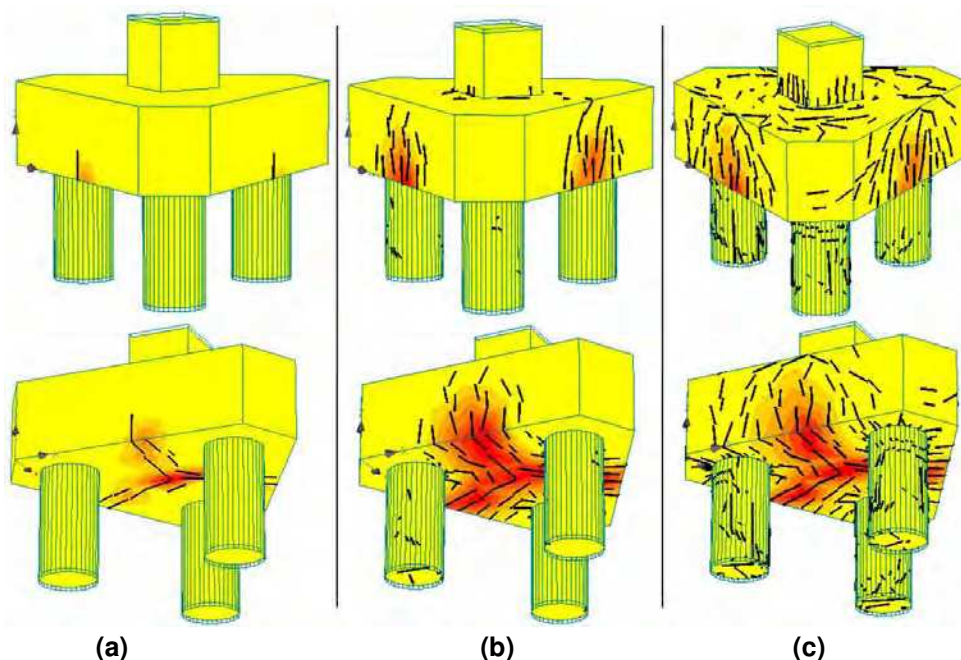


Figura 99 – Evolução das fissuras do modelo N3-BH45P35Ø32V100– (a) no início da aplicação das etapas de forças; (b) na metade das etapas de forças; c) na ruína (ATENA)

(iii) fluxo de tensões atuante no bloco

As tensões de compressão ao longo das bielas chegaram a 27 MPa na força última. Nas regiões nodais inferiores chegaram a 29 MPa e na superior, a 28 MPa. Já na interface bloco-pilar, as tensões alcançaram 55 MPa e na face de contato entre o bloco e as estacas, 65 MPa.

Também ocorreram tensões de tração ao longo das bielas, que chegaram a 4,0 MPa na força última, acima da resistência característica à tração do concreto de 2,8 MPa, caracterizando, assim, a ruína por fendilhamento.

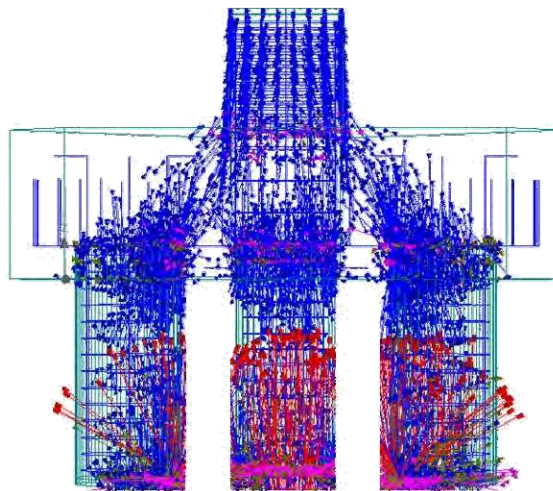


Figura 100 – Fluxo de tensões principais do modelo N3-BH45P35Ø32V100 (ATENA)

(iv) tensões e deformações nas barras de aço

As barras de aço dos tirantes principais atingiram o limite de escoamento na força última com tensões de 591 MPa. A armadura complementar passando pela projeção do pilar chegou a tensões de 583 MPa.

Nos ganchos dos tirantes, as tensões foram quase nulas, de no máximo 5 MPa. Já os ganchos da armadura complementar apresentaram tensões elevadas, de até 203 MPa.

Além disso, os estribos da armadura dos pilares posicionadas no bloco apresentaram solicitações de grande intensidade, chegando a tensões de até 545 MPa.

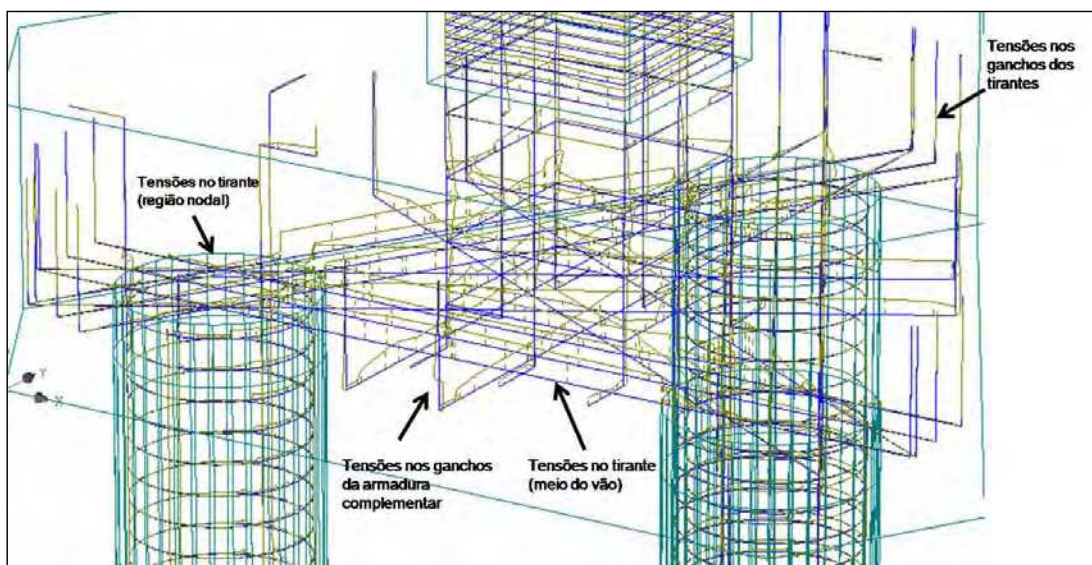


Figura 101 – Tensões atuantes nas barras de aço do modelo N3-BH45P35Ø32V100 (ATENA)

8.6 Resumo dos resultados obtidos

Para complementar a demonstração dos resultados e facilitar a análise dos dados, é apresentado a seguir um quadro comparativo com os principais resultados obtidos das análises numéricas dos blocos sobre duas e três estacas.

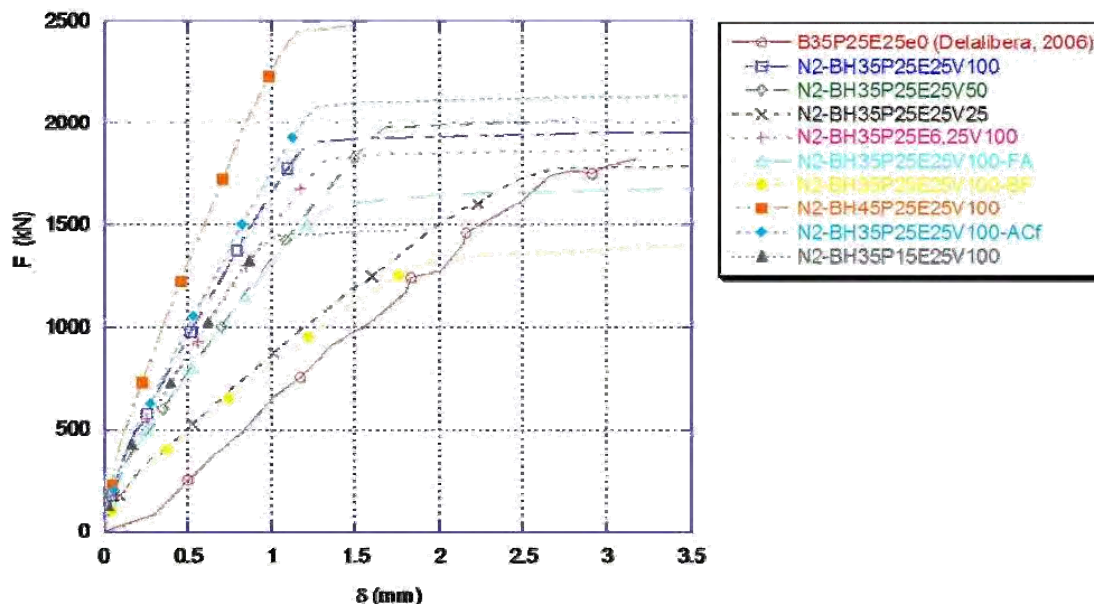


Figura 102 – Curvas força *versus* deslocamento dos blocos sobre duas estacas

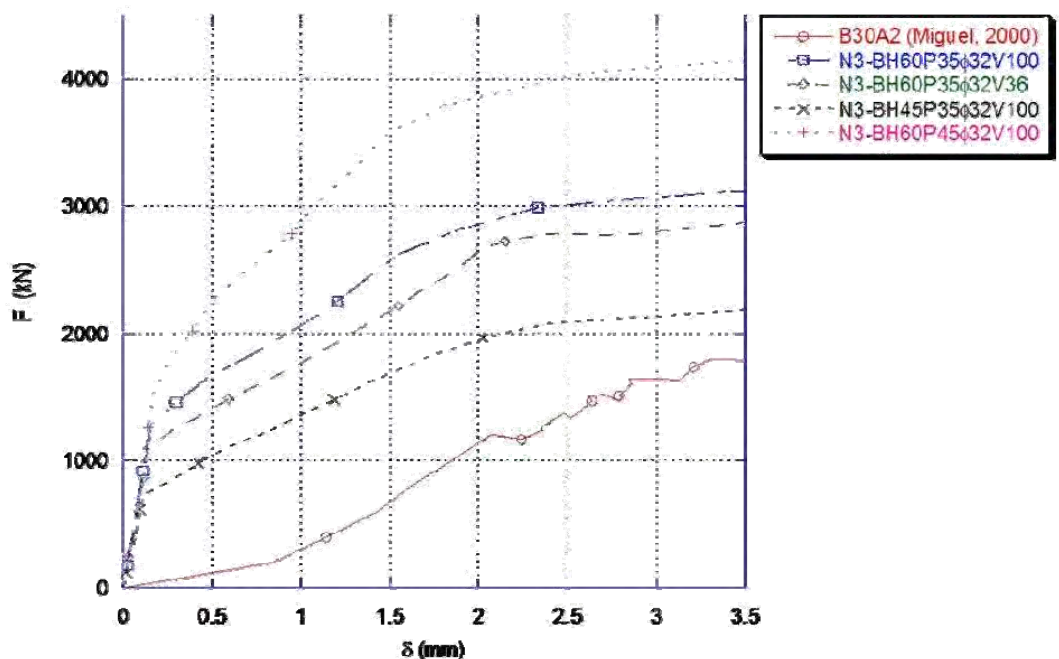


Figura 103 – Curvas força *versus* deslocamento dos blocos sobre três estacas

Tabela 26 – Resultados dos modelos numéricos e experimentais de blocos sobre duas estacas

Especificação do bloco	Concreto					
	Tensão de compressão na força última (MPa)					Tensão de tração (MPa)
	Bielas	Região nodal inferior	Região nodal superior	Interface bloco-pilar	Interface bloco-estaca	F_u
N2-BH35P25E25V100	35	30	36	52	52	2,5
N2-BH35P25E25V50	35	27	37	50	50	2,5
N2-BH35P25E25V25	32	28	34	67	37	2,3
N2-BH35P25E6.25V100	35	34	34	48	62	2,3
N2-BH35P25E25V100-ACf	35	35	35	54	54	2,4
N2-BH35P15E25V100	30	31	32	100	45	2,4
N2-BH45P25E25V100	37	36	33	60	50	3,2
N2-BH35P25E25V100-FA	35	36	37	53	48	2,4
N2-BH35P25E25V100-BF	30	30	34	52	48	3,0

Especificação do bloco	Armadura		Abertura de fissuras (mm)		Força última (kN)	Deslocamento (mm)
	Tensão de tração (MPa)	Deformação (%)				
	Tirantes (F_u)	Tirantes (F_u)	$F=1.225\text{kN}$	F_u	F_u	F_u
Modelo experimental (B35P25E25e0)	392	0,196	0,32	-	1820	3,17
N2-BH35P25E25V100	414	0,195	0,315	0,60	1900	1,21
N2-BH35P25E25V50	501	0,239	0,337	0,60	1980	1,68
N2-BH35P25E25V25	547	0,390	0,425	0,72	1775	2,68
N2-BH35P25E6.25V100	399	0,190	0,321	0,60	1825	1,35
N2-BH35P25E25V100-ACf	415	0,198	0,293	0,60	2075	1,26
N2-BH35P15E25V100	357	0,170	0,355	0,46	1450	1,04
N2-BH45P25E25V100	485	0,231	0,154	0,46	2450	1,16
N2-BH35P25E25V100-FA	435	0,208	0,472	0,74	1600	1,39
N2-BH35P25E25V100-BF	484	0,230	0,569	0,613	1300	1,88

F_u = força última resistida pelo bloco

* A abertura de fissura foi medida até 1225 kN.

Tabela 27 – Resultados dos modelos numéricos e experimentais de blocos sobre três estacas

Especificação do bloco	Concreto					
	Tensão de compressão na força última (MPa)					Tensão de tração (MPa)
	Bielas	Região nodal inferior	Região nodal superior	Interface bloco-pilar	Interface bloco-estaca	Máx. (F_u)
N3-BH60P35Ø32V100	32	40	36	50	70	4,40
N3-BH60P35Ø32V36	26	30	22	50	60	4,70
N3-BH60P45Ø32V100	33	60	35	54	90	5,80
N3-BH45P35Ø32V100	27	29	28	55	65	4,0

Especificação do bloco	Armadura		Bloco sobre três estacas				
	Tensão de tração (MPa)	Deformação (%)	Abertura de fissuras máxima (mm)		Força última (kN)	Deslocamento (mm)	
	Tirantes (F_u)	Tirantes (F_u)	$F_{proj,d}$	F_u	F_u	$F_{ul}=1800$ kN	F_u
Modelo experimental (B30A2)	-	0,292	0,40	3,50	2674	2,50	-
N3-BH60P35Ø32V100	591	0,748	0,035	5,87	3120	0,731	3,41
N3-BH60P35Ø32V36	591	0,470	0,54	3,42	2780	1,10	2,39
N3-BH60P45Ø32V100	591	0,747	0,05	9,81	4040	0,244	2,58
N3-BH45P35Ø32V100	591	0,381	1,50	3,66	2080	1,76	2,40

$F_{proj,d}$ = força de projeto de dimensionamento calculada por Miguel (2000)

F_{ul} = força última analisada no modelo experimental

F_u = força última resistida pelo bloco

* Sem dados experimentais

CAPÍTULO 9 – DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

9.1 Considerações iniciais

Neste capítulo é realizada uma análise comparativa dos resultados obtidos das modelagens numéricas. Como afirmado no capítulo 6, foi encontrada uma dificuldade inicial para a realização de uma comparação ampla e direta com os ensaios experimentais oriundos de trabalhos recentes devido à falta de estudos abrangentes sobre o tema e em função de divergências encontradas nos resultados numéricos e experimentais de Miguel (2000) e de Delalibera (2006).

A complexidade inerente dos ensaios em laboratório se sobressai e se traduz na dissonância de resultados entre os modelos numéricos e experimentais. E um dos pontos mais explícitos observados neste trabalho foi o da rigidez estrutural dos blocos sobre estacas que foi de sobremaneira acentuada nos modelos numéricos. Os resultados das modelagens mostraram que a variação da vinculação dos apoios das estacas influenciou diretamente na capacidade portante dos modelos.

Apesar disso, a análise numérica cumpriu o seu objetivo de aprofundar os estudos dos modelos experimentais, contribuindo para o maior entendimento do comportamento dos blocos sobre estacas. Assim, a comparação de resultados entre os modelos numéricos e experimentais teve o mérito de expor as discrepâncias e convergências existentes de modo a balizar e avaliar os estudos através de programas baseados no Método de Elementos Finitos.

Posto isso, neste capítulo são explicitadas as principais divergências encontradas entre os resultados experimentais e numéricos e expostas algumas razões para as diferenças encontradas. Além disso, também é realizada uma comparação entre os resultados de modelos numéricos baseados nos blocos experimentais de Delalibera (2006) e de Miguel (2000) para se verificar e comprovar as principais conclusões das pesquisas atuais sobre a teoria de blocos sobre estacas. Com isso, espera-se contribuir para o avanço dos estudos sobre o tema e para uma convergência em busca de uma teoria geral unificada e ampla tanto no sentido *latu* quanto *strictu*.

Cabe lembrar que os resultados das modelagens numéricas e dos modelos experimentais de Delalibera (2006) e Miguel (2000) estão descritos no capítulo 8.

9.2 Comparação entre os modelos numéricos e experimentais

Nesta parte é feita uma comparação entre os modelos numéricos e os ensaios experimentais. O modelo experimental de Delalibera (2006) utilizado foi o B35P25E25e0 e os seus similares numéricos foram os blocos N2-BH35P25E25V100, N2-BH35P25E25V50 e N2-BH35P25E25V25. Já o modelo experimental de Miguel (2000) adotado foi o B30A2 e os seus análogos numéricos foram os blocos N3-BH60P35 ϕ 32V100 e N3-BH60P35 ϕ 32V36. Dessas análises foram observadas três grandes singularidades, quais sejam, a diferença de rigidez entre os modelos numéricos e experimentais, a redistribuição do fluxo de tensões na seção transversal das estacas em função da variação da vinculação dos apoios das estacas e a mudança da incidência das maiores deformações plásticas nos blocos em função da redução da restrição à movimentação vertical das estacas.

Rigidez

A grande diferença observada dos modelos numéricos para os blocos experimentais foi a variação de rigidez. A partir dos resultados obtidos, pode-se constatar que os modelos numéricos foram mais rígidos que os modelos experimentais. Como visto na apresentação de resultados do capítulo anterior, a curva força *versus* deslocamento mostra claramente esta diferença. Cabe lembrar que em todos os modelos foram utilizados elementos de contato na interface do bloco com o pilar e com as estacas que resultaram em uma redução da rigidez estrutural em relação ao modelo sem elemento de contato, como mostra a Figura 104.

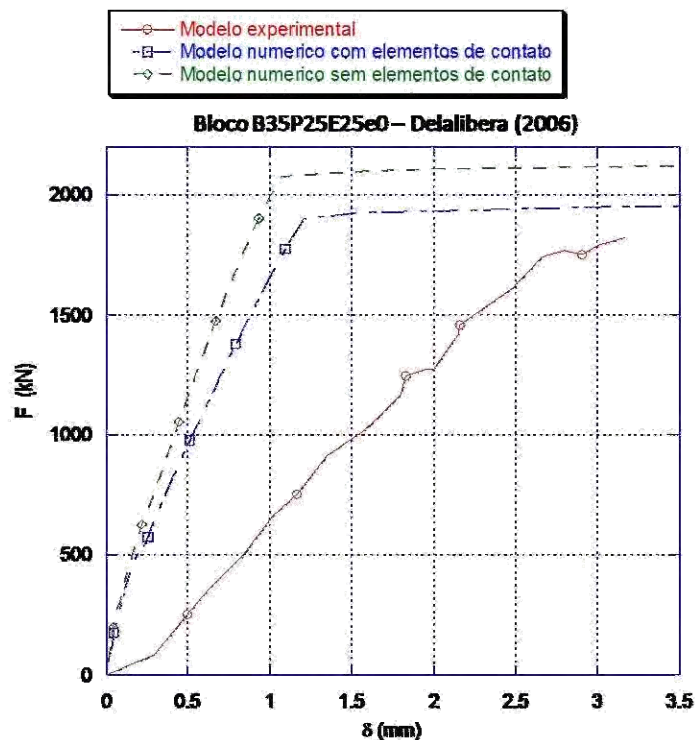


Figura 104 – Curvas força *versus* deslocamento dos modelos experimental e numérico com e sem elementos de contato

Além disso, para os apoios dos blocos, foi adotada uma restrição à movimentação vertical na base das estacas. Esta vinculação produziu um efeito de engastamento e, conseqüentemente, um enrijecimento estrutural. Para comprovar este efeito, foi diminuída a área de vinculação dos apoios das estacas, permitindo uma maior liberdade de movimentação dos blocos. Isto se traduziu em maiores deformações e na convergência das curvas força *versus* deslocamento dos modelos experimentais e numéricos.

No caso do modelo de Delalibera (2006), como mostrado na Figura 105, houve uma crescente convergência da curva força *versus* deslocamento entre os modelos numérico e experimental à medida que se diminuiu a vinculação das estacas.

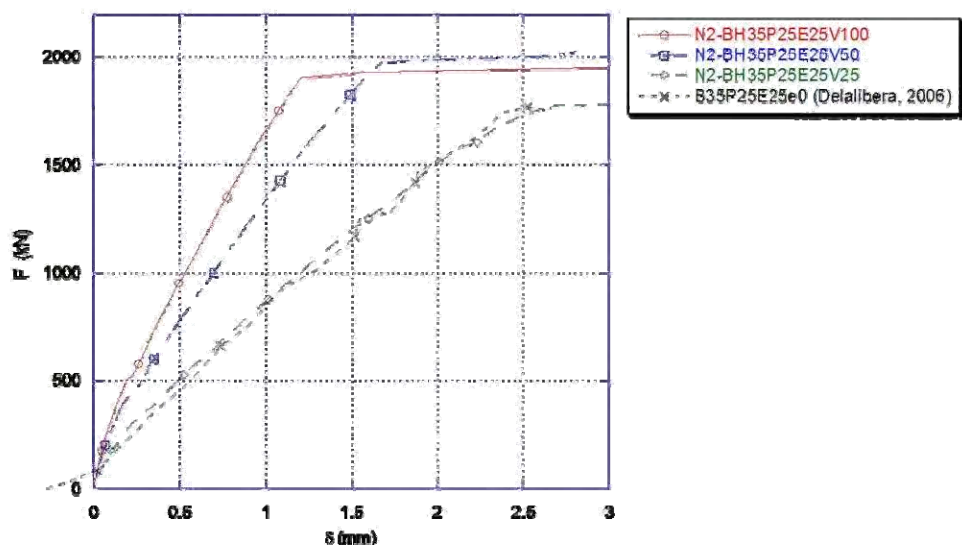


Figura 105 – Gráfico ajustado de força *versus* deslocamento dos modelos experimental e numéricos oriundos de Delalibera (2006)

Já nos blocos sobre três estacas, houve discrepância entre a curva força *versus* deslocamento do modelo experimental, que perdeu rigidez durante o ensaio até a ruína, e a dos modelos numéricos, nos quais houve aumento da rigidez ao longo dos incrementos de força até a força última. Apesar disto, também ocorreu uma convergência da curva força *versus* deslocamento entre os modelos numérico e experimental com a redução da vinculação dos apoios das estacas, como mostrado na Figura 106.

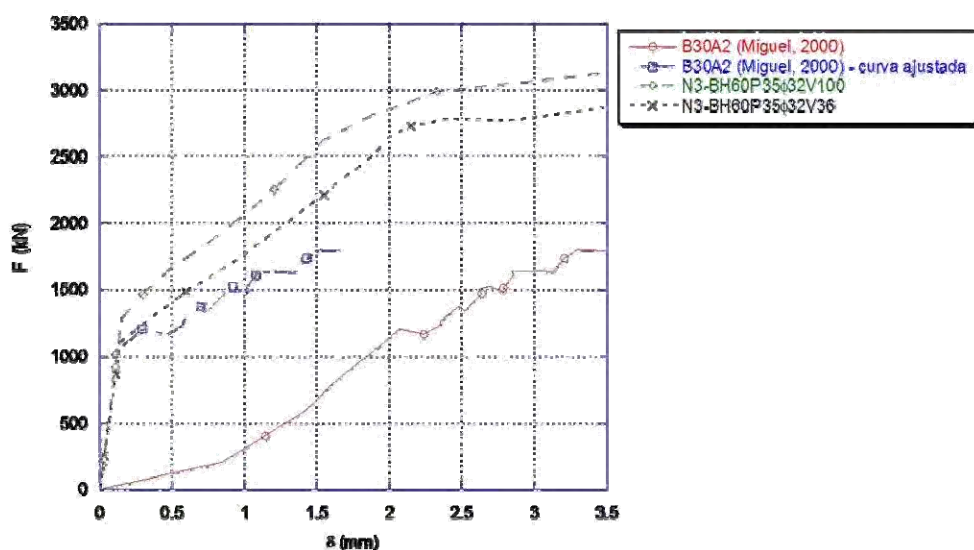


Figura 106 – Curva força *versus* deslocamento dos modelos experimental e numéricos oriundos de Miguel (2000)

A ruína do modelo experimental do bloco sobre três estacas assemelhou-se ao identificado por Leonhardt & Mönning (1977) – mostrado na Figura 108 – para blocos com distância entre os eixos das estacas maior que três vezes o diâmetro, no qual se faz necessário dispor de armadura de suspensão. Lembre-se que o modelo experimental não possuía armadura complementar.

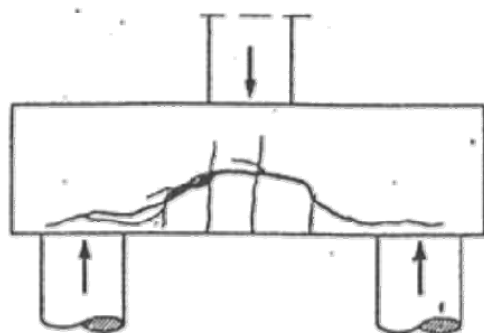


Figura 107 – Ruptura por falta de armadura de suspensão entre as estacas (Leonhardt e Mönning, 1977)

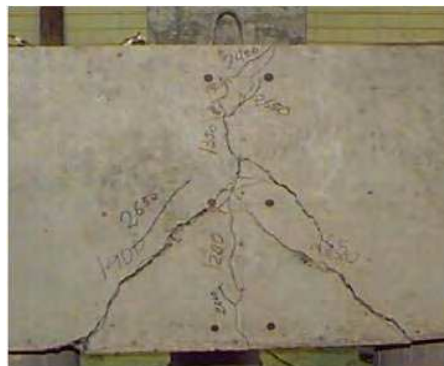


Figura 108 – Ruptura do bloco B30A2 (Miguel, 2000)

Fluxo de tensões

O maior deslocamento da estrutura, provocado pela excentricidade dos vínculos dos apoios das estacas, levou a um rearranjo das tensões no interior do bloco, provocando uma distribuição de tensões da seção das estacas mais próxima do pilar para a seção mais afastada do pilar no caso dos blocos sobre duas estacas. No bloco sobre três estacas ocorreu um aumento da área de incidência das tensões de compressão das bielas na cabeça das estacas.

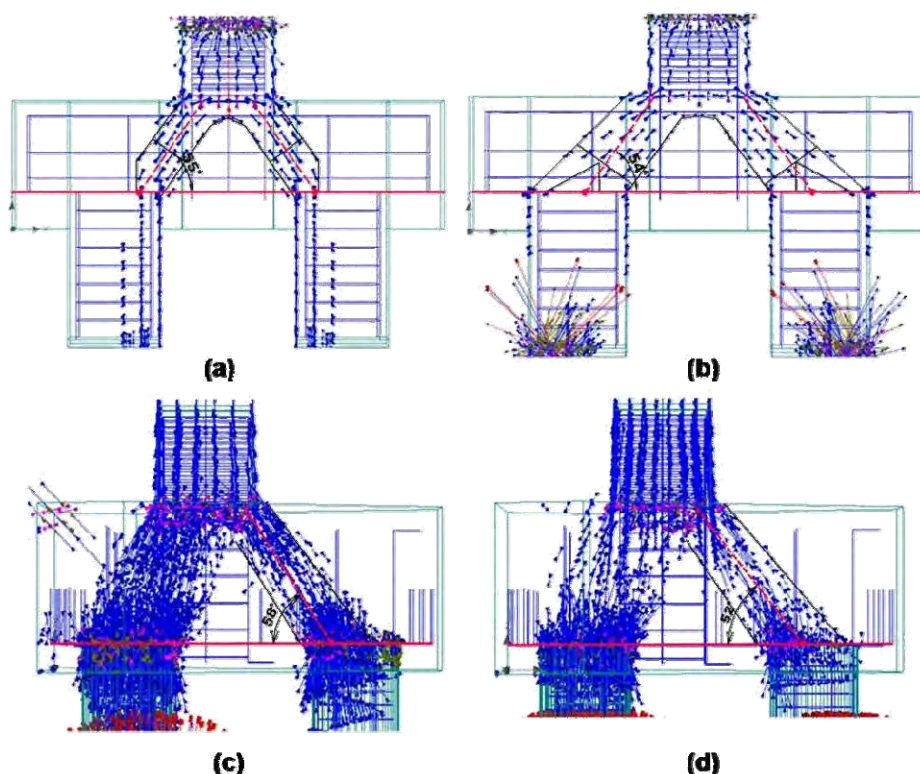


Figura 109 – Fluxo de tensões no bloco: (a) modelo N2-BH35P25E25V100; (b) modelo - BH35P25E25V25; (c) modelo N3-BH60P35f32V100; (d) modelo N3-BH60P35f32V36

Deformações plásticas

À medida que se diminuiu a vinculação dos apoios das estacas ocorreu uma mudança na incidência das maiores deformações plásticas. No bloco sobre duas estacas é possível observar o deslocamento das deformações das zonas nodais inferiores para a zona nodal superior. A redução da área dos apoios das estacas se, por um lado, permitiu um maior deslocamento da estrutura, por outro lado, gerou uma zona de elevada compressão na seção superior do bloco junto ao pilar. De forma geral, houve uma redução das tensões na face de contato do bloco com as estacas de até 30%, com respectivo aumento em até 28% nas tensões na face de contato do bloco com o pilar.

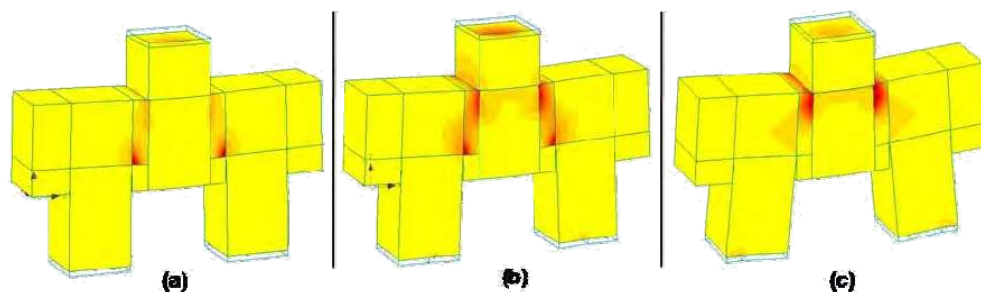


Figura 110 – Deformações plásticas principais – (a) modelo N2-BH35P25E25V100; (b) modelo N2-BH35P25E25V50; (c) modelo N2-BH35P25E25V25

Resultados

Feitas essas ressalvas, pode-se afirmar que os resultados dos modelos numéricos de blocos sobre duas e três estacas, de forma geral, apresentaram uma boa aproximação com os modelos experimentais.

Nos blocos sobre duas estacas, todos os modelos numéricos atingiram a ruína frágil por meio da ruptura do concreto na interface do pilar com o bloco. As armaduras dos tirantes principais não atingiram o escoamento até a força última, exceto para o bloco com 25% de restrição ao deslocamento vertical das estacas. Já as extremidades das barras de aço dos tirantes apresentaram, em todos os casos, tensões muito pequenas.

Ademais, o panorama e fissuração observado nos blocos demonstra a importância dos estribos para o controle de fissuração. Já a diminuição da rigidez devida à maior liberdade de movimentação e rotação das estacas pouco influenciou na capacidade portante dos blocos. Assim, a força última apresentou uma variação máxima de 9% nos modelos numéricos em relação ao modelo experimental.

Nos blocos sobre três estacas houve ruína por ruptura do concreto, fendilhamento do bloco e escoamento da armadura dos tirantes. Os ganchos dos tirantes, a exemplo dos modelos numéricos de duas estacas, apresentaram tensões pequenas. No entanto, os ganchos da armadura complementar passando pela projeção do pilar situados no centro das faces laterais do bloco, exibiram tensões elevadas, chegando, em alguns casos, na extremidade dos estribos, ao escoamento. Isto ocorreu porque os ganchos estavam situados em uma região de incidência de tensões provenientes das bielas que, associados à inexistência de estribos para absorver parte dessas tensões e para controlar a fissuração, fez com que os ganchos passassem a

assumir esta função. E como nos modelos de Delalibera (2006), ficou comprovada a importância da utilização de estribos.

Já a diminuição da rigidez devida à maior liberdade de movimentação e rotação das estacas, reduziu a capacidade portante do bloco em 12% e aumentou a intensidade da fissuração ao longo do carregamento.

9.3 Análise de resultados dos modelos numéricos

Foram feitas variações nos modelos experimentais originais de Delalibera (2006) e de Miguel (2000) para observar as influências da mudança da geometria dos blocos e da introdução de armadura de fendilhamento no comportamento das estruturas. Para tal, foram modelados um bloco com aumento do embutimento das estacas (N2-BH35P25E25V100-EA), um bloco flexível (N2-BH35P25E25V100-BF), um bloco com armadura de fendilhamento (N2-BH35P25E25V100-ACf), um bloco com variação da seção transversal das estacas (N2-BH35P25E6.25V100), dois blocos com variação da seção transversal do pilar (N2-BH35P15E25V100 e N3-BH60P45 ϕ 32V100), dois blocos com variação de sua altura (N2-BH45P25E25V100 e N3-BH45P35 ϕ 32V100) e três blocos com redução da área de vinculação dos apoios das estacas (N2-BH35P25E25V50, N2-BH35P25E25V25 e N3-BH60P35 ϕ 32V36).

Esses resultados são analisados sob diversos prismas, abrangendo os principais aspectos teóricos que foram abarcados neste trabalho.

Em primeiro lugar, vale lembrar que as pesquisas atuais têm provado reiteradamente que a analogia de bielas e tirantes é a que melhor simula o comportamento estrutural dos blocos sobre estacas. E que as atualizações mais recentes das normas nacionais têm indicado o modelo de bielas e tirantes como o mais recomendado para o dimensionamento de blocos sobre estacas, com o é o caso, por exemplo, da ABNT NBR 6118:2003, do ACI-318:08 e do Eurocode 2 (2004).

Os resultados de todos os modelos numéricos comprovaram as afirmações acima, tendo sido observada a formação de bielas comprimidas, originadas na seção inferior do pilar e estendidas até a cabeça das estacas. No entanto, como afirmado no início deste trabalho, restam ainda pontos em aberto, os quais são abordados nos itens

a seguir e que estão assim subdivididos: ruína, rigidez e capacidade portante; fluxo de tensões no bloco; tensões nas armaduras; e, aderência e ancoragem.

9.3.1 Ruína, rigidez e capacidade portante

De forma geral, a ruína de todos os modelos numéricos ocorreu através da ruptura do concreto, com intensa fissuração da peça. Nos blocos sobre duas estacas houve ruptura do concreto na interface do bloco com o pilar (zona nodal superior) na força última. As tensões na armadura dos tirantes permaneceram aquém da resistência de escoamento. Já nos blocos sobre três estacas, houve ruína por ruptura à tração e compressão do concreto, além do escoamento da armadura dos tirantes.

Os resultados das modelagens mostram que os blocos estão sujeitos a uma ruína frágil, como atestam as pesquisas na área. Nos estudos de Mautoni (1972), grande parte dos blocos apresentou ruptura frágil por fendilhamento das bielas comprimidas na zona nodal e, antes da ruína, houve formação de fissuras paralelas às bielas. Ademais, de modo similar aos resultados experimentais de Miguel (2000), nos modelos numéricos de blocos sobre três estacas houve a ruína da estrutura pela expansão das tensões de compressão (ruptura do concreto e aumento da fissuração), com posterior fendilhamento e escoamento da armadura dos tirantes.

Além disso, foi comprovada a afirmação de Delalibera (2006) de que a resistência característica à compressão do concreto não exerce influência sobre a resistência última do bloco, uma vez que a ruptura se dá, na maioria dos casos, por fendilhamento do concreto devido às elevadas tensões de tração atuantes. No gráfico força *versus* deslocamento mostrado na Figura 111 é possível notar que o aumento da resistência característica à compressão do concreto de 30 MPa para 40 MPa em bloco sobre três estacas não acarretou em um aumento significativo da força última.

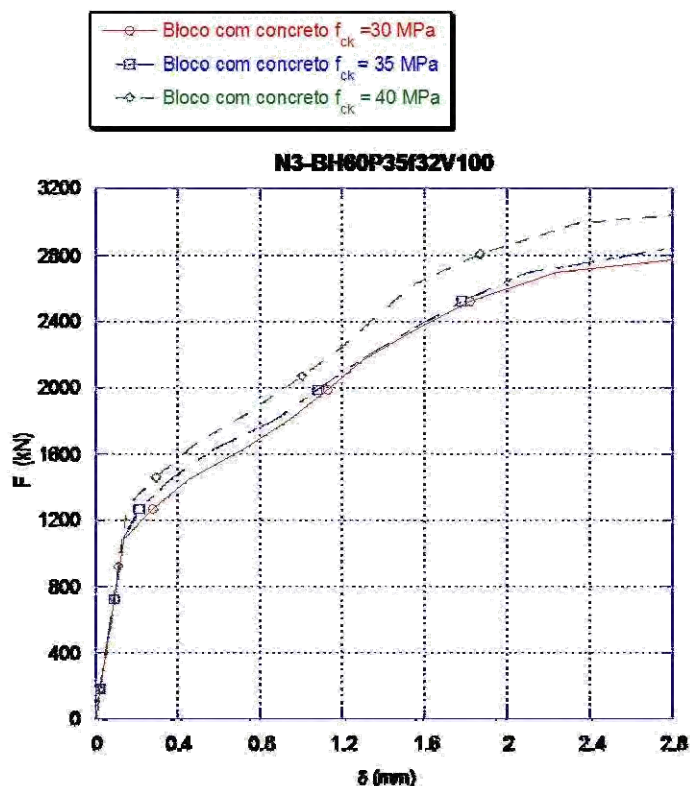


Figura 111 – Curva força *versus* deslocamento do bloco N3-BH60P35φ32V100 com variação na resistência característica à compressão do concreto

Modelos numéricos com variação da vinculação dos apoios das estacas

Não houve grande mudança no comportamento estrutural dos modelos numéricos com variação da vinculação dos apoios das estacas. As tensões de tração permaneceram no mesmo patamar, sem grandes variações. No entanto, a redução em mais de 50% da área de apoio das estacas ocasionou uma redução na força última resistida pelos blocos, acompanhado de um aumento nos deslocamentos na seção inferior. No modelo N2-BH35P25E25V25 a força última resistida pelo bloco foi inferior à força teórica determinada por Delalibera (2006). Nos modelos oriundos de Miguel (2000), a força última permaneceu superior à força de projeto de dimensionamento, contudo o modelo com redução da vinculação das estacas apresentou uma força última aproximadamente 12% inferior à do modelo com restrição à movimentação vertical em toda a seção transversal das estacas.

Tabela 28 – Força de projeto e força última dos modelos com variação nos vínculos dos apoios das estacas

Especificação do bloco	Bloco sobre duas estacas		Especificação do bloco	Bloco sobre três estacas	
	Força última (kN)	Força de projeto (kN)		Força última (kN)	Força de projeto (kN)
	F_u	F_{teo}		F_u	$F_{proj,d}$
Modelo experimental (B35P25E25e0)	1820	1776	Modelo experimental (B30A2)	2674	1344
N2-BH35P25E25V100	1900	-	N3-BH60P35Ø32V100	3120	-
N2-BH35P25E25V50	1980	-	N3-BH60P35Ø32V36	2780	-
N2-BH35P25E25V25	1775	-			

Em relação à armadura dos tirantes, nos modelos de blocos sobre três estacas houve escoamento da armadura na força última em todos os casos. Já nos blocos sobre duas estacas, houve um aumento das tensões nas barras de aço com a redução da área de vinculação das estacas, ocorrendo escoamento da armadura principal dos tirantes no modelo N2-BH35P25E25V25.

Tabela 29 – Resultados dos modelos com variação nos vínculos dos apoios das estacas

Especificação do bloco	Concreto			Armadura	Bloco sobre estacas	
	Tensão de compressão na ruptura (MPa)		Tensão de tração (MPa)	Tensão de tração (MPa)	Força última (kN)	Deslocamento (mm)
	Interface bloco-pilar	Interface bloco-estaca	Máx.	Tirantes	F _u	F _u
N3-BH60P35Ø32V100	50	70	4,40	591	3120	3,41
N3-BH60P35Ø32V36	50	60	4,70	591	2780	2,39
N2-BH35P25E25V100	52	52	2,5	414	1900	1,21
N2-BH35P25E25V50	50	50	2,5	501	1980	1,68
N2-BH35P25E25V25	67	37	2,3	547	1775	2,68

Além disso, como afirmado no item 9.2, a variação na vinculação das estacas levou a uma mudança da área de incidência das maiores deformações plásticas.

Por tudo isso, pode-se concluir que a vinculação dos apoios das estacas exerce uma influência não-desprezível na capacidade portante e rigidez dos blocos sobre

estacas. Este fator pode tornar-se crítico e merece grande atenção nos modelos ensaiados em laboratório que possuem dimensões reduzidas e estacas curtas.

Modelos numéricos com variação da seção transversal do pilar

O aumento da seção transversal do pilar levou a um aumento da força última resistida pelo bloco tanto nos modelos com duas estacas quanto de três estacas. O resultado comprova a afirmação de Delalibera (2006) de que o aumento da seção transversal do pilar, mantidas as demais condições constantes, aumenta a capacidade portante.

Tabela 30 – Resultados dos modelos com variação da seção transversal do pilar

Especificação do bloco	Concreto					Armadura		Bloco sobre estacas	
	Tensão de compressão na ruptura (MPa)					Tensão de tração (MPa)		Força última (kN)	Deslocamento (mm)
	Bielas	Região nodal inferior	Região nodal superior	Interface bloco-pilar	Interface bloco-estaca	Máx.	Tirantes	F_u	F_u
N3-BH60P35Ø32V100	32	40	36	50	70	4,40	591	3120	3,41
N3-BH60P45Ø32V100	33	60	35	54	90	5,80	591	4040	2,58
N2-BH35P25E25V100	35	30	36	52	52	2,5	414	1900	1,21
N2-BH35P15E25V100	30	31	32	100	45	2,4	357	1450	1,04

Modelo numérico com variação da seção transversal da estaca

A redução da seção transversal das estacas no modelo de bloco sobre duas estacas não provocou grande alteração no padrão de ruína e nas tensões. A principal diferença notada foi a maior concentração de tensões nas estacas, comprovada pelo aumento das tensões atuantes na interface do bloco com a estaca.

Tabela 31 – Resultados dos modelos com variação da seção transversal das estacas

Especificação do bloco	Concreto						Armadura	Bloco sobre estacas	
	Tensão de compressão na ruptura (MPa)					Tensão de tração (MPa)	Tensão de tração (MPa)	Força última (kN)	Deslocamento (mm)
	Bielas	Nós inferiores	Nó superior	Interface bloco-pilar	Interface bloco-estaca	Máx.	Tirantes	F _u	F _u
N2-BH35P25E25V100	35	30	36	52	52	2,5	414	1900	1,21
N2-BH35P25E6.25V100	35	34	34	48	62	2,3	399	1825	1,35

No entanto, resta um estudo mais profundo utilizando-se análises numéricas e experimentais para se comprovar os efeitos da redução da seção transversal das estacas para a capacidade portante e resistência dos blocos. Vale lembrar que Miguel (2000) não encontrou evidências suficientes que comprovem a maior capacidade resistente dos modelos com estacas de maior diâmetro. Em seu trabalho, os modelos sem armadura complementar e com armadura passando pela projeção do pilar apresentaram força de ruína maior nos blocos com estacas de maior diâmetro. Mas, nos modelos com armadura complementar em formato gaiola e em malha, a força de ruína nos blocos com estacas de diâmetro de 20 cm e 30 cm ficou muito próxima, sendo ligeiramente superior nos modelos com estacas de menor diâmetro

Modelos numéricos com variação da altura do bloco

O aumento da altura do bloco provocou um aumento da força última resistida pela peça, seguido de um aumento da rigidez estrutural, que foi comprovado pela diminuição dos deslocamentos na base do bloco ao longo dos incrementos de força. Os resultados comprovam a afirmação de Delalibera (2006) de que a altura do bloco é um fator preponderante para a determinação de sua força última e rigidez, uma vez que quanto maior for o ângulo das bielas em relação à horizontal, mais rígido será o bloco.

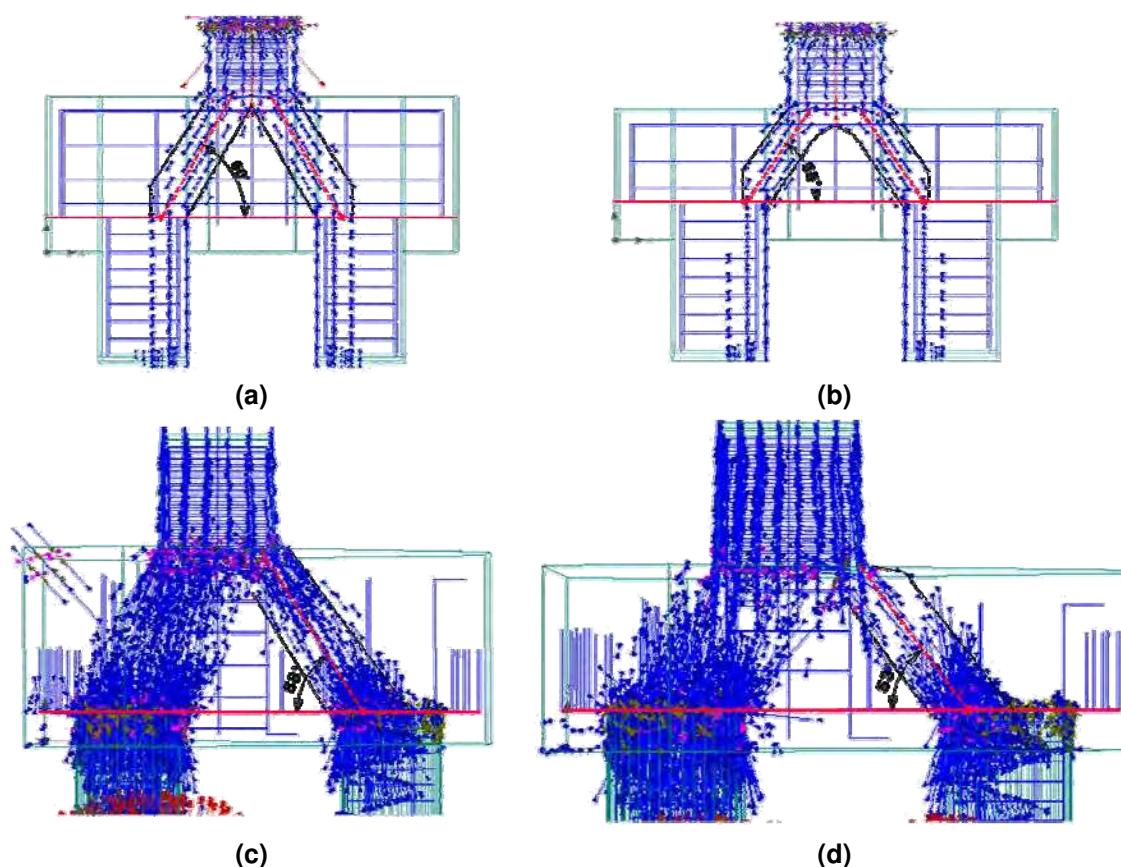


Figura 112 – Ângulo de inclinação das bielas comprimidas – (a) modelo N2-BH45P25E25V100; (b) modelo N2-BH35P25E25V100; (c) N3-BH60P35 ϕ 32V100; (d) N3-BH45P35 ϕ 32V100

Além disso, houve maior fissuração nos blocos de menor altura durante o ensaio da estrutura, o que comprova a afirmação de Munhoz (2004) de que estes blocos apresentam fissuras mais intensas, mostrando-se menos rígidos.

Tabela 32 – Resultados dos modelos com variação da altura do bloco

Especificação do bloco	Concreto	Armadura		Bloco sobre estacas				
	Tensão de tração (MPa)	Tensão de tração (MPa)	Deformação (%)	Abertura de fissuras (mm)		Força última (kN)	Deslocamento (mm)	
	Máx.	Tirantes	Tirantes	F=1.225kN	F _u	F _u	F=1.800 kN	F _u
N2-BH35P25E25V100	2,5	414	0,195	0,315	0,60	1900	1,12	1,21
N2-BH45P25E25V100	3,2	485	0,231	0,154	0,46	2450	0,745	1,16
N3-BH60P35 ϕ 32V100	4,40	591	0,748	0,035	5,87	3120	0,731	3,41
N3-BH45P35 ϕ 32V100	4,0	591	0,381	1,50	3,66	2080	1,76	2,40

Também foi observado que o aumento da altura nos blocos levou a um incremento nas tensões de tração atuantes na estrutura.

Acrescente-se que houve um aumento das tensões atuantes na armadura dos tirantes dos blocos sobre duas estacas. Nos blocos sobre três estacas, nos dois casos analisados, as barras de aço dos tirantes atingiram o escoamento, mas as deformações foram mais intensas no bloco de maior altura.

Modelo numérico com armadura de fendilhamento

A armadura de fendilhamento contribuiu para o aumento da força última resistida pelo bloco. Sobre o comportamento estrutural, não houve variação significativa no padrão de ruína, rigidez e capacidade portante. As tensões de compressão e de tração nas bielas e nas regiões nodais permaneceram muito próximas, como se pode observar na Tabela 33.

Tabela 33 – Resultados do modelo com armadura de fendilhamento

Especificação do bloco	Concreto					Armadura	Bloco sobre estacas	
	Tensão de compressão na ruptura (MPa)					Tensão de tração (MPa)	Força última (kN)	Deslocamento (mm)
	Bielas	Nós inferiores	Nó superior	Interface bloco-pilar	Interface bloco-estaca	Máx.	Tirantes	F _u
N2-BH35P25E25V100	35	30	36	52	52	2,5	414	1900
N2-BH35P25E25V100-ACf	35	35	35	54	54	2,4	399	2075

Os resultados são similares aos obtidos por Delalibera (2006) em ensaio experimental com blocos com armadura de fendilhamento, nos quais houve aumento das forças suportadas pelo bloco. Não obstante, faz-se necessário maiores estudos com a utilização de outros modelos numéricos para corroborar a afirmação do autor de que blocos com armadura de fendilhamento apresentam deformações intensas na seção que atravessa as bielas em função da força de tração existente. Para o caso em tela, não foi observado variações relevantes das deformações ao longo das bielas comprimidas.

Modelo numérico com maior embutimento das estacas

O aumento do embutimento das estacas no bloco provocou uma redução da força última resistida pela peça e uma diminuição da rigidez, como se pode observar na comparação de resultados mostrada na Tabela 34. O resultado corrobora a afirmação de Delalibera (2006) de que quanto maior for o ângulo das bielas em relação à horizontal, mais rígido será o bloco. No caso em tela, o aumento do embutimento da estaca ocasionou uma redução do ângulo de inclinação das bielas.

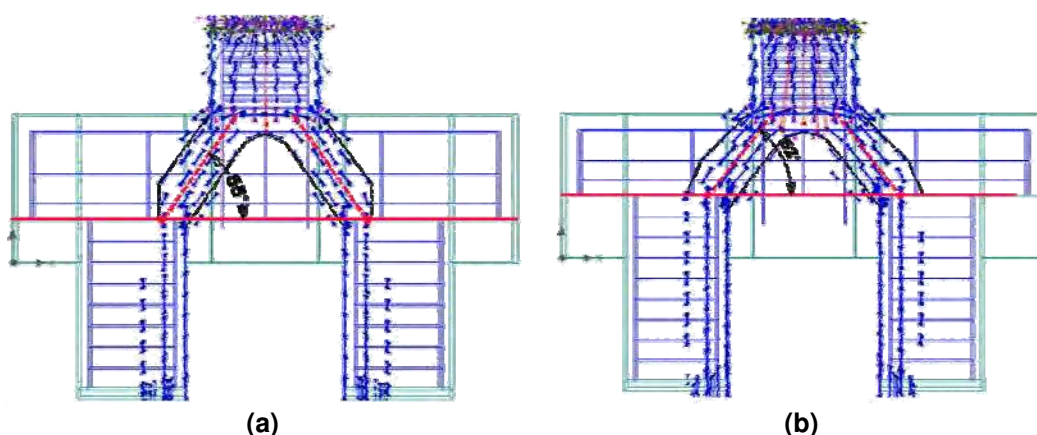


Figura 113 – Ângulo de inclinação das bielas comprimidas – (a) modelo N2-BH35P25E25V100; (b) modelo N2-BH35P25E25V100-EA

Tabela 34 – Resultados do modelo com maior embutimento das estacas

Especificação do bloco	Concreto					Armadura		Bloco sobre estacas	
	Tensão de compressão na ruptura (MPa)					Tensão de tração (MPa)		Força última (kN)	Deslocamento (mm)
	Bielas	Nós inferiores	Nó superior	Interface bloco-pilar	Interface bloco-estaca	Máx.	Tirantes	F_u	F_u
N2-BH35P25E25V100	35	30	36	52	52	2,5	414	1900	1,21
N2-BH35P25E25V100-FA	35	36	37	53	48	2,4	435	1600	1,39

Portanto, pode-se concluir que é fundamental a observação do correto embutimento da estaca no bloco de forma a evitar que este fique maior do que o especificado em projeto. Isto pode levar à redução da capacidade portante do bloco e comprometer o desempenho estrutural da peça. No caso em tela, o bloco com maior

embutimento apresentou uma força última inferior à força de projeto calculada por Delalibera (2006).

Tabela 35 – Força de projeto e a força última do modelo N2-BH35P25E25V100-EA

Especificação do bloco	Bloco sobre duas estacas	
	Força última (kN)	Força de projeto (kN)
	F_u	F_{teo}
Modelo experimental (B35P25E25e0)	1820	1776
N2-BH35P25E25V100-FA	1600	-

Modelo numérico com bloco flexível

O bloco flexível apresentou uma resistência inferior à do modelo rígido. As tensões de tração ao longo do bloco foram maiores, assim como as tensões atuantes nas barras de aço dos tirantes, como se pode comprovar na comparação de resultados apresentada na Tabela 36.

Os dados demonstram que o bloco flexível possui menor capacidade portante e rigidez em relação aos modelos rígidos. Ademais, comprova-se a afirmação de Delalibera (2006) de que quanto maior for o ângulo das bielas em relação à horizontal, mais rígido será o bloco.

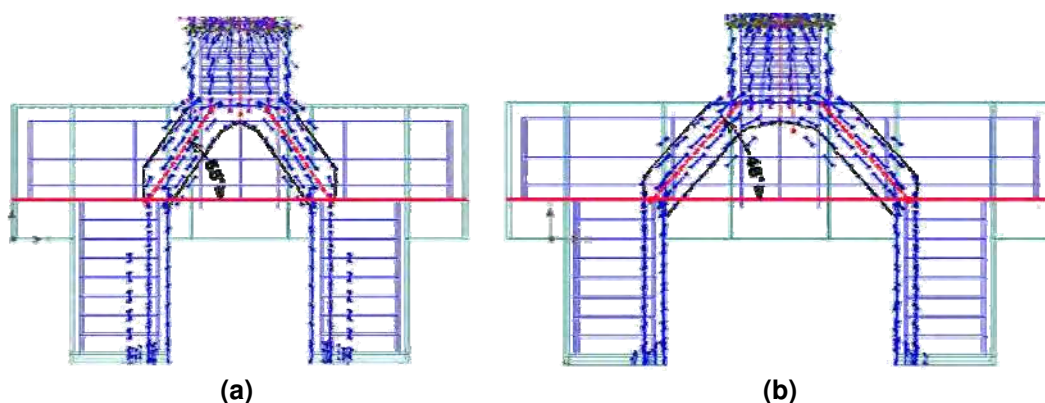


Figura 114 – Ângulo de inclinação das bielas comprimidas – (a) modelo N2-BH35P25E25V100; (b) modelo N2-BH35P25E25V100-BF

Cabe lembrar que a ABNT NBR 6118:2003 recomenda para este tipo de bloco que seja realizada uma análise mais completa, com a verificação da distribuição das forças nas estacas e nos tirantes, e, até a necessidade da verificação quanto à punção. Além disso, segundo Fusco (1994), os blocos devem ser “suficientemente rígidos para que sua deformabilidade não afete as tensões atuantes na superestrutura, nem no próprio terreno da fundação”.

Tabela 36 – Resultados do bloco flexível

Especificação do bloco	Concreto					Armadura	Bloco sobre estacas		
	Tensão de compressão na ruptura (MPa)					Tensão de tração (MPa)	Tensão de tração (MPa)	Força última (kN)	Deslocamento (mm)
	Bielas	Nós inferiores	Nó superior	Interface bloco-pilar	Interface bloco-estaca	Máx.	Tirantes	F _u	F _u
N2-BH35P25E25V100	35	30	36	52	52	2,5	414	1900	1,21
N2-BH35P25E25V100-BF	30	30	34	52	48	3,0	484	1300	1,88

9.3.2 Fluxo de tensões no bloco

Os modelos analisados comprovaram a afirmação de Delalibera (2006) de que apenas parte da seção transversal da estaca é solicitada mais intensamente e que as tensões, sob a atuação de força centrada, distribuem-se igualmente para as estacas a partir da seção transversal inferior do pilar. O autor constatou que nos blocos sobre duas estacas submetidos a força centrada, metade da seção transversal do pilar recebe metade da força aplicada pelo pilar nos blocos.

Também foram confirmadas as afirmações de Iyer e Sam (1991) de que nos blocos sobre duas estacas as tensões de tração na largura dos blocos são praticamente constantes, como mostra na Figura 115. Assim, deve-se distribuir a armadura principal dos tirantes por toda a largura dos blocos.

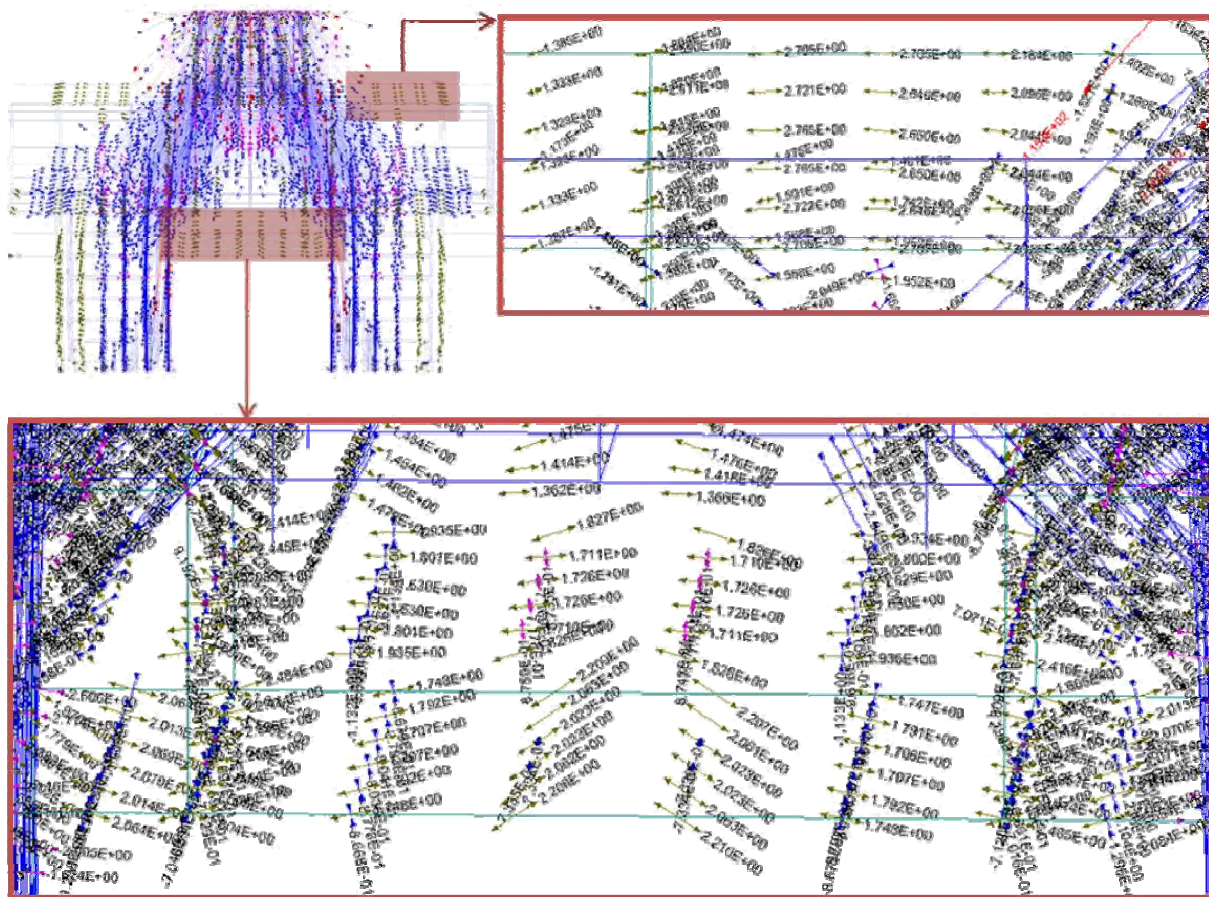


Figura 115 - Tensões de tração (em MPa) no bloco do modelo N2-BH35P25E25V100

Nos blocos com armadura complementar de fendilhamento e com aumento da altura do bloco, na seção inferior da peça, entre as estacas, desenvolveram-se tensões de tração menores em relação aos demais modelos. Isto comprova a afirmação de Iyer e Sam (1991) de que as tensões de tração transversais na base do bloco aumentam conforme se diminui a sua altura.

Sobre a conformação das bielas, estas apresentaram uma configuração prismática. Nos modelos com redução da área de vinculação dos apoios das estacas, houve expansão do fluxo de tensões nas regiões nodais inferiores em função do reequilíbrio estrutural interno em resposta à rotação do eixo das estacas. Já no modelo com redução da seção transversal das estacas, houve uma concentração de tensões de compressão em toda a superfície das estacas.

O ângulo de inclinação das bielas variou de acordo com o embutimento das estacas no bloco, a altura do bloco, a seção transversal do pilar e a distância do vão

entre as estacas (distância do pilar em relação ao eixo das estacas). O ângulo das bielas, nos modelos numéricos analisados, ficou entre 48° e 65° , dentro do intervalo estipulado pelo ACI-318:08 (mínimo de 25° e máximo de 65°), mas acima do limite estabelecido pelo Eurocode 2 (2004) – $31^\circ < \theta < 59^\circ$ – e AS3600-2001 ($30^\circ < \theta < 45^\circ$).

Por último, é importante dizer que na força última, em todos os modelos, as tensões de compressão foram mais intensas na região de interface do bloco com o pilar e com as estacas, ou seja, nas zonas nodais inferiores e superior, como se pode observar nas Tabelas 26 e 27. Nesses locais se iniciaram o processo de ruína dos blocos através da ruptura do concreto. Desse modo, constata-se a necessidade de uma redução dos valores das tensões nessas regiões, a fim de se evitar uma ruína precoce da estrutura. Lembre-se que, de acordo com Fusco (1994), as seções críticas estão sempre junto aos nós das bielas devido ao efeito de regularização que resulta em uma diminuição das tensões à medida que se afasta da região circunvizinha aos nós. O autor afirma que a tensão das bielas nas regiões nodais inferiores deve ser menor ou igual à resistência de cálculo à compressão do concreto, e, na região nodal superior, não pode exceder o limite de 85% da resistência de cálculo do concreto, devido à ausência do efeito de cintamento, pois é a resistência da seção do pilar junto ao bloco que reage às forças atuantes na região. O ACI-318:08 reduz as tensões do concreto nos nós tipo C-C-T a 68% da sua resistência característica cúbica e nos nós tipo C-C-C a 85% de sua resistência característica cúbica.

Modelos numéricos com variação da vinculação dos apoios das estacas

A redução da vinculação dos apoios das estacas provocou uma redistribuição das tensões no interior do bloco, gerando uma expansão do fluxo de tensões nas bielas comprimidas.

No modelo N2-BH35P25E25V25, as maiores tensões de compressão concentraram-se nas extremidades das estacas, nas regiões mais afastadas e mais próximas do pilar. O ângulo de inclinação das bielas não apresentou variação significativa tanto nos blocos sobre duas estacas quanto nos blocos sobre três estacas.

No modelo N3-BH60P35 ϕ 32V36 ocorreu uma redução do ângulo de inclinação das bielas em função da expansão do fluxo de tensões que se distribuiu praticamente por toda a superfície transversal das estacas.

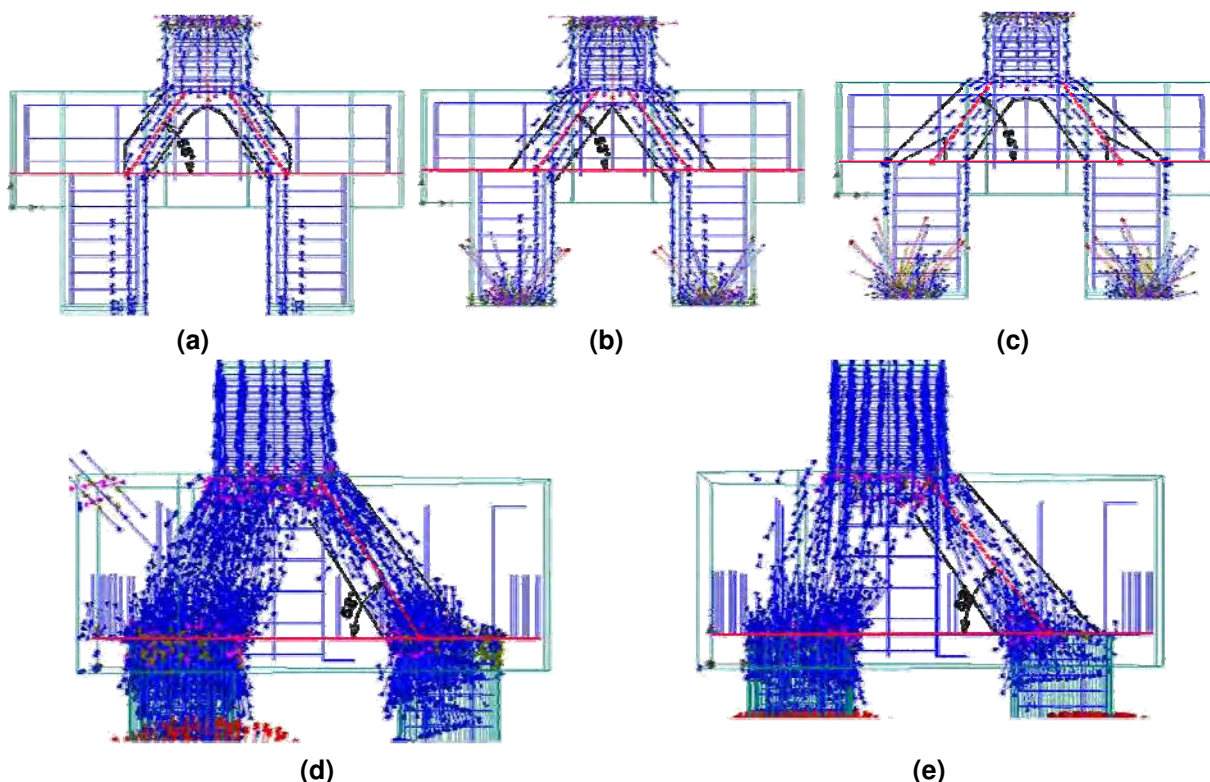


Figura 116 — Ângulo da biela comprimida: (a) bloco N2-BH35P25E25V100; (b) bloco N2-BH35P25E25V50; (c) bloco N2-BH35P25E25V25; (d) bloco N3-BH60P35 ϕ 32V100; (e) bloco N3-BH60P35 ϕ 32V36

Modelos numéricos com variação da seção transversal do pilar

A diminuição da seção transversal do pilar levou a uma redução do ângulo de inclinação das bielas com a horizontal. No entanto, não houve alteração no fluxo de tensões ao longo das bielas, que permaneceram concentradas na seção da estaca mais próxima do pilar.

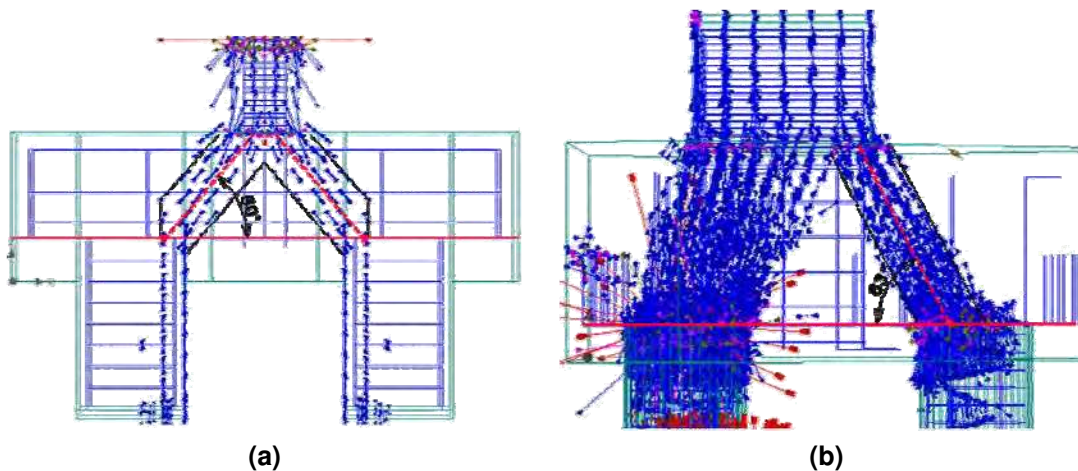


Figura 117 — Ângulo da biela comprimida: (a) bloco N2-BH35P15E25V100; (b) bloco N3-BH60P45 ϕ 32V100

Modelo numérico com variação da seção transversal da estaca

A redução da seção transversal das estacas levou a uma concentração de tensões com expansão das bielas comprimidas e, como consequência, ocorreu uma redução do ângulo de inclinação da biela.

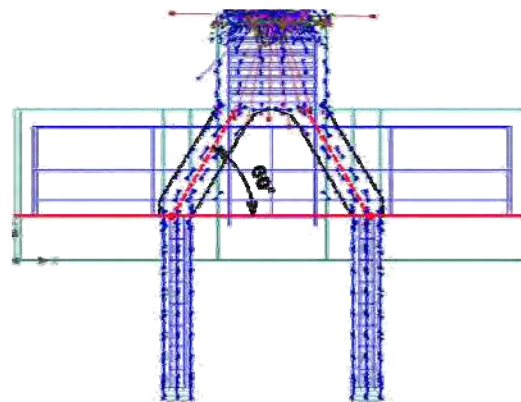


Figura 118 – Ângulo da biela comprimida do bloco N2-BH35P25E6.25V100

Modelos numéricos com variação da altura do bloco

A redução da altura do bloco provocou uma diminuição do ângulo de inclinação das bielas comprimidas.

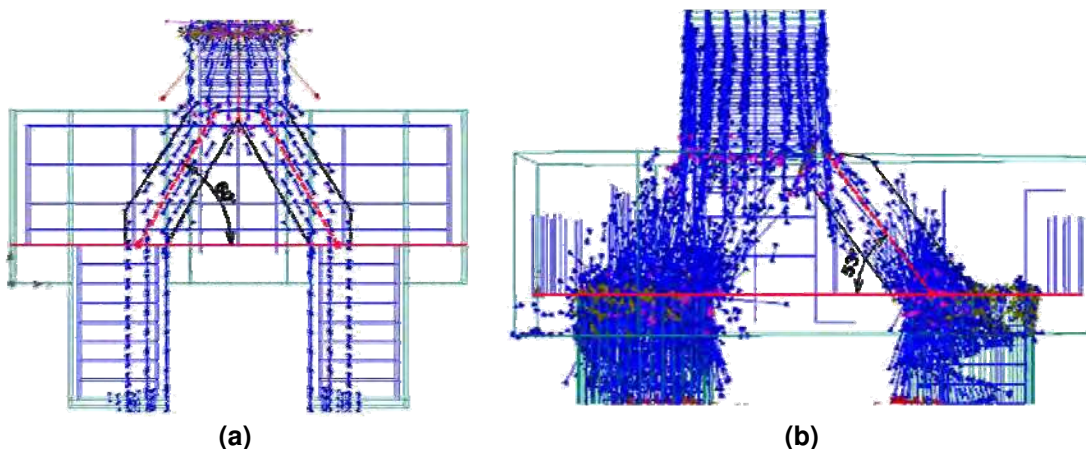


Figura 119 – Ângulo da biela comprimida: (a) bloco N2-BH45P25E25V100; (b) bloco N3-BH45P25φ32V100

Modelo numérico com armadura de fendilhamento

Neste caso não houve variação do ângulo de inclinação das bielas comprimidas. No entanto, ocorreu uma significativa redução das tensões de tração atuantes na seção inferior do bloco. O resultado comprova a ação favorável da armadura complementar na capacidade resistente à tração longitudinal e às tensões de cisalhamento.

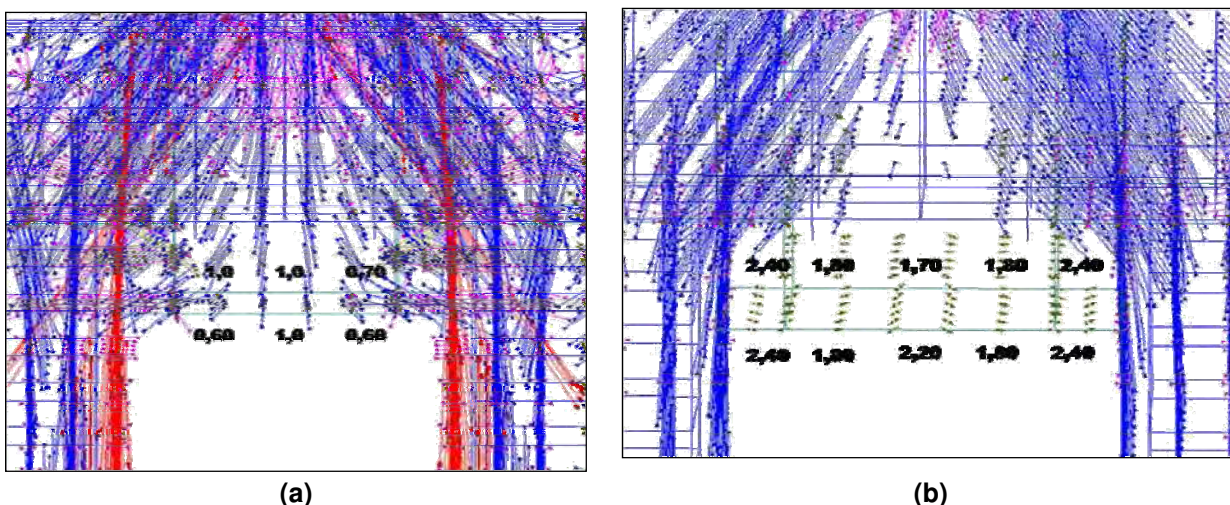


Figura 120 – Tensões de tração (em MPa) na base do bloco: (a) bloco N2-BH35P25E25V100-ACf (b) bloco N2-BH35P25E25V100

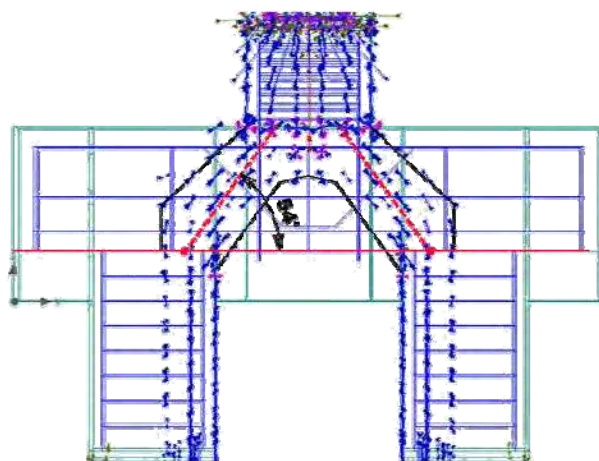


Figura 121 – Ângulo da biela comprimida do bloco N2-BH35P25E25V100-ACf

Modelo numérico com maior embutimento das estacas

O encurtamento das bielas – cujas tensões de compressão concentraram-se na cabeça das estacas na região mais próxima do pilar – levou a uma redução de seu ângulo de inclinação.

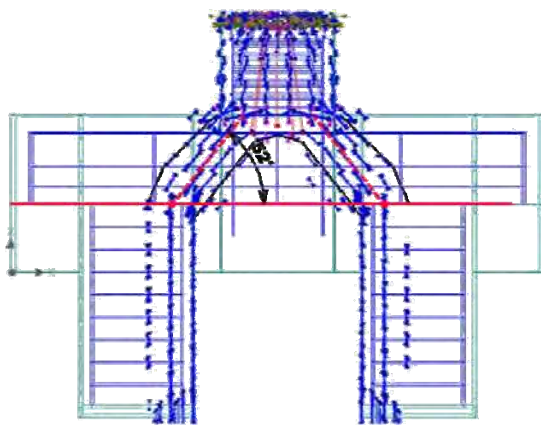


Figura 122 —Ângulo da biela comprimida do bloco N2-BH35P25E25V100-EA

Modelo numérico com bloco flexível

Houve redução do ângulo de inclinação das bielas no bloco flexível. A incidência das tensões limitou-se à seção das estacas mais próxima do pilar.

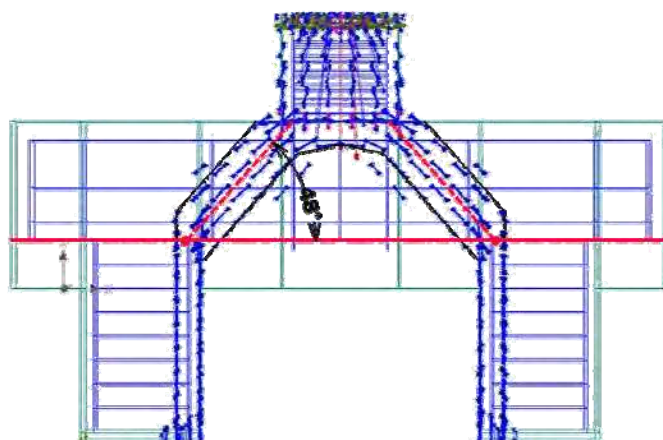


Figura 123 – Ângulo da biela comprimida do bloco N2-BH35P25E25V100-BF

9.3.3 Tensões nas armaduras

A força atuante nos tirantes dos modelos numéricos não foi constante, sendo mais intensa no meio do vão dos blocos, e apresentando redução abrupta na região nodal inferior, como constatado por Rausch et al. (1997), Miguel (2000) e Delalibera (2006).

Nos blocos sobre duas estacas, a armadura dos tirantes, como no modelo experimental de Delalibera (2006) não atingiu o escoamento até a força última, exceto no modelo N2-BH35P25E25V25 que apresentou maiores deslocamentos na base do bloco em função da redução dos vínculos dos apoios das estacas. Já nos modelos de blocos sobre três estacas, a exemplo do modelo experimental de Miguel (2000), houve escoamento das barras de aço dos tirantes na ruína.

Tabela 37 – Tensões e deformações na armadura principal dos tirantes na força última.

Blocos sobre duas estacas	Armadura		Força última (kN)
	Tensão de tração (MPa)	Deformação (%)	
	Tirantes	Tirantes	
Modelo experimental (B35P25E25e0)	392	0,196	1820
N2-BH35P25E25V100	414	0,195	1900
N2-BH35P25E25V50	501	0,239	1980
N2-BH35P25E25V25	547	0,390	1775
N2-BH35P25E6.25V100	399	0,190	1825
N2-BH35P25E25V100-ACf	415	0,198	2075
N2-BH35P15E25V100	357	0,170	1450
N2-BH45P25E25V100	485	0,231	2450
N2-BH35P25E25V100-FA	435	0,208	1600
N2-BH35P25E25V100-BF	484	0,230	1300

Blocos sobre três estacas	Armadura		Força última (kN)
	Tensão de tração (MPa)	Deformação (%)	
	Tirantes	Tirantes	
Modelo experimental (B30A2)	-	0,292	2674
N3-BH60P35Ø32V100	591	0,748	3120
N3-BH60P35Ø32V36	591	0,470	2780
N3-BH60P45Ø32V100	591	0,747	4040
N3-BH45P35Ø32V100	591	0,381	2080

Como comprovado por Delalibera (2006), os estribos horizontais e verticais dos modelos numéricos de blocos sobre duas estacas, de uma forma geral, apresentaram pequenas deformações. No entanto, como mostra a Figura 124, a região dos estribos que atravessam as bielas comprimidas apresentou um aumento das tensões atuantes.

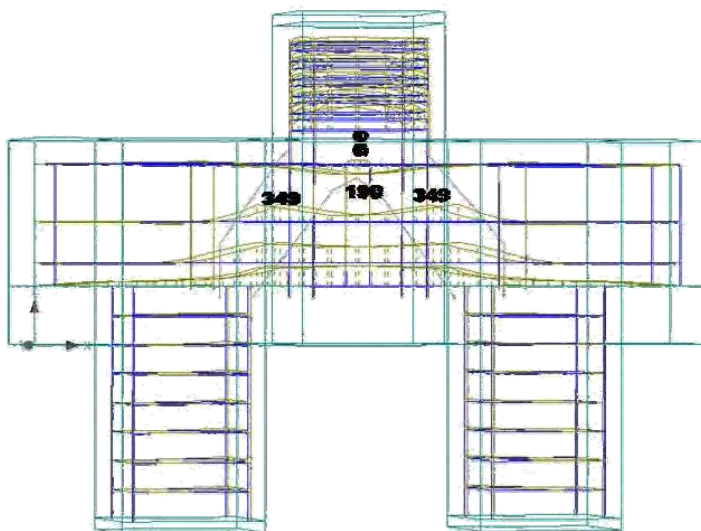


Figura 124 – Tensões máximas (em MPa) nos estribos horizontais e verticais na força última – modelo N2-BH35P25E25V100.

Além disso, constatou-se a importância dos estribos para o controle de fissuração, uma vez que os blocos sobre duas estacas apresentaram uma abertura de fissuras elevada na força última e os blocos sobre três estacas, que não têm estribos, apresentaram tensões de tração elevadas nas faces laterais dos blocos que acabaram sendo parcialmente absorvidas pelos ganchos da armadura complementar posicionada na projeção do pilar.



Figura 125 – Detalhe das tensões (em MPa) nos ganchos da armadura complementar passando pela projeção do pilar do modelo N3-BH60P35 ϕ 32V100.

A armadura de fendilhamento contribuiu para o aumento da capacidade portante do bloco e para a redução da intensidade da abertura de fissuras, como demonstrado por Delalibera (2006). As tensões ao longo da armadura mantiveram-se relativamente elevadas, como se pode constatar na Figura 126.

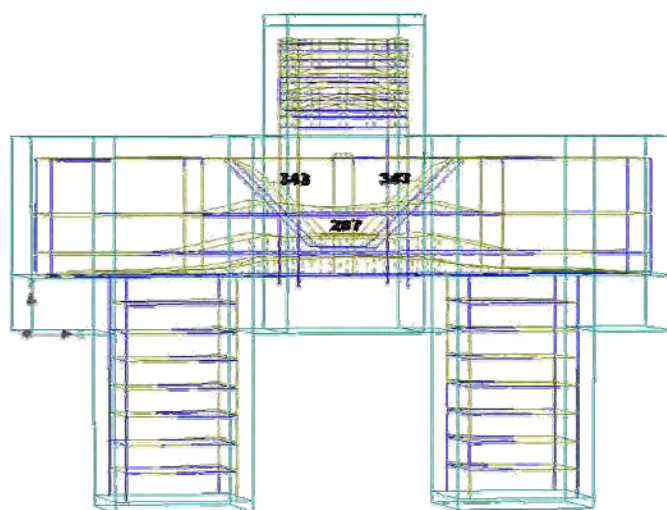


Figura 126 – Tensões máximas (em MPa) na armadura de fendilhamento na força última – modelo N2-BH35P25E25V100-ACf.

Para completar o estudo das tensões nas armaduras, a seguir é feita uma análise da ancoragem e aderência das barras de aço dos tirantes principais na força última.

9.3.4 Aderência e ancoragem

Em todos os modelos analisados não houve escorregamento da armadura até a ruína do bloco. Além disso, as tensões nas barras de aço dos tirantes apresentaram redução abrupta nas regiões nodais. Os resultados comprovam a afirmação de Delalibera (2006) de que a aderência não é um fator determinante para a resistência última de blocos rígidos.

Acrescente-se que, nos modelos numéricos, as tensões nos ganchos dos tirantes foram pequenas, sendo em alguns casos nulas. Isto comprova a afirmação de Clarke (1973) de que a ancoragem das barras de aço dos tirantes é influenciada positivamente pela ação confinante das bielas, o que dispensaria a necessidade de utilização de ganchos.

Sobre o comprimento de ancoragem, algumas normas como o ACI-318:08 e o Eurocode 2 (2004) tratam especificadamente do assunto. Na Figura 127 segue o modelo de ancoragem proposto pela norma norte-americana em comparação com o resultado de um modelo numérico.

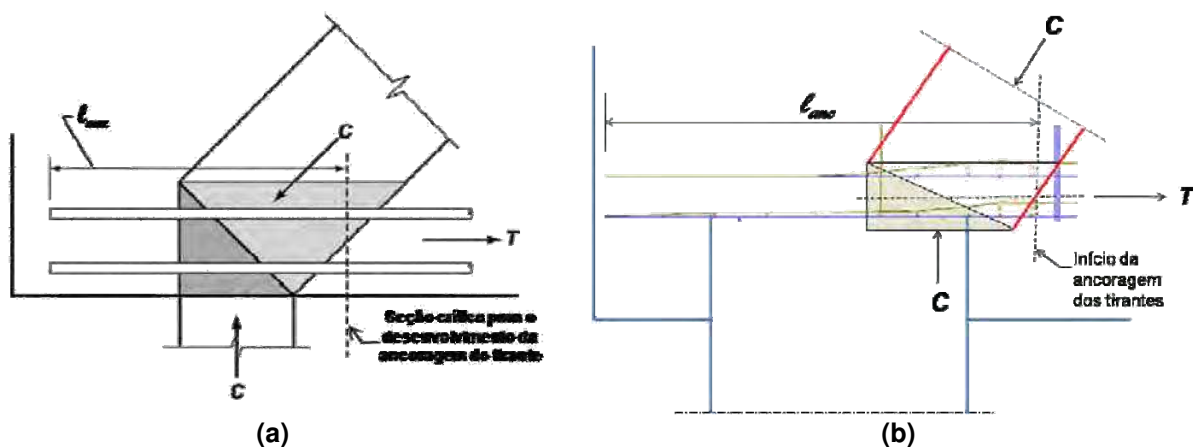


Figura 127 – Croqui esquemático da zona nodal inferior e ancoragem de modelos baseados em bielas e tirantes - (a) modelo proposto pelo ACI-318:08; (b) modelo numérico N2-B35P25E25V100 com gráfico das tensões atuantes na armadura dos tirantes

Na Figura 127 (b) é possível observar que as tensões atrás da região nodal inferior diminuem consideravelmente. E que as extremidades das barras apresentam tensões muito pequenas. Cabe lembrar que as recomendações para ancoragem dos tirantes do Eurocode 2 (2004) – Figura 128 – são similares às do ACI-318:08 – Figura 127(a). Nos dois casos a ancoragem deve começar a partir do início da zona nodal, na seção de encontro do eixo geométrico dos tirantes com a extensão-limite das bielas comprimidas.

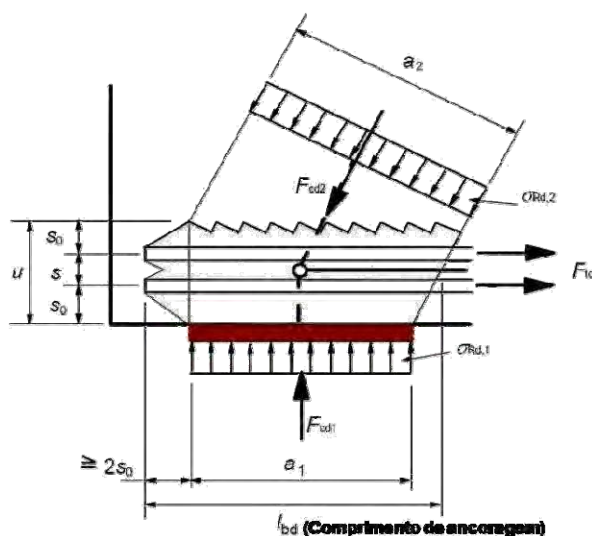


Figura 128 – Croqui esquemático da zona nodal inferior e ancoragem de modelos baseados em bielas e tirantes proposto pelo Eurocode 2 (2004)

Delalibera (2006) afirma que há divergências entre os autores a respeito do início da ancoragem das barras de aço dos tirantes, apontando que alguns recomendam o seu início a partir do centro geométrico das estacas e outros a partir da seção da estaca mais afastada da extremidade do bloco. Em face disto, de forma a subsidiar os estudos sobre a ancoragem, é mostrada a seguir a configuração geométrica das regiões nodais inferiores com a delimitação do início da ancoragem segundo a prescrição do ACI-318:08. Em cada modelo é apresentado o fluxo de tensões nesta região, com seus valores máximos e mínimos. Os resultados mostram que a definição do início de ancoragem propostas tanto pela norma norte-americana quanto européia é válida. Em todos os casos, as tensões nos tirantes começaram a apresentar redução a partir do início da zona nodal inferior, atingindo nas extremidades das barras valores muito pequenos. É importante mencionar que o comprimento das barras de aço dos tirantes

seguiu o do modelo experimental de Delalibera (2006), cujas definições de ancoragem derivaram da ABNT NBR 6118:2003. Assim, não foi realizada uma comparação direta de resultados com a norma norte-americana ou européia.

Modelos numéricos com variação da vinculação dos apoios das estacas

À medida que se diminuiu a vinculação das estacas, houve um progressivo aumento da zona nodal. Também ocorreu um aumento das tensões nas barras de aço atrás da região nodal, com repercussão nas extremidades das barras. Contudo, as tensões nas extremidades dos tirantes permaneceram pequenas.

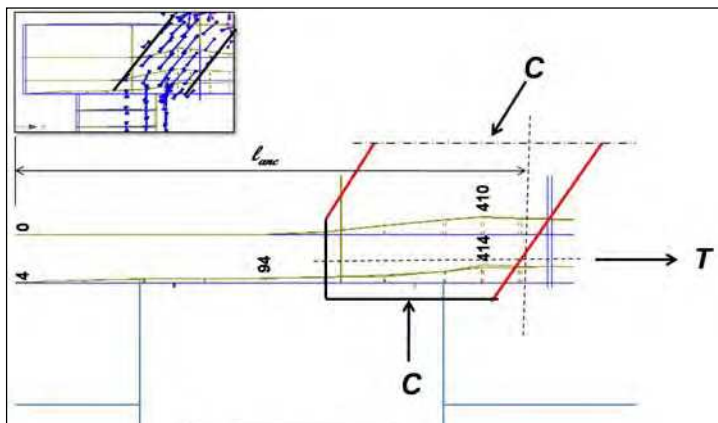


Figura 129 – Comprimento de ancoragem e tensões atuantes (em MPa) nos tirantes do modelo N2-BH35P25E25V100

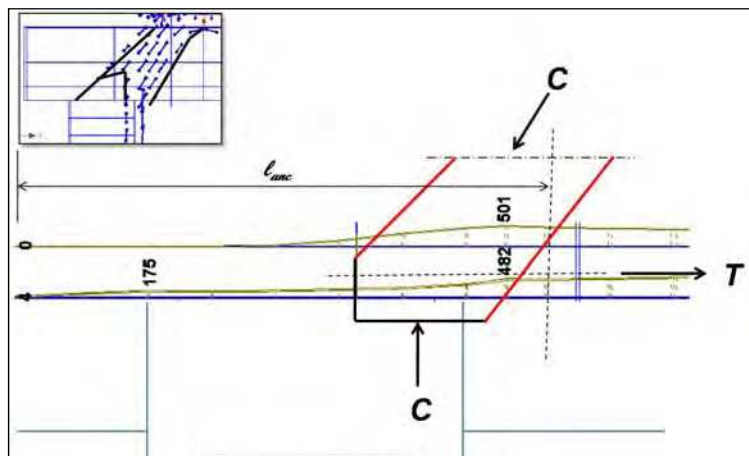


Figura 130 – Comprimento de ancoragem e tensões atuantes (em MPa) nos tirantes do modelo N2-BH35P25E25V50

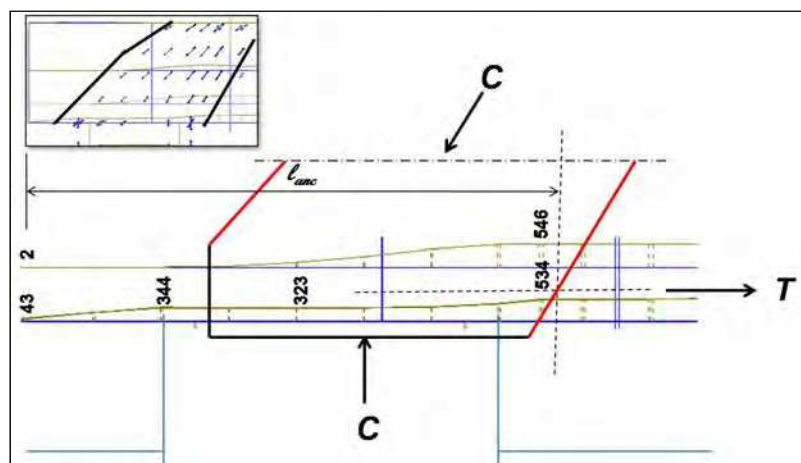


Figura 131 – Comprimento de ancoragem e tensões atuantes (em MPa) nos tirantes do modelo N2-BH35P25E25V25

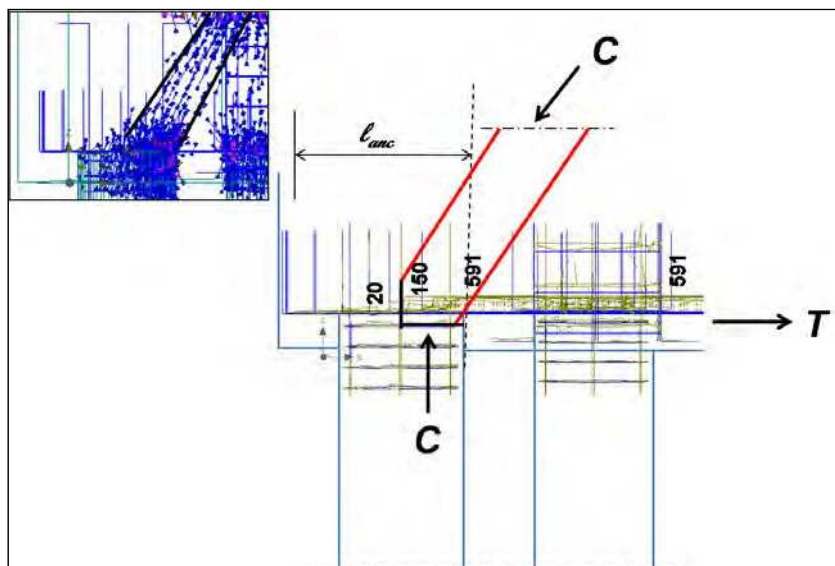


Figura 132 – Comprimento de ancoragem e tensões atuantes (em MPa) nos tirantes do modelo N3-BH60P35φ32V100

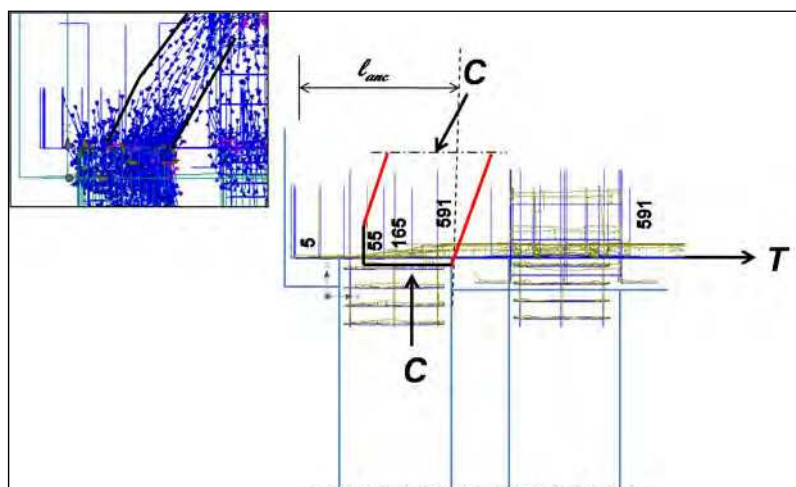


Figura 133 – Comprimento de ancoragem e tensões atuantes (em MPa) nos tirantes do modelo N3-BH60P35φ32V36

Modelos numéricos com variação da seção transversal do pilar

O aumento da seção transversal do pilar provocou um aumento das tensões nas barras de aço dos tirantes na região atrás da zona nodal. Contudo, as tensões nas extremidades das barras de aço permaneceram pequenas.

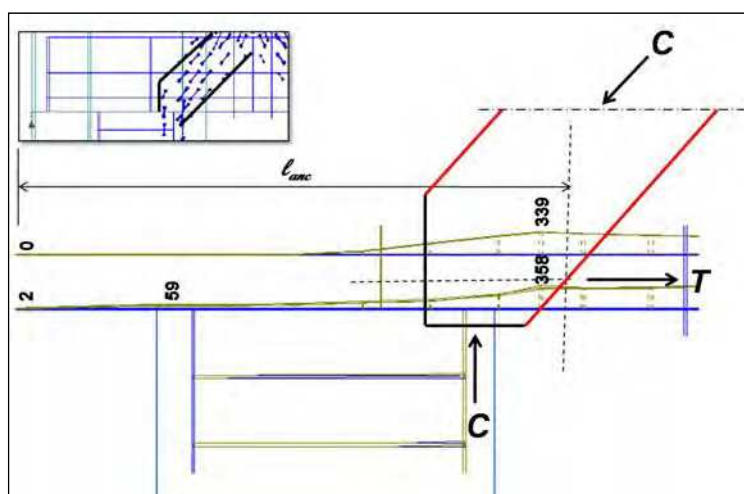


Figura 134 – Comprimento de ancoragem e tensões atuantes (em MPa) nos tirantes do modelo N2-BH35P15E25V100

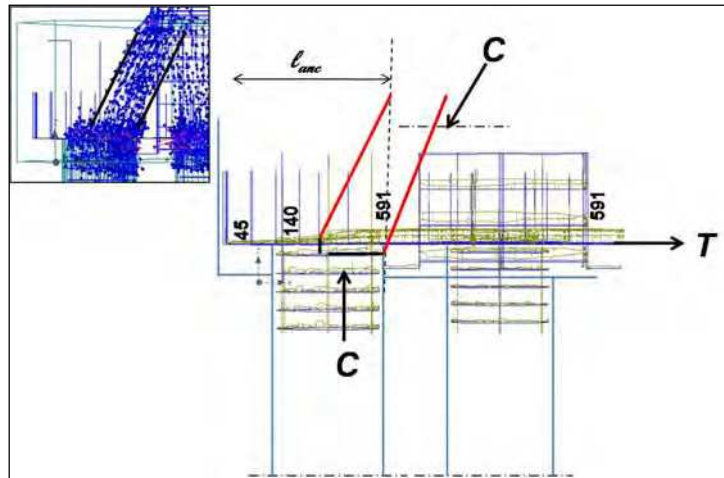


Figura 135 – Comprimento de ancoragem e tensões atuantes (em MPa) nos tirantes do modelo N3-BH60P45φ32V100

Modelo numérico com variação da seção transversal da estaca

Neste modelo em particular, não houve grande alteração no fluxo de tensões nas barras de aço. As tensões nos tirantes foram semelhantes, à exceção da extremidade das barras do bloco N2-BH35P25E6.25V100 que apresentaram tensões nulas em função do maior comprimento de ancoragem atrás da zona nodal que permitiu maior espaço para distribuição das tensões.

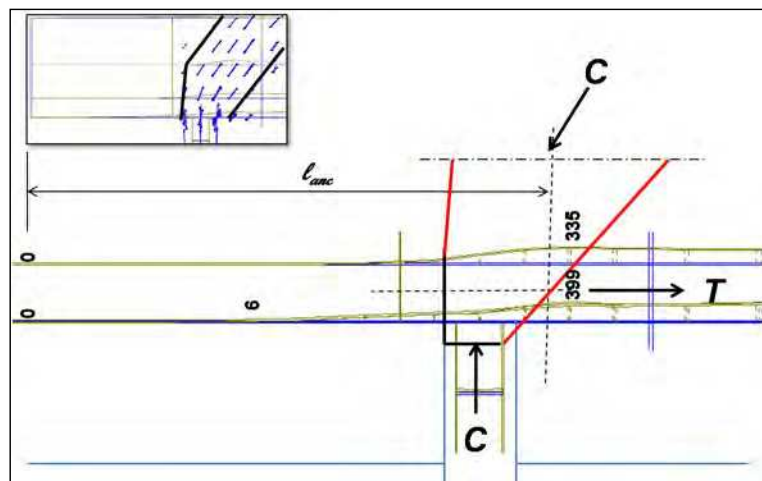


Figura 136 – Comprimento de ancoragem e tensões atuantes (em MPa) nos tirantes do modelo N2-BH35P25E6.25V100

Modelos numéricos com variação da altura do bloco

O aumento da altura do bloco levou a um aumento das tensões nos tirantes dos blocos sobre duas estacas em toda a extensão atrás da região nodal. Mas as tensões nas extremidades das barras de aço permaneceram muito pequenas.

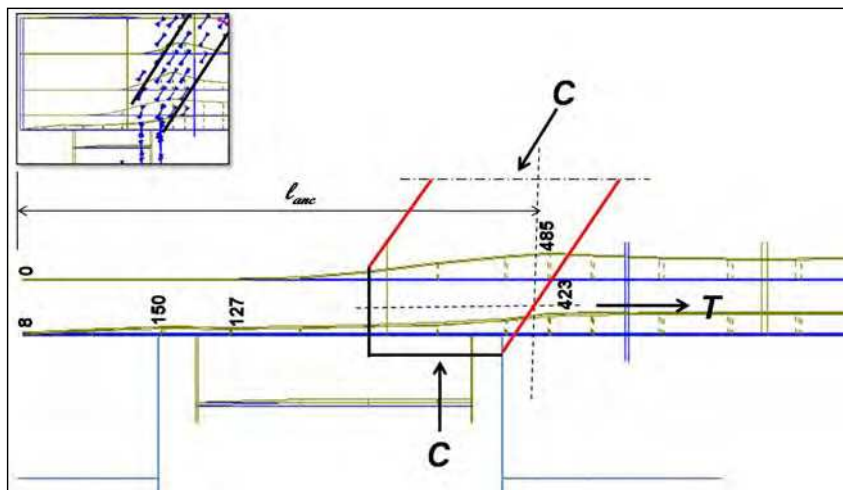


Figura 137 – Comprimento de ancoragem e tensões atuantes (em MPa) nos tirantes do modelo N2-BH45P25E25V100

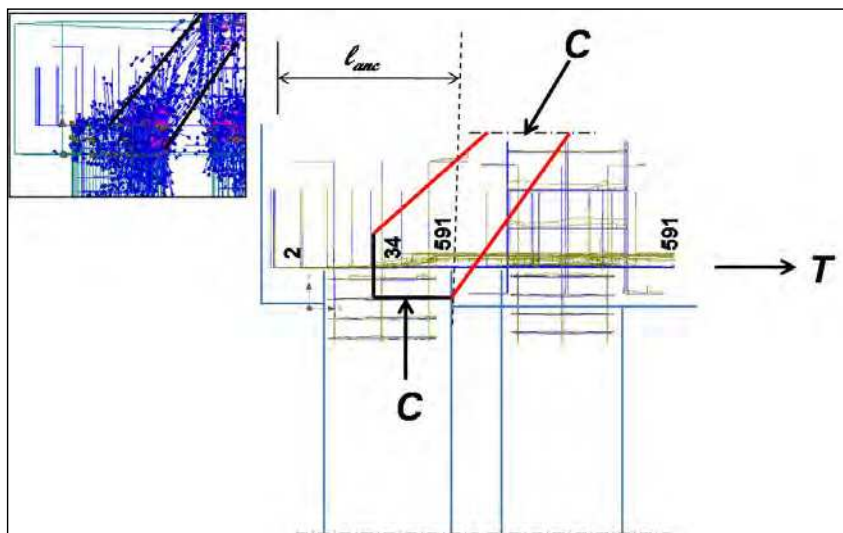


Figura 138 – Comprimento de ancoragem e tensões atuantes (em MPa) nos tirantes do modelo N3-BH45P35φ32V10

Modelo numérico com armadura de fendilhamento

Neste modelo foram observadas maiores tensões nas barras de aço no início da região nodal inferior. Entretanto, ocorreu uma grande redução das tensões ao longo da zona nodal, que chegaram nas extremidades dos tirantes com valores muito pequenos.

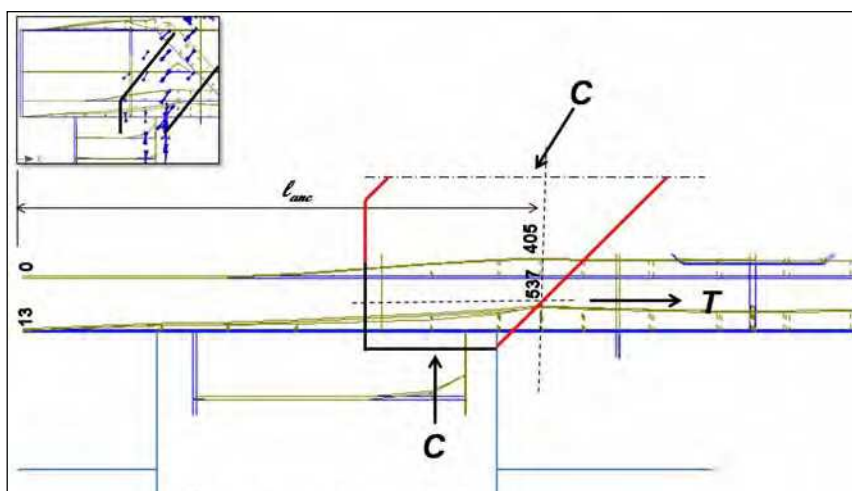


Figura 139 – Comprimento de ancoragem e tensões atuantes (em MPa) nos tirantes do modelo N2-BH35P25E25V100-ACf

Modelo numérico com maior embutimento das estacas

Neste caso, as tensões ao longo da região de ancoragem dos tirantes foram similares às do modelo N2-BH35P25E25V100, não se observando grandes variações.

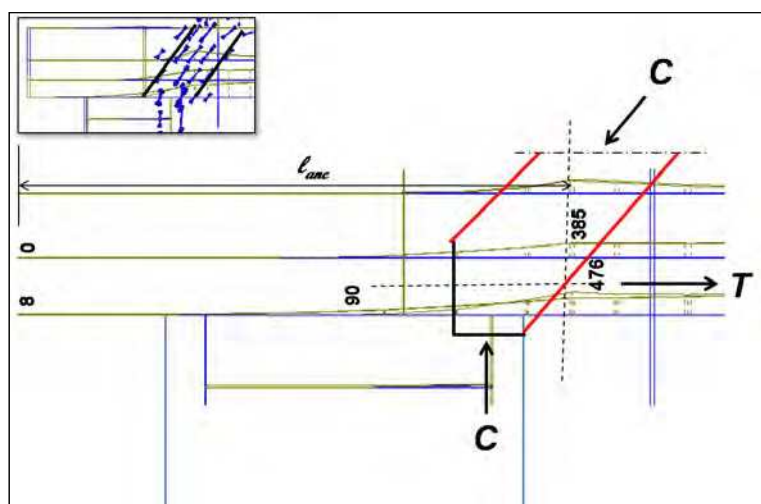


Figura 140 – Comprimento de ancoragem e tensões atuantes (em MPa) nos tirantes do modelo N2-BH35P25E25V100-EA

Modelo numérico com bloco flexível

O bloco flexível, em comparação com os outros modelos numéricos, apresentou tensões relativamente pequenas em toda a região de ancoragem. Na zona nodal, a tensão máxima foi de 360 MPa, atingindo atrás da zona nodal 32 MPa. Já as tensões nas extremidades das barras de aço foram praticamente nulas.

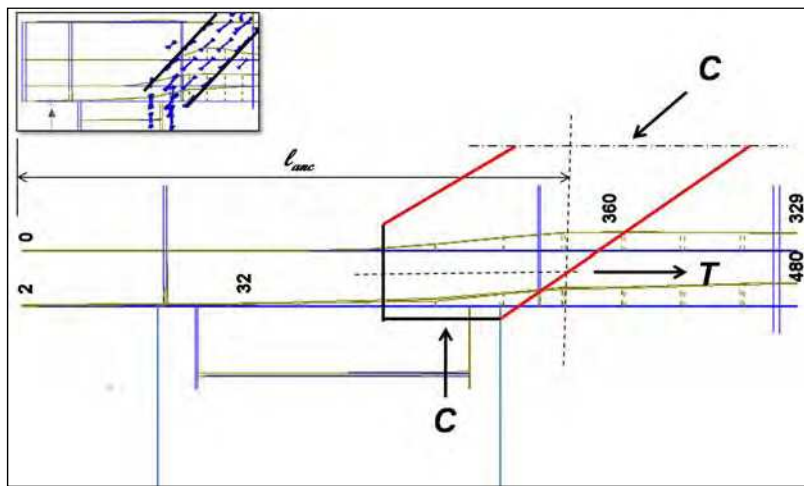


Figura 141 – Comprimento de ancoragem e tensões atuantes (em MPa) nos tirantes do modelo N2-BH35P25E25V100-BF

CAPÍTULO 10 – CONCLUSÃO

A comparação entre os resultados numéricos e experimentais demonstrou a complexidade de reprodução dos ensaios de laboratório em computador. Uma das diferenças encontradas foi a da rigidez estrutural dos blocos. A vinculação dos apoios na base das estacas mostrou-se fator fundamental para a maior rigidez dos modelos numéricos em relação aos modelos experimentais. A restrição à movimentação vertical em toda a superfície da base das estacas acabou gerando um efeito de engastamento que provocou um enrijecimento estrutural.

A comparação entre os resultados dos modelos numéricos e experimentais de blocos sobre duas e três estacas mostraram uma boa aproximação, sendo observada a ruína frágil em todos os casos por ruptura do concreto e fendilhamento do bloco. As tensões nos tirantes principais não foram homogêneas, apresentando uma redução abrupta nas regiões nodais inferiores em função do efeito da atuação das bielas comprimidas.

Além disso, como no modelo experimental, o fluxo de tensões no interior do bloco dividiu-se igualmente na metade da seção inferior do pilar e se propagou até as faces das estacas, com formação de bielas comprimidas. Nas estacas, houve concentração de tensões na região mais próxima do pilar.

Houve formação de tensões de tração ao longo das bielas, responsáveis pelo fenômeno de fendilhamento.

A comparação entre os resultados dos modelos numéricos comprovaram as afirmações das pesquisas atuais e das teorias mais recentes de blocos sobre estacas.

Foi comprovado que a analogia de bielas e tirantes é a que melhor simula o comportamento estrutural dos blocos sobre estacas.

As bielas apresentaram uma conformação prismática.

O ângulo de inclinação das bielas variou de acordo com o embutimento das estacas no bloco, a altura do bloco, a seção transversal do pilar e a distância do vão entre as estacas (distância do pilar em relação às estacas).

Foi observada uma diminuição do ângulo de inclinação das bielas com a horizontal em blocos com redução da seção transversal do pilar, diminuição da altura do bloco, aumento do embutimento das estacas e para o bloco flexível.

Nos blocos sobre duas estacas, as tensões de tração apresentaram pequenas variações na largura da estaca, indicando que a armadura dos tirantes deve ser distribuída por toda a seção transversal do bloco.

A capacidade portante foi influenciada pela vinculação das estacas, pela variação da seção transversal do pilar, da altura do bloco, do comprimento do embutimento das estacas, da existência de armadura de fendilhamento e da rigidez do bloco (bloco rígido e flexível).

O aumento da seção transversal do pilar levou a um aumento da força resistida pelo bloco. Já o aumento da altura do bloco provocou um aumento da força última e da rigidez estrutural.

A utilização de armadura de fendilhamento contribuiu para o aumento da força última resistida pelo bloco.

O aumento do embutimento das estacas provocou uma redução da força última resistida pelo bloco e uma diminuição da rigidez.

O bloco flexível apresentou uma resistência inferior à do modelo rígido, além de maiores deformações.

As maiores aberturas de fissuras apareceram nos blocos flexíveis, nos modelos com maior embutimento das estacas e redução da vinculação dos apoios das estacas. As menores aberturas de fissuras ocorreram nos blocos com maior altura.

O excesso de fissuração dos blocos sobre duas estacas na força última demonstra a necessidade da utilização de estribos horizontais e verticais para o controle da abertura de fissuras.

As tensões atuantes nas barras de aço dos tirantes foram maiores no bloco flexível.

Nos ganchos e nas extremidades das barras dos tirantes as tensões foram pequenas ou nulas.

A aderência não foi um fator determinante para a resistência última dos blocos rígidos e flexíveis. Em todos os modelos analisados não houve escorregamento da armadura até a ruína dos blocos.

Sobre o comprimento de ancoragem, os resultados mostram que a definição do início de ancoragem proposta pelas normas norte-americana e européia é válida. Em todos os casos, as tensões nos tirantes começaram a apresentar redução a partir do início da zona nodal inferior, atingindo valores muito pequenos nas extremidades das barras.

As tensões na armadura dos tirantes fora da região nodal e próximos da face externa do bloco foram influenciadas pela vinculação dos apoios das estacas, pela variação da altura do bloco e da seção transversal do pilar, além da rigidez da peça.

Para trabalhos futuros, recomendam-se maiores estudos de blocos sobre duas e mais estacas para confirmar os efeitos da redução da seção transversal das estacas no comportamento estrutural dos blocos, com destaque para o fluxo de tensões das bielas e a capacidade portante dos modelos.

Além disso, recomenda-se a análise da ancoragem das barras de aço dos tirantes, com estudos de modelos numéricos com variações no tipo e comprimento de ancoragem para comprovação de sua influência na resistência e capacidade portante dos blocos.

Também se faz necessário maiores estudos de blocos com armadura de fendilhamento para confirmar a ocorrência de deformações elevadas nas bielas devido à incidência de tensões de tração nesta região.

As diferenças encontradas na rigidez e na capacidade portante dos modelos numéricos merecem uma análise mais detalhada. Esta deve abarcar o efeito da vinculação dos apoios dos blocos que se torna importante nos ensaios em laboratório. Neste caso, as estacas se encontram apoiadas somente na base que, ao longo do carregamento, pode apresentar um pequeno deslocamento e levar a uma rotação do eixo das estacas, aumentando, conseqüentemente, os deslocamentos do bloco. Além disso, recomenda-se a análise do comportamento de blocos reais em edificações, investigando desde a sua confecção até a sua utilização com capacidade plena de

carregamento. Isto poderia trazer maiores informações sobre o comportamento dos blocos *in loco*.

De modo a aprofundar o estudo do formato das bielas e da distribuição das tensões ao longo dos blocos, recomenda-se a análise de blocos sobre estacas submetidos a forças excêntricas.

Por último, recomenda-se o estudo de blocos flexíveis com duas e mais estacas de modo a observar as tensões de tração desenvolvidas na base do bloco e ao longo das bielas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI COMMITTEE 318. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (318R-08)**. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 430 pp, 2008.

ADEBAR, et al. **Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study**. ACI Journal, v. 87, pp. 81-91, Jan-Febr, 1990.

ADEBAR, P; ZHOU, Z. **Design of deep pile caps using strut-and-tie models**. ACI Structural Journal, V. 93, No. 4, pp. 1-12, Jul-Aug 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8953:1992 – **Concreto para fins estruturais – Classificação por grupos de resistência**. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122:1994 – **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2003 – **Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062:1985 – **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**, Rio de Janeiro, 2006.

AUSTRALIAN STANDARD. AS 3600 – **Concrete structures**. Standards Australia International, 2002.

BAZANT, Z. P.; YU, Q. **Does Strength Test Satisfying Code Requirement for Nominal Strength Justify Ignoring Size Effect in Shear?** ACI Structural Journal, V. 106, No. 1, pp. 14-19, January-February 2009.

BERNAL, J. **Hormigón armado: columnas**. Nobuko, Buenos Aires, 2005.

BLÉVOT, J. L.; FRÉMY, R. **Semelles sur Pieux**. Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, V. 20, No. 230, pp. 223-295, 1967.

BROWN, M.; BAYRAK, O. **Design of Deep Beams Using Strut-and-Tie Models-Part I: Evaluating U.S. Provisions**. ACI Structural Journal, V. 105, No. 4, pp. 395-404, July-August 2008.

CERVENKA, V.; JENDELE, L. e CERVENKA, J. **ATENA Program Documentation—Part 1: Theory**. Praha, Czech Republic, 2005.

CHAN, T. K.; POH, C. K. **Behavior of precast reinforced concrete pile caps**. Construction and Building Materials, v. 14, p. 73-78 January 2000.

CHUL S.; HONG S. **Strut-and-Tie Models for Headed Bar Development in C-C-T Nodes**. ACI Structural Journal, V. 106, No. 2, pp. 123-131, March-April 2009.

CLARKE, J. L. **Behavior and design of pile caps with four piles**. Cement and Concrete Association, London, Technical Report n.42.489, 1973.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. **Instrucción española de hormigón armado (EHE)**. Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2002.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model for concrete structures**. Bulletin D'Informarion, Paris, n. 203-205, July 1990.

COOK, W. D.; MITCHELL, D. **Studies of Disturbed Regions Near Discontinuities in Reinforced Concrete Members**. ACI Structural Journal, V. 85, No. 2, pp. 206-216, March 1988.

DARWISH, M. N. **The African ConcreteCode required features and local experience**. African Concrete Code Symposium, 2005.

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.

DELALIBERA R, G.; GIONGO, J. S. **Análise de Variância Aplicada a Blocos sobre duas Estacas com Cálice Embutido para Pilares Pré-moldados de Concreto Submetidos à Ação de Força Excêntrica**. Anais do 50º Congresso Brasileiro do concreto IBRACON, São Paulo, 2008.

DELALIBERA R, G.; GIONGO, J. S. **Deformações nas diagonais comprimidas em blocos sobre duas estacas**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, V. 01, No. 2, pp.121-157, Junho 2008.

EUROPEAN STANDARD. **Eurocode 2: Design of concrete structures**. European Committee for Standardization, prEN 1992-1-1, 2004.

FONSECA, J. S. **Mecânica dos Sólidos para a Engenharia Mecânica**. Notas de aula, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002.

FRAGOMENI, S.; Loo Y-C. **Asian concrete model code (ACMC) and Australian concrete structures standard (AS-3600) compared**. Australian Journal of Structural Engineering, V.4, No3, pp. 177-186, 2007.

FUSCO, P. B. **Investigação experimental sobre o valor limite τ_{wu} das tensões de cisalhamento no concreto estrutural**. BT/PEF-8505., São Paulo, 1985.

FUSCO, P. B. **Técnicas de armar estruturas de concreto**. Editora Pini Ltda., São Paulo, 1994.

HOBBS, N. B.; STEIN, P. **An investigation into the stress distribution in pile caps with some notes on design**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. v. 57, pp. 559-628, 1957.

INTI - INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL. **Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC 2005 y 2007**. Buenos Aires: INTI-CIRSOC, 3 pp. 27 de Novembro de 2008.

IYER, P. K.; SAM, C. **Three-dimensional photoelastic analysis of pile caps**. Journal of Strain Analysis for Engineering Design. v. 31, n. 1, pp.35-42, January 1996.

KLEIN, J. R. **Example 9: Pile Cap**. Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models. ACI International, SP-208, pp. 213-223, Set-Oct 2002.

KUCHMA, D. et al. **Experimental Validation of Strut-and-Tie Method for Complex Regions**. ACI Structural Journal, V. 105, No. 5, pp. 578-589, Set-Oct 2008.

LEONHARDT, F; MÖNNING, E. **Construções de Concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**, V.01-02-03. Rio de Janeiro, Editora Interciência, 1977.

LONGO, H. I. **Modelagem de estruturas de concreto pelo modelo de bielas e tirantes utilizando o método dos elementos finitos**. XXXIX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, in: CD-ROM, 2000.

MACGREGOR, J. G. **Part 2: Derivation of strut-and-tie models for the 2002 ACI Code**. Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models. ACI International, SP-208, pp. 7-39, Set-Oct 2002.

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

MENEGOTTO, M; PINTO, E. **Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending**. *Proceedings*, IABSE Symposium. Lisbon, Portugal, pp. 15-22, 1973

MEHTA, P. K.; MONTEIRO P. J. M. **Concrete: microstructure, properties and materials**. McGrawHill, New York, 2001.

MIGUEL, G. M. **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 do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidas à ação de força centrada**. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2004.

NATIONAL STANDARD OF THE PEOPLE'S REPUBLIC OF CHINA. **Code for design of concrete structures**. Ministry of Construction of the People's Republic of China. China Architecture and Building Press, 2002.

NEVILLE, A. M. **Properties of Concrete**. Longman Scientific and Technical, New York, third edition, 1981.

QUINTERO-FEBRES, C. G. et al. **Strength of Struts in Deep Concrete Members Designed Using Strut-and-Tie Method**. ACI Structural Journal, V. 103, No. 4, pp. 577-586, July-August 2006.

RAMOS, F. A. C. **Análise Numérica de Blocos sobre Dez Estacas: Cálculo das Reações de Apoio**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007.

RAUSH, A; D'ASCENSO, N; GOLDSCHMIDT, P; NATALINI, M. **Analisis Experimental sobre Cabezales de Pilotes Sometidos a Cargas Verticales**. XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, V.01, p. 309-318, São Carlos, 1997.

REINECK, K.-H. **Part 1: Introduction**. Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models. ACI International, SP-208, pp. 1-6, Set-Oct 2002.

ROY, N.; BREÑA, S. **Behavior of Deep Beams with Short Longitudinal Bar Anchorages**. ACI Structural Journal, V. 106, No. 4, pp. 460-470, July-August 2008.

SCHLAICH, J.; SCHAFER, K.; and JENNEWEIN, M. **Toward a Consistent Design of Reinforced Concrete Structures**. Journal of Prestressed Concrete Structures, V. 32, No. 3, pp. 74-150, 1987.

SCHLAICH, J.; SCHAFER, K. **Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie-models**. The Structural Engineer, V. 69, No. 6, pp. 113-125, March 1991.

SABNIS, G. M.; GOGATE, A. B. **Investigation of thick slab (pile cap) behavior**. ACI Structural Journal, V. 81-5, No. 2, pp. 35-39, Jan-Feb 1984.

SILVA, R. C.; GIONGO, J. S. **Modelos de Bielas e Tirantes Aplicados a Estruturas de Concreto Armado**. EESC-USP, São Carlos, 2000.

SOUZA, R. A. **Análise e Dimensionamento de Elementos com Descontinuidades**. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

SOUZA, R. et al. **Adaptable Strut-and-Tie Model for Design and Verification of Four-Pile Caps**. ACI Structural Journal, V. 106, No. 2, pp. 142-150, March-April 2009.

SU R. K. L.; CHANDLER A. M. **Design criteria for Unified Strut and Tie Models**. Progress in Structural Engineering and Materials, V.3, No. 3, pp 288-298, October 2001.

TAYLOR, H. P. J.; CLARKE, J. L. **Some detailing problems in concrete frame structures**. The Structural Engineer, V. 74, No 10, pp. 410-415, October, 1976.

WALRAVENA, J.; LEHWALTER, N. **Size Effects in Short Beams Loaded in Shear**. ACI Structural Journal, V. 91, No. 5, pp. 585-593, 1994.

IIRSA - Iniciativa para la Integración de la Infraestructura Regional Suramericana. Disponível: <http://www.iirsa.org>. Visitado em 23 agosto de 2010.

ALCONPAT - Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción. Disponível: <http://www.alconpat.org>. Visitado em 23 agosto de 2010.

ASAEE – Associação Sul-americana de Engenharia Estrutural. Disponível: <http://www.asaee.org.br>. Visitado em 23 agosto de 2010.

AMN - Asociación Mercosur de Normalización. Disponível: <http://www.amn.org.br>. Visitado em 23 agosto de 2010.

IRAM - Instituto Argentino de Normalización y Certificación. Disponível: <http://www.iram.org.ar>. Visitado em 23 agosto de 2010.

UNIT - Instituto Uruguayo de Normas Tecnicas. Disponível: <http://www.unit.org.uy>. Visitado em 23 agosto de 2010.

INTI - Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Disponível: http://www.inti.gob.ar/cirsoc/reglamentos_aprob.htm. Visitado em 11 janeiro 2011.

INTN - Instituto Nacional de Tecnología, Normalización y Metrología. Disponível: <http://www.intn.gov.py>. Visitado em 23 agosto de 2010.

MERCOSUL. Disponível: <http://www.mercosul.gov.br>. Visitado em 23 agosto de 2010.