

Fabiana Stripari Munhoz

**Análise experimental e numérica de blocos rígidos
sobre duas estacas com pilares de seções
quadradas e retangulares e diferentes taxas de
armadura**

São Carlos

2014

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Fabiana Stripari Munhoz

**Análise experimental e numérica de blocos rígidos
sobre duas estacas com pilares de seções
quadradas e retangulares e diferentes taxas de
armadura**

VERSÃO CORRIGIDA

A VERSÃO ORIGINAL ENCONTRA-SE NA ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

Tese apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil

Área de concentração: Engenharia de Estruturas

Orientador: José Samuel Giongo

São Carlos

2014

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

M963a Munhoz, Fabiana Stripari
Análise experimental e numérica de blocos rígidos
sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e
retangulares e diferentes taxas de armadura / Fabiana
Stripari Munhoz; orientador José Samuel Giongo. São
Carlos, 2014.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de São
Carlos da Universidade de São Paulo, 2014.

1. concreto armado. 2. blocos sobre estacas. 3.
fundações. 4. modelo de bielas e tirantes. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **FABIANA STRIPARI MUNHOZ**.

Título da tese: "Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura".

Data da defesa: 25/09/2014

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. **José Samuel Giongo (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Resultado:

Aprovada

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovada

Prof. Titular **Marcio Antonio Ramalho**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADA

Prof. Dr. **Ricardo Leopoldo e Silva França**
(Escola Politécnica/EP-USP)

Aprovada

Prof. Dr. **Luiz Carlos de Almeida**
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

Aprovada

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):
Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Paulo César Lima Segantine**

*A minha filha, Letícia, meu esposo,
Nivaldo e aos meus pais, José Luiz e
Marlene.*

"Seja você quem for, seja qual for a posição social que você tenha na vida, a mais alta ou a mais baixa, tenha sempre como meta muita força, muita determinação e sempre faça tudo com muito amor e com muita fé em Deus, que um dia você chega lá. De alguma maneira você chega lá."

Ayrton Senna

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço à minha família, sem ela, nada seria possível.

Ao meu esposo, Nivaldo, amigo e companheiro de todas as horas, pela compreensão e paciência.

À minha mãe, Marlene, minha grande amiga, por ter cuidado da minha filha em todos os momentos em que precisei me ausentar.

Ao meu pai, José Luiz, meu mestre, por sempre me apoiar e ser o maior incentivador desse trabalho.

À minha filhinha Letícia, que apesar da pouca idade, compreendeu, de sua maneira, e me ajudou a continuar esta jornada.

Ao Professor José Samuel Giongo pela orientação dedicada e pela oportunidade de realização deste trabalho, pela compreensão e amizade.

Ao amigo Eng. Rodrigo Barros, pela amizade, um colega sempre pronto a ajudar, e, pelas sugestões na elaboração de algumas etapas deste trabalho.

A Faculdade de Tecnologia FATEC JAHU e ao Centro Paula Souza pela concessão do afastamento, de minhas atividades como professora, para o término das atividades de laboratório.

Aos colegas do departamento que de alguma forma contribuíram: Marcela Filizola, Saulo Almeida e Erica Kimura.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas e do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP.

Às empresas: BASF pela doação de aditivo para concreto, á Conprel Engenharia pela doação de cimento e Jeruel Plásticos pela doação de espaçadores de plástico para concreto armado, materiais indispensáveis para realização dos ensaios experimentais.

À CAPES e CNPq pelo suporte financeiro e ao Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP pela possibilidade de realizar a pesquisa.

RESUMO

MUNHOZ, F. S. (2014). **Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura.** Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

Esta pesquisa realiza a análise do comportamento estrutural de blocos rígidos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força vertical centrada, com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armaduras de pilares. Nestes elementos utilizam-se o método das Bielas e Tirantes para o projeto estrutural, mas normalmente não se considera a influência da seção geométrica dos pilares e suas taxas de armadura no projeto do bloco. Apresenta-se um estudo experimental de doze modelos de blocos sobre duas estacas, na escala 1:2. Foi desenvolvida uma análise numérica tridimensional e não linear, pelo método dos elementos finitos, com o auxílio de um programa de computador. Com a análise experimental e numérica foi investigada a distribuição do fluxo das tensões principais de compressão e tração nos modelos e constataram-se diferenças na transmissão de forças para os blocos quando se altera a taxa de armadura e a seção transversal dos pilares. Esta constatação modifica o modelo de Biela e Tirante inicialmente adotado. As deformações em armaduras construtivas complementares também foram estudadas possibilitando o entendimento do modelo estrutural. Um modelo de Bielas e Tirantes para blocos sobre estaca com pilares alongados foi proposto.

Palavras-chave: *concreto armado, blocos sobre estacas, fundações, modelo de bielas e tirantes*

ABSTRACT

MUNHOZ, F. S. (2014). **Experimental and numerical analysis of rigid two-pile caps with square and rectangular column and different rates of column reinforcement.** Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

This research presents an analysis of the rigid two-pile caps structural behavior. The models were subjected to force action centered and supported columns with different rate of armor and square and rectangular cross sections. These elements can be rigid or flexible, rigid pile-caps can be sized using the Method of Strut and Tie. In most cases the Method of Strut and Tie and the influence of column reinforcement are not considered in the pile-cap's structural projects. This research presents an experimental investigation of two-pile caps with the objective of improve criteria structural projects. Twelve rigid two-pile caps were builded using 1:2 scaled models. Three-dimensional numerical analyses using software based on element finite method (FEM) were developed considering the reinforced concrete nonlinear behavior. Using results of experimental analysis and numerical analysis an investigation of the flow distribution of the principal stresses of compression and tension in the models was performed, differences in the transmission of forces to the pile-caps, when changing the reinforcement ratio and the cross section of the columns, were detected. The initial model of strut and tie may be modified due to results. The understanding of the structural model was also possible by analysis of the stirrups and upper constructive reinforcement stress-strain behavior. A strut and tie model for pile-caps with an elongated rectangular column was proposed.

Keywords: pile caps, reinforced concrete, foundations, method of strut and tie

LISTA DE SÍMBOLOS

- a ou a_p menor maior dimensão da seção transversal do pilar sendo $b_p \leq a_p$
- b ou b_p menor dimensão da seção transversal do pilar sendo $b_p \leq a_p$
- x altura partindo da face superior de um bloco (interface do pilar) que relaciona a aresta do pilar e a taxa de armadura do pilar com a transmissão de força pilar-bloco
- σ_{c2d} tensão reduzida atuando em plano horizontal a um bloco sobre estaca em uma área ampliada com relação a área da seção transversal do pilar
- $A_{c,amp}$ definição de Fusco (1994) para área ampliada em que atua uma tensão reduzida relacionada a altura da atuação de força transmitida de um pilar par um bloco sobre estaca
- ρ taxa geométrica de armadura dos pilares
- z altura efetiva da treliça utilizada no modelo de Biela e Tirante
- h altura do bloco sobre estaca
- σ_{cd} tensão de cálculo atuante em biela diagonal comprimida
- σ_{vd} tensão vertical limite atuando em plano horizontal a um bloco sobre estaca em uma área ampliada com relação a área da seção transversal do pilar (Fusco,1994)
- $\ell_{b,nec}$ comprimento de ancoragem necessário
- ℓ_b comprimento de ancoragem básico
- $\ell_{b,min}$ comprimento mínimo de ancoragem
- f_{ck} resistência característica à compressão do concreto
- f_{cd} resistência de cálculo à compressão do concreto
- $\sigma_{cd,b}$ tensão limite atuante nas bielas comprimidas (CEB, 1990)
- R_{st} força de tração no tirante

R_{cb}	Força de compressão na biela
d	altura útil do bloco
f_{yk}	resistência característica à tração do aço
f_{yd}	resistência de cálculo do aço à tração
f_{bk}	resistência característica de aderência na ancoragem de armaduras passivas,
f_{ctk}	resistência característica do concreto á tração
f_{ci}	resistência à compressão do concreto na idade i
A_c	área de concreto
A_e	área da estaca
A_p	área da seção transversal do pilar
A_{scal}	área de armadura calculada
A_s	área de armadura
A_{sef}	área de armadura efetiva
e_{min}	espaçamento mínimo entre as faces das barras longitudinais
$F_{te0,e}$	reação da estaca
$F_{te0,p}$	força teórica de compressão aplicada no pilar
ϕ	diâmetro da barra de aço
ℓ	distância entre eixos de estacas
$\sigma_{zn,s}$	tensão na zona nodal superior
$\sigma_{zn,i}$	tensão na zona nodal inferior
θ	ângulo de inclinação das bielas comprimidas
A_{st}	área de armadura do tirante por barra

$R_{st,gan}$ força resistida pelo gancho, calculada por Burke (1978), igual a 27 kN (barras de 12,5 mm, em situação de boa ancoragem), igual a 40 kN (barra de 16 mm, em situação de boa ancoragem)

c	cobrimento da armadura
γ_s	coeficiente de minoração do aço
γ_c	coeficiente de minoração do concreto
γ_f	coeficientes de majoração de esforços solicitantes
f_y	resistência ao escoamento do aço
E_s	módulo de elasticidade do aço

ε_y	deformação correspondente ao escoamento do aço
$f_{y,m}$	resistência média ao escoamento do aço
$\varepsilon_{y,m}$	deformação média correspondente ao escoamento do aço
$E_{s,m}$	valor médio do módulo de elasticidade do aço
$f_{c,m}$	resistência média à compressão do concreto
$E_{ci,exp}$	módulo de deformação tangente experimental do concreto
$E_{ci,exp,m}$	módulo de deformação tangente médio experimental do concreto
f_{tD}	resistência à tração por compressão diametral
f_{ct}	resistência á tração do concreto
$f_{ct,m}$	resistência média á tração do concreto
TD	transdutores de deslocamento
Ext	abreviatura de extensômetro
F_u	força última obtida nos ensaios experimentais
F_w	força correspondente á primeira fissura nos modelos experimentais
$R_{st,exp}$	força de tração no tirante estimada com as medidas de deformações das barras obtida experimentalmente
$R_{st,efe,teo}$	força de tração no tirante efetiva teórica
θ_{exp}	ângulo de inclinação das bielas comprimidas obtidos experimentalmente
θ_{teo}	ângulo teórico de inclinação das bielas comprimidas
$\theta_{fissuras}$	ângulo de inclinação das fissuras medidas nos modelos experimentais
R_{dir}	reação na estaca direita obtida experimentalmente
R_{esq}	reação na estaca esquerda obtida experimentalmente

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Iniciais.....	25
1.2. Objetivo.....	27
1.3. Justificativa.....	27
1.4. Método.....	28
1.5. Estrutura da tese.....	28

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Considerações iniciais.....	31
2.2. Histórico das pesquisas realizadas em blocos sobre estacas.....	31
2.2.1. No Mundo.....	31
2.2.2. No Brasil.....	42
2.3. Instruções Normativas.....	51
2.3.1. Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2007.....	52
2.3.2. Normas Internacionais.....	53
2.4. O projeto de blocos sobre estacas.....	55
2.4.1. Método do CEB-FIP (1970).....	56
2.4.2. Método das Bielas de Blévoet e Frémy (1967).....	56
2.4.3. Recomendações de Fusco (1994) para o projeto de blocos.....	57
2.4.4. Ancoragem das barras do tirante e armaduras complementares.....	62
2.5. Método de Biela e Tirantes.....	64
2.5.1. Descrição do método de bielas e tirantes.....	64
2.5.2. Aplicação do MBT à blocos sobre estacas.....	67
2.6. Modelos experimentais reduzidos.....	71
2.7. Considerações finais.....	73

CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. Considerações Iniciais.....	75
3.2. Concepção, projeto e dimensionamento dos modelos.....	76
3.2.1. Pilares.....	77
3.2.2. Blocos sobre estacas.....	83
3.2.3 Estacas.....	91
3.2.4. Detalhamento.....	92
3.3. Construção dos modelos.....	93
3.3.1. Materiais.....	93
3.3.2. Instrumentação com extensômetros elétricos.....	98
3.3.3. Montagem e concretagem.....	101
3.3.4. Instrumentação com extensômetros mecânicos.....	113
3.4. Equipamentos, instrumentos e materiais para o ensaio.....	115

CAPÍTULO 4 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1. Considerações Iniciais	121
4.2. Propriedades mecânicas dos materiais	121
4.2.1. Barras e fios de aço	122
4.2.2. Concreto	125
4.3. Descrição dos ensaios e comportamento geral dos modelos	129
4.3.1. B110P125R1	130
4.3.2. B110P125R25	132
4.3.3. B110P125R4	135
4.3.4. B115P250R1	139
4.3.5. B115P250R25	143
4.3.6. B115P250R4	146
4.3.7. B120P375R1	150
4.3.8. B120P375R25	153
4.3.9. B120P375R4	156
4.3.10. B127P500R1	160
4.3.11. B127P500R25	164
4.3.12. B127P500R4	168
4.4. Deslocamentos verticais e horizontais	172
4.5. Deformações medidas nas barras das armaduras do tirante	178
4.6. Deformações nas barras das armaduras complementares	190
4.6.1. Barras das armaduras superiores	190
4.6.2. Estribos horizontais	192
4.6.3. Estribos verticais	197
4.7. Deformação na armadura do pilar	203
4.7.1. Série B110	203
4.7.2. Série B115	206
4.7.3. Série B120	209
4.7.4. Série B127	213
4.8. Deformações na face dos blocos	216
4.9. Análise da distribuição de forças nas estacas	218
4.10. Análise das aberturas das fissuras	220
4.11. Análise das forças de ruína	221
4.12. Considerações finais	222

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS

5.1. Considerações Iniciais	225
5.2. Comportamento geral dos modelos	225
5.3. Estimativa de força no tirante e ângulo de bielas	227
5.3.1. Força R_{st}	227
5.3.2. Ângulo de inclinação das bielas estimado com dados experimentais	231
5.4. Análise da zona nodal superior	235
5.4.1. Transferência de força pilar-bloco	235
5.4.2. Tensão na zona nodal superior	238
5.5. Análise da distribuição de forças nas estacas	241
5.5.1. Excentricidades	241
5.5.2. Tensões na região nodal inferior	242
5.6. Influência das taxas geométricas de armadura e seções transversais dos pilares	244
5.7. Considerações finais	245

CAPÍTULO 6 – ANÁLISE NUMÉRICA	
6.1. Considerações iniciais	247
6.2. Elementos finitos utilizados	248
6.3. Definição da malha de elementos finitos	250
6.4. Relações constitutivas e propriedades dos materiais	251
6.4.1. Concreto	252
6.4.2. Aço	253
6.4.3. Resumo das propriedades dos materiais	253
6.5. Condições de contorno e aplicação da força	254
6.6. Aspectos da Análise Não linear	256
6.7. Resultados obtidos nos modelos numéricos	257
6.7.1. Campos de tensões principais	257
6.7.2. Tensão nas barras de armadura	262
6.7.3. Fissuração nos modelos numéricos	272
6.7.4. Trajetórias das tensões principais	275
6.7.5. Principais forças nos modelos numéricos	278
6.7.6. Força-Deslocamento	280
6.8. Discussão dos resultados numéricos	282
6.9. Considerações finais	283
CAPÍTULO 7 – MODELO TEÓRICO PROPOSTO	
7.1. Considerações iniciais	285
7.2. Análise comparativa: modelos experimentais e numéricos	285
7.3. Modelo de biela e tirante	286
7.4. Dimensionamento de bielas e regiões nodais	289
7.5. Discussão sobre o projeto de armadura em blocos sobre duas estacas	295
7.6. Considerações finais	296
CAPÍTULO 8 – CONCLUSÃO	
CONCLUSÃO	297
Referências Bibliográficas	301
ANEXO A	311
ANEXO B	323
ANEXO C	337
ANEXO D	345

INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Iniciais

De acordo com a ABNT NBR 6118:2007, “blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas as cargas de fundação”.

Estas estruturas utilizadas, amplamente, como fundação de edifícios precisa receber atenção especial, já que, quando em serviço não podem ser inspecionadas. A figura 1.1 mostra a construção blocos sobre estacas de um edifício.

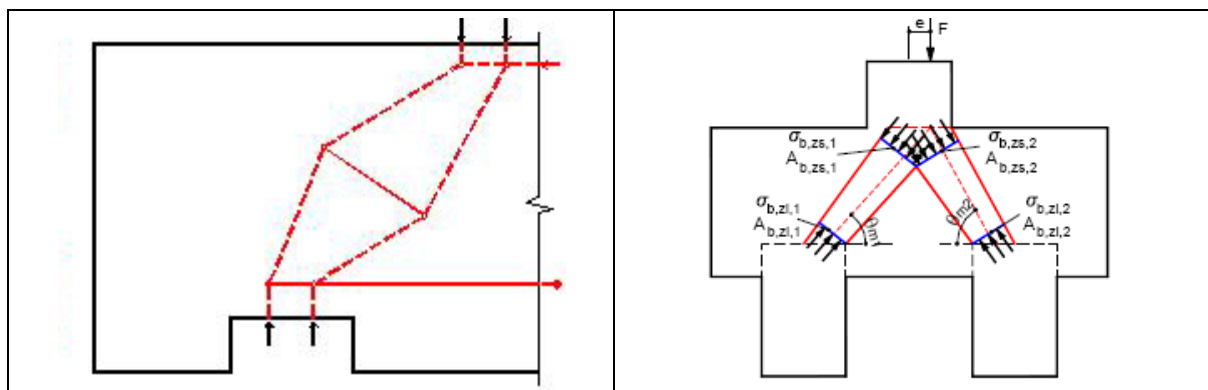


Figura 1.1 – Construção de fundações em edifícios (<http://www.geodactha.com.br>)

O projeto de blocos deve considerar o seu funcionamento complexo. O comportamento estrutural de blocos sobre estacas pode ser definido utilizando-se a analogia de bielas e tirantes, por ser tratarem de regiões descontínuas, onde não são válidas as hipóteses de Bernoulli. O Método de Bielas e Tirantes, tem utilização consagrada para outros tipos de elementos como consolos e vigas paredes.

Esse método tem sido parte das principais normas internacionais, a partir de 2002 a norma americana ACI 318-02 incluiu um apêndice com um procedimento geral para projeto de elementos utilizando o Método de Bielas e Tirantes.

A dificuldade da padronização do Método para se utilizar em blocos, é que existe uma variação muito grande de seus componentes, o bloco pode receber a força de um pilar de seção quadrada, retangular ou circular, isso altera o esquema a ser adotado e a região nodal a ser verificada. O bloco pode estar submetido a diferentes tipos de carregamentos, momentos fletores e forças horizontais em pilares, e, isto também pode alterar o modelo de treliça. Havendo um bloco sobre estacas, existem inúmeros modelos possíveis de treliças que representam campos de tensões estaticamente equilibrados e plasticamente admissíveis. Autores como Adebar et al. (1990) e Delalibera (2006) sugeriram modelos mais refinados de bielas e tirantes aplicados a blocos sobre estacas (Figura 1.2).



Modelo refinado idealizado por
Adebar et al. (1990)

Modelo proposto por Delalibera (2006) para
blocos sobre duas estacas com força excêntrica

Figura 1.2 – Modelos de treliça aplicados a blocos sobre estacas

As pesquisas na área têm buscado estudar os diversos fatores que podem influenciar o modelo. Um dos parâmetros estudados por Delalibera (2006) foram blocos com força excêntrica, conforme mostrado na figura 1.2, mas existem ainda dúvidas em outros parâmetros do próprio modelo como a altura da treliça a ser considerada, a largura da biela de compressão e as regiões nodais de compressão.

De acordo com Fusco (1994), no projeto de blocos sobre estacas, a segurança das bielas comprimidas deve ser verificada considerando que a transmissão da força nos pilares, e, portanto, as quantidades de armaduras nos pilares influenciam na forma da região nodal do pilar. Isso pode também influenciar no dimensionamento da armadura principal de tração e nas armaduras complementares presente nos blocos sobre duas estacas.

Existem dúvidas ainda na questão do tamanho e da forma da seção transversal do pilar, ou seja, qual modelo deve-se adotar em blocos que recebem pilares compostos por

vários retângulos, ou até mesmo a associação de vários pilares no mesmo bloco. Ainda não há estudos que evidencie a influencia dos diferentes tipos de estacas no modelo de cálculo adotado para o bloco.

De qualquer modo, as pesquisas na área estão avançando nos últimos anos, e podem contribuir com a elaboração de códigos normativos e com rotinas de projetos a serem utilizados em escritórios.

1.2. Objetivo

Esta pesquisa tem como objetivo principal estudar a influência da seção geométrica de pilares com diferentes taxas de armadura no comportamento de blocos rígidos de concreto sobre duas estacas.

Os objetivos específicos são:

I – Analisar, por meio de resultados numéricos e experimentais a influência da seção de pilares quadrados e retangulares na formação da biela de compressão;

II – Analisar a influência de diferentes taxas de armadura de pilares na transmissão da força pilar-bloco e na formação da zona nodal superior;

III – Verificar a deformação das armaduras dos tirantes e armaduras complementares de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seção quadrada e retangular e diferentes taxas de armadura;

IV – Sugerir um modelo teórico de bielas e tirantes apropriado para blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seção retangular.

1.3. Justificativa

A principal justificativa deste trabalho dá-se pela importância que o elemento estrutural blocos sobre estacas têm na estrutura de uma edificação.

Os modelos de cálculo utilizados atualmente para o dimensionamento de blocos baseiam-se em muitas simplificações e este é um grande motivo para se dar continuidade às pesquisas a respeito destes elementos de fundação. Os programas comerciais utilizados no meio técnico também adotam modelos simplificados.

Ainda há falta de conhecimento do real funcionamento de blocos quando se alteram parâmetros geométricos do modelo. Os modelos normalmente não consideram a influência da seção dos pilares e as diferentes taxas de armadura

A pesquisa que se propõe realizar pode contribuir com a rotina para projeto de blocos sobre estacas, baseado no Método de Bielas e Tirantes.

1.4. Método

O método proposto neste trabalho consiste de três etapas: revisão bibliográfica, investigação experimental e modelagem computacional.

Inicialmente foi ampliada a pesquisa bibliográfica ligada ao tema. Uma revisão dos métodos de dimensionamento utilizados para blocos sobre estacas e normas nacionais e internacionais atuais também foi realizada.

Com as constatações feitas na revisão bibliográfica foi possível entender a importância de determinados parâmetros no projeto de blocos e assim definir os modelos estudados.

Na etapa de investigação experimental inicialmente foi feita a caracterização dos materiais aço e concreto. Posteriormente foram construídos doze modelos de blocos sobre duas estacas em escala 1:2, retirando-se a aba lateral, normalmente feita em blocos, para melhor compreensão das deformações nas faces do concreto. Esta etapa foi realizada no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

A análise numérica dos modelos adotados foi feita por meio de programa de computador ANSYS, escolhido por se tratar de programa difundido no meio técnico. Nas análises as não linearidades físicas foram levadas em consideração. Como resultado da análise numérica avaliaram-se os valores de Força-Deslocamento, os fluxos de tensões nas regiões de maior interesse, as trajetórias de tensões principais e o panorama de fissuração.

1.5. Estrutura da Tese

O conteúdo de cada capítulo e a ordem em que são apresentados são os seguintes:

Capítulo 1: **Introdução** - introdução aos aspectos gerais relacionados ao tema, apresentação dos objetivos, justificativas e resumo do método de pesquisa adotado neste trabalho.

Capítulo 2: **Revisão Bibliográfica** – apresenta-se um histórico a respeito dos principais estudos relacionados ao tema e recomendações das principais instruções normativas nacionais e internacionais, além da descrição dos métodos para projeto de blocos sobre estacas e apresentação do dimensionamento dos modelos utilizados neste trabalho.

Capítulo 3: **Programa experimental** – apresenta a concepção, projeto e dimensionamento dos modelos experimentais. Detalha a construção dos modelos em laboratório, o método, materiais e equipamentos utilizados nos ensaios experimentais.

Capítulo 4: **Resultados experimentais** – é mostrada a descrição de todos os ensaios experimentais e os resultados obtidos.

Capítulo 5: **Análise de resultados experimentais** – é feito um resumo dos resultados experimentais e uma análise dos resultados de interesse para a pesquisa

Capítulo 6: **Análise numérica** – descrição do programa utilizado para simulação numérica e apresentação dos parâmetros adotados para análise dos modelos numéricos.

Capítulo 7: **Modelo teórico** – Análise comparativa dos modelos experimentais, numéricos e teóricos. Apresenta-se sugestão para um modelo de biela e tirante e as verificações para um modelo de bloco sobre estaca com pilar de seção retangular alongada.

Capítulo 8: **Conclusão** – discussão dos resultados obtidos com as análises realizadas. Apresentam-se as conclusões obtidas e sugestão para trabalhos futuros.

Referências bibliográficas – livros, artigos e normas citados neste trabalho.

Anexos – projeto de fôrmas, detalhamento de armadura e projeto de instrumentação com extensômetros elétricos.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações iniciais

Neste capítulo é feita uma revisão bibliográfica abrangendo os assuntos que permeiam este trabalho.

Primeiramente foi realizado um histórico das pesquisas realizadas com o elemento estrutural bloco sobre estaca, neste item abordou-se as pesquisas realizadas em outros países, que não o Brasil, e depois as pesquisas realizadas no Brasil. Desta forma tem-se uma boa noção de que como evoluíram e como estão evoluindo as pesquisas na área.

É apresentado também um resumo da abordagem dos blocos sobre estacas nas principais instruções normativas, e na sequência são elencados os principais métodos para dimensionamento e projeto de blocos sobre estacas.

Finalizando, é apresentada uma breve revisão sobre os estudos de modelos experimentais reduzidos e a importância dos fatores de escala, e, ainda, as considerações finais sobre o capítulo.

2.2 Histórico das pesquisas realizadas em blocos sobre estacas

2.2.1. No Mundo

Os principais estudos a respeito do comportamento estrutural de blocos sobre estacas iniciaram-se na década de 40. Mautoni (1972) diz que em 1944 o pesquisador belga Gustave Magnel apresentou modelo de análise para blocos sobre dois apoios considerando uma treliça.

Hobbs e Stein (1957) estudaram o comportamento de blocos sobre duas estacas por meio de análises experimentais, ensaiaram setenta modelos, e, desenvolveram um modo de solução pela teoria da elasticidade bidimensional. Os modelos ensaiados possuíam armaduras com barras retas e curvas nas extremidades; os modelos com barras curvas apresentaram maior eficiência e economia.

Até aquela época as formulações para cálculo e dimensionamento de blocos eram as mesmas que para vigas, mas, na década de 60 o estudo do comportamento de blocos considerando analogia de treliça ganhou importância.

Entre 1955 e 1961 Blévet e Frémy (1967) realizaram testes em 116 modelos de blocos sobre duas, três e quatro estacas. Esta pesquisa foi a base para o método das bielas utilizado até os dias atuais para o dimensionamento de blocos rígidos. O principal objetivo do trabalho foi verificar a aplicabilidade da teoria das bielas em relação à ruína, além disso, estudaram a influência na ruína e fissuração de diferentes arranjos de barras da armadura. Os pesquisadores dividiram o programa experimental em duas partes: na primeira etapa ensaiaram modelos reduzidos, sendo o fator de escala 1/2 e 1/3; na segunda etapa ensaiaram protótipos.

Na primeira etapa os pesquisadores Blévet e Frémy (1967) encontraram dificuldades na adoção de um esquema de ensaio em que houvesse possibilidade de interpretação de resultados. A figura 2.1 mostra o esquema geral que utilizaram no ensaio.

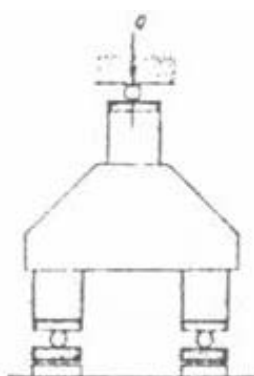
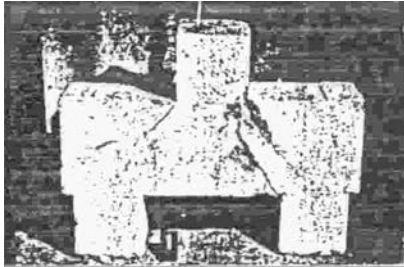


Figura 2.1 – Esquema de bloco ensaiado por Blévet e Frémy (1967)

Com o esquema adotado os pesquisadores Blévet e Frémy (1967) garantiram que houvesse liberdade de rotação das seções inferiores das estacas, e liberação do deslocamento destas seções no plano horizontal.

Os ensaios de Blévet e Frémy (1967) foram realizados sob ação de força vertical concentrada crescente, possibilitando o acompanhamento do desenvolvimento das fissuras

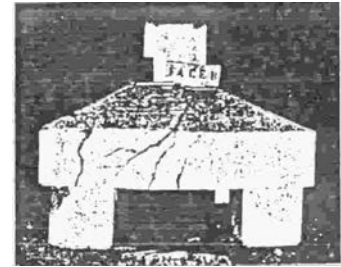
até a ruína. A figura 2.2 mostra fotografias feitas dos modelos de blocos sobre duas, três e quatro estacas após os ensaios.



Bloco sobre duas estacas



Bloco sobre três estacas



Bloco sobre quatro estacas

Figura 2.2 – Modelos de blocos ensaiados por Blévtot e Frémy (1967)

Blévtot e Frémy (1967) reuniram todos os resultados e fotografias dos ensaios em mais de 700 páginas de anexos. Os pesquisadores relataram as dificuldades na interpretação dos resultados dos ensaios por causa da complexidade dos fenômenos observados na ruína. Nos ensaios de vigas, muitas vezes é possível estudar separadamente os fenômenos relacionados às tensões normais e tangenciais. Nos casos de blocos, que são estruturas de volume, não há como separar os fatores. Ainda assim com as análises realizadas Blévtot e Frémy (1967) puderam sugerir um modelo de cálculo para os dimensionamentos de blocos.

O processo simplificado sugerido por Blévtot e Frémy (1967) é recomendado para blocos submetidos a forças centradas e considerando que todas as estacas estão igualmente afastadas do centro do pilar. Esse método pode ser empregado no caso da atuação de forças não centradas, desde que se admita que todas as estacas fiquem submetidas à maior força transferida, o que pode tornar o dimensionamento antieconômico. O processo simplificado também não pode ser utilizado para blocos sob pilares de seção alongada.

Clarke (1973) também ensaiou modelos, em escala reduzida, de blocos sobre quatro estacas adotando diferentes arranjos das barras da armadura e diferentes tipos de ancoragens das barras. Com os resultados de seus ensaios o autor pode verificar que os modelos de blocos com armadura distribuída em malha com espaçamento uniforme das barras tiveram a força de ruína reduzida em até catorze por cento (14%), comparados com blocos com armaduras dispostas sobre as estacas e paralelas aos lados do bloco. Observou, ainda, que nos blocos com as barras da armadura concentradas sobre as estacas a ancoragem das barras foi influenciada pela ação da biela de compressão.

Em 1976 Taylor e Clarke (1976) apresentaram dados de análises experimentais mostrando a influência do detalhamento das barras da armadura na eficiência estrutural de blocos sobre estacas, consolos curtos contínuos, ligações de vigas com pilares e ligações entre lajes e pilares. Ensaíram blocos sobre quatro estacas, com três tipos diferentes de arranjo das barras da armadura conforme figura 2.3.

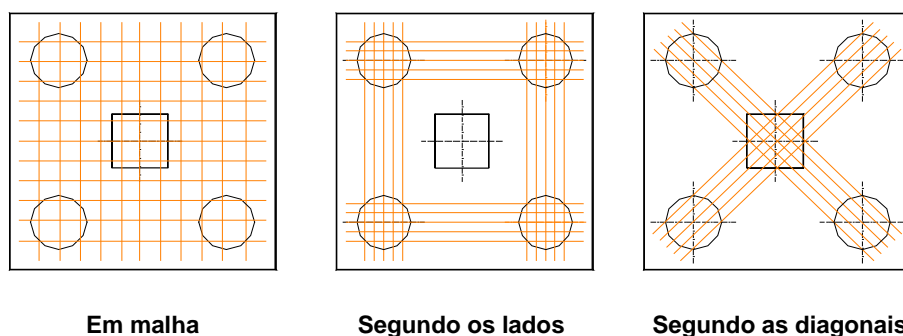


Figura 2.3 – Arranjos de barras da armadura utilizados nos modelos analisados por Taylor e Clarke (1976)

Nos modelos analisados por Taylor e Clarke (1976) as ancoragens foram detalhadas de quatro maneiras diferentes: barras com ponta reta e barras com três diferentes tipos de ganchos. Os pesquisadores observaram basicamente duas diferentes formas de ruína, semelhante à ruína por cisalhamento em vigas, e outra por punção. A figura 2.4 ilustra os modelos e suas formas de ruína.

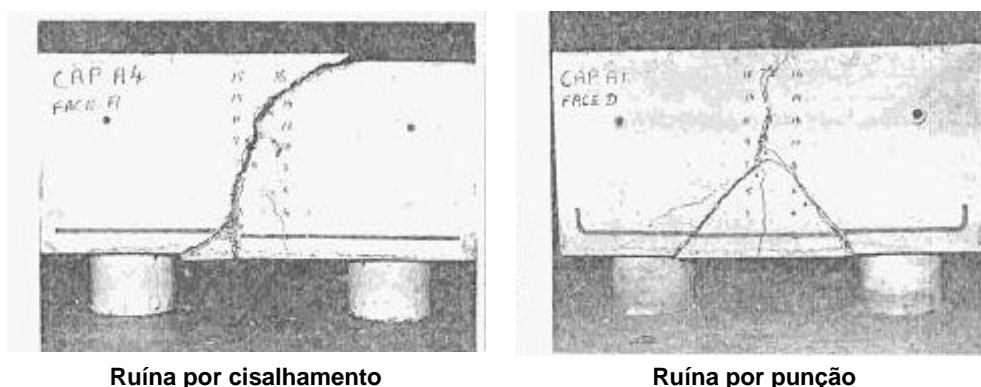


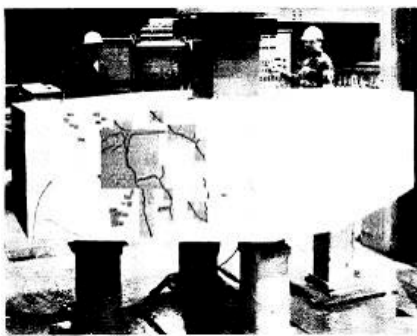
Figura 2.4 – Tipos de ruína dos modelos ensaiados por Taylor e Clarke (1976)

Na maioria dos modelos estudados a ruína se deu por cisalhamento. Taylor e Clarke (1976) relataram muitas análises comparativas demonstrando que as distribuições das barras da armadura e os tipos de ancoragens influenciam na intensidade das forças de ruína, mas não na configuração de ruína.

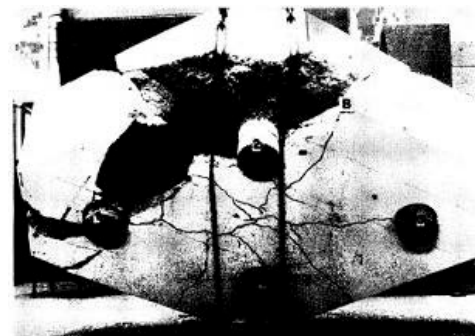
Poucas pesquisas a respeito do comportamento de blocos sobre estacas foram realizadas na década de 80, mas, uma que merece destaque foi feita por Sabnis e Gogate (1984). Os pesquisadores realizaram ensaios em blocos sobre quatro estacas variando-se as taxas geométricas das armaduras principais. Sabnis e Gogate (1984) verificaram que valores superiores a 0,2% para essa taxa não provocaram aumento na força de ruína dos blocos, portanto, concluíram que a ruína dos blocos está relacionada as tensões de compressão na direção longitudinal das bielas e de tração na direção perpendicular das bielas o que provoca fendilhamento do concreto.

Na década de 90, Adebar et al. (1990) ensaiaram seis tipos de blocos com diferentes geometrias e armaduras estudando o comportamento e a força de ruína e verificando o modelo de bielas e tirantes, além disso, em seu trabalho analisaram as recomendações do código americano ACI-318 e pelo Método das Bielas que se diferenciavam pelo arranjo da armadura (Tabela 2.1). O modelo A foi dimensionado segundo o ACI 318 (1983); os modelos B, C e D foram dimensionados pelo Método das Bielas, sendo que o Bloco D possuía o dobro da armadura de B e o modelo E tinha as mesmas características de D, mas com armadura distribuída segundo o ACI. Bloco F foi construído para testar uma hipótese do código de ACI. Era idêntico ao bloco D embora tenham sido omitidos os quatro cantos de concreto. Por causa desses cantos de concreto que foram retirados, o código de ACI sugere que o Bloco F teria uma força de ruína bem menor que o bloco D. O Método das Bielas sugere que os blocos D e F teriam essencialmente a mesma força.

A figura 2.5 mostra um dos modelos ensaiados por Adebar et al. (1990).



Início do ensaio

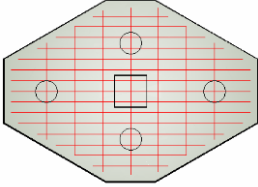
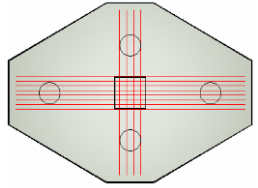
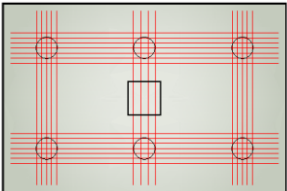
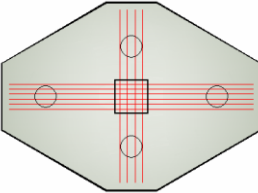
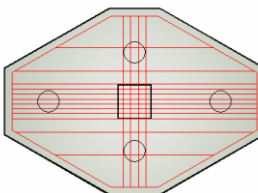
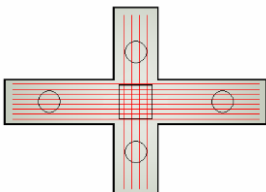


Modelo após o ensaio

Figura 2.5 – Modelos ensaiados por Adebar et al. (1990).

A tabela 2.1 mostra os modelos analisados por Adebar et al. (1990), as particularidades adotadas para cada um, e, algumas análises realizadas após os ensaios.

Tabela 2.1 – Modelos analisados por Adebar et al. (1990)

Modelo	Critério de dimensionamento/ armadura	Tipo de Ruína
A 	ACI 318 (1983)	A configuração de ruína se deu em forma de cone, com força menor que a prevista, a armadura principal escoou antes da etapa de ruína.
B 	Método das Bielas	A força última foi 10% maior do que a prevista, o tirante não apresentou escoamento das barras na direção de maior distância entre as estacas.
C 	Método das Bielas	A ruína ocorreu com aproximadamente 96% da força prevista. A deformação do tirante, entre as duas estacas centrais, ocorreu com a deformação limite de escoamento.
D 	Método das Bielas Área das barras igual a duas vezes a área das barras do modelo B	As ruínas ocorreram antes dos escoamentos das barras dos tirantes.
E 	Método das Bielas Armadura distribuída segundo critérios do ACI 318 (1983)	
F 	Idêntico ao bloco D (verificação de hipótese do código ACI, modelo com força menor)	Comportamento de vigas interceptadas ortogonalmente pelo meio, a ruína ocorreu quando a viga mais curta rompeu por cisalhamento e não houve escoamento das barras da armadura

Os resultados obtidos pelos autores não foram compatíveis com os indicados com os critérios do Código Americano utilizado na época, pois este não levava em conta a altura útil do bloco e desprezava a influência da quantidade e distribuição das barras de armadura. Os autores verificaram também que as bielas de compressão não apresentaram ruptura do concreto, a ruína ocorreu depois que uma biela apresentou cisalhamento longitudinal em decorrência das tensões transversais causadas pela expansão das tensões de compressão.

Com essas constatações Adebar et al. (1990) propuseram um modelo mais refinado de bielas e tirantes para ser adotado no dimensionamento de blocos sobre estacas, já mostrado na figura 1.2 (capítulo 1).

Iyer e Sam (1991) realizaram um estudo do comportamento de blocos sobre três estacas por meio de uma análise elástica linear tridimensional utilizando como formulação vetores de Galerkin, sendo que as componentes destes vetores foram expressas em séries duplas de Fourier. Os modelos estudados eram retangulares e possuíam três estacas igualmente espaçadas, o centro do pilar era coincidente com o centro de gravidade do triângulo formado pela união do centro das estacas. No método proposto, as distribuições de tensões no bloco foram obtidas considerando as condições de contorno pela superposição de quatro soluções elásticas tridimensionais, para um bloco retangular sujeito a diferentes carregamentos em suas faces: no caso 1 as forças são simétricas em todas as direções, no caso 2 as forças são assimétricas na direção y e simétricas em x e z , no caso 3 as forças são assimétricas em z e simétricas em x e y , e finalmente no caso 4 as forças são assimétricas nas direções y e z e simétricas na direção x , a figura 2.6 mostra os modelos analisados por Iyer e Sam (1991) e Iyer e Sam (1992).

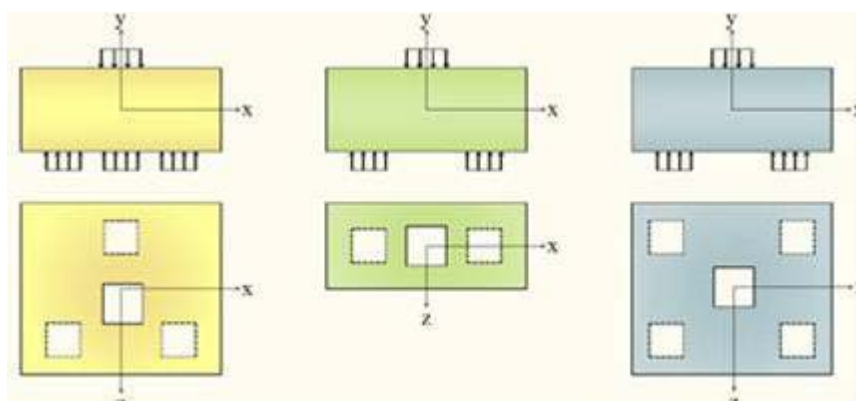


Figura 2.6 – Modelos analisados por Iyer e Sam (1991) e Iyer e Sam (1992)

Iyer e Sam (1992) continuaram as pesquisas iniciadas em 1991 fazendo a mesma análise para blocos sobre duas e quatro estacas, os modelos são mostrados na figura 2.6.

No início da década de 90 os computadores eram defasados comparados com a época atual, portanto, é importante salientar que Iyer e Sam (1991, 1992) encontraram dificuldade nas soluções dos modelos numéricos, ficando a convergência dos modelos limitada à memória do computador. Ainda assim, os pesquisadores puderam analisar a distribuição de tensões nos modelos e concluíram que a analogia de treliça aplicada a blocos sobre estacas, utilizada por Blévoit e Frémy (1967) não é satisfatória, pois não conferem com as localizações e magnitudes de tensões máximas com precisão, a justificativa para essa

conclusão é que no método de analogia são consideradas regiões nodais fictícias sendo que, na verdade, só é possível a determinação de forças, na análise dos pesquisadores ficaram evidentes tensões em uma região e não apenas em um ponto.

Iyer e Sam (1995) realizaram análise numérica e ensaios experimentais em blocos sobre quatro estacas. Nos ensaios experimentais os pesquisadores utilizaram modelos com diferentes tipos de arranjo de armadura: armadura distribuída em malha; armadura concentrada sobre as estacas; e armadura nas diagonais, passando pela projeção do pilar. Nos modelos ensaiados o bloco com armadura distribuída em malha foi o que apresentou maior capacidade portante, e o bloco com armadura distribuída entre as estacas apresentou menor força última.

Os resultados experimentais obtidos por Iyer e Sam (1995) foram comparados com resultados numéricos e análise não linear adotada foi capaz de prever o comportamento e a força última de maneira aproximada. A partir das análises realizadas os pesquisadores puderam concluir que os blocos com armadura em malha possuem maior capacidade portante, quando comparado com armadura distribuída sobre as estacas, contrariando resultados de pesquisadores como Blévet e Frémy (1967). Os pesquisadores verificaram também que em todos os modelos a ruína se deu por punção, independente do tipo de armadura.

Adebar e Zhou (1996) continuaram suas pesquisas com blocos sobre estacas rígidos usando o modelo de bielas e tirantes. Eles compararam os resultados experimentais de 48 blocos sobre estacas, realizados por vários pesquisadores, com a norma Americana (ACI), verificando os valores da força última.

Esses pesquisadores avaliaram os procedimentos para o dimensionamento de blocos rígidos segundo a norma americana e verificaram que para as tensões tangenciais é muito conservador e para as tensões normais é contra a segurança. Para isso os autores propuseram um método de Bielas e Tirantes para projeto de blocos sobre estacas, concluindo ser este o melhor procedimento para dimensionamento. O método proposto recomenda a obtenção da altura do bloco verificando-se o cisalhamento em uma direção na seção que dista d da face do pilar e em duas direções, em seguida faz-se a verificação da tensão nas bielas por meio da formulação sugerida pelos autores, que leva em consideração o acréscimo de resistência promovido pelo efeito de confinamento, se necessário, aumenta-se a altura ou as dimensões do bloco para aumentar o efeito de confinamento.

Rausch et al. (1997) utilizaram o método das bielas e tirantes para o dimensionamento dos blocos sobre duas estacas que ensaiaram. Nos modelos ensaiados os autores puderam constatar uma redução das deformações nas barras de armadura longitudinal que atravessam as estacas, ou seja, para os modelos ensaiados esta armadura

poderia ser menor, no modelo teórico, admite-se que o tirante tenha deformações constantes ao longo de seu comprimento, isso não foi observado nos ensaios, pois, para valores de forças próximas da força de ruína do bloco, as deformações obtidas no tirante na região das estacas tiveram valores próximos de zero e em alguns casos valores negativos. Com estas constatações os autores concluíram que a armadura do tirante calculada com esse método das bielãs é conservadora.

Suzuki et al. (2000, 1998, 1999) conduziram uma série de ensaios em blocos sobre estacas com o objetivo de examinar a influência da distância da estaca até as bordas do bloco, dos arranjos de armadura e do desempenho de diferentes modelos.

Suzuki et al. (1998) ensaiaram 28 blocos sobre quatro estacas com diferentes arranjo de barras longitudinais e distâncias das estacas até a borda do bloco. Na maioria dos modelos a ruína se deu por cisalhamento após escoamento das barras da armadura longitudinal, em apenas quatro dos modelos a ruína ocorreu por cisalhamento sem escoamento das barras da armadura longitudinal. Foi observado que nos blocos com as armaduras agrupadas sobre as estacas a força última foi maior, e, nestes modelos a distância até borda afetou a força última. Para aumentar a capacidade resistente a distância da borda foi recomendada ser aproximadamente 1,5 vez o diâmetro da estaca.

Suzuki et al. (1999) ensaiaram 18 blocos sobre quatro estacas com os cantos chanfrados, ou seja, com um formato cônico, e demonstrou que a força de fissuração tende a diminuir com o aumento da taxa de armadura. Nesses ensaios, na maioria dos modelos a ruína se deu por cisalhamento após escoamento da armadura longitudinal, em apenas dois dos modelos de bloco sobre estaca a ruína ocorreu por cisalhamento sem escoamento das barras da armadura longitudinal.

Suzuki et al. (2000) ensaiaram 34 blocos sobre estacas com armadura disposta em malha. O objetivo principal da pesquisa foi avaliar a influência da distância da estacas à borda do bloco com relação a força última e o comportamento dos modelos. Os ensaios mostraram que em modelos com a mesma quantidade de armadura a força última e a capacidade de resistência à flexão diminuíram conforme a distância até a borda é encurtada.

Chan & Poh (2000), fizeram um estudo experimental do comportamento de blocos pré-moldados sobre estacas. Três blocos foram ensaiados até a ruína. Um dos blocos foi moldado no local e os outros dois eram pré-moldados. O objetivo da pesquisa foi comparar o comportamento entre os blocos sobre estacas pré-moldados com os blocos sobre estacas moldados no local. Observou-se que a metodologia utilizada para o dimensionamento de blocos sobre estacas, pode ser utilizada em blocos pré-moldados, sendo que em alguns casos, os resultados foram conservadores.

Cavers e Fenton (2004) relataram a divergência existente entre os vários métodos e diferentes normas para projeto de blocos sobre estacas e fizeram uma análise de vários métodos analíticos. Os pesquisadores aplicaram cinco métodos analíticos disponíveis a um conjunto de modelos de blocos sobre estacas e comparou resultados de forças últimas com resultados experimentais de Adebar et al. (1990), Clarke (1973) e Suzuki et al. (1998, 2000).

A tabela 2.2 mostra os detalhes dos métodos utilizados pelos pesquisadores. Em suas análises Cavers e Fenton (2004) puderam chegar a algumas conclusões, que também são apresentadas na tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Propriedades dos modelos analisados por Cavers e Fenton (2004)

Modelo	Critério de dimensionamento	Particularidades de cada modelo	Conclusões
1	Modelo de bielas e tirantes: determinação da armadura CSA A23.3 (1994): para determinar altura útil	-	Valores estimados de força última pelo método das bielas foram 70% dos valores experimentais, modelo é razoável
2	Park e Paulay (1975): determinação da armadura CSA A23.3 (1994): para determinar altura útil	Diferi do modelo 1 no projeto de armadura de flexão. Park e Paulay (1975) utilizam modelo em que o momento é reduzido	Modelo de Park e Paulay (1975) para dimensionamento da armadura é excessivamente conservador
3	Modelo de bielas e tirantes: determinação da armadura CSA A23.3 (1994): para determinar altura útil	Deve atender também requisitos de tensão proposto por Adebar e Zhou (1993): $f_b = 0.6f_c' + 6\alpha\beta\sqrt{f_c'}$	Valores de tensão limite propostos por Adebar e Zhou (1993): geralmente são mais altas do que os observados nos ensaios experimentais.
4	CSA A23.3 (1994) utilizada para todos os aspectos do projeto	-	Abordagem é promissora, mas os autores supõem que em alguns modelos as condições de equilíbrio podem não ser conseguidas .
5	Modelo de bielas e tirantes: determinação da armadura CSA A23.3 (1994): para determinar altura útil	Diferi do modelo 1, pois faz verificação ao cisalhamento do ACI 318 (1995)	Verificação ao cisalhamento do ACI 318 (1995) não é conservadora, se utilizado, atende os requisitos de verificações desde que utilizados em conjunto com a CSA A23.3 (1994).

É importante ressaltar que o modelo 2 diferiu do modelo 1, apenas no projeto de armadura de flexão. No modelo 2 a armadura de flexão foi projetada de acordo com Park e Paulay (1975), que utilizam no dimensionamento a flexão uma redução de momento fletor, já o modelo 1 a armadura foi projetada com o modelo de bielas e tirantes. O modelo 4 é dimensionado apenas com o Modelo de Bielas e Tirantes. Como conclusões Cavers e Fenton (2004) elegem como mais adequados os modelos 1 e 4.

Nori e Tharval (2007) utilizaram o Método de Bielas e Tirantes para o dimensionamento de blocos sobre duas, três e quatro estacas. Os autores verificaram que o cálculo de um momento na face do pilar, como sugerem alguns métodos de cálculo, não é conservador. Na sua análise da aplicação do Método das Bielas e Tirantes para bloco sobre duas, três e quatro estacas verificaram que a força calculada no tirante resulta em armadura maior do que o cálculo pela teoria da flexão sugerida por algumas normas. Munhoz (2004) comparou o método do boletim número 73 do CEB-FIP (1970) e Método das Bielas (Blévoit e Frémy, 1967), e, também encontrou armaduras com áreas maiores, em blocos sobre duas estacas.

Nori e Tharval (2007) utilizaram nos modelos com espaçamentos entre estacas de duas vezes e meia o diâmetro destas, e, recomendam que na utilização de bielas e tirantes, a altura do bloco não pode ser inferior à metade do espaçamento entre as mesmas. Os autores recomendam que se utilizem ângulos superiores a 45° , e, para verificação das tensões nas regiões nodais sugerem a utilização das expressões do ACI 318:2005.

Nori e Tharval (2007) afirmam que existem vários modelos possíveis de bielas e tirantes para a mesma estrutura, e que isto depende também da ação que atua, recomendam utilizar o modelo em que exista o menor número de tirantes.

Nori e Tharval (2007) concluíram que o método de bielas e tirantes resulta em valores confiáveis para dimensionamento, porém o projeto precisa prever barras de armadura adicional construtiva, além das barras da armadura do tirante. Concluíram também que o Método das Bielas e Tirantes não poderia ser usado para todos os casos de carregamento, principalmente em blocos que recebem pilares solicitados por momentos, pois a área de armadura aumentaria muito com a utilização do método. Os autores afirmam que o método é muito útil para entender o detalhamento das estruturas, e, também um método educativo, que permite ao projetista entender o funcionamento estrutura.

2.2.2. No Brasil

As pesquisas de Mautoni (1972) têm grande relevância quando se trata de blocos sobre duas estacas. Ele ensaiou 20 modelos, alterando a disposição da armadura, com o objetivo de estudar os mecanismos de ruína e determinar as intensidades das forças de últimas; utilizou dois diferentes tipos ancoragens das barras da armadura; laçada contínua na horizontal e conforme indicado na figura 2.7. O pesquisador induziu os modelos a romperem por cisalhamento utilizando taxas de armaduras longitudinais superiores àquelas propostas pelo Método das Bielas, visto que o principal objetivo de Mautoni (1972) era estudar os mecanismos de ruína e, determinar os valores das forças últimas relativas às capacidades resistentes das bielas.

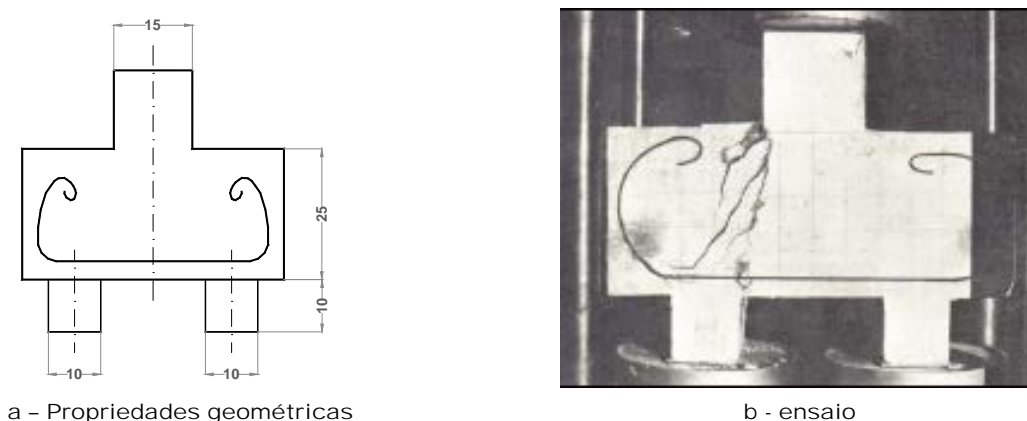


Figura 2.7 – Modelo com barras da armadura ancoradas conforme indicado (Mautoni, 1972).

Nos modelos ensaiados por Mautoni (1972) a ruína ocorreu sempre por ruptura do concreto da biela de compressão com plano de ruptura entre a face interna da estaca e a face do pilar. Com os resultados obtidos o pesquisador estabeleceu um critério para a determinação do mecanismo e da força de ruína e a determinação da porcentagem de armadura necessária, a qual determina a forma de ruína. Mautoni (1972) também relatou as desvantagens de cada tipo de ancoragens das barras da armadura adotada em seu trabalho. A ancoragem de acordo com a figura 2.7 leva a maior consumo de aço e pode apresentar inconvenientes nas ancoragens, por causa de dificuldades de execução. Com relação à armadura em laçada contínua relatou dificuldades de montagem e redução da altura útil do bloco.

No Brasil havia poucas pesquisas na área nas décadas de 70 e 80, do século XX, mas, a partir da década de 90 começaram a surgir alguns trabalhos.

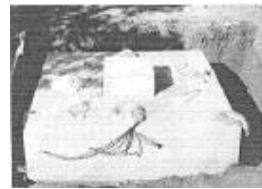
Carvalho (1994) realizou análise experimental em protótipos de blocos sobre duas, três e quatro estacas com força centrada em condições similares à obra. A figura 2.8 mostra algumas etapas do ensaio do pesquisador.



Montagem armadura



Concretagem



Modelo pronto



Montagem de viga de reação

Figura 2.8 – Etapas do ensaio realizado por Carvalho (1994)

Os ensaios dos modelos de Carvalho (1994) foram interrompidos antes que os blocos atingissem as etapas de ruína, pois o solo não foi capaz de suportar forças maiores. As etapas de ensaios foram até a situação em que os recalques das estacas fossem da ordem de 50 mm, e isto ocorreu para forças menores daquelas para quais os protótipos foram projetados. As armaduras não apresentam deformações significativas por causa desse fato. O pesquisador concluiu que, para o estudo amplo do comportamento de blocos sobre estacas, outros ensaios precisariam ser feitos.

Carvalho (1994) pode analisar ainda que a participação do solo como suporte para o bloco foi pequena, se comparada com a parcela absorvida pelas estacas. Finalmente observou que a força que o pilar transmite às fundações se distribuiu igualmente entre as estacas, nos casos de força centrada.

Em pesquisa com ênfase na análise numérica Iturrioz et al. (2000) estudaram o comportamento de blocos sobre duas estacas, adotando comportamento não linear nas análises teóricas. Os autores utilizaram dois métodos numéricos intrinsecamente diferentes: o Método dos Elementos Finitos e o Método dos Elementos Discretos. Realizaram ainda, um estudo paramétrico a respeito da influência do tipo de vinculação bloco - estaca e sua interação com o solo na determinação da capacidade resistente do conjunto.

Iturrioz et al. (2000) concluíram, no que diz respeito ao comportamento dos modelos, que os deslocamentos obtidos pelos dois métodos numéricos resultaram semelhantes aos obtidos nos modelos experimentais, e, ainda, que os comportamentos das barras das armaduras foram diferentes com relação às forças resultantes determinadas teoricamente com cada método numérico e as experimentais, o que se explica em virtude das diferentes condições de contorno adotadas. Os autores verificaram ainda que a diminuição da rigidez horizontal do apoio produziu perda de capacidade resistente dos blocos, enquanto que, a rigidez vertical do apoio diminui, a influência da rigidez horizontal perde a importância. Com

relação ao uso de diferentes métodos Iturrioz et al. (2000) deduziram ser de grande importância, por permitir a obtenção de resultados mais confiáveis em relação ao comportamento real.

Miguel (2000) realizou análise numérica e experimental com o objetivo de estudar o comportamento de blocos rígidos sobre três estacas. Nos modelos ensaiados utilizou a mesma área de barras da armadura principal posicionadas sobre as estacas e variou as áreas das barras das armaduras secundárias, com o objetivo de estudar os desenvolvimentos de fissuras e os modos de ruína. A figura 2.9 mostra um dos modelos ensaiados pela pesquisadora.



Modelo posicionado para ensaio



Faces fissuradas em modelos rompidos por fendilhamento

Figura 2.9 – Blocos sobre três estacas ensaiados por Miguel (2000)

Os modelos ensaiados por Miguel (2000) romperam por fendilhamento da biela comprimida, e logo após escoamento das barras da armadura. A autora concluiu que de modo geral o Método das Bielas apresenta resultados conservadores, já que todos os modelos experimentais atingiram forças últimas maiores que as estimadas pelo modelo teórico.

Miguel (2000) observou, ainda, em todos os modelos, que, apesar destes terem sido submetidos a forças centradas, não houve uniformidade nas reações de estacas. Além disso, em uma de suas análises, concluiu que alguns tipos barras da armadura secundária, como o uso de estribos vertical e horizontal pode auxiliar na redução do tamanho da abertura de fissuras nas faces dos blocos.

Munhoz (2004-a) estudou o comportamento de blocos rígidos de concreto armado sobre uma, duas, três, quatro e cinco estacas, submetidos à ação de força centrada. A figura 2.10 mostra os modelos analisados pela pesquisadora, o bloco sobre cinco estacas analisado tinha as estacas distribuídas segundo o vértice de um quadrado e uma estaca central. A análise numérica realizada considerou o comportamento do material como

elástico linear, e, os resultados de interesse foram os fluxos de tensões em suas direções principais.

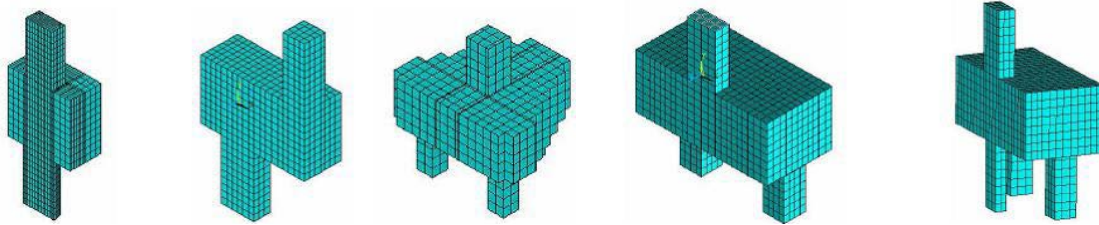


Figura 2.10 – Modelos ensaiados por Munhoz (2004-a)

Munhoz (2004-a) também realizou uma análise aplicando três diferentes métodos analíticos nos modelos adotados: Método do CEB-FIP (1970), Método das Bielas (Blévet e Frémy, 1967) e norma espanhola EHE (2001), apenas os blocos sobre uma estaca foram dimensionados utilizando-se a teoria de blocos parcialmente carregados. A principal constatação se deu na aplicabilidade de cada método e diferenças nas áreas das barras de armadura. Nos modelos estudados Munhoz (2004-a) variou a altura, a seção dos pilares e o diâmetro das estacas. As principais conclusões obtidas nas análises da pesquisadora são resumidas na tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Principais conclusões sobre o comportamento dos modelos estudados por Munhoz (2004-a)

Modelos	Comportamento dos modelos
Bloco sobre 1 estaca	Uso do modelo de bielas e tirantes é mais adequado do que teoria para blocos parcialmente carregados, em função das variações na altura dos blocos houve grande mudança nos campos de tensão.
Bloco sobre 2 estaca	Modelo de bielas e tirantes é adequado, porém precisa ser verificado o tirante diagonal, além de adoção de modelo que leve em consideração as reais seções de pilares e estacas.
Bloco sobre 3 estaca	
Bloco sobre 4 estaca	
Bloco sobre 5 estaca	As reações não foram distribuídas igualmente entre as estacas, para isso ocorrer seria necessário um aumento significativo na altura do bloco, descaracterizando o comportamento de bloco rígido.

De modo geral Munhoz (2004-a) concluiu ainda que o Método das Bielas (Blévet e Frémy, 1967), apesar de simplificado é o mais adequado para o dimensionamento de blocos sobre estacas, e, sugeriu um modelo de cálculo para bloco sobre duas estacas, semelhante àquele proposto por Adebar et al. (1990). Deve-se salientar que as conclusões de Munhoz (2004-a) para blocos sobre cinco estacas são específicas para os modelos estudados.

Munhoz et al. (2004-b) analisaram a influência da rigidez de blocos de coroamento em estaqueamento paralelos com ações verticais excêntricas. Na pesquisa os modelos foram analisados numericamente comparados com o modelo analítico do método da superposição dos efeitos que consiste em calcular a força em cada estaca somando-se separadamente os efeitos da força vertical e dos momentos fletores. Na análise numérica foram levadas em consideração as não linearidades físicas dos materiais, como também, a não linearidade geométrica do elemento estrutural. Os pesquisadores simularam três blocos sobre quatro estacas, variando à altura dos mesmos em função do ângulo de inclinação das bielas de compressão. Os resultados comprovaram que nos blocos com menor altura as fissuras foram mais intensas, assim os pesquisadores constataram que o método da superposição dos efeitos é conservador. O modelo numérico apresentou valores de forças menores nas cabeças das estacas em virtude da redistribuição de força que foi influenciada pela rigidez do bloco de coroamento.

Souza (2004) investigou métodos como dos Elementos Finitos (MEF), Bielas e Tirantes e o Método Corda-Painel, aplicados em elementos de concreto em que não se pode considerar a Hipótese de Bernoulli, dando ênfase, principalmente, às vigas-parede e blocos de fundação. O pesquisador simulou numericamente blocos sobre duas estacas ensaiados por Mautoni (1972), blocos sobre três estacas ensaiados por Miguel (2000), e, blocos sobre quatro estacas ensaiados por Iyer e Sam (1995).

Nas análises feitas para blocos sobre duas estacas Souza (2004) observou, após análises numéricas, uma grande variação de valores, concluindo que o uso da análise não linear deve ser utilizada com cuidado. O autor propôs estabelecer limites de variação para forças de fissuração e ruína, principalmente quando não se têm dados experimentais. De acordo com o autor, uma análise linear pode conduzir a construção de um modelo, e, a análise não linear fornece respostas dos elementos em serviço. Comparando resultados numéricos e analíticos, Souza (2004) verificou uma diferença de 20% nos resultados de força de ruína. Observou ainda que no modelo analítico a limitação da tensão igual a $1,4 f_{ck}$ é conservador.

Para os blocos sobre três estacas analisados em sua pesquisa Souza (2004) observou que a força de ruína experimental é em média 25% maior do que a força de ruína prevista analiticamente. O pesquisador relatou que o Método das Bielas apresenta grande precisão na previsão de ruína dos blocos com armadura principal concentrada sobre as estacas.

Nas análises de modelos de blocos sobre quatro estacas Souza (2004) obteve numericamente valores de forças de ruína muito semelhantes ao modelo experimental em um dos casos estudados, mas, o pesquisador também apresentou discordâncias entre o

modelo experimental de Iyer e Sam (1995) e os resultados numéricos que obteve, constatando diferenças significativas no comportamento dos modelos.

De forma geral Souza (2004) concluiu que para estruturas complexas, como blocos sobre estacas, uma alternativa para o dimensionamento é o uso em conjunto do Método das Bielas e MEF. Conclui ainda que o Método das Bielas e Tirantes é perfeitamente seguro para o dimensionamento de blocos rígidos.

Delalibera (2006) realizou ensaios experimentais e análise numérica de modelos de blocos sobre duas estacas. O pesquisador ensaiou 14 blocos sobre duas estacas em escala real. Nos modelos ensaiados o pesquisador variou os arranjos das armaduras, altura do bloco, as seções transversais dos pilares e a posição da aplicação da força de compressão. Esses fatores foram determinados em função da análise de variância.

Uma análise de variância visa fundamentalmente verificar se existe uma diferença significativa entre as médias e se os fatores exercem influência em alguma variável dependente. Desse modo, permite que vários grupos sejam comparados a um só tempo, esses fatores podem ser de origem qualitativa ou quantitativa, mas a variável dependente precisa necessariamente ser contínua. O teste é paramétrico (a variável de interesse precisa ter distribuição normal) e os grupos têm que ser independentes. O pesquisador avaliou, portanto, quais parâmetros do bloco solicitado influenciariam no valor da força última, concluindo que a excentricidade da força vertical aplicada ao bloco, a altura do bloco, a área da seção transversal do pilar e da estaca e o acoplamento destes fatores foram os parâmetros que tiveram maior influência.

Nos modelos ensaiados por Delalibera (2006) a ruína foi definida por ruptura do concreto da biela e por cisalhamento, ou seja, após a ruptura do concreto da biela junto ao pilar e em alguns casos junto à estaca, formou-se um plano de ruptura ao longo da altura do bloco provocado pela ação de força cortante. A figura 2.11 mostra dois modelos ensaiados por Delalibera (2006) após a ruína, um deles com pilar de seção quadrada (figura 2.11a) e outro com pilar de seção retangular (figura 2.11b).

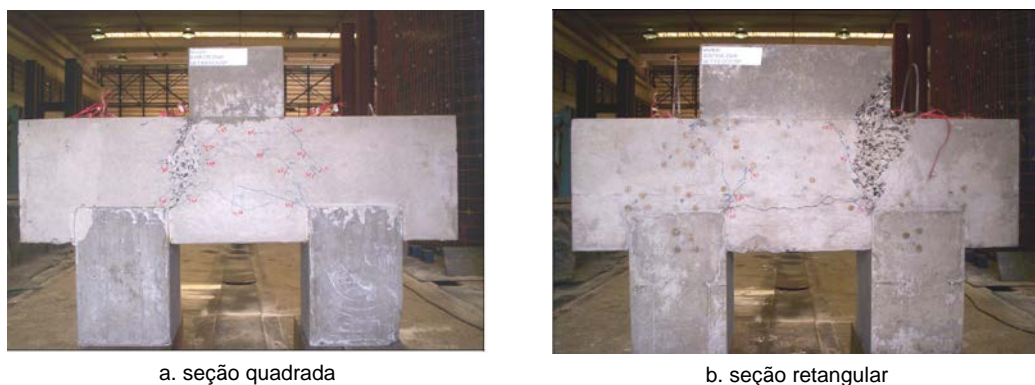


Figura 2.11 – Blocos sobre duas estacas ensaiados por Delalibera (2006)

Delalibera (2006) observou que modelos com maiores ângulo de inclinação da biela suportaram maiores forças comparados aos demais. Nos modelos analisados numericamente as não linearidades físicas do material e geométrica do elemento foram consideradas. De acordo com o autor os resultados numéricos foram semelhantes aos experimentais, sendo que os modelos numéricos se apresentaram mais rígidos que os experimentais.

Em função dos resultados obtidos por meio das análises experimental e numérica Delalibera (2006) propôs modelos de bielas e tirantes para os casos estudados. O pesquisador constatou em suas simulações que a reação das estacas não se posicionou em seu centro geométrico e, sim, a uma distância equivalente a um quarto de uma das dimensões da seção transversal, na direção paralela ao eixo longitudinal do bloco; esta constatação foi levada em conta no modelo proposto.

Os blocos sobre estacas com cálice para pilares pré-moldados também têm sido objeto de estudos nos últimos anos. Campos (2007) analisou o comportamento de blocos de fundação sobre duas estacas com cálice de parede rugosa para ligação com pilar pré-moldado. Os elementos foram projetados com o Método de Bielas e Tirantes e realizou-se investigação experimental em três modelos com diferentes alturas de colarinho. O objetivo principal da pesquisa foi observar a colaboração do comprimento de embutimento do pilar para o dimensionamento da base do bloco e as diferenças na formação dos campos e trajetórias de tensões. O pesquisador concluiu que com os resultados encontrados é possível obter um Modelo de Bielas e Tirantes adequado para o elemento. Em seus ensaios, a maioria dos modelos se comportou de forma semelhante, o bloco só deixou de resistir à força aplicada no instante em que se iniciou processo de ruptura do concreto do pilar. O pesquisador observou que a ruptura da biela ocorreu simultaneamente no concreto junto às estacas e junto ao pilar. Em uma de suas conclusões Campos (2007) observou que as recomendações para projeto de blocos pelo método de Blévoit e Frémy (1967) são conservadoras.

Blocos sobre várias estacas foi o objeto do estudo de Ramos (2007). O pesquisador realizou análise numérica em blocos sobre dez estacas submetidos às ações de força centrada e momento, com interesse no cálculo das reações de apoio. Os resultados mostraram que o tipo de vinculação das estacas e a variação das alturas do bloco modificaram significativamente o comportamento estrutural do bloco. Além disso, considerou a interação do solo, e, por causa disto chegou a diferentes resultados para as reações de apoio.

Em 2009 outras pesquisas de fundações de pilares pré-moldados foram realizadas. Barros (2009) analisou numericamente blocos sobre duas estacas com cálice totalmente

embutido, utilizado na ligação com pilar pré-moldado, com o objetivo de avaliar a distribuição e fluxo de tensões principais, tensões nas barras das armaduras dos tirantes e curvas do tipo força *versus* deslocamentos. O autor considerou modelos com e sem a existência de vigas de travamento. O pesquisador verificou nos modelos estudados que a formação das bielas de compressão se iniciava a partir do encontro do pilar com o bloco. Sugeriu uma verificação de ruína por punção, por causa do fluxo de tensões na região entre o fundo do cálice e o fundo do bloco. Concluiu também que a presença da viga de travamento nos modelos de blocos com cálice totalmente embutidos, não alterou o comportamento do bloco.

Também no ano de 2009, com o objetivo de contribuir para critérios de projeto de blocos sobre estaca Oliveira (2009) desenvolveu método para verificação da biela de compressão junto ao pilar. Da mesma forma que Munhoz (2004), variou diâmetros de estacas e seções de pilares nos modelos estudados.

Oliveira (2009) também propôs um modelo semelhante ao de Fusco (1994) para verificação da biela de compressão na região nodal do pilar. Outros comentários sobre esta pesquisa estão o item 2.5.3 que apresenta as recomendações de Fusco (1994) para os métodos de dimensionamento de blocos sobre estaca.

Souza et al. (2009) propuseram um modelo analítico baseado no Método das Bielas e Tirantes para blocos sobre quatro estacas, com base em um modelo de treliça tridimensional, e propuseram equações para estimativa de força última, da força relativa a primeira fissura e a de escoamento das barras da armadura, consideradas distribuídas em malha ou sobre as estacas. O modelo proposto foi calibrado por meio da utilização de um banco de dados de resultados experimentais obtidos pelos seguintes autores: Blévoit e Frémy (1967), Clarke (1973), Suzuki et al. (1998), Suzuki et al. (1999), Suzuki et al. (2000) e Suzuki e Otsuki (2002). Depois de comparar os valores obtidos experimentalmente com os valores obtidos pelas equações propostas, Souza et al. (2009) chegaram a coeficientes de variação das previsões de fissuração e de escoamento da armadura de 0,14 e 0,15 respectivamente, e do coeficiente de variação da força última de 0,23. Os autores constataram a possibilidade de prever o modo de ruína, já que em 87% dos modelos analisados as previsões foram coerentes com os resultados experimentais.

Marek Filho (2010) estudou blocos com cálice para fundação de pilares pré-moldados. Realizou uma análise numérica não linear para estudar o comportamento de blocos sobre quatro estacas com cálice de ligação para pilar pré-moldado totalmente embutido. Os modelos foram submetidos à força vertical centrada e excêntrica e, o comportamento foi descrito em termos de força última, panorama de fissuração, fluxo de tensões principais e tensões nas armaduras do bloco. O pesquisador verificou que havia

transferência de ações do pilar para a fundação a partir das paredes do cálice de interface lisa, mas não houve a formação de bielas de compressão.

Alguns trabalhos de pesquisa sobre casos especiais de blocos sobre estacas têm sido feitos recentemente. Munhoz et al. (2010) analisaram um modelo de bloco sobre seis estacas para um pilar de edifício com uma seção em formato de um “U”, mas sem simetria. O modelo é de um bloco construído em edifício e foi escolhido para análise por ter ocorrência nas regiões de escadas, conforme figura 2.12.

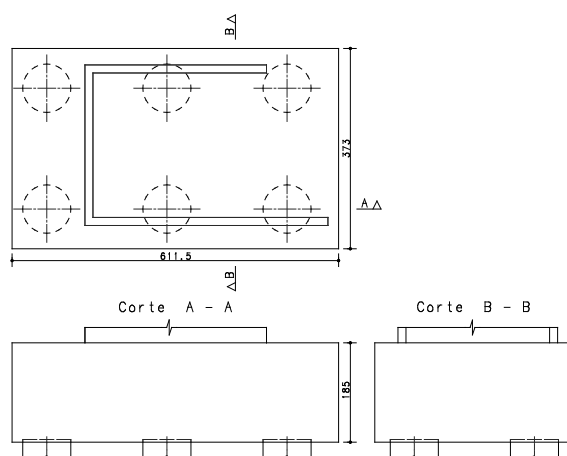


Figura 2.12 – Modelo analisado por Munhoz et al. (2010)

Os autores analisaram alguns métodos analíticos para o modelo e ainda fizeram uma análise numérica por meio de programa de computador baseado no Método dos Elementos Finitos. Os autores discutiram a importância de se buscar modelos de cálculo para estes elementos já que os métodos existentes não podem ser utilizados. Para análise do bloco os pesquisadores aplicaram dois métodos diferentes para o cálculo analítico: o Método do CEB-FIP (1970) considerando o pilar com uma seção equivalente, e, foi feito ainda um cálculo do bloco à flexão, considerando o centro de gravidade do pilar. Os resultados analíticos apresentaram muitas divergências, e, o modelo numérico comprovou que a distribuição de tensões não é uniforme, por causa da forma no pilar.

Buttignol (2011) realizou análise numérica de blocos sobre duas e três estacas. O pesquisador fez uma comparação de resultados numéricos e resultados experimentais de outros autores observando parâmetros como: rigidez, fluxo de tensões, deformações plásticas, tipo de ruína e capacidade portante. O pesquisador efetuou algumas alterações nos modelos para verificação variações no fluxo de tensões e nas armaduras. Analisando os resultados obtidos Buttignol (2011) chegou a algumas conclusões importantes:

- os modelos numéricos apresentaram resultados próximos dos experimentais;

- o modelo numérico foi mais rígido que o 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 apresentaram tensões pequenas nos blocos sobre duas e três estacas;
- o Método de Bielas e Tirantes é o que mais se aproxima do comportamento estrutural dos blocos sobre estacas.

Também com ênfase na análise numérica com utilização de elementos finitos, Oliveira (2013) estudou blocos sobre cinco estacas dispostas no vértice de um trapézio, e sobre seis estacas, com arranjo retangular. O autor analisou os modelos pela ótica de vários métodos analíticos utilizados no dimensionamento de blocos. Nos modelos estudados, o autor variou a deformabilidade do solo de apoio das estacas, utilizando molas elásticas, variou também as seções de pilares, as alturas dos modelos e a resistência do concreto.

Oliveira (2013) concluiu que quanto mais deformável o solo, mais uniforme foi a distribuição de tensões nas barras de armadura do tirante. O tipo de configuração da biela comprimida se alterou conforme as variações de seções de pilares. Observou ainda que o aumento da resistência do concreto aumentou, como esperado, a resistência do bloco, porém, não influenciou de forma significativa sua resistência.

O trabalho de Oliveira (2013) enfatizou que os modelos de bielas e tirantes são mais adequados para o projeto e dimensionamento de blocos sobre cinco e seis estacas, sendo importante salientar que nesses modelos de blocos comumente se utiliza métodos analíticos baseados em verificações de momento fletor e força cortante.

Pode-se constatar que grande parte dos trabalhos realizados no Brasil dão ênfase a análise numérica de modelos de blocos sobre estacas, constatando-se que ainda existe necessidade de mais pesquisas com ênfase na análise experimental objetivando estudar o comportamento estrutural dos blocos.

2.3 Instruções Normativas

As instruções normativas mais recentes têm acenado para utilização de modelos de bielas e tirantes tridimensionais para o projeto de blocos rígidos sobre estacas, mas, os roteiros de cálculos, na maioria delas, apresenta os casos mais frequentes de blocos sobre estacas submetidos a ação de força centrada.

A seguir é apresentado um resumo das principais recomendações dos elementos blocos sobre estacas, na norma brasileira, e, em algumas normas internacionais.

2.3.1. Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2007

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2007 considera os blocos sobre estacas como elementos estruturais especiais, que não respeitam a hipótese de seções planas, por não serem suficientemente longos para que se dissipem as perturbações localizadas. Classifica o comportamento estrutural de blocos em rígidos e flexíveis. No caso de blocos rígidos o modelo estrutural adotado para cálculo e dimensionamento precisa ser tridimensional, linear ou não, e modelos de biela e tirantes tridimensionais, sendo esses últimos os preferidos por definir melhor a distribuição de forças nas bielas e tirantes. A ABNT NBR 6118:2007 não fornece em seu texto subsídios para aplicação do método, não havendo um roteiro para verificações e dimensionamento destes elementos.

Relacionada com a geometria dos blocos, há recomendação na norma brasileira sobre o espaçamento entre eixos de estacas, que deve estar compreendido entre 2,5 vezes a 3 vezes o diâmetro destas.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2007 os blocos rígidos têm comportamento estrutural caracterizado por trabalho à flexão nas duas direções com trações nas linhas sobre as estacas; as forças são transmitidas por meio de bielas de compressão com formas dimensões complexas; o trabalho ao cisalhamento também se dá nas duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal e sim por compressão das bielas. No caso de blocos flexíveis deve ser feita uma análise mais completa.

A ABNT NBR 6118:2007 indica que as barras da armadura dispostas nas faixas definidas pelas estacas devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. A ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas deve ser garantida e medida a partir da face interna das estacas. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas.

A norma brasileira traz recomendações para armadura de distribuição e suspensão. A armadura de distribuição deve ser prevista para controlar a fissuração, deve ser colocada na forma de uma malha adicional uniformemente distribuída nas duas direções para complementar a armadura principal que é distribuída em faixas sobre as estacas. Para o cálculo das áreas das barras das armaduras é considerada uma força de intensidade igual a no máximo 20% da força adotada para o dimensionamento da armadura principal. A resistência de cálculo da armadura deve ser igual a 80% de f_{yd} . Em alguns casos, a ABNT NBR 6118:2007 sugere o uso de armadura de suspensão, nos casos em que a armadura de

distribuição for prevista para mais de 25% da força adotada para o cálculo da armadura principal ou se o espaçamento entre estacas for maior que três vezes seu diâmetro.

2.3.2. Normas Internacionais

As normas internacionais de grande repercussão têm acenado para a utilização de modelos de bielas e tirantes como sendo o mais adequado para o projeto de blocos sobre estacas.

A seguir são resumidas as principais recomendações para projeto de blocos sobre estacas das normas: americana ACI-318-08 (2008), canadense CSA A23.3-04 (2004), espanhola EHE (2008) e Eurocode 2 (2004).

O código americano ACI-318-08 recomenda que os modelos de blocos sobre estacas em que a distância entre estacas seja superior a duas vezes a altura do bloco sejam calculados conforme a teoria de flexão. O dimensionamento segundo a Teoria de Flexão é feito por meio da verificação do equilíbrio em determinadas seções típicas. Neste caso, calcula-se um momento fletor em uma seção na face do pilar, este momento considera todas as forças que atuam em um dos lados da seção de referência. A verificação ao cisalhamento precisa ser feita em uma seção distante metade da altura útil da face do pilar.

Conforme o ACI-318-08 nos blocos em que a relação da distância entre estacas for menor que duas vezes a altura útil do bloco precisa ser utilizado o Modelo de Bielas e Tirantes de acordo com as recomendações do Apêndice A do referido código. Este apêndice foi incluído na norma americana desde 2002 e apresenta um procedimento geral para projeto de elementos utilizando Bielas e Tirantes, como por exemplo, valores limites para tensões nas bielas e regiões nodais, assim como valores mínimos de inclinação da biela.

A norma canadense CSA A23.3-04 (2004) recomenda a utilização do Modelo de Viga (flexão) para o dimensionamento de blocos em que a relação da distância entre estacas e a altura útil do bloco for superior a dois. Nestes modelos, segundo a norma, também devem ser feitas verificações devido ao cisalhamento.

Para os blocos sobre estacas em que a relação da distância entre estacas e altura útil for menor que dois a norma CSA A23.3-04 recomenda a utilização de procedimento baseado no Modelo de Bielas e Tirantes, semelhante a proposta de Adebar e Zhou (1996). O método proposto recomenda a determinação da altura do bloco por verificação das tensões tangenciais, faz-se ainda a verificação da tensão nas bielas por meio da formulação sugerida pelos autores, que leva em consideração o acréscimo de resistência promovido pelo efeito de confinamento, se necessário, aumenta-se a altura ou as dimensões do bloco para aumentar o efeito de confinamento.

A norma canadense CSA A23.3-04 também recomenda, que pilares circulares ou em forma de poligonal sejam tratados como elementos quadrados, com a mesma área, com a finalidade de locarem-se seções de referências para cálculos dos momento fletor e força cortante.

A norma espanhola EHE (2008) recomenda o uso da teoria da flexão para blocos flexíveis, e Modelo de Bielas e Tirantes para os blocos considerados rígidos. Esta norma classifica os blocos e sapatas em rígidos e flexíveis, os blocos são considerados rígidos quando a distância da face do pilar até o eixo da estaca for menor do que a altura do bloco multiplicado por dois.

A recomendação da EHE (2008) é que se utilize para cada caso de blocos sobre estacas, um modelo diferente de Bielas e Tirantes, sugerindo a adoção deste conforme capítulo especial que versa sobre o assunto. Para o cálculo dos modelos mais frequentes a norma sugere o modelo e as equações para dimensionamento das armaduras principais e secundárias, e, ainda segundo a norma espanhola a verificação da resistência do concreto em nós geralmente não é necessário se as estacas são moldadas no local, e se pilares e estacas têm resistência característica do concreto igual ao do bloco, os demais casos precisam-se fazer as verificações dos nós. De acordo com a norma em blocos sobre três e quatro estacas a armadura principal deve ser distribuída em faixa sobre as estacas, neste caso deve-se prever uma armadura secundária entre as faixas e uma armadura secundária vertical amarrando as demais.

Para os blocos sobre estacas considerados flexíveis a EHE (2008) recomenda o cálculo de momento fletor em seção crítica, os critérios adotados neste caso são semelhantes ao Método do CEB-FIP (1970).

O Eurocode 2 (2004) sugere que o dimensionamento da armadura de um bloco sobre estacas pode ser feito aplicando Modelo de Bielas e Tirantes ou Teoria da Flexão, o projetista deve escolher o modelo mais adequado. Esta norma recomenda que os desvios de construção que ocorrem na execução das estacas devem ser levados em conta no cálculo. A distância entre a face da estaca e face do bloco devem ser tal que se possa conseguir ancoragem e de forma que as forças sejam equilibradas.

Da mesma forma que a norma espanhola o Eurocode 2 (2004) recomenda que a armadura principal deve ser distribuída em faixa sobre as estacas. Sugere ainda que se utilize armadura de pele nas faces laterais e superior para evitar fissuração.

Outro procedimento é o indicado no Boletim de Informação número 73 do CEB-FIP (1970). Trata-se de um método baseado na teoria da flexão, com definição de algumas seções críticas para cálculo a flexão e ao cisalhamento. O Método do CEB-FIP (1970) será abordado no capítulo três deste trabalho.

2.4 O projeto de blocos sobre estacas

O Método das Bielas é aplicável a blocos rígidos e é recomendado para ações centradas e todas as estacas devem estar igualmente afastadas do centro do pilar. Pode ser empregado no caso de ações que não são centradas, desde que se admita todas as estacas submetidas à maior força transferida; além disso, o método foi concebido para pilares de seção quadrada. Os critérios usados são para pilares de seção quadrada, sendo recomendada por alguns autores que no caso de pilares retangulares se use seção quadrada equivalente.

Os ensaios realizados por Blévyot e Frémy (1967) foram para blocos sobre duas, três e quatro estacas, portanto, este método fica limitado a estes modelos, e ainda para blocos sobre cinco estacas, na qual se adaptou a formulação do modelo de quatro estacas. Os modelos de blocos sobre cinco estacas distribuídos nos vértices de um quadrado e uma estaca central foram estudados por Munhoz (2004-a), que concluiu que as forças nos modelos não foram distribuídas igualmente entre as estacas.

Outro procedimento utilizado por alguns projetistas de estruturas de concreto é o processo sugerido pelo CEB-FIP (1970) publicado no Boletim de Informação 73. Essa rotina de projeto é aplicada a blocos com distância entre as faces do pilar até o eixo da estaca mais afastada, variando entre um terço e a metade da altura do bloco. O método sugere um cálculo à flexão considerando uma seção de referência interna em relação à face do pilar e distante desta 0,15 da dimensão do pilar na direção considerada. Para verificações da capacidade resistente à força cortante, define-se uma seção de referência externa distante da face do pilar de um comprimento igual a metade da altura do bloco, e no caso de blocos sobre estacas vizinhas ao pilar a seção é considerada na própria face do pilar.

Os dois principais métodos baseiam-se em hipóteses diferentes. O Método das Bielas adota um modelo de treliça e verifica tensões de compressão considerando as áreas do pilar e das estacas projetadas na direção perpendicular ao eixo da biela; o Método do CEB-FIP (1970) indica verificações de segurança para tensões normais e tangenciais com os esforços solicitantes determinados em seções transversais particulares.

Nesse item é apresentado um resumo do Método do CEB-FIP (1970), Método das Bielas de Blévyot e Frémy (1967) e do Método de Bielas e Tirantes. É apresentado ainda o projeto dos modelos adotados neste trabalho.

2.4.1. Método do CEB-FIP (1970)

O Método do CEB-FIP (1970) indica verificações de segurança para tensões normais e tangenciais com os esforços solicitantes calculados em seções transversais particulares, podendo ser utilizado para modelos de blocos sobre um número qualquer de estacas, mas, limitado a pilares com seções quadradas e retangulares.

O Método do CEB-FIP (1970) é aplicável a blocos cuja distância entre a face do pilar até o eixo da estaca mais afastada deve variar entre um terço e a metade da altura do bloco. O cálculo à flexão é feito considerando uma seção de referência interna em relação à face do pilar e distante desta 0,15 da dimensão do pilar na direção considerada. Para verificações da capacidade resistente à força cortante, define-se uma seção de referência externa distante da face do pilar de um comprimento igual a metade da altura do bloco, e no caso de blocos sobre estacas vizinhas ao pilar a seção é considerada na própria face do pilar.

O roteiro completo para aplicação do Método do CEB-FIP (1970) é apresentado no trabalho de Munhoz (2004-a).

2.4.2. Método das Bielas de Blévyot e Frémy (1967)

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

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

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

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

O método consiste no cálculo da força de tração, que define a área necessária de armadura, e na verificação das tensões de compressão nas bielas, calculadas nas seções situadas junto ao pilar e à estaca. É recomendado para ações centradas e todas as estacas precisam estar igualmente afastadas do centro do pilar. Pode ser empregado no caso de

ações que não são centradas, desde que se admita que todas as estacas fiquem submetidas à maior força atuante nas estacas.

Os critérios usados são para pilares de seção quadrada, sendo recomendado por alguns autores que no caso de pilares retangulares se use seções quadrada equivalente. O método sugere que o valor do ângulo de inclinação das bielas deve ficar entre os limites de 45° e 55°.

No trabalho de Munhoz (2004-a) é apresentado o roteiro completo para o dimensionamento de blocos sobre duas, três, quatro e cinco estacas utilizando o Método das Bielas (Blévet e Frémy, 1967).

2.4.3. Recomendações de Fusco (1994) para o projeto de blocos

Fusco (1994) utiliza o Método de Bielas e Tirantes para o dimensionamento de blocos sobre estacas, porém, o autor adota particularidades em seu modelo analítico. Primeiramente o autor admite que para um bloco sobre estaca ser suficientemente rígido o ângulo de inclinação não deve ser inferior a 26,565° (arctg 1/2) considerando que esta inclinação é determinada pela reta que une o centro da estaca ao ponto da base do pilar considerado 0,25 vez a aresta do pilar, a distância horizontal entre esses pontos deve ser considerada 1,5 vez a altura total do bloco. Por motivos de segurança, segundo o próprio autor, apesar de acreditar que o ângulo de 26,565° confira rigidez suficiente ao bloco, pede-se não adotar inclinações menores que 33,69° (arctg 2/3), ficando o intervalo entre 33,69° e 45° definido como inclinação para bielas comprimidas. Na sequência o autor sugere que a inclinação extrema seja um pouco menor, a favor da segurança, adotando uma verificação da resistência à compressão das bielas.

A tensão máxima atuando no pilar, para fins de dimensionamento do bloco é denominada por Fusco (1994) como σ_{c1d} , conforme a equação 2.1.

$$\sigma_{c1d} \leq 0,85 \cdot f_{cd} \quad (2.1)$$

Considerando a e b as dimensões da seção transversal do pilar, sendo considerado b a menor aresta, Fusco (1994) verificou que nas seções horizontais do prolongamento do pilar dentro do bloco as tensões diminuem. A figura 2.13 mostra como atuam essas tensões nos planos horizontais, desde a força atuando no pilar até uma distância x do topo do pilar.

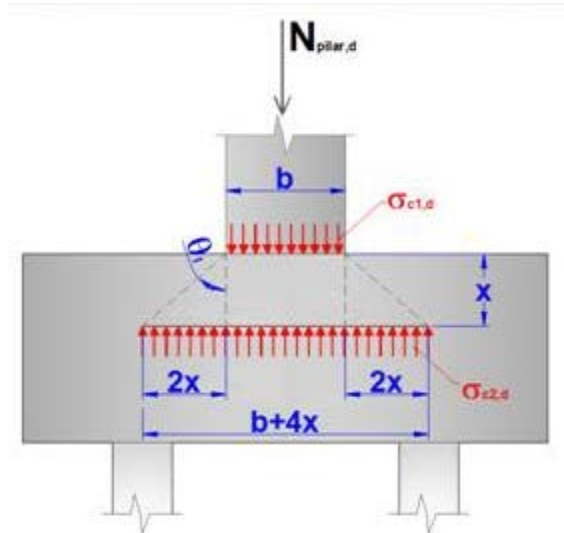


Figura 2.13 – Verificação das tensões na região nodal do pilar (Fusco, 1994)

A tensão definida como σ_{c2d} na figura 2.13 é a tensão de compressão atuante nos planos horizontais do bloco a uma distância x do topo do bloco, definida na equação 2.2.

$$\sigma_{c2d} \leq \frac{N_{\text{pilar,d}}}{A_{c,\text{amp}}} \quad (2.2)$$

Onde $A_{c,\text{amp}}$ é uma área ampliada considerada em uma profundidade x e admitindo-se que a ampliação da área do pilar se dá em um “leque” com uma inclinação de θ_1 , sendo este ângulo definido na equação 2.3.

$$\theta_1 = \arctg 2 = 63,235^\circ \quad (2.3)$$

A limitação do ângulo θ_1 se dá a favor da segurança. O autor também define a favor da segurança que toda a força resistida pela armadura do pilar tenha sido transferida para o concreto ao longo de um comprimento x . Esta profundidade foi um dos objetivos de estudo desse trabalho, os modelos experimentais estudados, foram instrumentados de modo que foi possível constatar as tensões atuantes nas armaduras dos pilares ao longo da profundidade do bloco.

Conforme os estudos de Fusco (1994) essa profundidade x para pilares de seção quadrada é da ordem de $b/2$, já para pilares de seções muito alongadas ($a=10b$) a transferência de forças seria atingida em profundidades da ordem de $1,2b$.

Considerando estas profundidades e o ângulo de inclinação θ_1 é possível determinar uma área ampliada em função das dimensões dos pilares. A figura 2.14 mostra esta ampliação das áreas resistentes de acordo com Fusco (1994).

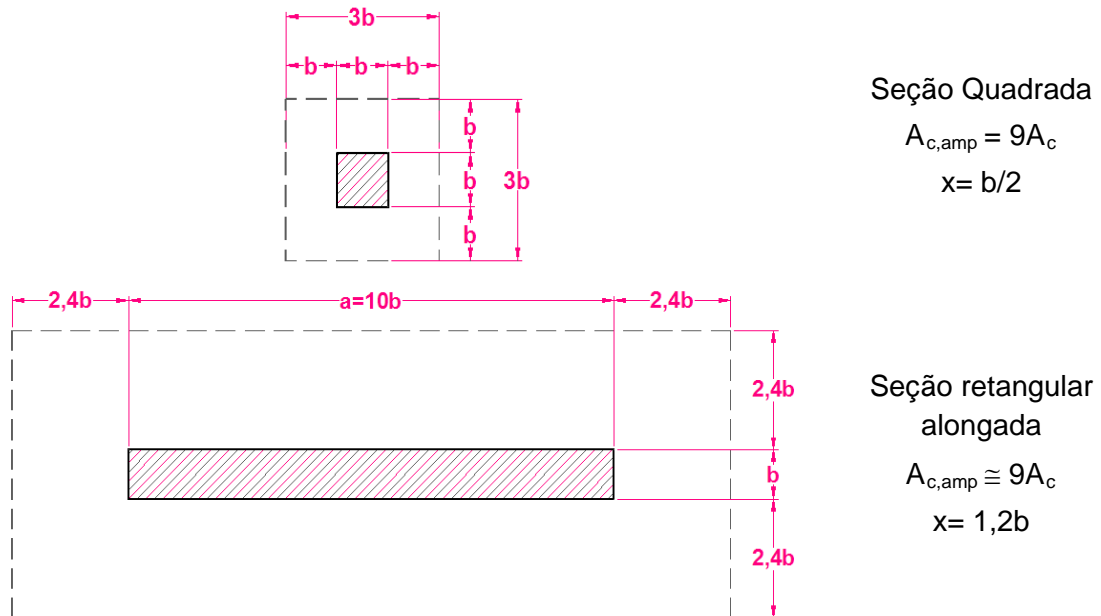


Figura 2.14 – Área ampliada (Fusco, 1994)

Partindo dessas deduções anteriores, Fusco (1994) calcula uma tensão limite atuante na área ampliada considerando uma força máxima aplicada em um pilar com taxa geométrica de armadura de 3%. Essa tensão reduzida, para este caso é da ordem de $0,20f_{cd}$.

Deve-se salientar que na norma ABNT NBR6118:2007 a maior armadura possível em pilares pode ser 8% da seção real, considerando-se inclusive a região de emendas por traspasse. Os modelos experimentais utilizados neste trabalho foram adotados com taxas de 1%, 2,5% e 4%, ou seja, os modelos com taxa geométrica de 4% possuem taxa maior que aquela considerada por Fusco (1994) para o cálculo da tensão vertical reduzida. Os valores da tensão reduzida, utilizando as deduções de Fusco (1994) seriam ainda menores considerando taxas de armaduras maiores nos pilares, já que a força máxima atuante no pilar seria maior.

Outra constatação do autor é que em pilares com taxas geométricas de armadura longitudinais menores a tensão reduzida atuará em profundidades menores. Baseado nisso, Fusco (1994) indica relações entre a taxa geométrica de armadura (ρ) e a profundidade x , estas relações são mostradas na tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Valores da relação x/b (Fusco, 1994)

	Taxa de armadura do pilar - ρ (%)		
	1%	2%	3%
Pilares quadrados	0,35	0,42	1,00
Pilares retangulares de seção alongada	0,80	1,00	1,20

Fusco (1994) conclui que as bielas diagonais se formam a partir dessa seção horizontal a certa profundidade x onde a tensão atuante no pilar já foi reduzida, deduzindo-se que nesta altura já se tenha eliminado a colaboração da armadura do pilar, e que, portanto a formação de biela até $\arctg 2/3$ (conforme proposto inicialmente) só seria possível se estas se dirigissem direto do topo da estaca até a base do pilar (topo do bloco).

Teoricamente a inclinação da biela se reduz ainda mais, pois o autor deduz que de forma análoga ao que acontece na região nodal do pilar, ocorre na região da estaca, ou seja, as estacas penetram de 5 a 10 cm no interior do bloco, e, neste caso Fusco (1994) substitui a inclinação de $\arctg 2/3$ para $\arctg 1/2$, a favor da segurança.

Com as hipóteses citadas o autor deduz duas equações de tensões máximas de compressão que devem ser verificadas junto ao topo do bloco (tensão vertical e inclinada) e junto á base na posição da estaca mais afastada, adotando como altura efetiva da treliça o valor de $z=0,8h$.

O limite da tensão na biela diagonal é definido na equação 2.4.

$$\sigma_{c\theta d} \leq f_{cd} \quad (2.4)$$

A máxima tensão vertical na área ampliada deve ficar restrita ao valor definido na equação 2.5.

$$\sigma_{vd} \leq 0,20f_{cd} \quad (2.5)$$

Deve-se salientar que esse valor máximo da tensão vertical na área ampliada foi deduzido para um pilar com taxa geométrica de armadura de 3%, e como deduzido anteriormente segundo a norma Brasileira pode-se adotar pilares com taxas maiores de armadura.

Em trabalho recente Oliveira (2009) propôs um método para verificação da tensão nodal na região do pilar utilizando as recomendações de Fusco (1994). A pesquisadora relacionou a seção transversal do pilar por meio de um coeficiente que depende da relação

x/d e da resistência à compressão do concreto com o objetivo de verificar a tensão ocorrida na profundidade x a partir do topo do bloco, como propõe Fusco (1994).

O modelo proposto por Oliveira (2009) difere do modelo de Fusco (1994) com relação a inclinação do “leque” que se forma partindo do pilar até a área ampliada. Oliveira (2009) considera que esta inclinação seja a mesma inclinação da biela de compressão, Fusco (1994) propõe que esta inclinação é constante com ângulo de aproximadamente $63,235^\circ$ (equação 2.3). Com os resultados obtidos a obteve-se um fator de multiplicação (FM) obtido por interpolação linear de curvas geradas em função da resistência à compressão do concreto e da profundidade x/d .

Fusco (1994) recomenda ainda uma verificação na região das estacas. A verificação das tensões também é considerada em uma área ampliada de 1,4 vez o diâmetro (ou aresta) da estaca, desse o modo Fusco (1994) deduz, considerando ainda alguns coeficientes de segurança, que a resistência das bielas junto a estaca não deve ultrapassar o valor de 0,25 vez a resistência característica considerada no bloco.

Outra questão importante constatada por Fusco (1994) está relacionada com a ancoragem das armaduras dos pilares. O autor constatou que em pilares submetidos à compressão centrada as barras armaduras longitudinais têm uma distribuição igual de tensões e sua ancoragem se dá essencialmente na região superior do bloco, sob a ação da compressão transversal das bielas, conforme mostra a figura 2.15.

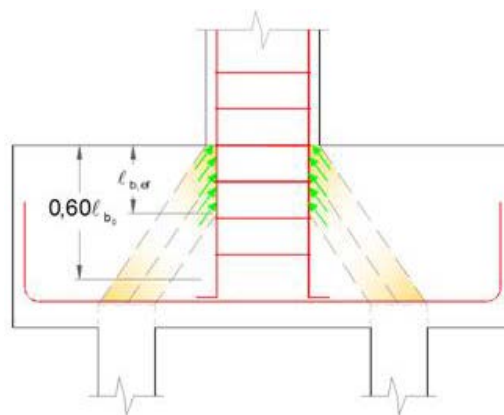


Figura 2.15 – Ancoragem da armadura de pilares (Fusco, 1994)

A redução da ancoragem prevista por Fusco (1994) foi adotada no projeto dos modelos experimentais com alta taxa de armadura, estes necessitariam de um bloco com altura elevada para ancoragem, caso não tivesse sido considerada com valor reduzido.

2.4.4. Ancoragem das barras do tirante e armaduras complementares

No projeto de blocos sobre estacas é primordial a utilização de ancoragem adequada e o detalhamento de armaduras complementares, que além de controlar a fissuração podem desempenhar papéis fundamentais no funcionamento estrutural dos blocos.

Neste item são discutidos alguns aspectos sobre a ancoragem das barras do tirante e utilização de armaduras complementares.

2.4.4.1. Ancoragem das barras de armadura do tirante

Muitos autores indicando procedimentos em que se pode adotar reduções nesses comprimentos, mas há divergências da posição em que se deve considerar o cálculo de comprimento de ancoragem.

Como já citado anteriormente a recomendação da ABNT NBR 6118:2007 sobre ancoragem das barras das armaduras (dispostas em faixas sobre as estacas) precisam ser garantidas e medidas a partir da face interna das estacas, podendo ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas.

Andrade (1989) sugere que as barras da armadura principal precisam ser convenientemente ancoradas junto às extremidades do bloco. Admite ainda que a armadura adicional longitudinal, quando constituída de barras pouco espaçadas entre si e distribuídas ao longo da altura dos estribos, cria um efeito de cintamento das bielas, aumentando então a capacidade resistente do bloco. Essas afirmações são baseadas também nos estudos realizados por Burke (1978).

Burke (1978), considerando dados experimentais fornecidos por Minor e Jirsa (1975) e Marques e Jirsa (1975), determinou a resistência das ancoragens das barras com ganchos nas extremidades para blocos com estacas alinhadas, adotando uma condição “favorável” em regiões que tenham armadura transversal constituída por barras de menor diâmetro (estribos). No caso de blocos com estacas não alinhadas admite uma condição “muito favorável”, pois as barras ancoradas são atravessadas pelas barras distribuídas na outra direção. Definidas estas condições e o diâmetro das barras determina-se a força resistente de cálculo das ancoragens com ganchos, esta força é subtraída da força a ancorar. Além disso, pode-se considerar um aumento no valor da resistência de aderência por causa da contribuição favorável da força horizontal componente da força atuante na diagonal comprimida.

Miguel (2000) concluiu nas análises de blocos sobre três estacas que a deformação no gancho é praticamente zero não exercendo influência na força última (ruína). Delalibera (2006) estudou modelos com ancoragem reta e com gancho e concluiu que as tensões nos ganchos foram muito pequenas, o autor sugeriu que a ancoragem em ganchos para blocos rígidos sobre estacas não é necessária, sendo os ganchos necessários em detalhamentos de blocos flexíveis.

2.4.4.2. Projeto de armaduras complementares em blocos sobre estacas

A ABNT NBR 6118:2007 não especifica em seu texto como devem ser dimensionada as armaduras complementares nos blocos sobre estacas.

A armadura longitudinal superior, além de ter função de suporte para estribos, pode acabar tendo outras funções, principalmente no caso de excentricidades acidentais não consideradas no projeto. Autores como Montoya et al. (2000) e a norma espanhola EHE (2008) sugerem que esta armadura deve ser no mínimo 1/10 da armadura principal do tirante, esse valor muitas vezes é menor que a armadura mínima.

Nos blocos sobre estacas também devem ser previstos a utilização de estribos verticais e horizontais.

De acordo com Calavera (1991) os blocos sobre duas estacas podem ser solicitados por momento de torção, provocado pelas excentricidades acidentais das estacas, portanto, devem-se dispor de armaduras secundárias para absorver as tensões de tração geradas por este esforço solicitante.

A disposição e quantidade de barras da armadura longitudinal na face superior do bloco sugeridas por Calavera (1991) e Montoya et al. (2000), são idênticas às indicadas pelo CEB-FIP (1970), seguindo as mesmas orientações.

A taxa geométrica de estribos transversais e longitudinais não pode ser menor do que 0,4% da área da seção transversal de concreto.

Para blocos sobre mais de duas estacas os autores comentam que não é possível sugerir um critério rigoroso, indicando que o leitor adote seu próprio critério. Mesmo assim, comentam que para blocos submetidos a forças intensas é sempre recomendável o uso de armadura de pele.

2.5. Método de Biela e Tirantes

Pode-se dizer que a origem do Método de Bielas e Tirantes remonta a Mörsch (1899) que idealizou a analogia de treliça. Existem várias situações no detalhamento de elementos de estruturas de concreto armado e protendido em que não há alternativa a não ser a aplicação do Modelo de Bielas e Tirantes.

O modelo de bielas e tirantes é uma representação discreta de campos de tensões nos elementos estruturais de concreto armado. É idealizado o fluxo de forças internas nas regiões sob a consideração de uma treliça que, supõe-se, transfere as ações atuantes no contorno para os apoios. Esta treliça é composta por uma estrutura de barras comprimidas (bielas) e tracionadas (tirantes) ligadas por nós.

Adotando um modelo adequado para determinada região da estrutura, as forças nas bielas e tirantes são calculadas considerando o equilíbrio entre forças externas e internas; o dimensionamento é feito de modo a verificar as forças resistentes.

O método baseado no trabalho de Blévoit e Frémy (1967), apesar de ser chamado de Método das Bielas, as hipóteses são diferentes do Modelo de Biela e Tirante. O método não define as regiões nodais e as tensões que nelas precisam ser verificadas, ou seja, faz uma verificação apenas da tensão de compressão nas bielas, e não nas regiões nodais, como sugere o modelo de bielas e tirantes. No método também não é definido as dimensões das bielas e tirantes, e, portanto, está mais próximo de um modelo de treliça, ao invés de um modelo de biela e tirante.

A seguir é apresentado um resumo do método e as principais pesquisas que tem aplicado este método aos blocos sobre estacas.

2.5.1. Descrição do método de bielas e tirantes

As estruturas de concreto podem ser divididas em regiões B e D. As regiões B (contínuas) são as regiões da estrutura onde são válidas as hipóteses de Bernoulli. Nas descontínuas, regiões D, a distribuição de deformações é não linear, a não linearidade é produzida por descontinuidades estáticas (forças concentradas e reações) e/ou geométricas (mudanças abruptas na geometria).

A rotina de projeto para modelos de bielas e tirantes pode ser dividida em várias etapas: definição da região de descontinuidade, análise estrutural, processo do caminho das cargas, escolha do modelo mais adequado, dimensionamento de bielas e tirantes, verificação das regiões nodais, e, detalhamentos das armaduras.

A primeira etapa na análise de bloco rígido sobre estaca não é necessária, pois estes elementos são regiões descontínuas, ou seja, a distribuição de tensões é não linear e, há uma variação complexa de tensão.

A análise estrutural é a etapa em que se definem os esforços solicitantes no contorno, ou seja, os advindos das regiões B adjacentes.

O processo do “caminho de cargas” pode ser adotado considerando o fluxo de tensões na estrutura. A orientação mais adequada para seleção de modelos apropriados de bielas e tirantes pode ser estudada em Schlaich et al. (1987) que propõem arranjar elementos da treliça do modelo utilizando as trajetórias de tensão principal obtidas de uma solução elástica linear, com esta aproximação é esperado satisfazer os estados limites de serviço e último.

Definido o modelo mais adequado é feito o dimensionamento das bielas com uma verificação das tensões e o dimensionamento dos tirantes que fornecerá a quantidade de barras da armadura, e, além disso, a verificação das regiões nodais.

Na verificação das tensões das bielas de compressão a resistência à compressão do concreto depende do estado multiaxial de tensões e das perturbações causadas pelas fissuras e armaduras. Alguns autores e códigos normativos sugerem valores de tensões limites nas bielas de compressão, conforme é descrito.

Schlaich e Schafer (1991) propõem que os valores limites de resistências para as bielas de compressão sejam:

- $1,0 f_{cd}$ – estado de tensão uniaxial e sem perturbação;
- $0,8 f_{cd}$ – campos de compressão com fissuras paralelas às tensões de compressão;
- $0,6 f_{cd}$ – campos de compressão com fissuras inclinadas.

A norma CEB-FIP (1990) também traz definições das tensões limites do concreto nas bielas dividindo-se as verificações em zonas de concreto fissurado ou não fissurado, sendo utilizadas as equações 2.5 e 2.6.

- Para zonas de concreto não fissurado:

$$\sigma_{cd,b} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (2.5)$$

- Para zonas de concreto fissurado:

$$\sigma_{cd,b} = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (2.6)$$

A verificação das regiões nodais também é feita por meio de parâmetros de resistência do concreto.

No modelo de bielas e tirantes uma região nodal pode ser definida como um volume de concreto que envolve as intersecções das bielas comprimidas com forças de ancoragem e/ou forças de compressão externa. Os nós são análogos às articulações de uma treliça, e é onde há mudança de direção e são transferidas forças entre bielas e tirantes. Como resultado, estas regiões estão sujeitas a um estado multidirecional de tensão. Os nós são classificados pelos tipos de forças que neles agem.

Há vários autores e códigos normativos que indicam estes parâmetros, e, há certas diferenças nos valores. Segundo o Código Modelo CEB-FIP (1990) normalmente as tensões de compressão dos nós precisam ser verificadas somente onde forças concentradas são aplicadas à superfície do elemento estrutural. Um dos fatores que afetam a resistência das regiões nodais são a existência de armadura tracionada e o modo como são distribuída e ancorada, assim como, o tipo de confinamento existente.

Os quatro exemplos típicos de regiões nodais que devem ser verificadas são: nós somente com forças de compressão (nós que recebem bielas); nós com ancoragem somente de barras paralelas (ancoram um tirante); nós com barras dobradas (ancoram tirantes em mais de uma direção) e nós com tirantes em direções ortogonais.

Marek (2010) apresentou um resumo dos parâmetros de resistência das regiões nodais adotados pelos principais códigos normativos e autores, conforme mostrado na tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Recomendação para resistência das regiões nodais (Marek, 2010)

Norma ou pesquisador	Nós que recebem apenas bielas	Nós que ancoram um tirante	Nós que ancoram tirantes em mais de uma direção	Nós sob compressão triaxial
Schafer e Schlaich (1988)	$0,935 \cdot f_{cd}$	$0,68 \cdot f_{cd}$	$0,68 \cdot f_{cd}$	$0,935 \cdot f_{cd}$
Schlaich e Schafer (1991)	$1,1 \cdot f_{cd}$	$0,8 \cdot f_{cd}$	$0,8 \cdot f_{cd}$	$1,1 \cdot f_{cd}$
CEB-FIP (1990)	$0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$	$0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$	$0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$	-
CSA A23.3 (2004)	$0,85 \cdot \phi_c \cdot f'_c$	$0,75 \cdot \phi_c \cdot f'_c$	$0,65 \cdot \phi_c \cdot f'_c$	-
ACI 318 (2008)	$0,85 \cdot f'_c$	$0,68 \cdot f'_c$	$0,51 \cdot f'_c$	-
EHE (2008)	f_{cd}	$0,7 \cdot f_{cd}$	$0,7 \cdot f_{cd}$	$3,3 \cdot f_{cd}$

Sendo:

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão;

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto à compressão obtidas em corpos-de-prova cilíndricos considerando desvio de 5% e fator de minoração de 1,5;

f'_c : resistência característica do concreto à compressão obtida em corpos de prova cúbicos considerando desvio de 1% ;

ϕ_c : fator que minora a resistência com valor igual a 0,65.

Deve-se salientar que os parâmetros de resistência são obtidos de ensaios com diferentes tamanhos de corpos-de-prova, portanto, as comparações precisam ser feitas com certo cuidado.

O dimensionamento da área das barras da armadura necessária é feito diretamente por meio da força resultante no tirante e da resistência de escoamento do aço considerando o estado limite último.

Concluídos os passos anteriores é feito o detalhamento das barras da armadura, atenção especial deve ser dada as ancoragens das barras nas regiões nodais.

2.5.2. Aplicação do Método de Bielas e Tirantes à blocos sobre estacas

Após a verificação do equilíbrio externo e determinação de todas as forças atuantes no contorno, é possível desenvolver o modelo de bielas e tirantes por meio do fluxo de forças dentro da estrutura pelo processo de “caminho de cargas”. Um exemplo de bloco sobre duas estacas é mostrado na figura 2.16.

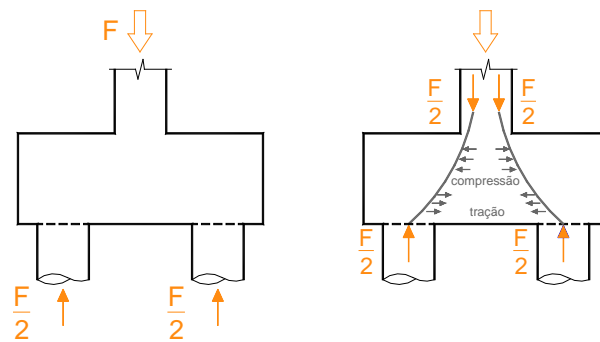


Figura 2.16 – Aplicação do caminho das cargas em blocos sobre duas estacas

O projeto de regiões, utilizando o modelo de bielas e tirantes, pode oferecer mais do que uma treliça possível para cada caso de força, contanto que a treliça selecionada esteja em equilíbrio e dentro de limites aceitáveis. No exemplo da figura 2.16 uma treliça possível é mostrada na figura 2.17.

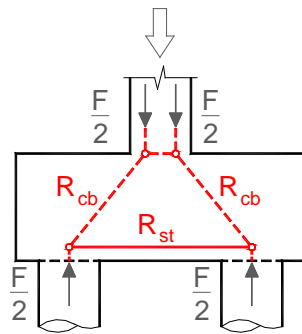


Figura 2.17 – Modelo de treliça para blocos sobre duas estacas

A treliça mostrada na figura 2.17 é semelhante à adotada por Blévoit e Fremy (1967) para blocos sobre duas estacas com força centrada, é aparentemente a solução mais simples que atende ao modelo. O que falta neste modelo é a definição do tamanho das bielas e a verificação das regiões nodais, além disso, há divergências na adoção da altura da treliça, a norma espanhola EHE (2008) sugere que se utilize $0,85 \cdot d$ ao invés de d como sugere Blévoit e Fremy (1967).

Alguns pesquisadores têm estudado o assunto com o objetivo de propor modelos de bielas e tirantes adequados aos diferentes tipos de configuração de blocos sobre estacas que podem surgir em um projeto.

Adebar et al. (1990) constataram que em um dos ensaios realizados em sua pesquisa, em um modelo de bloco sobre seis estacas retangular, as bielas de compressão romperam por ruptura do concreto. Os pesquisadores concluíram que a ruptura do tirante diagonal de concreto foi o mecanismo crítico envolvido nas ruínas por cisalhamento dos blocos ensaiados. A ausência de armadura para controlar a fissuração na diagonal permitiu que essa fissuração ocorresse por causa da propagação rápida de tensões nas bielas. Com essas constatações Adebar et al. (1990) propuseram um modelo mais refinado de bielas e tirantes. A figura 2.18 mostra uma trajetória de tensões obtidas da solução pelo Método dos Elementos Finitos de um modelo elástico linear, sendo que se pode notar que entre os pontos de aplicação de força em que as tensões de compressão se expandem são produzidas tensões de tração. O modelo sugerido também é mostrado na figura 2.18.

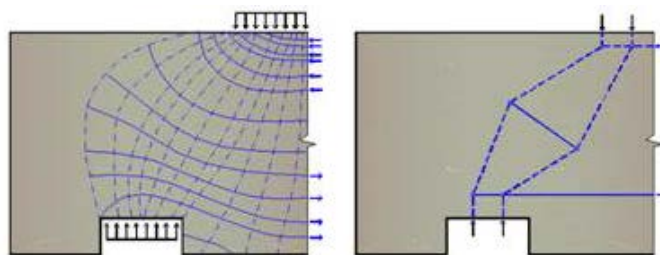


Figura 2.18 – Trajetórias de tensões elástico-lineares e Modelo refinado de Bielas e Tirantes sugerido por Adebar et al. (1990)

Silva e Giongo (2000) indicam que o modelo de bielas e tirantes pode ser adotado considerando o fluxo de tensões na estrutura, tomando por base o processo do “caminho de cargas”. Conhecendo-se as tensões elásticas e suas direções principais, obtidas por meio de análise elástica linear, a montagem do modelo é imediato. Este tipo de análise foi feita por Munhoz (2004-a) que analisou numericamente, por meio do método dos elementos finitos, blocos sobre uma, duas, três e quatro estacas.

Para os casos de blocos sobre uma estaca Munhoz (2004-a) confirmou como uma boa solução o modelo de bielas e tirantes sugerido por Fusco (1994), mostrado na figura 2.19. Já para os modelos de blocos sobre duas estacas a pesquisadora sugeriu o modelo proposto por Adebar et al. (1990) que adota um tirante diagonal onde os campos de tensão de compressão se expandem e são produzidas tensões de tração, a sugestão é mostrada na figura 2.19.

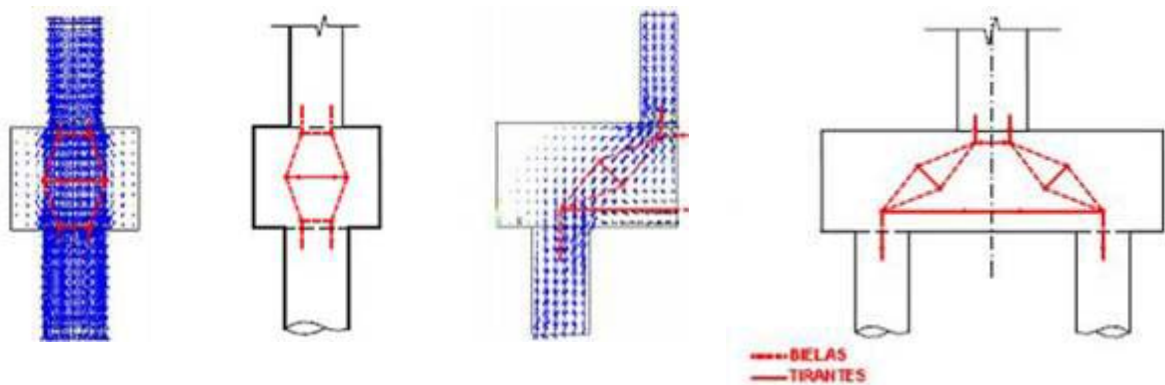
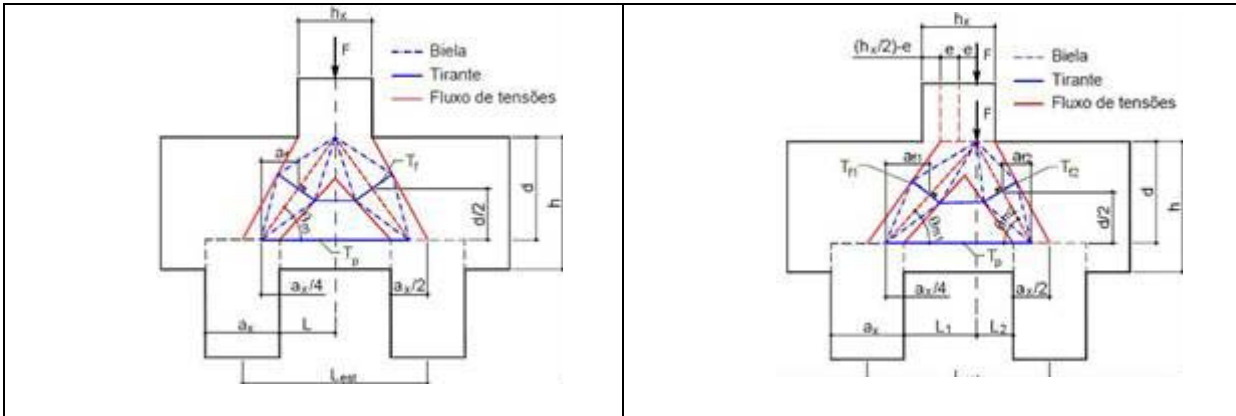


Figura 2.19 – Trajetória de tensões elástico-lineares e modelo proposto para bloco sobre uma e duas estacas por Munhoz (2004-a)

Delalibera (2006) diz que um fato importante na aplicação do Método das Bielas e Tirantes em blocos sobre estacas é que, apesar da analogia ser garantida pela teoria do limite inferior os modelos que têm se utilizado são baseados nas trajetórias de tensões elásticas. Lembra-se que para um bloco sobre estacas existem inúmeros modelos possíveis de treliças que representam campos de tensões estaticamente equilibrados e plasticamente admissíveis. O autor sugeriu modelos de bielas e tirantes para blocos sobre duas estacas considerando a seção plastificada, ou seja, considerou o fluxo de tensões no regime plástico levando em conta a fissuração do elemento estrutural. Os modelos sugeridos são mostrados na figura 2.20



Modelo para força centrada, Delalibera (2006)

Modelo para força excêntrica, Delalibera (2006)

Figura 2.20 – Modelos de bielas e tirantes propostos por Delalibera (2006)

A proposição desses modelos foi feita a partir de análises experimental e numérica de blocos sobre duas estacas com forças centradas e excêntricas e obteve resultados da expansão do fluxo de tensões ao longo do bloco, podendo assim associar a forma geométrica das bielas.

Delalibera (2006) ainda comparou o modelo proposto com o Método de Blévoit e Frémy (1967) concluído que este último apresenta resultados conservadores com relação às áreas de armadura do tirante e contra a segurança com relação à verificação da tensão na zona nodal inferior.

Nori e Tharval (2007) aplicaram modelos de bielas e tirantes para blocos sobre duas, três e quatro estacas. A Figura 2.21 apresenta a geometria e as forças em dois diferentes modelos de bielas e tirantes para blocos sobre duas estacas.

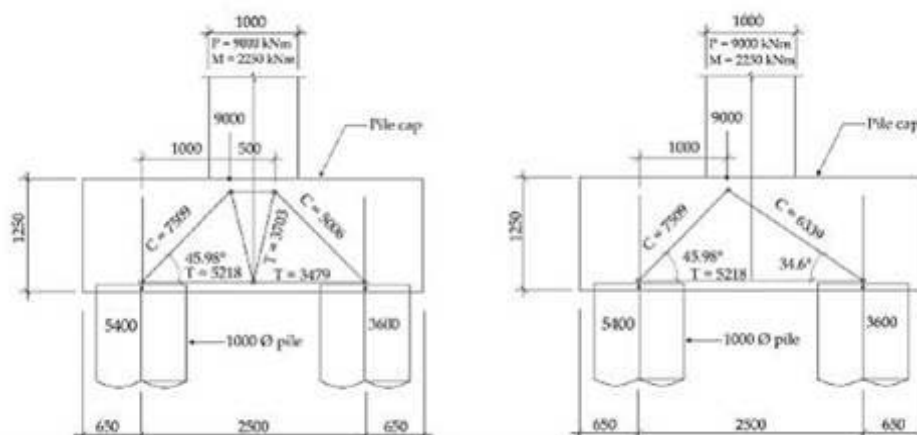


Figura 2.21 – Modelos de bielas e tirantes para blocos sobre duas estacas

(Nori e Tharval, 2007)

Os autores citados têm procurado, portanto, aplicar modelos de bielas e tirantes a blocos sobre estaca. De forma geral o que se pode concluir que para um mesmo elemento podem existir muitas configurações diferentes de bielas e tirantes. Nori e Tharval (2007) observaram que as maiores forças nos tirantes ocorrem para as maiores reações nas estacas. Dentre as várias configurações possíveis para o posicionamento das bielas e dos tirantes, é recomendando utilizar o modelo em que exista o menor número de tirantes.

Tjhin e Kuchma (2002) agruparam em seu trabalho uma lista de dificuldades no que diz respeito à aplicação dos Modelos de Bielas e Tirantes, podendo-se destacar entre elas: seleção de modelos adequados, ajustes na geometria de bielas e nós, incertezas na definição da capacidade das bielas e no cálculo da resposta de força-deformação, ancoragem e verificação de zonas nodais complexas. Estas podem ser aplicadas também a modelos de blocos sobre estacas.

2.6. Modelos experimentais reduzidos

O uso de modelos reduzidos em ensaios experimentais é uma prática muito comum.

Nesta pesquisa utilizaram-se modelos de blocos sobre estacas reduzidos, na escala 1:2. A ideia de se utilizar esses modelos surgiu primeiramente para contenção de custos e sua viabilização se deu também pelo fato de que um modelo de bloco em escala real não poderia ser ensaiado na máquina Instron disponível no Laboratório de Estruturas da EESC-USP. A utilização desse equipamento é mais viável, pois nele pode ser feito o ensaio com controle de deslocamento, e um modelo em escala real deveria ser ensaiado na laje de reação com controle de força. O ensaio com controle de deslocamento oferece resultados mais adequados, e pode ainda dar resultados no pós pico de força.

Andolfato (2002) define modelo como qualquer representação física de uma estrutura ou porção dela; sendo o modelo usualmente construído em escala reduzida. De fato, os blocos ensaiados neste trabalho tratam-se de modelos físicos já que na estrutura real ainda há a questão do solo em que este está normalmente inserido.

A utilização de modelos reduzidos têm sido comum no estudo de estruturas de alvenaria e concreto armado, pois oferece grandes vantagens com relação à economia de materiais e espaços para armazenagem. Este uso é perfeitamente possível desde que seja feita uma correlação entre o modelo reduzido e a estrutura real. Para isso é necessário a adoção de relações de semelhança, e, estas podem ser obtidas com o uso da análise dimensional.

Souza (2004) *apud* Melo (2011) define a análise dimensional como um benefício da investigação do comportamento físico, porque permite ao pesquisador combinar variáveis dentro de agrupamentos adimensionais, com uma conseqüente redução de quantidades desconhecidas. Em um sistema coerente de unidades de medida as unidades de um pequeno número de grandezas são independentes e adotadas como unidades fundamentais ou de base. As unidades das demais grandezas, chamadas unidades derivadas, são dependentes dessas unidades fundamentais, de acordo com as formulações relacionadas. O Teorema de Buckingham é parte da teoria da análise dimensional.

Barros (2013) também utilizou modelos físicos reduzidos, e, ele explica que o Teorema de Buckingham é baseado em fatores independentes e adimensionais das variáveis envolvidas no problema estrutural, a semelhança é garantida caso esses fatores sejam idênticos no modelo real e no modelo físico. Andolfato (2002) exemplifica o Teorema, utilizando uma força concentrada, uma força concentrada pode ser determinada em se formando um fator adimensional envolvendo-a e outras propriedades pertinentes a este fenômeno, como comprimento e módulo de deformação, redefinindo uma nova força para o modelo físico.

A construção de um modelo reduzido deve respeitar a lei da semelhança. Barros (2013) relata que a teoria da semelhança física pode ser aplicada aos materiais homogêneos e que apresentam comportamento elástico e linear, o que não é o caso do concreto armado, um material heterogêneo que apresenta comportamento não linear, sendo neste caso mais difícil estabelecer leis da semelhança.

O concreto utilizado no modelo deve apresentar as mesmas propriedades de tensão-deformação, fissuração e resistência do modelo real. Kuchma (2010) *apud* Barros (2013) confirma que estas condições normamente são alcançadas para modelos com escala maior que 1:4, os modelos adotados respeitam a relação 1:2.

Semelhanças geométricas devem ser estabelecidas entre o modelo real e o modelo físico, essa relação é chamada de fator de escala. Os fatores de escala utilizados para concreto armado são mostrados na tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Fatores de escala (Barros, 2013)

Grandezas	Dimensão	Fatores de Escala
Ângulo	-	1
Coeficiente de Poisson	-	1
Deformação		1
Deslocamento	L	K_i
Diâmetro	L	K_i
Dimensão Linear	L	K_i
Espessura	L	K_i
Força concentrada	F	K_i^2
Módulo de elasticidade	FL^{-2}	1
Tensão	FL^{-2}	1

As relações mostradas na tabela 2.6 foram utilizadas no projeto dos modelos utilizados nesse trabalho, é mostrado no capítulo 3.

2.7. Considerações finais

É fato que as pesquisas em blocos sobre estacas avançaram muito nos últimos dez anos conforme foi apresentado nos itens anteriores.

As pesquisas principalmente com ênfase na análise numérica avançaram bastante em decorrência dos procedimentos disponíveis como os programas com base no método dos elementos finitos, além do avanço na área da informática com computadores cada vez mais capazes e velozes que possibilitam análises mais detalhadas. Haja vista o trabalho de Iyer e Sam (1991, 1992) que tiveram suas pesquisas limitadas por causa das capacidades dos computadores. Percebe-se que em meados dos anos 2000 a maioria dos pesquisadores realizava análises simplificadas comparadas com as que se tem elaborado hoje, dez anos depois.

Em meados dos anos 2000 também havia poucos trabalhos experimentais a respeito de blocos sobre estacas. Talvez por se tratarem de elementos difíceis de serem analisados experimentalmente, por serem elementos de grande volume, também há dificuldade na simulação da vinculação e na instrumentação, além das dificuldades na análise dos resultados. Atualmente vários pesquisadores estão estudando e tanto numérica como experimentalmente modelos de blocos sobre estacas, e pode-se prever que aos resultados das pesquisas se refletirão nos códigos normativos, e, conseqüentemente no mercado.

Como visto, atualmente, as principais normas internacionais apresentam dois métodos de dimensionamento: Método da Flexão e Modelo de Bielas e Tirantes, havendo uma lógica na preferência para aplicação do primeiro em blocos flexíveis e o segundo nos blocos rígidos.

A ABNT NBR6118:2014 em sua mais recente versão apresenta um capítulo versando sobre modelos de bielas e tirantes, assim como as demais normas internacionais.

De qualquer forma a maioria das normas não apresenta modelos orientados nem roteiros para o dimensionamento, com exceção da EHE (2008), que parece ser a mais avançada já que apresenta modelos para os casos mais frequentes, e sugere a consideração de modelos para casos particulares.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. Considerações Iniciais

Este capítulo descreve o dimensionamento e a construção dos modelos realizados no Laboratório de Estruturas - EESC/USP. Foram projetados, construídos e ensaiados 12 modelos em escala 1:2 de blocos sobre duas estacas.

A ideia de estudar estes modelos surgiu com a percepção que o projeto de blocos sobre estacas que recebem pilares retangulares (principalmente alongados) não pode ser igual ao bloco com pilar quadrado. De acordo com Fusco (1994) quando há diferentes taxas de armadura nos pilares a força é transmitida para o bloco em alturas diferentes, o que pode alterar a altura da treliça (tema de discussão entre diferentes métodos). Em face do pequeno número de ensaios encontrados na literatura técnica, optou-se pela análise experimental de modelos com diferentes seções de pilares e diferentes taxas de armadura. Adotaram-se modelos em escala reduzida 1:2 sendo possível, portanto, utilizar a máquina Instron disponível no Laboratório de Estruturas - EESC/USP.

Para o dimensionamento dos modelos utilizou-se o método de Blevót e Fremy (1967) as recomendações da ABNT NBR 6122:2007 e Fusco (1994).

Os detalhes do projeto, a construção e instrumentação dos modelos e o método dos ensaios são descritos a seguir.

Os projetos de fôrmas e armadura encontram-se anexo a este trabalho.

3.2. Concepção, projeto e dimensionamento dos modelos

A ideia inicial foi estudar blocos sobre estacas com pilares de seções transversais diferentes. Por meio da revisão bibliográfica notou-se que não havia estudos que relacionassem a taxa de armadura do pilar com a transmissão das forças no bloco. Baseado nos estudos de Fusco (1994) decidiu-se adotar pilares com taxas de 1%, 2,5 % e 4%.

De acordo com Fusco (1994), no projeto de blocos sobre estacas, conforme já mencionado no capítulo 2 deste trabalho, a segurança das bielas comprimidas deve ser verificada considerando que a transmissão da força nos pilares ocorre em uma distância x da face do bloco, sendo x relacionado ao tamanho da aresta do pilar e a taxa de armadura do pilar. Se para Fusco (1994) importa apenas a verificação de segurança, neste trabalho buscou-se investigar também como isso pode influenciar no dimensionamento da armadura principal de tração e nas armaduras complementares presente nos blocos sobre duas estacas.

Adotaram-se modelos para investigação com pilares de seções 12,5 cm x 12,5 cm, 12,5 cm x 25,0 cm, 12,5 cm x 37,5 cm e 12,5 cm x 50,0 cm. Conforme mencionado, as taxas de armaduras dos pilares adotadas foram 1%, 2,5 % e 4%, totalizando 12 diferente tipos de pilares. Para não haver grande variedade de modelos buscou-se adotar a mesma altura de bloco e o mesmo ângulo de inclinação das bielas comprimidas.

O nome escolhido para os modelos que ficaram divididos em quatro diferentes séries é baseado na distância entre eixos de estacas (variou-se esta distância para manter o mesmo ângulo de inclinação), na aresta do pilar que foi variada, e na taxa de armadura do pilar adotada. Por exemplo, no modelo B110P125R1, B110 refere-se a bloco com distância de 1,10 m entre eixos de estacas, P125 pilar com aresta de 12,5 cm e R1 refere-se a taxa de armadura de 1%.

Para o projeto dos blocos e pilares adotou-se a resistência característica do concreto (f_{ck}) igual a 25 MPa, para estacas considerou-se $f_{ck} = 50$ MPa e as barras de aço a categoria CA-50 ($f_{yk}=500$ MPa). Por se tratar de modelos experimentais não foram adotados coeficientes de segurança no projeto de pilares e blocos, apenas para o projeto de estacas.

O dimensionamento dos modelos reduzidos foi feito a partir das medidas em tamanho real, considerou-se os fatores de escala apresentados no capítulo 2.

3.2.1. Pilares

Para a definição dos modelos, primeiramente fixaram-se as dimensões de pilares e taxas de armadura. Os modelos em escala real teriam pilares com aresta de 25 cm, em uma direção, na outra direção a medida da aresta teria 25 cm, 50 cm, 75 cm e 100 cm.

Para adoção das barras de armadura dos pilares utilizou-se a relação entre a área da seção transversal e das barras de aço calculada pela expressão 3.1:

$$A_s = \rho \cdot A_c \quad (3.1)$$

As dimensões dos pilares e as taxas de armadura são mostradas na tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Dimensões de pilares e taxa de armadura

Seção pilar (cm)		ρ (%)
a_p (cm)	b_p (cm)	
25,00	25,00	1,00
50,00	25,00	1,00
75,00	25,00	1,00
100,00	25,00	1,00
25,00	25,00	2,50
50,00	25,00	2,50
75,00	25,00	2,50
100,00	25,00	2,50
25,00	25,00	4,00
50,00	25,00	4,00
75,00	25,00	4,00
100,00	25,00	4,00

a_p e b_p ; dimensões da seção transversal do pilar sendo $b_p \leq a_p$
 ρ : taxa geométrica de armadura dos pilares

Considerando o modelo experimental reduzido, o efeito de escala nas dimensões da seção transversal é de 1:2. A tabela 3.2 apresenta os valores das dimensões da seção transversal e áreas de armadura e quantidade de barras adotadas.

Tabela 3.2 - Dimensões de pilares e armadura dos modelos

Pilar	Seção pilar (cm)		A_c (cm ²)	ρ_s (%)	$A_{s\text{calc}}$ (cm ²)	Quantidade de barras de armadura (mm)			$A_{s\text{ef}}$ (cm ²)
	a_p	b_p							
P125R1	12,50	12,50	156,25	1,00	1,56	4	ϕ	8,0	2,00
P250R1	25,00	12,50	312,50		3,13	6	ϕ	8,0	3,00
P375R1	37,50	12,50	468,75		4,69	10	ϕ	8,0	5,00
P500R1	50,00	12,50	625,00		6,25	14	ϕ	8,0	7,00
P125R25	12,50	12,50	156,25	2,50	3,91	4	ϕ	12,5	5,00
P250R25	25,00	12,50	312,50		7,81	8	ϕ	12,5	10,00
P375R25	37,50	12,50	468,75		11,72	10	ϕ	12,5	12,50
P500R25	50,00	12,50	625,00		15,63	14	ϕ	12,5	17,50
P125R4	12,50	12,50	156,25	4,00	6,25	4	ϕ	16,0	8,00
P250R4	25,00	12,50	312,50		12,50	8	ϕ	16,0	16,00
P375R4	37,50	12,50	468,75		18,75	10	ϕ	16,0	20,00
P500R4	50,00	12,50	625,00		25,00	14	ϕ	16,0	28,00

Para adoção da disposição e diâmetros das barras de armaduras foram seguidas as recomendações da ABNT NBR 6118:2007, apenas a recomendação de diâmetro mínimo de barras longitudinais de pilares não foi atendida, por se tratar de modelos experimentais com escala reduzida, para pilares com taxas de armadura de 1% utilizou-se barras com diâmetro de 8 mm.

Na adoção da distribuição transversal de barras, foram utilizadas as recomendações de espaçamento mínimo entre as barras longitudinais, mostradas na expressão 3.2:

$$e_{\min} \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_l, \phi_{\text{feixe}}, \phi_{\text{lúva}} \\ 1,2 \cdot d_{\text{max,agreg}} \end{cases} \quad (3.2)$$

sendo:

ϕ_l = diâmetro da barra longitudinal;

$\phi_{\text{feixe}} = \phi_n = \phi\sqrt{n}$;

$d_{\text{máx,agreg}} = \text{diâmetro máximo do agregado}$.

Na utilização do agregado graúdo de diâmetro = 1,9 cm o maior valor de e_{min} é igual a 2,28 cm.

Os arranjos de armadura adotados são mostrados na figura 3.1.

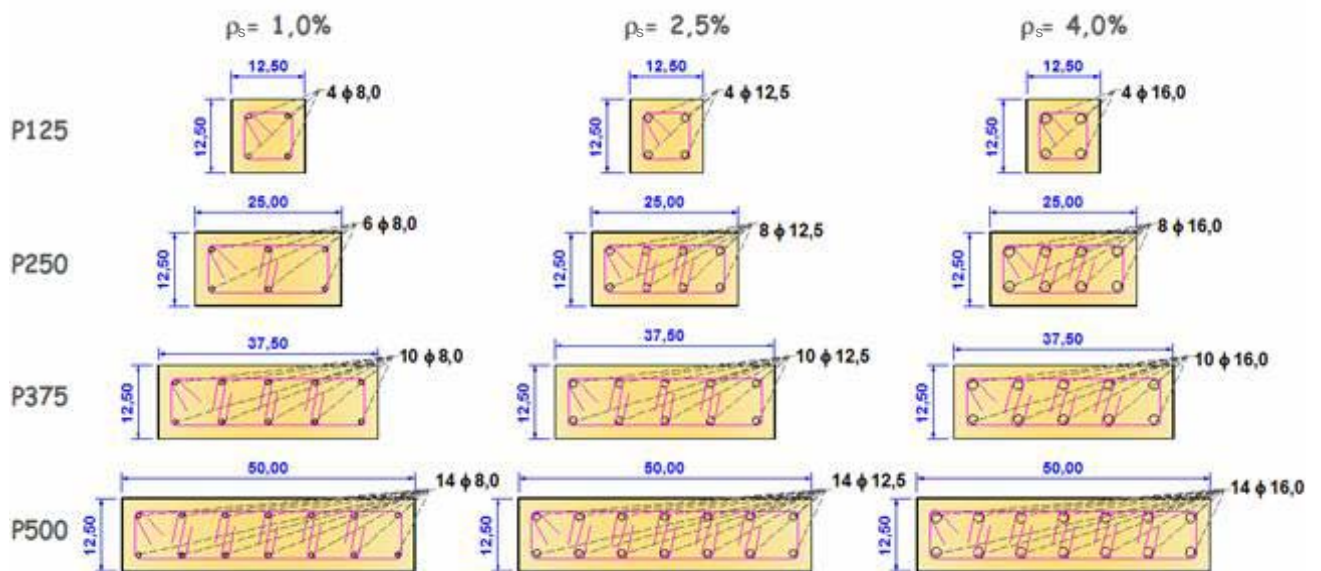


Figura 3.1 – Arranjos de armaduras de pilares

O comprimento de ancoragem das armaduras de pilares foi determinado por meio das indicações da ABNT NBR 6118:2007. O comprimento de ancoragem necessário é calculado pela expressão 3.3:

$$\ell_{b,\text{nec}} = \alpha \cdot \ell_b \cdot \frac{A_{s,\text{calc}}}{A_{s,\text{ef}}} \geq \ell_{b,\text{min}} \quad (3.3)$$

sendo:

$\alpha = 1$, para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$, para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao gancho maior ou igual a 3 vezes o seu diâmetro;

$\alpha = 0,7$, quando houver barras transversais soldadas;

$\alpha = 0,5$, quando houver barras transversais soldadas e gancho com cobrimento no plano normal ao gancho maior ou igual a 3 vezes o seu diâmetro;

ℓ_b é o comprimento de ancoragem básico dado pela expressão 3.4:

$$\ell_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \quad (3.4)$$

$\ell_{b,min}$ é o maior valor entre $0,3 \ell_b$, 10ϕ e 100 mm.

ϕ = diâmetro da barra de aço;

f_{yk} = resistência de cálculo do aço à tração ($f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$);

f_{bd} = resistência de cálculo de aderência na ancoragem de armaduras passivas, definida pela expressão 3.5:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (3.5)$$

Em que:

$\eta_1 = 1,0$ para barras lisas (CA-25);

$\eta_1 = 1,4$ para barras entalhadas (CA-60);

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas (CA-50);

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência,

$\eta_2 = 0,7$ para situações de má aderência;

$\eta_3 = 1,0$ para $\phi < 32$ mm;

$\eta_3 = \frac{132 - \phi}{100}$ para $\phi \geq 32$ mm;

f_{ctd} é a resistência de cálculo do concreto á tração, dada pela expressão 3.6:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,4}, \text{ expressos em MPa} \quad (3.6)$$

Os valores do comprimento de ancoragem necessário, sem considerar coeficientes de minoração e majoração, são apresentados na tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Comprimento de ancoragem necessário das armaduras de pilares

Pilar	$A_{s,calc}$	ϕ (cm)	ℓ_b (cm)	$A_{s,ef}$	$\ell_{b,nec}$ (cm)
P125R1	1,56	0,80	24,75	2,00	19,34
P250R1	3,13	0,80	24,75	3,00	21,14
P375R1	4,69	0,80	24,75	5,00	17,64
P500R1	6,25	0,80	24,75	7,00	16,13
P125R25	4,69	1,25	38,68	5,00	36,26
P250R25	9,38	1,25	38,68	10,00	36,26
P375R25	14,06	1,25	38,68	15,00	43,51
P500R25	18,75	1,25	38,68	20,00	41,44
P125R4	6,25	1,60	49,51	8,00	38,68
P250R4	12,50	1,60	49,51	16,00	38,68
P375R4	18,75	1,60	49,51	20,00	46,41
P500R4	25,00	1,60	49,51	28,00	44,20

Todos os modelos de blocos foram definidos com uma altura de 40 cm, ficando a altura útil com 35 cm sendo este o espaço disponível para alocar a armadura longitudinal dos pilares. A tabela 3.3 demonstra que, para pilares com taxa de armadura geométrica 2,5% e 4%, é necessário um comprimento maior para ancoragem destas barras, portanto, optou-se por considerar uma redução nestes comprimentos.

É sabido que o comportamento, com relação à ancoragem, de barras comprimidas e tracionadas é diferente. Na região comprimida, há o efeito favorável do confinamento, portanto, poderia se admitir comprimentos menores de ancoragem, do que em regiões tracionadas. De acordo com Fusco (1994) nos blocos que suportam pilares submetidos à compressão centrada, todas as barras de armadura longitudinal estão submetidas à mesma tensão e sua ancoragem se dá na região superior do bloco sob a ação da compressão transversal das bielas diagonais, sendo assim o autor sugere que se adote ao menos 60% do comprimento básico de ancoragem reta.

Trabalhos experimentais como de Campos (2007) têm comprovado que os valores de deformação nas barras de pilares, se aproxima de zero na base do bloco. O pesquisador mediu valores de deformação a 5 cm da base do bloco e estas se aproximaram de zero, constatando-se a influência da biela de compressão na redução das deformações nas barras do pilar.

A Norma Brasileira também cita em seu texto, quando da definição do comprimento de ancoragem necessário, a permissão para, em casos especiais, considerar outros fatores redutores do comprimento de ancoragem. Assim considerou-se que mesmo para os pilares com maiores taxas de armadura (4%) altura disponível para ancoragem é adequada.

A amadura transversal de estribos foi colocada ao longo dos pilares, e, foi definida em conformidade com a ABNT NBR 6118:2007, adotaram-se fios de aço de aço CA-60 com diâmetros de 5,0 mm, espaçadas a cada 4,0 cm. Nos pilares retangulares foram colocados, ainda, estribos adicionais em formato de gancho para proteção contra flambagem das barras longitudinais.

Na extremidade superior os pilares receberam uma armadura de fretagem, com fios de diâmetro de 5,0 mm espaçados a cada 2,0 cm. A figura 3.2 apresenta o detalhamento dessa armadura.

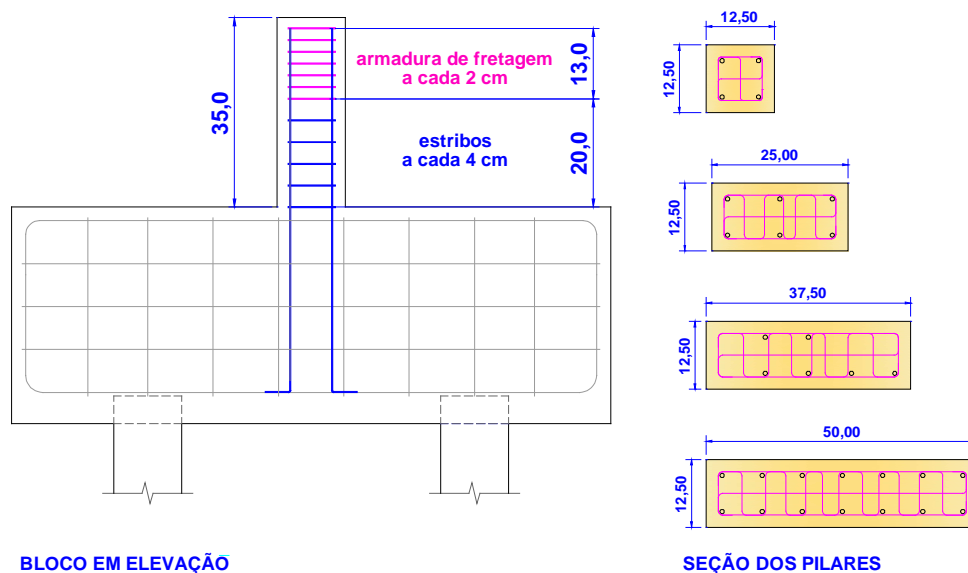


Figura 3.2 – Detalhamento da armadura de fretagem

O objetivo da armadura de fretagem é evitar a ruína prematura dos pilares, esta pode ocorrer em função da descontinuidade de tensões nesta região causada pela aplicação da força de compressão nos pilares.

3.2.2. Blocos sobre estacas

3.2.2.1. Projeto geométrico

Os blocos sobre duas estacas forma dimensionados de acordo com o Método das Bielas de Blévo e Frémy (1967). Além disso, foram levadas em conta as prescrições da ABNT NBR 6118:2007 e recomendações de Fusco (1995).

Primeiramente definiu-se o projeto geométrico dos blocos em escala real. Com o valor da altura necessária para ancorar as armaduras dos pilares e as dimensões das seções geométricas de pilares foi possível determinar o espaçamento entre estacas. Fixou-se o ângulo de inclinação de bielas de 55° , com o objetivo de manter a condição de bloco rígido, e, com a expressão 3.7 determinou-se ℓ , e arredondou-se para um número inteiro.

$$\theta = \operatorname{arctg} \left(\frac{d}{\frac{\ell}{2} - \frac{a_p}{4}} \right) \quad (3.7)$$

Sendo:

θ = ângulo de inclinação das bielas comprimidas;

d = altura útil do bloco;

a_p = dimensão do pilar (direção x);

ℓ = distância entre eixos de estacas.

A figura 3.3 mostra os parâmetros geométricos dos blocos sobre duas estacas.

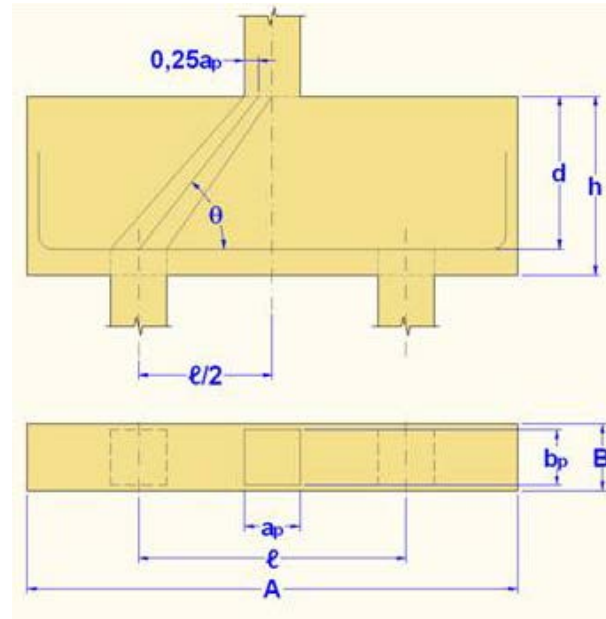


Figura 3.3 – Bloco sobre duas estacas

A tabela 3.4 mostra valores do ℓ calculado, assim como do ℓ adotado e da medida final de θ .

Tabela 3.4 - Valores das medidas dos blocos

Modelo	Seção pilar (cm)		ℓ calculado (cm)	Valores adotados (cm)			θ (°)
	a_p	b_p		ℓ	d	h	
B110P125R1							
B110P125R25	12,50	12,50	55,26	60,00	35,00	40,00	52,51
B110P125R4							
B115P250R1							
B115P250R25	25,00	12,50	61,51	65,00	35,00	40,00	53,16
B115P250R4							
B120P375R1							
B120P375R25	37,50	12,50	67,76	70,00	35,00	40,00	53,82
B120P375R4							
B127P500R1							
B127P500R25	50,00	12,50	74,01	75,00	35,00	40,00	54,49
B127P500R4							

Como pode ser visto na tabela 3.4 os modelos têm a mesma altura, há variação do espaçamento entre estacas procurando-se manter o ângulo de inclinação das bielas com valores próximos de 55°.

A figura 3.4 mostra as dimensões dos quatro tipos de modelos de blocos sobre estacas adotados.

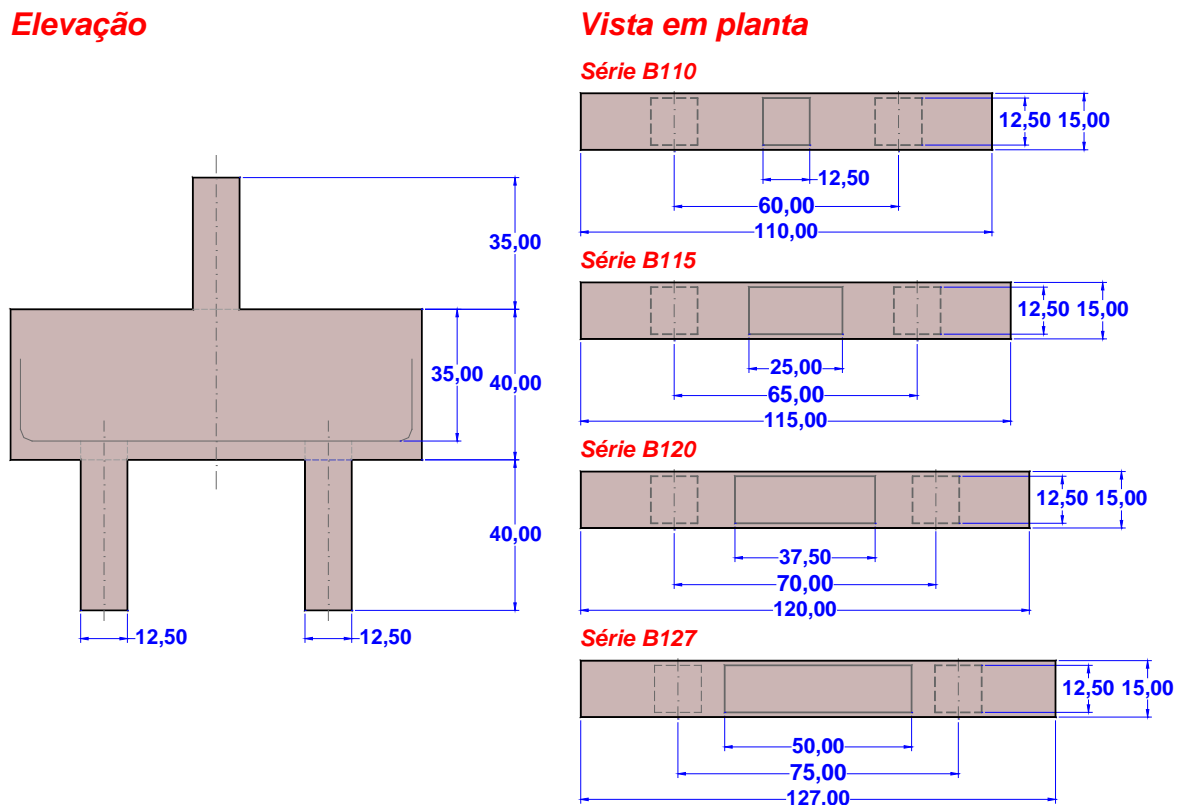


Figura 3.4 – Dimensões dos modelos adotados

3.2.2.2. Armadura principal de tração

Definida a geometria dos blocos foi possível dimensionar a armadura principal de tração. Por se tratar de uma análise experimental para o dimensionamento desta armadura utilizou-se a estimativa da força última que o bloco suportaria. Essa força foi calculada pelas expressões 3.8 (resistência limite na região nodal superior) e 3.9 (resistência limite na região nodal inferior) igualando-se as tensões nas bielas junto ao pilar e junto às estacas.

$$\sigma_{zn,s} = \frac{F_{teo,p}}{A_p \cdot \text{sen}^2 \theta} = f_{ck} \quad (3.8)$$

$$\sigma_{zn,i} = \frac{F_{teo,e}}{2.A_e \cdot \text{sen}^2\theta} = f_{ck} \quad (3.9)$$

sendo:

A_p = área da seção transversal do pilar;

A_e = área da seção transversal da estaca;

$F_{teo,e}$ = força teórica na estaca;

$F_{teo,p}$ = força teórica de compressão aplicada no pilar;

$\sigma_{zn,s}$ = tensão na zona nodal superior;

$\sigma_{zn,i}$ = tensão na zona nodal inferior.

As expressões utilizadas são semelhantes àquelas utilizadas por Blévo & Frémy (1967), o que difere, é que os autores consideram o valor de 1,4 multiplicando a resistência limite junto ao pilar, por causa das conclusões do seu trabalho experimental, em que verificaram tensões junto ao pilar cerca de 40% superior à resistência do concreto no bloco. A não adoção desse coeficiente deve-se a questão da análise experimental, em que não foram considerados coeficientes de segurança. Os valores das forças calculadas são apresentados na tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Estimativa de Forças últimas teóricas dos blocos

Série	Modelo	$F_{teo,p}$ (kN)	$F_{teo,e}$ (kN)
		PILAR	ESTACA
B110	B110P125R1	245,91	491,83
	B110P125R25		
	B110P125R4		
B115	B115P250R1	500,35	500,35
	B115P250R25		
	B115P250R4		
B120	B120P375R1	763,45	508,97
	B120P375R25		
	B120P375R4		
B127	B127P500R1	1035,34	517,67
	B127P500R25		
	B127P500R4		

Para a determinação da armadura do tirante foi utilizado o maior valor entre os dois obtidos nas expressões 3.8 e 3.9. Por meio do equilíbrio das forças, conforme a figura 3.5 é possível determinar o valor da força no tirante e determinar uma armadura correspondente.

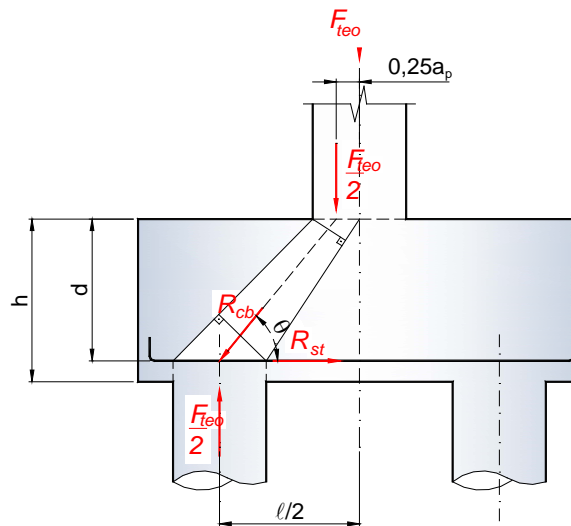


Figura 3.5 – equilíbrio forças blocos sobre duas estacas

Conforme a figura 3.5, onde R_{cb} é a força na biela de compressão, a força no tirante R_{st} é definida pela expressão 3.10.

$$R_{st} = \frac{F_{teo} \cdot (2\ell - a_p)}{8d} \quad (3.10)$$

Com o valor de R_{st} é possível definir a área de armadura do tirante com a expressão 3.11.

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yk}} \quad (3.11)$$

O valor da resistência ao escoamento das barras de aço (f_{yk}) utilizado foi igual a 500 MPa, conforme sugere a ABNT NBR6118:2007, já que os ensaios experimentais de tração das barras de aço ainda não haviam sido realizados.

Os valores da área da armadura calculada, a armadura adotada e a área efetiva correspondentes são apresentados na tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Valores de R_{st} e áreas de armadura

Série	$F_{teor,u}$ (kN)	R_{st} (kN)	A_s (cm ²)	Armadura adotada	$A_{s,efetivo}$ (cm ²)
B110	491,83	188,83	3,78	4 ϕ 12,5	5,00
B115	500,35	187,63	3,75	4 ϕ 12,5	5,00
B120	763,45	279,48	5,59	6 ϕ 12,5	7,50
B127	1035,34	369,76	7,40	5 ϕ 16	10,00

3.2.2.3. Ancoragem da armadura principal de tração

Após a definição da quantidade de barras da armadura do tirante, verifica-se o comprimento necessário de ancoragem.

Deve-se salientar que há divergências entre alguns autores sobre a definição deste comprimento de ancoragem, como já citado no capítulo 2. Alguns autores sugerem que o ponto de início de ancoragem das barras a partir do centro da estaca, e outros, admitem que este ponto está localizado no lado interno da estaca. A ABNT NBR 6118:2007 especifica a lateral da estaca como ponto de início de ancoragem, mas não determina qual lateral.

O valor da força a ancorar é considerado em alguns métodos igual a força calculada no tirante e outros sugerem a minoração desta força já que existe o efeito favorável da biela de compressão melhorando as condições de ancoragem.

É fato que existe o efeito favorável da força resultante das resistências de compressão, neste trabalho considerou-se esse feito por meio do aumento da tensão de aderência. Considerou-se ainda que o ponto de início de ancoragem ocorre no plano que contém eixo da estaca (perpendicular ao bloco) O procedimento adotado é o mesmo proposto por Burke (1978), que analisou os resultados de pesquisas feitas por Minor & Jirsa (1975) e Marques & Jirsa (1975).

A figura 3.6 ilustra os parâmetros adotados para a determinação da ancoragem da barras de armadura do tirante.

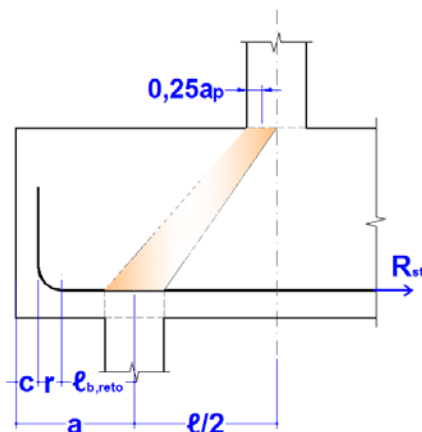


Figura 3.6 – Ancoragem das barras de armadura principal

O valor do comprimento de ancoragem sem gancho ($\ell_{b,reto}$) e a distância “a” do centro da estaca até a face externa do bloco são calculados conforme expressões 3.12 e 3.13.

$$a = \ell_{b,reto} + r + \phi + c \quad (3.12)$$

$$\ell_{b,reto} = \frac{A_{st} \cdot f_{yk} - R_{st, gan}}{\pi \cdot \phi \cdot f_{bk,n}} \quad (3.13)$$

sendo:

A_{st} : área de armadura do tirante por barra;

$R_{st, gan}$: força resistida pelo gancho, calculada por Burke (1978), igual a 27 kN (barras de 12,5 mm, em situação de boa ancoragem), igual a 40 kN (barra de 16 mm, em situação de boa ancoragem);

$f_{bk,n}$: resistência de aderência (f_{bk}) das barras da armadura calculada com os critérios da ABNT NBR 6118:2007 levando em conta o efeito favorável da compressão (adota-se $1,3 \cdot f_{bk}$ para estacas do tipo Strauss), de acordo com a sugestão de Burke (1978);

c: cobrimento da armadura;

ϕ : diâmetro das barras de armadura.

Os valores da ancoragem sem considerar coeficientes de segurança são mostrados na tabela 3.7:

Tabela 3.7 – Cálculo da ancoragem das barras de armadura do tirante

Série	ϕ (cm)	$R_{st, gan}/1,4$ (kN)	$R_{st, barra}$ (kN)	$\ell_{b, reto}$ (cm)	r (cm)	a (cm)	$a_{adotado}$ (cm)
B110	1,25	19,29	47,21	13,55	3,13	19,92	25,00
B115	1,25	19,29	46,91	13,40	3,13	19,78	25,00
B120	1,25	19,29	46,58	13,24	3,13	19,62	25,00
B127	1,60	28,57	73,95	17,20	4,00	24,80	26,00

$f_{bk} = 4,04$ MPa; $f_{bk,n} = 5,25$ MPa;
 $R_{st, gan}$ foi dividido por 1,4 a fim de não considerar coeficientes de segurança

No projeto da ancoragem são adotadas muitas considerações empíricas, além disso, não há consenso sobre o que se adotar e como se projetar. A existência do gancho na armadura principal de tração também é fator divergente entre normas, a ABNT NBR 6118:2007 exige que todos os tirantes dos blocos sobre estacas sejam projetados com ganchos e outras normas internacionais não. Delalibera (2006) utilizou ancoragem reta, não considerou os efeitos favoráveis da compressão sugeridos por Burke (1978), mas, provavelmente considerou coeficientes de segurança que resultam em valores próximos aos adotados por Burke (1978).

3.2.2.4. Armaduras construtivas complementares

Conforme comentado no capítulo 2 a ABNT NBR 6118:2007 não especifica em seu texto como devem ser dimensionada as armaduras complementares nos blocos sobre estacas. No caso de blocos sobre duas estacas, algumas armaduras complementares são de extrema importância e devem ser verificadas com cuidado. Neste trabalho são analisadas as solicitações nessas armaduras.

Conforme revisado no capítulo 2 Montoya et al. (2000) e a norma espanhola EHE (2008) sugerem que esta armadura deve ter área no mínimo 1/10 da área da armadura principal do tirante, esse valor muitas vezes é menor que a armadura mínima. Nos modelos utilizados neste trabalho, foi calculada uma armadura longitudinal superior considerando pelo menos 1/5 da armadura principal do tirante, utilizando-se a maior armadura calculada, sendo $11,91 \text{ cm}^2$, adotou-se 3 barras de 10mm resultando uma armadura efetiva de $2,40 \text{ cm}^2$, para todos os modelos de blocos sobre estacas

Para armadura de estribos verticais e horizontais autores como Machado (1979) sugerem o uso de uma armadura calculada por $(A_{st}/s)_{min} = 0,075b$ (sendo b a largura do bloco). A norma EHE (2000) sugere que tenham área das barras de armadura superior a 4% da área das barras da armadura principal de tração. O Boletim nº 73 do CEB (1970) estabelece que tais áreas de armaduras sejam $0,0020.b.s$ (b é largura do bloco, e s é o espaçamento das barras da malha, em centímetros).

Neste trabalho foi feita uma análise entre essas sugestões e o cálculo de estribos verticais considerando a força cortante. Chegou-se a uma armadura de $\phi 6,3$ mm a cada 10 cm para todos os modelos.

3.2.3. Estacas

As estacas foram dimensionadas como pilares seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118:2007. A única condição da Norma não adotada foi a área mínima de 360 cm^2 , por se tratar de ensaio experimental de modelos reduzidos.

Em conformidade com outros ensaios do mesmo padrão foram adotadas estacas curtas, com a mesma altura do bloco (40 cm), possibilitando a uniformização de tensões (princípio de Saint Venant). A adoção de alturas de estacas maiores não seria possível neste ensaio, pois inviabilizaria a montagem, não sendo possível ainda a utilização da máquina Instron. Por se tratar de pequena altura, os efeitos de segunda não foram considerados no dimensionamento.

A resistência característica à compressão do concreto das estacas foi considerada 50 MPa, o dobro da resistência adotada para o conjunto bloco-pilar. A justificativa para essa adoção é possibilitar que durante o ensaio não ocorra ruína prematura das estacas, sendo que o principal foco de estudo deste trabalho é a região localizada entre bloco e pilar. Consideraram-se ainda, no dimensionamento, os coeficientes de majoração de esforços solicitantes ($\gamma_f = 1,4$) e minoração dos materiais, concreto ($\gamma_c = 1,4$) e aço ($\gamma_s = 1,15$).

Para o cálculo da área de armadura longitudinal, utilizou-se a expressão 3.14.

$$F_{d,est} = (A_c - A_s) \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_{s2}$$

(3.14)

sendo:

$F_{d,est}$ é reação calculada como força última estimada no bloco;

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto (sendo $f_{ck} = 50$ MPa);

σ_{s2} é a tensão de cálculo das barras de aço igual a 42,0 MPa (CA-50);

A_c é a área da seção transversal da pilar igual a 12,5 cm x 12,5 cm;

A_s é a área da seção transversal das barras da armadura longitudinal.

Com os valores de armadura longitudinal das estacas calculados adotou-se a armadura efetiva mostrada no item 3.2.4 (Detalhamento). Foi verificada a ancoragem com as expressões da ABN NBR 6118:2007 e adotou-se que todas as armaduras longitudinais de estacas deveriam ancorar 30 cm dentro do bloco. Foi adotada armadura de estribos em conformidade com a Norma.

3.2.4. Detalhamento

O projeto completo com detalhamento de todas as armaduras encontra-se anexo a este trabalho. Neste item apresenta-se um quadro resumo de todas as armaduras adotadas para os doze modelos de blocos sobre estacas, conforme tabela 3.8 e 3.9.

Tabela 3.8 – Resumo de armadura de blocos e estacas

Série	BLOCOS				ESTACA	
	Armadura do tirante	Armadura superior	Estribos verticais	Estribos horizontais	Armadura longitudinal	Estribos
B110	4 ϕ 12,5				4 ϕ 10,0	
B115	4 ϕ 12,5	3 ϕ 10,0	ϕ 6,3 c/10 cm	ϕ 6,3 c/10 cm	4 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/4 cm
B120	6 ϕ 12,5				4 ϕ 10,0	
B127	5 ϕ 16,0				4 ϕ 16,0	

Tabela 3.9 – Resumo de armadura de pilares

Pilar	Armadura longitudinal			Estribos
P125R1	4	ϕ	8,0	
P250R1	6	ϕ	8,0	
P375R1	10	ϕ	8,0	
P500R1	14	ϕ	8,0	
P125R25	4	ϕ	12,5	
P250R25	8	ϕ	12,5	$\phi 5,0$ c/2cm (fretagem)
P375R25	10	ϕ	12,5	$\phi 5,0$ c/4cm
P500R25	14	ϕ	12,5	
P125R4	4	ϕ	16,0	
P250R4	8	ϕ	16,0	
P375R4	10	ϕ	16,0	
P500R4	14	ϕ	16,0	

3.3. Construção dos modelos

A construção dos modelos foi feita em várias etapas: montagem das fôrmas, estudo do traço ideal para o concreto, detalhamento para compra de armadura cortada e dobrada, instrumentação de barras de aço, montagem de armaduras, concretagem das peças e instalação dos extensômetros mecânicos.

3.3.1. Materiais

3.3.1.1. Fôrmas

A primeira etapa para construção de um modelo de concreto armado é a construção de fôrmas. Em janeiro de 2013 foram montadas fôrmas em madeira compensada plastificada de 15 mm de espessura. O projeto de fôrmas encontra-se anexo a este trabalho.

Os elementos componentes do modelo foram concretados em duas etapas distintas, primeiramente estacas e depois blocos-pilares, portanto, as fôrmas foram produzidas separadamente. Os blocos e pilares foram concretados juntamente, porém, em razão da montagem da armadura as fôrmas foram feitas separadamente.

A figura 3.7 mostra fotos das fôrmas em estoque.



Fôrmas dos blocos



Fôrmas de pilares



Fôrmas de estacas



Detalhe de travamento em fôrma de pilar

Figura 3.7 - Fôrmas em madeira para moldagens dos modelos

3.3.1.2. Concreto

Foram utilizados concretos com resistências à compressão diferentes na construção dos modelos. Para blocos e pilares utilizou-se concreto usinado com resistência média a compressão de 25 MPa. Para as estacas o concreto requereu uma resistência média à compressão de 50 MPa, e, foi feito no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, por se tratar de pequena quantidade.

Para compra do concreto usinado foi especificado uma resistência característica à compressão de 25MPa e abatimento (slump) igual 14 ± 2 cm e brita 0 (pedrisco).

Para o concreto das estacas, com resistência característica à compressão de 50 MPa utilizaram os materiais descritos.

O cimento utilizado foi do tipo CPV-ARI Ultra da marca Votorantim e foi doado pela empresa CONPREL Engenharia Construções de Concreto Ltda. Este tipo de cimento, usado na concretagem das estacas, oferece alta resistência inicial, propriedade necessária para que se pudesse movimentar e desformar os elementos antes de vinte e oito dias.

O agregado miúdo utilizado foi areia quartzosa disponível na região de São Carlos. O agregado graúdo foi pedra britada de origem basáltica com diâmetro máximo de 19 mm. A água empregada foi a fornecida pela rede pública da cidade de São Carlos.

Foi necessário ainda o emprego de um aditivo superplastificante, por se tratar de concreto com pequena relação água/cimento. Utilizou-se o Glenium 51 da marca Basf. Uma das principais propriedades deste aditivo é permitir a redução da relação água/cimento sem que haja segregação e reduz o tempo de cura do concreto.

Para definição das proporções dos materiais utilizados no concreto das estacas foram realizados estudos de duas dosagens para traços, a fim de se chegar à resistência e trabalhabilidade ideal para concretagem.

No estudo da primeira dosagem utilizou-se o Método Aïtcin (2000) obtendo-se a relação 1:2,36:2,54:0,33:0,03 (cimento, areia média, brita 1, relação água/cimento e superplastificante). Para o segundo traço utilizou-se o Método Mehta/Aïtcin, (Mehta & Aïtcin, 1990) e a proporção dos materiais foi 1:1,62:2,42:0,40:0,01. Foram moldados 6 corpos-de-prova para estudo do primeiro traço e mais 6 para o segundo traço. A figura 3.8 apresenta as principais etapas dos ensaios de traço.



Materiais utilizados e confecção de mistura em betoneira



Realização do teste de abatimento de cone (slump)

Preenchimento dos CP's

Figura 3.8 – Ensaios para caracterização do traço do concreto das estacas

Após as moldagens dos corpos-de-prova de prova foram mantidos em câmara úmida e foram ensaiados nas idades de 7 dias, 14 dias, 21 dias e 28 dias. A tabela 3.10 apresenta o consumo de materiais e as resistências obtidas nas idades especificadas.

Tabela 3.10 – Consumo de materiais dos traços estudados e as resistências à compressão obtidas nas idades *i*

Traço	Consumo de materiais (kg/m ³)					Resistência f_{ci} (MPa)			
	Cimento	Areia	Brita1	Água	Super	7dias	14 dias	21 dias	28 dias
1	400,0	942,0	1016,0	132,0	12,0	66,6	70,5	79,8	81,3
2	440,0	726,0	1082,0	185,0	4,4	50,1	57,1	-	63,0

Os corpos-de-prova foram ensaiados na máquina Ele-Autotest 2000 nas idades especificadas na tabela 3.10, a figura 3.9 mostra algumas fotos dos corpos-de-prova durante o ensaio.



Figura 3.9 – Ensaio para determinação da resistência à compressão

A proporção escolhida para fazer o concreto das estacas foi do traço 2, pois além de ter alcançado a resistência requerida apresentou melhor trabalhabilidade. O traço 1, mesmo utilizando grande parte de superplastificante apresentou uma mistura um pouco segregada, isso poderia dificultar a concretagem dos elementos.

3.3.1.3. Aço

Foram utilizadas barras de aço CA-50 com diâmetro nominal de 6,3 mm, 8,0 mm, 10,0 mm, 12,5 mm e 16,0 mm, e fios de aço CA-60 com diâmetro de 5,0 mm, para as armaduras dos modelos.

As barras foram compradas já cortadas e dobradas, conforme o projeto de detalhamento que se encontra anexo, em empresa especializada na cidade de São Carlos. A figura 3.10 mostra as barras armazenadas em galpão do laboratório.



Figura 3.10 – Barras de aço para montagem da armadura dos modelos

3.3.2. Instrumentação com extensômetros elétricos

A instrumentação das barras de aço com a utilização de extensômetros elétricos precedeu a montagem das armaduras dos modelos.

Foram instalados 294 extensômetros elétricos (base de medida 5mm), em barras longitudinais de pilares, em estribos verticais e horizontais dos blocos e barras superiores e inferiores da armadura dos blocos.

Nas barras de armadura dos blocos os extensômetros foram posicionados no centro das barras da armadura superior e inferior, na posição que coincide com o eixo das estacas nas barras inferiores e estribos horizontais e em uma das abas dos estribos verticais. Nos modelos de blocos em que armadura principal de tração foi alocada em uma camada, apenas duas barras da armadura inferior foram instrumentadas; nos modelos em que a armadura foi disposta em duas camadas, além das duas barras inferiores, mais uma barra da segunda camada foi instrumentada. As barras de pilares foram instrumentadas em quatro posições específicas em que se queria medir as deformações. As figuras 3.11 e 3.12 mostram as posições nas quais os extensômetros foram instalados.

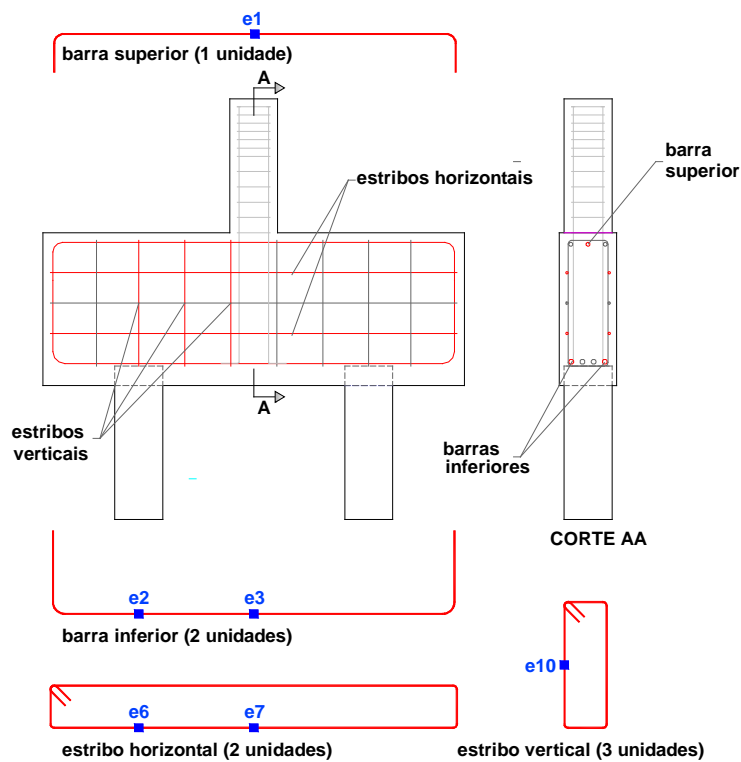


Figura 3.11 – Posições dos extensômetros elétricos nas barras de armadura dos blocos

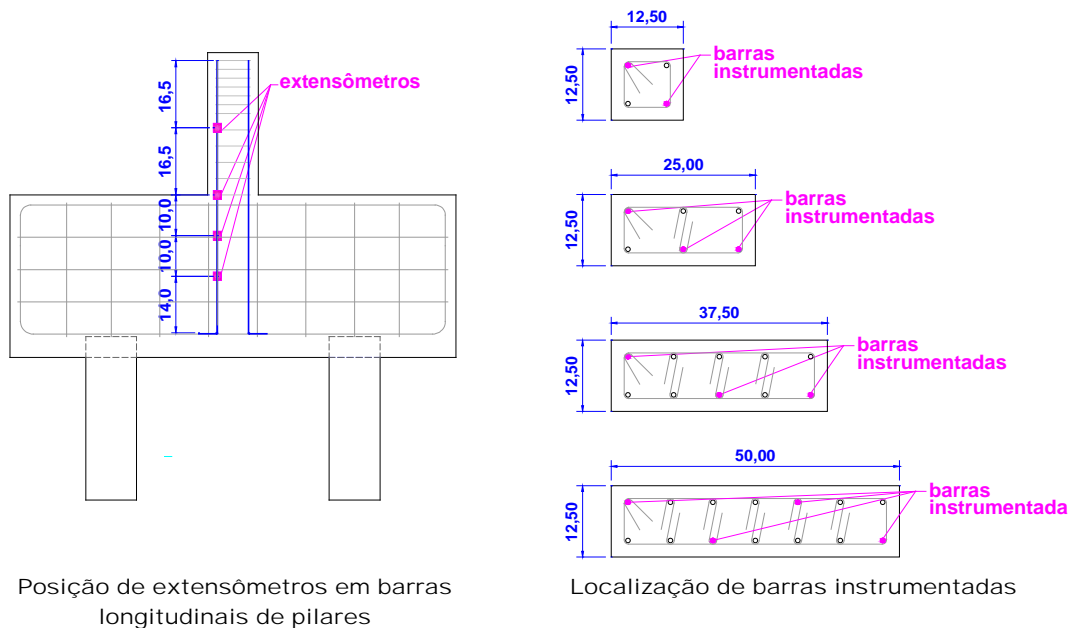


Figura 3.12 – Posições dos extensômetros elétricos nas barras de armadura dos pilares

Nos modelos da série B120 e B127 foi instrumentada uma das barras na segunda camada de armadura principal de tração, o extensômetro foi posicionado no centro da barra. Nos modelos da série B127 instrumentou-se um estribo a mais, ficando quatro estribos

instrumentados, isso se justifica pois, nesses modelos com pilar mais alongado a largura da biela idealizada é maior.

O projeto completo de instrumentação das barras encontra-se no anexo a este trabalho.

A realização da instrumentação foi feita em etapas, quais sejam: desbaste da região na qual é colado o extensômetro, colagem e colocação de fita isolante, verificação da corrente elétrica e soldagem do extensômetro ao fio. A figura 3.13 mostra as principais etapas da instalação dos extensômetros elétricos.



Barras de aço já desbastadas



Fios cortados



Barra de pilar com 3 pontos de extensômetros



Detalhe da região com extensômetro colado



Extensômetro e fio prontos para soldagem



Pontos de extensometria finalizados

Figura 3.13 – Etapas da instalação dos extensômetros elétricos

3.3.3. Montagem e concretagem

3.3.3.1. Montagem da armadura

As barras das armaduras de estacas não foram instrumentadas, portanto foram montadas inicialmente. A figura 3.14 mostra um exemplo de armadura de estaca já montada.



Figura 3.14 – Montagem das armaduras de estacas

Após a montagem das armaduras de estacas deu-se na sequência a montagem das armaduras dos pilares. Na confecção das armaduras dos pilares primeiramente se fizeram os estribos e armaduras de fretagem. Por se tratar de vários tipos de seções de pilares e diferentes armaduras longitudinais a montagem da armadura de fretagem foi muito trabalhosa, resultando em uma das etapas mais demoradas do trabalho de construção dos modelos. A foto 3.15 mostra alguns exemplos de armaduras de fretagem montadas.



Figura 3.15 – Detalhe das armaduras de fretagem de pilares

A figura 3.16 mostra algumas das armaduras de pilares prontas para as montagens dos modelos de blocos sobre estaca.



Seção 12,5cm x 12,5cm



Seção 12,5cm x 25,0cm



Seção 12,5cm x 37,5cm



Seção 12,5cm x 50,0cm

Figura 3.16 – Montagem das armaduras de pilares

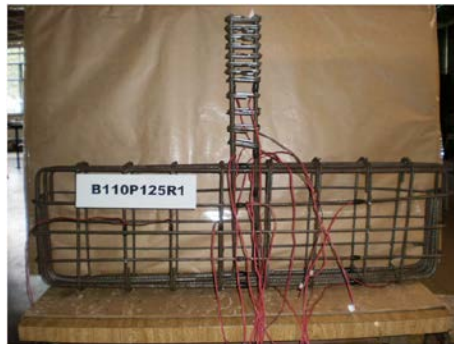
Após as montagens das armaduras dos pilares foram montadas as armaduras do bloco separadamente para, posteriormente, encaixar a armadura dos pilares nessas. A sequência de montagem de um dos modelos é mostrada na foto 3.17.



Figura 3.17 - Montagem das armaduras de blocos da série B110 e B115

Concluídas as montagens de todas as armaduras dos blocos, estas foram unidas e amarradas a amadura pré-montada dos pilares. Essa sequência foi delicada, principalmente para os modelos com pilares com várias barras de armadura.

As armaduras finais dos conjuntos pilares-blocos dos doze modelos experimentais são mostradas nas figuras 3.18, 3.19, 3.20 e 3.21.



B110P125R1

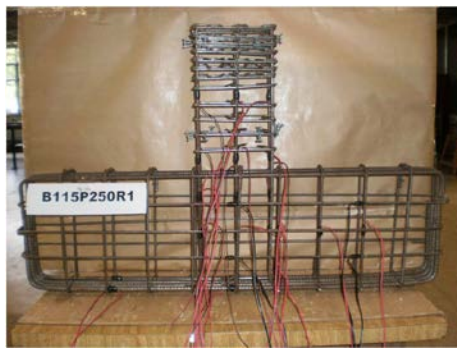


B110P125R25

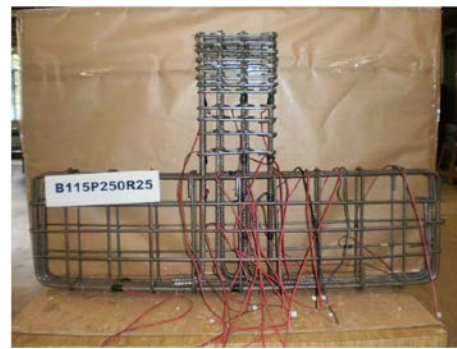


B110P125R4

Figura 3.18 - Armadura final conjunto bloco-pilar dos modelos da série B110



B115P250R1



B115P250R25

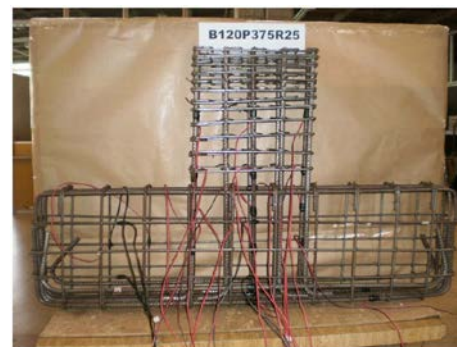


B115P250R4

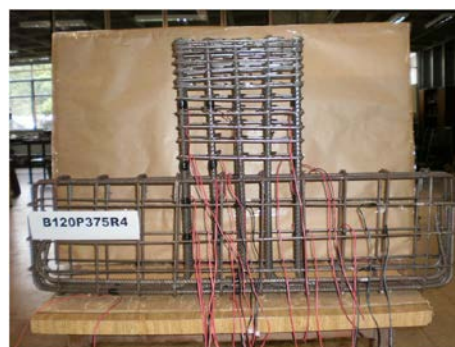
Figura 3.19 - Armadura final conjunto bloco-pilar dos modelos da série B115



B120P375R1



B120P375R25



B120P375R4

Figura 3.20 - Armadura final conjunto bloco-pilar dos modelos da série B120

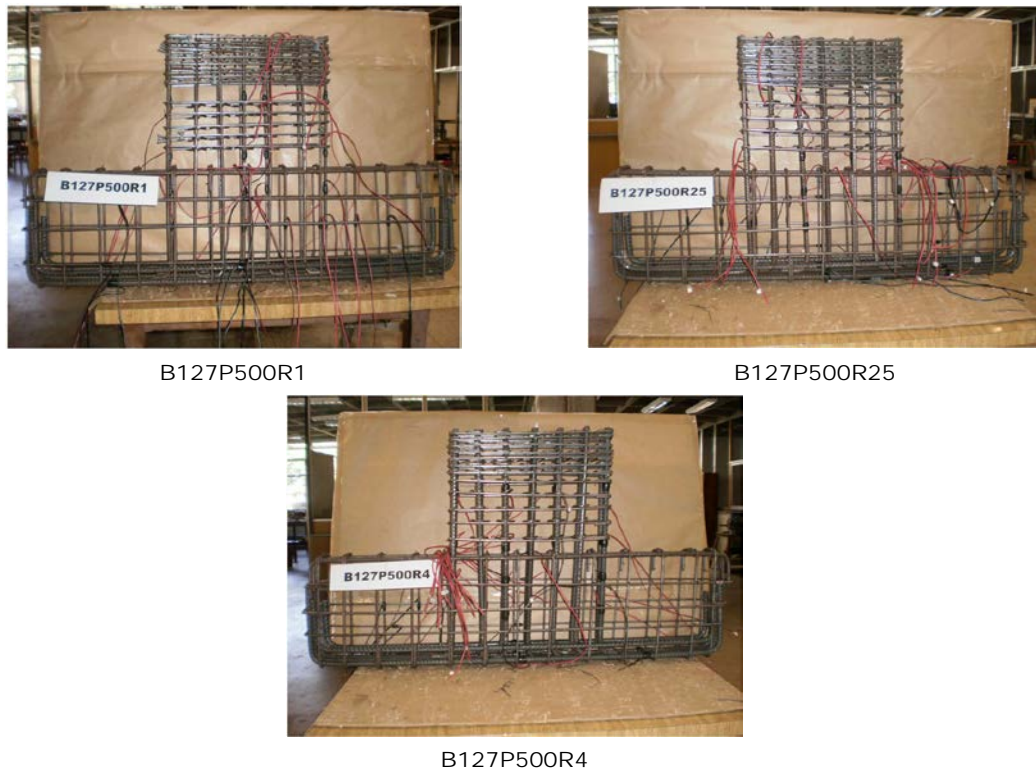


Figura 3.21 - Armadura final conjunto bloco-pilar dos modelos da série B127

Após as montagens dos conjuntos de armaduras dos pilares e blocos, anterior ao posicionamento das armaduras nas fôrmas, todos os fios elétricos referentes aos extensômetros colados nas barras foram numerados e etiquetados para fins de identificação dos mesmos após a concretagem. A figura 3.22 mostra detalhes das etiquetas nos fios dos extensômetros elétricos.

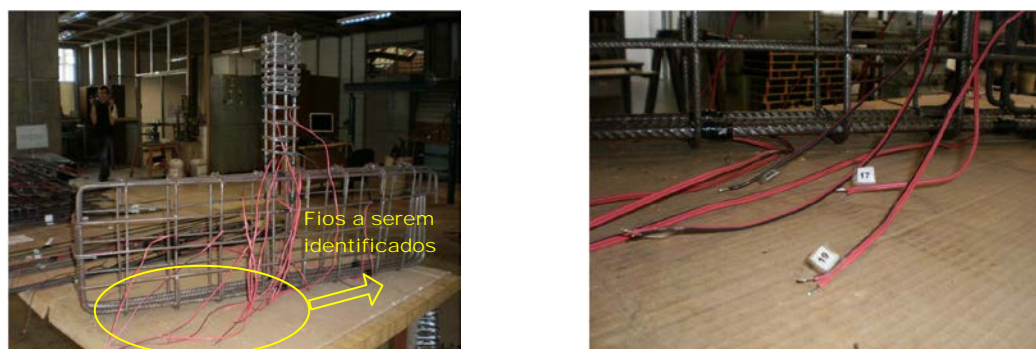


Figura 3.22 - Sequência de identificação de fios elétricos

Após as identificações dos fios elétricos foi dada sequência a etapa de concretagem.

3.3.3.2. Concretagem de estacas

A concretagem dos modelos se deu inicialmente pela construção das estacas. Por se tratar de elementos com resistências diferentes do conjunto, estas foram concretadas em uma primeira etapa, que ocorreu no dia 29 de maio de 2013.

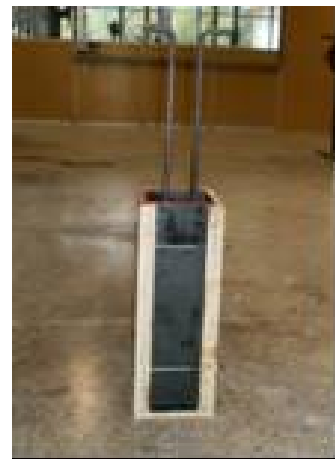
Inicialmente foram preparadas as fôrmas, passando-se óleo para facilitar a desforma, foram colocados espaçadores de 2,00 cm, adequados ao cobrimento requerido das armaduras, ficando assim estas prontas para receber o concreto. A figura 3.23 mostra as etapas dos serviços que precederam a concretagem.



Preparação de fôrmas e
corpos-de-prova



Colocação de espaçadores
na armadura



Modelo de estaca pronto
para concretagem

Figura 3.23 – Preparação de fôrmas de estacas para concretagem

A concretagem dos elementos foi realizada no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP, e, demandou um volume de $0,20 \text{ m}^3$ de concreto, para preenchimento de 12 estacas de $12,5 \text{ cm} \times 12,5 \text{ cm} \times 40,0 \text{ cm}$ e 12 corpos-de-prova de $10,0 \text{ cm} \times 20,0 \text{ cm}$. Os materiais e dosagem utilizados são os mesmos utilizados na realização do estudo de traço número 2, descrito no item 3.3.1.2. A figura 3.24 mostra as etapas de concretagem das estacas.



Betoneira de eixo horizontal



Preenchimento dos elementos



Estacas e corpos-de-prova

Figura 3.24 – Concretagem de estacas

Após a concretagem as estacas foram desformadas em 5 dias. A figura 3.25 mostra as estacas já sem as fôrmas.



Figura 3.25 – Estacas sem as fôrmas

A etapa seguinte foi o posicionamento das estacas para apoio dos blocos e a posterior concretagem do conjunto bloco-pilar.

3.3.3.3. Concretagem do conjunto

Com a conclusão das etapas anteriores foi realizada a montagem das armaduras dos blocos de pilares nas fôrmas para concretagem do conjunto.

Primeiramente instalou-se a fôrma dos blocos sobre as estacas previamente moldadas. Com a fôrma posicionada montou-se a armadura dos blocos, abrindo-se as das laterais do modelo. A figura 3.26 mostra essa sequência da construção.



Fôrmas e estacas a serem posicionadas



Fôrmas de blocos sobre as estacas



Posicionamento da armadura



Fôrma do bloco com armadura posicionada

Figura 3.26 – Montagem de fôrmas dos modelos de blocos sobre estacas

O uso de espaçadores de plástico foi necessário para se atender o cobrimento de armadura especificado. Após a o fechamento da lateral das fôrmas dos blocos, estas foram apuradas e travadas para o posicionamento da fôrma dos pilares. A figura 3.27 mostra a colocação das fôrmas de pilares sobre os blocos.



Colocação de fôrmas de pilares e travamento de fôrmas dos blocos



Fôrma do bloco com travamento e fôrma de pilar posicionado

Figura 3.27 – Montagem de fôrmas dos modelos de blocos sobre estacas

Com as fôrmas posicionadas foi necessário fazer o escoramento, para evitar acidentes durante a concretagem. Alguns cuidados foram tomados com os fios dos extensômetros para que estes não fossem danificados durante a concretagem. A figura 3.28 mostra alguns desses detalhes.



Escoramento de fôrmas



Fios de extensômetros protegidos

Figura 3.28 – Montagem de fôrmas dos modelos de blocos sobre estacas

Concluída todas as montagens de fôrmas foi realizada a concretagem dos modelos.

A concretagem foi realizada no dia 10 de setembro de 2013 no Laboratório de estruturas da EESC – USP. A temperatura no ato da concretagem era de 23,4° e a umidade relativa do ar era de 49%. Conforme mencionado anteriormente, foi comprado concreto usinado da empresa Arcon de São Carlos. A concretagem durou aproximadamente 2 horas. A figura 3.29 mostra o caminhão-betoneira iniciando o descarregamento do concreto.



Figura 3.29 – Caminhão-betoneira da empresa Arcon

Antes de iniciar a concretagem dos modelos foi realizado o ensaio para determinação da consistência do concreto com abatimento de tronco de cone (*Slump Test*) em conformidade com a ABNT NBR NM67:1998. A figura 3.30 mostra este ensaio.



Preenchimento em camadas



Sequência de golpes



Abatimento total = 15 cm

Figura 3.30 – Ensaio de abatimento- “Slump test”

Como o concreto recebido atendeu as especificações de consistência preestabelecidas procedeu-se a concretagem.

Durante a moldagem foram utilizados dois vibradores de agulha de 25 mm sendo um deles adaptado com uma barra de 16 mm para vibração do concreto, principalmente na moldagem dos pilares que possuíam alta taxa de armadura. A figura 3.31 mostra a concretagem dos modelos e o detalhe do vibrador.



Modelos sendo concretados



Detalhe do vibrador

Figura 3.31 – Concretagem dos modelos de blocos sobre estacas

Durante a concretagem foram moldados doze corpos-de-prova, em conformidade com a ABNT NBR NM 33:1998 para posterior análise da resistência e módulo de elasticidade.

Após a concretagem foi dado acabamento nos modelos, estes foram etiquetados e deu-se seqüência a cura do concreto.

As figuras 3.32 e 3.33 mostram detalhes dos blocos após a concretagem.



Modelos após concretagem



Detalhe da identificação

Figura 3.32 – Modelos de blocos sobre estacas após a concretagem



Figura 3.33 – Vista geral do modelos de blocos sobre estacas após a concretagem

Decorrida uma semana foram retiradas as fôrmas dos modelos e após 30 dias estes foram transportados a fim de posicioná-los para a colagem de extensômetros mecânicos. Para o transporte foi utilizado a ponte rolante do laboratório. As fotos da figura 3.33 mostram a desforma e transporte dos modelos



Retirada das fôrmas



Transporte dos modelos



Modelos estocados no laboratório

Figura 3.34 – Retirada de fôrmas e transporte dos modelos de blocos sobre estacas

3.3.4. Instrumentação com extensômetros mecânicos

Após a cura e desforma dos modelos em concreto armado procedeu-se a realização da instrumentação com extensômetros mecânicos.

O uso dos extensômetros mecânicos pretendeu medir as deformações na face do bloco, já que um dos objetivos da pesquisa é verificar a influência da transmissão de força do pilar na formação da biela de compressão. A decisão do uso deste tipo de instrumentação se deu por verificar bons resultados obtidos por Delalibera (2006). O uso deste tipo de instrumentação também foi possível por se tratar de modelo de bloco sobre duas estacas sem as faces laterais.

A pesquisa bibliográfica permitiu verificar as dificuldades da medida de deformação no concreto em modelos reduzidos. Pesquisadores mediram a deformação no concreto por meio de barras instrumentadas com extensômetros elétricos, como Miguel (2000) que instalou as barras instrumentadas na massa de concreto na posição em que desejava obter a deformação. Os resultados obtidos por Miguel (2000) não foram satisfatórios, o aço sendo mais resistente que o concreto, se deforma e altera as deformações no concreto do entorno e a distribuição do fluxo de tensões de compressão.

Outro procedimento para esta medida seria usar extensômetros encapsulados imersos na massa de concreto, como na pesquisa de Adebar et al. (1990), mas este tipo não é adequado já que poderia interferir na trajetória de tensões no bloco.

Delalibera (2006) utilizou a instrumentação com extensômetros mecânicos e conseguiu definir em seu trabalho a orientação das trajetórias de tensão no seus modelos de blocos sobre estacas.

Existem outros tipos de instrumentação e outras formas de se obter a deformação no concreto, mas por se tratar de um meio mais simples e acessível optou-se pelos extensômetros mecânicos. Os pontos em que foram obtidas as medidas são mostrados na figura 3.35, a saber: 1) eixo da biela cruzando com eixo da estaca; 2) e 3) considerando perpendicular a biela afastada 5 cm; 4) metade da altura ($d/2$) no eixo da biela; 5) na vertical igual 15 cm, na horizontal igual a eixo do pilar, 6) duas vezes a altura do ponto 5; 7) na vertical igual a 7 cm, na horizontal eixo do pilar; 8) duas vezes a altura do ponto 7. Os pontos de 5 a 8 visam medir as deformações na região de transferência de força do pilar para o bloco, as distâncias foram orientadas pelo trabalho de Fusco (1994).

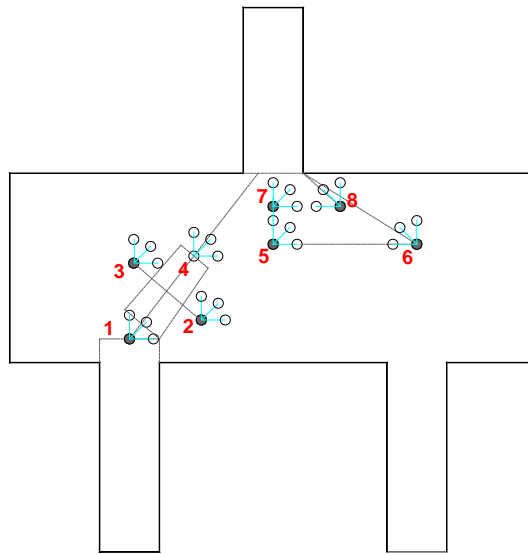


Figura 3.35 – Pontos instrumentados com extensômetros mecânicos

As bases de medidas foram feitas com pastilhas de aço com 10 mm de diâmetro e 4 mm de espessura. Nas pastilhas foi colocada uma esfera de aço no centro, que possibilitou a medida com o equipamento adequado.

As pastilhas foram coladas com adesivo líquido instantâneo, em forma de roseta retangular. Com os deslocamentos relativos dos pontos, medidos nas três direções (0° , 45° e 90°), foi possível determinar as deformações principais e suas direções em cada ponto. Primeiramente marcavam-se os pontos, colavam-se as pastilhas principais e com gabarito de 50 mm marcava-se os pontos da roseta e procedia-se a colagem das demais pastilhas.

As etapas da realização da instrumentação com extensômetros mecânicos é mostrada na figura 3.36 e 3.37



Marcação dos pontos



Colagem pastilhas principais

Figura 3.36 – Etapas da instrumentação com extensômetros mecânicos



Posicionamento dos pontos da roseta



Pastilhas em Roseta



Aferição dos pontos



Modelo pronto

Figura 3.37 – Etapas da instrumentação com extensômetros mecânicos

Após a colocação das pastilhas metálicas que funcionaram como extensômetros mecânicos os modelos estavam prontos para o ensaio.

3.4. Equipamentos, instrumentos e materiais para o ensaio

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da EESC-USP.

O principal equipamento utilizado foi a máquina Instron 8506 com capacidade nominal de força de 2500 kN, a possibilidade de utilizar esta máquina se deu em face das dimensões dos modelos reduzidos em escala 1:2. Para a aquisição dos dados utilizou-se o sistema computadorizado System 500. A figura 3.38 mostra detalhes destes equipamentos.



Instron 8506



Sistema de aquisição de dados

Figura 3.38 – Equipamento Instron e sistema de aquisição de dados

Para obtenção das reações nas estacas foram utilizadas duas células de carga com capacidade de 2000 kN, mostrada na figura 3.39.



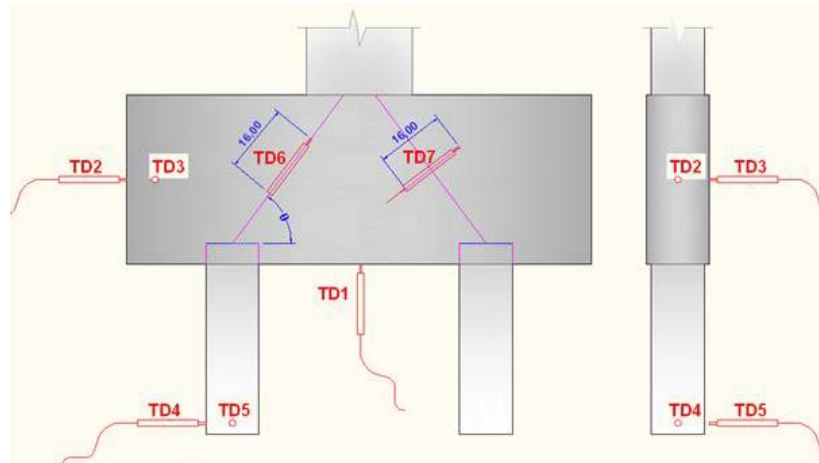
Célula de carga capacidade 2000 kN



Modelo posicionado sobre a célula

Figura 3.39 – Célula de carga

Para obtenção dos deslocamentos na base e nas laterais dos modelos foram utilizados cinco transdutores de deslocamento. Na face do concreto, oposta àquela em que se colou extensômetros mecânicos, também foram usados dois transdutores para obtenção de medidas de deformação totalizando, portanto, sete transdutores de deslocamento sendo um deles com curso de 50 mm (TD1 da base) e os demais 25 mm. A figura 3.40 mostra a posição em que foram instalados estes transdutores.



Posição dos transdutores instalados



Transdutores TD2 e TD3



Transdutores TD4 e TD5



Transdutor TD1 (base), transdutores TD6 e TD7 (face)

Figura 3.40 – Transdutores de Deslocamento

Para as medidas dos deslocamentos relativos entre as pastilhas de aço foram medidas com um Tensotast da marca Huggenbergh, com precisão de milésimo de milímetro. O equipamento é mostrado na figura 3.41.



Figura 3.41 – Tensotast marca Huggenbergh

O Tensostat é composto por um relógio comparador e dois cutelos, um fixo e outro articulado que funciona como comparador. Para os ensaios uma base de medida de 50 mm foi utilizada podendo-se obter valores de deformações de até 0,02%.

Conforme já descrito no item 3.3.1 para medida de deformação nas barras de armadura foram utilizados extensômetros elétricos de resistência uniaxial da marca Kyowa, com base de medida de 5 mm

Os modelos foram transportados por meio de uma ponte rolante e uma empilhadeira, dessa forma puderam ser centralizados na máquina Instron. Posteriormente, foram travados com barras metálicas para que não se movimentassem durante o carregamento do modelo. A figura 3.42 mostra estes detalhes.



Modelo sendo transportado com ponte



Detalhe do travamento

Figura 3.42 – Transporte e travamento dos modelos

Nos modelos da série B110 com pilares quadrados foram colocados um anel feito com chapas metálicas, com o objetivo de evitar ruínas prematuras na região de introdução de força no pilar. Para o ensaio de modelos com pilares retangulares da série B120 e B127

foi necessário instalar uma placa metálica sob a rótula para que a força fosse introduzida de maneira uniforme. A figura 3.43 mostra alguns detalhes desses procedimentos.



Anel - modelos da série B110



Placa metálica - modelos da série B120

Figura 3.43 – Detalhe dos pilares durante o ensaio

Nos pilares de todos os modelos utilizou-se uma placa de gesso com o objetivo de distribuir a força de forma homogênea, a figura 3.44 mostra uma dessas placas após a utilização.



Figura 3.44 – Detalhe da placa de gesso utilizada sobre os pilares durante o ensaio

A figura 3.45 mostra a configuração geral de um modelo pronto para ensaiar, centralizado, travado e com os instrumentos instalados.

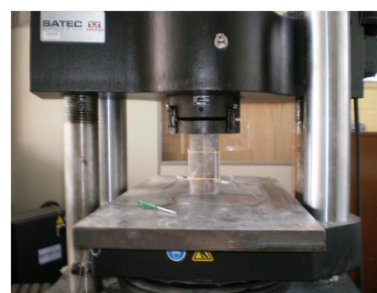


Figura 3.45 – Modelo da série B127 pronto para ensaio

Além dos equipamentos para o ensaio principal, foram utilizados equipamentos para os ensaios complementares para determinação das propriedades dos materiais. Para os ensaios de compressão e compressão diametral utilizou-se a máquina hidráulica ELE-Autotest 2000. Para os ensaios de corpo-de-prova para obtenção do módulo de elasticidade utilizou-se máquina de ensaio Instron modelo 300 HVL e um sistema de aquisição de dados. (figura 3.46)



ELE-Autotest 2000



Instron modelo 300 HVL

Figura 3.46 – Equipamentos para ensaios de corpos-de-prova

Utilizou-se, ainda, nas dependências do Laboratório de Estruturas – EESC-USP a câmara úmida para a cura de corpos-de-prova e uma máquina retificadora de corpos-de-prova.

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.1. Considerações Iniciais

Este capítulo descreve os resultados obtidos durante os ensaios experimentais de 12 modelos de blocos sobre duas estacas em escala 1:2, construídos de janeiro a setembro de 2013 no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

Os modelos foram ensaiados em outubro e novembro de 2013. Realizaram-se também ensaios complementares para determinação das propriedades do aço e do concreto utilizados. Os resultados desses ensaios são apresentados inicialmente.

Na sequência do capítulo são descritos os ensaios com uma análise do comportamento dos modelos durante o ensaio.

Posteriormente apresentam-se os resultados obtidos nos modelos ensaiados quanto a deslocamentos e deformações.

4.2. Propriedades mecânicas dos materiais

Neste item são apresentados os resultados obtidos quanto a propriedades mecânicas dos materiais utilizados nos modelos.

Para o aço foi realizado ensaio para determinação da resistência e do módulo de elasticidade, e para o concreto do bloco e das estacas realizaram-se ensaios para obtenção da resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade.

4.2.1. Barras e fios de aço

Os ensaios para determinação das propriedades das barras de aço foram realizados em abril de 2013. Os procedimentos seguiram as recomendações da norma ABNT NBR 6152:2002

Foram ensaiadas três barras, com comprimento de 100 cm, de cada diâmetro utilizado. Utilizou-se um extensômetro removível com base igual a 1000 mm e sistema de aquisição de dados System 5000. Os ensaios foram realizados na máquina hidráulica Instron.

As barras foram medidas e pesadas para obtenção do diâmetro efetivo, a massa específica do aço foi considerada igual a 7850 kg/m^3 em conformidade com a ABNT NBR 7480:2007. Com o cálculo do diâmetro efetivo obteve-se a área efetiva e foi possível determinar as curvas de tensão-deformação, determinando-se ainda os valores da resistência ao escoamento e os módulos de elasticidade para cada diâmetro de barra de aço utilizado.

Para os fios de aço com diâmetro nominal de 5,0 mm os diagramas não apresentaram patamar de escoamento, sendo caracterizado como CA-60. Neste caso para determinação da resistência ao escoamento (f_y) foi traçado uma reta paralela ao trecho reto da curva de tensão-deformação contendo o valor da deformação igual a 2‰, sendo f_y determinado pelo encontro dessa reta com a curva e projetado no eixo y. Para determinação dos módulos de elasticidade (E_s) utilizou-se o trecho reto da curva de tensão-deformação. Determinou-se ainda a deformação correspondente ao escoamento (ϵ_y).

A tabela 4.1 apresenta os valores das propriedades mecânicas dos aços utilizados nos ensaios.

Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas das barras de aço ensaiadas

ϕ_{nom} (mm)	$\phi_{efetivo}$ (mm)	f_y (MPa)	$f_{y,m}$ (MPa)	ϵ_y (‰)	$\epsilon_{y,m}$ (‰)	E_s (GPa)	$E_{s,m}$ (GPa)
5,0	4,96	687,09		5,72		188,54	
	4,96	683,16	686,32	5,46	5,55	200,31	193,67
	4,94	688,70		5,48		192,15	
6,3	6,25	604,34		3,51		191,01	
	6,33	598,86	595,42	2,81	3,09	210,19	206,56
	6,35	583,06		2,95		218,49	
8,0	7,88	556,25		3,24		194,38	
	7,89	567,93	568,61	3,31	3,21	215,12	205,37
	7,88	581,66		3,07		206,60	
10,0	9,84	581,00		3,38		203,87	
	9,90	556,66	564,30	3,64	3,55	187,89	197,99
	9,84	555,24		3,62		202,21	
12,5	12,32	571,12		3,57		189,47	
	12,33	558,38	558,41	3,69	3,42	189,47	198,02
	12,32	545,74		3,00		215,12	
16,0	15,89	584,19		4,85		201,35	
	15,90	569,42	577,97	4,35	4,72	210,76	202,53
	15,90	580,31		4,96		195,48	

Com a determinação dos valores da resistência ao escoamento, deformação no escoamento e módulo de elasticidade, obtiveram-se valores médios, conforme mostrado na tabela 4.1. Estes foram usados posteriormente para análise dos resultados dos ensaios dos modelos de blocos sobre estacas.

As figuras 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam os diagramas de forças-deformação obtidos para as barras de aço ensaiadas

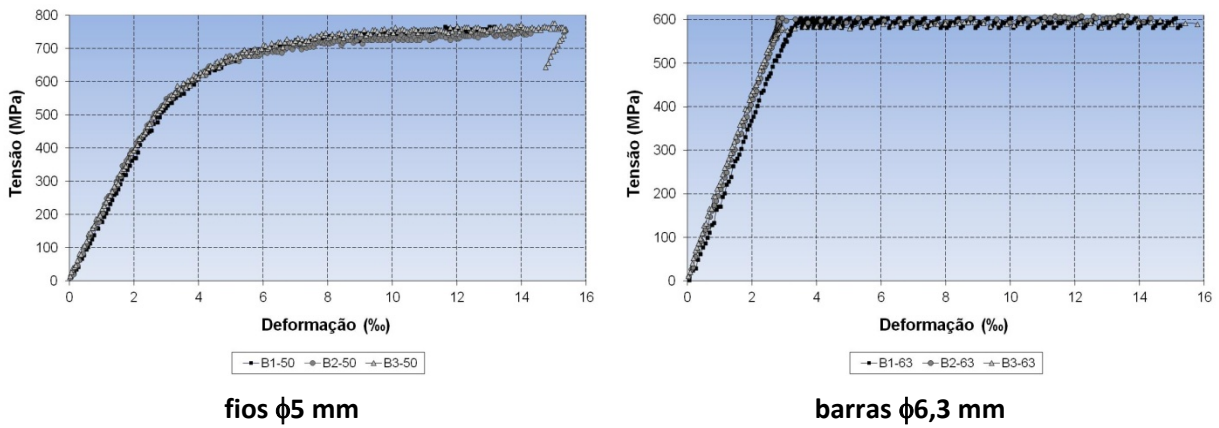


Figura 4.1 – Diagramas de tensão-deformação – diâmetros 5,0 mm e 6,3 mm

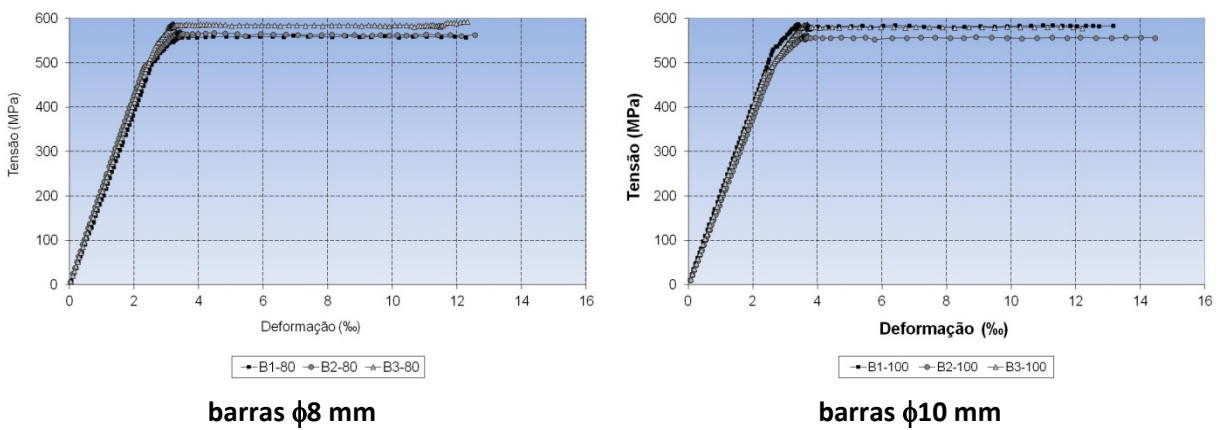


Figura 4.2 – Diagramas de tensão-deformação – diâmetros 8 mm e 10 mm

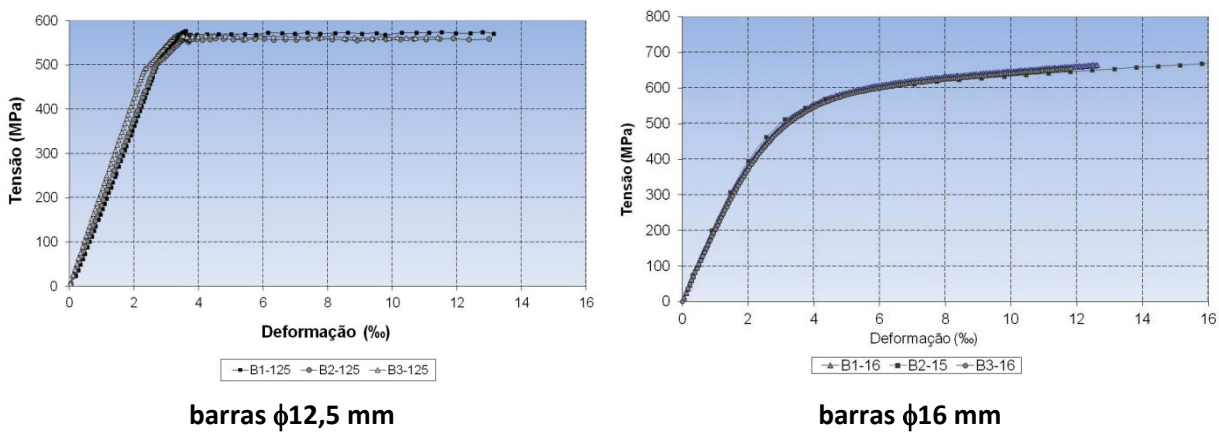


Figura 4.3 – Diagramas de tensão-deformação – diâmetros 12,5 mm e 16 mm

4.2.2. Concreto

Neste item apresentam-se os ensaios realizados para o concreto dos modelos. Foram realizados ensaios de corpos-de-prova à compressão, compressão diametral, e ensaio para determinação do módulo de elasticidade.

Deve-se salientar que o conjunto pilar-bloco-estaca foi feito com resistências diferentes, sendo que as estacas foram concretadas separadamente e em duas etapas, já que seis estacas foram refeitas, e, o conjunto pilar-bloco foram concretados juntos.

Os ensaios foram realizados no decorrer das duas semanas em que foram ensaiados os modelos, nos dias 22/10/13 e 31/10/13.

4.2.2.1. Ensaios de corpos-de-prova à compressão

Foram ensaiados 15 corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm moldados durante a concretagem dos elementos de estaca (2 etapas: estacas modelos B110, B115 e B120; estacas dos modelos B127), bloco e pilar. Os ensaios foram feitos de acordo com as recomendações da ABNT NBR 5739:2007

Os corpos-de-prova foram ensaiados na máquina hidráulica ELE Autotest 2000, mostrada na figura 4.4, os resultados obtidos para resistência à compressão (f_c) e resistência à compressão média ($f_{c,m}$) são mostrados na tabela 4.2.



ELE Autotest 2000



CP de estacas após rompimento

Figura 4.4 – Equipamento para ensaio de corpo-de-prova à compressão

Tabela 4.2 - Resistência à compressão dos corpos-de-prova ensaiados

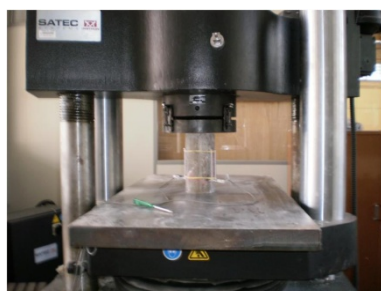
Moldagem	Idade (dias)	f_c (MPa)	$f_{c,m}$ (MPa)	$0,9.f_{c,m}$ (MPa)*
Blocos/Pilar	42	32,53	33,86	30,47
		32,96		
		32,79		
Blocos/Pilar	51	35,70		
		34,18		
		34,99		
Estacas	147	73,39	77,91	70,11
		74,71		
		76,43		
Estacas	155	83,58		
		82,42		
		76,94		
Estacas B127	64	80,13	79,15	71,24
		74,11		
		83,21		
* coeficiente que multiplica $f_{c,m}$ adotado igual a 0,9, para se levar em conta as relações entre as resistências obtidas nos corpos-de-prova e a real que atua no concreto da estrutura.				

4.2.2.2. Módulo de elasticidade

Para determinação do módulo de elasticidade estático dos concretos utilizados na moldagem de estacas (2 etapas: estacas modelos B110, B115 e B120; estacas dos modelos B127), pilares e blocos foram moldados 15 corpos-de-prova de 10 cm x 20 cm durante a concretagem dos elementos.

Estes ensaios foram realizados nos dias 22/10/13 e 31/10/13, durante as semanas em que ocorreram os ensaios dos modelos para que a idade dos corpos-de-prova coincidissem com a idade do concreto dos modelos ensaiados.

Para determinação do módulo de elasticidade utilizou-se a máquina de ensaio Instron modelo 300 HVL e instrumentaram-se os corpos-de-prova, com um extensômetro removível de base de 100 mm, a figura 4.5 mostra esta instrumentação.



Máquina Instron



Extensômetro de base 100 mm



Corpo-de-prova após ensaio

Figura 4.5 – Detalhes do ensaio para determinação de módulo de elasticidade

Por meio da instrumentação utilizada foi possível obter a curva de tensão-deformação para cada corpo-de-prova. Por meio das recomendações da ABNT NBR 8522:200 determinou-se a inclinação da reta que intercepta a curva de tensão-deformação nos pontos cuja tensão corresponde a 0,5 MPa e 30% de f_c , determinando-se, assim, o módulo de deformação tangente experimental ($E_{ci,exp}$). Para análises posteriores utilizou a média dos valores de $E_{ci,exp}$ ($E_{ci,exp,m}$). A tabela 4.3 mostra esses valores, alguns não foram considerados na média.

Tabela 4.3 - Módulo de elasticidade experimental

Concreto	Idade (dias)	$E_{ci,exp}$ (GPa)	$E_{ci,exp,m}$ (GPa)
Blocos/Pilar	42	35,46	35,11
		26,39*	
		28,05*	
Blocos/Pilar	51	33,58	44,05
		37,15	
		34,23	
Estacas	147	41,87	49,56
		53,22	
		40,84	
Estacas	155	38,90	49,56
		43,34	
		46,11	
Estacas B127	64	54,00	49,56
		46,28	
		48,41	

* Os valores 26,39 GPa e 28,05 GPa não foram considerados na média do $E_{ci,exp,m}$

Observa-se por meio da tabela 4.2 que os valores tiveram pouca variação de resultados, a não ser por valores do concreto de blocos-pilares com idade de 42 dias que foram desconsiderados para o cálculo da média.

4.2.2.3. Resistência à tração de concreto

Para determinação da resistência à tração do concreto utilizado na confecção dos modelos realizou-se o ensaio de compressão diametral de 15 corpos-de-prova de 10 cm x 20 cm, de diferentes idades sendo 6 corpos-de-prova moldados durante a concretagem de blocos e pilares, 6 unidades moldados da primeira etapa de construção de estacas e 3 unidades da segunda etapa de construção de estacas (estacas dos modelos B127)

Os ensaios foram realizados na máquina ELE Autotest 2000 de acordo com as recomendações da ABNT NBR 7222:2011, nas datas 23/10/13 e 31/10/13. Para o cálculo da resistência à tração por compressão diametral utilizou-se a expressão 4.1.

$$f_{tD} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot L} \quad (4.1)$$

Sendo:

f_{tD} : valor da resistência à tração por compressão diametral;

F: força máxima obtida no ensaio;

d: diâmetro da seção do corpo-de-prova;

L: comprimento do corpo-de-prova.

De acordo com ABNT NBR 6118:2007 a resistência à tração direta pode ser estimada como sendo 90% do valor da resistência à tração indireta, portanto os valores obtidos no ensaio foram multiplicados por 0,9 para obtenção de f_{ct} (resistência à tração direta), calculou-se, ainda, a média desses valores ($f_{ct,m}$). A tabela 4.4 apresenta os valores de força máxima (F) obtidas no ensaio, bem como os valores das resistências à tração para cada corpo-de-prova ensaiado.

Tabela 4.4 - Valores de resistência à tração

Concreto	Idade (dias)	F (KN)	f_{td} (MPa)	f_{ct} (MPa)	$f_{ct,m}$ (MPa)
Blocos/Pilar	42	107,3	3,414	3,07	2,97
		92,2	2,934	2,64	
		107,9	3,434	3,09	
Blocos/Pilar	51	115,2	3,667	3,30	
		100,3	3,192	2,87	
		100,1	3,185	2,87	
Estacas	147	148,1	4,714	4,24	4,49
		141,7	4,511	4,06	
		145,7	4,637	4,17	
Estacas	155	162,9	5,184	4,67	
		194,2	6,181	5,56	
		147,5	4,695	4,23	
Estacas B127	64	159,8	5,086	4,58	4,71
		167,0	5,315	4,78	
		166,1	5,288	4,76	

4.3. Descrição dos ensaios

Neste tópico faz-se uma descrição detalhada do comportamento de cada modelo ensaiado mostrando-se os primeiros dados coletados como, força em que ocorreu a primeira fissura, evolução de fissuração, formação da biela experimental, força última e de pós-pico, etc.

Além dos instrumentos utilizados para coletar dados durante o ensaio foram anotadas fissuras visíveis, bem como sua abertura. Observou-se ainda o comportamento da fissura após a força última. Após o ensaio foram feitas várias medidas, largura da biela experimental delimitada por fissuras paralelas, inclinação e largura média desta.

Para computar a aberturas das fissuras foi utilizada uma régua apropriada. Para medidas de distâncias entre fissuras depois do ensaio utilizou-se régua, trena e transferidor. Para medida do ângulo tomou-se um eixo imaginário entre as principais fissuras inclinadas e fez-se a medida com o transferidor, esse ângulo foi obtido posteriormente por meio de resultados nos extensômetros e transdutores, e podem ser feitas comparações. A medida da largura da biela foi tomada na metade da altura do bloco perpendicular as principais

fissuras paralelas. Para medidas da fissura até a lateral do pilar ou estaca utilizou-se uma trena.

4.3.1. B110P125R1

O ensaio deste modelo foi realizado dia 17 de outubro de 2013, e, teve duração aproximada de uma hora e trinta minutos. A velocidade de deslocamento do pistão foi de 0,002 mm/s.

A primeira fissura visível notada surgiu com uma força de 225 kN localizada ao centro do bloco. Esta fissura não evoluiu, e, com força de 260 kN apareceram as primeiras fissuras inclinadas na direção das bielas de compressão. A figura 4.6 mostra a evolução destas fissuras.

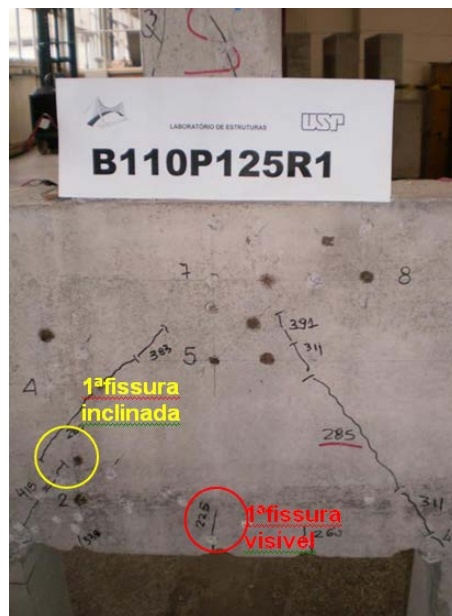


Figura 4.6 – Primeiras fissuras anotadas no modelo B110P125R1

As fissuras inclinadas normalmente apareciam na metade da altura do modelo e se formavam na direção do pilar e depois na direção da estaca, conforme mostra a figura 4.6. Foi possível notar que estas fissuras inclinadas principais saíam do lado interna da estaca.

Acompanhou-se por meio de medição, com régua apropriada, a abertura de fissuras inclinadas. A abertura inicial foi de 0,05 mm para uma força de 225 kN e a última medida feita foi 0,10 mm para força de 362 kN. A abertura de fissura foi pequena, pois neste modelo houve ruína do pilar e este parou de transmitir força ao bloco na etapa de 431 kN. A configuração do modelo após o ensaio é mostrada na figura 4.7.



B110P125R1 – Lado sul



B110P125R1 – Lado norte

Figura 4.7 – Configuração final de fissuras modelo B110P125R1

Observa-se que os dois lados mostrados na figura 4.7 tem configurações semelhantes no que diz respeito a formação das fissuras. Após o ensaio foram tiradas várias medidas do bloco, anotou-se a altura aproximada até onde a fissura se propagou (figura 4.8) as posições e inclinações das fissuras (figura 4.9) demonstrando a formação das bielas comprimidas. Em outros modelos em que houve fissuras inclinadas paralelas foi possível anotar a largura entre essas fissuras.

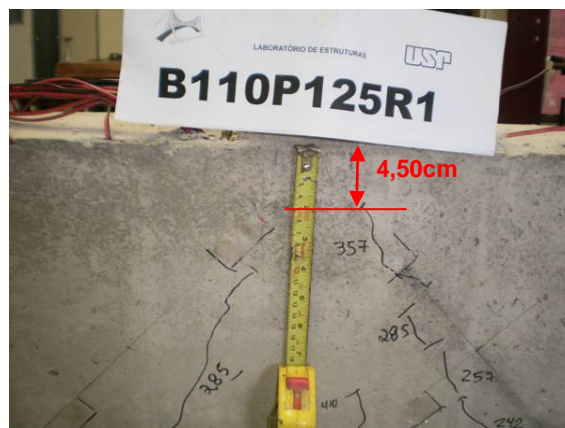
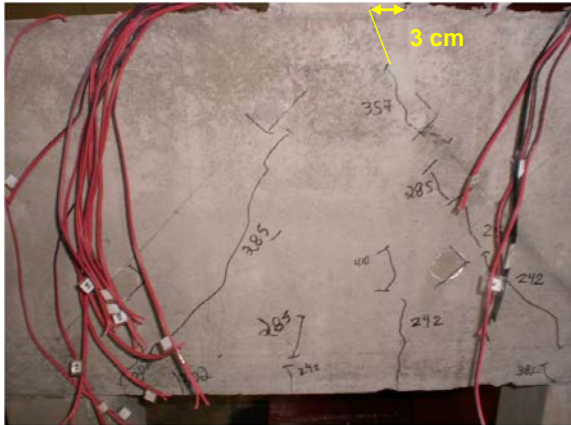


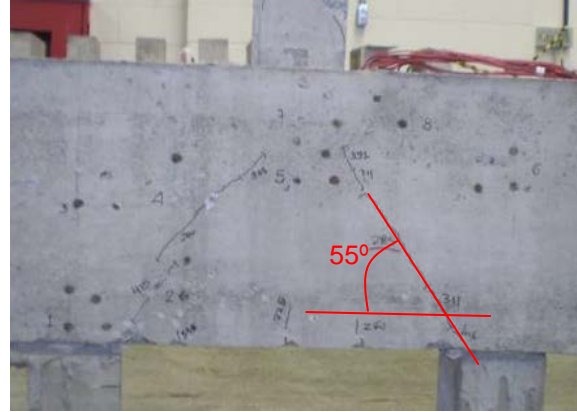
Figura 4.8 – Detalhe da altura de propagação da fissura inclinada B110P125R1 (lado norte)

Na figura 4.8 observa-se que a fissura (lado norte) parou de se propagar a uma altura de 4,50 cm abaixo do pilar, o outro lado teve configuração próxima a esta.

A figura 4.9 A mostra fissura que se formou na face inferior do bloco progredindo até a face superior, distando 3 cm da face do pilar. A inclinação da fissura de 55° , medida no local com uso de transferidor, é mostrada na figura 4.9B.



A- Distância da fissura principal até a lateral do pilar



B - Inclinação da fissura medida no local

Figura 4.9 – Posição e inclinação da fissura principal - modelo B110P125R1

Na figura 4.9A é possível analisar que a distância em que a fissura prolongada chegaria ao pilar com 3 cm da lateral, valor que é praticamente $\frac{1}{4}$ da seção do pilar (3,125 cm). A inclinação da fissura medida no local com 55° (figura 4.9 B) é semelhante à considerada no projeto do bloco (52°) que utilizou o modelo de biela e tirante.

Analisando-se o ensaio do modelo B110P125R1 conclui-se que, apesar da ruína prematura do pilar, pode-se ter uma ideia de como as fissuras ocorreriam e se prolongariam entendendo-se, portanto, como é o funcionamento em serviço.

4.3.2. B110P125R25

O ensaio do bloco B110P125R25 foi realizado dia 16 de outubro de 2013, tendo duração aproximada de uma hora e quarenta minutos. A velocidade de deslocamento do pistão da máquina de ensaios Instron foi adotada igual a 0,002 mm/s.

A primeira fissura visível foi observada com força de 198 kN, localizada no centro do bloco, mais próxima da estaca direita, do lado sul do modelo, conforme mostra a figura 4.10.



Panorama de Fissuração



Detalhe das primeiras fissuras

Figura 4.10 – Primeiras fissuras anotadas no modelo B110P125R25

A primeira fissura visível evoluiu tardiamente com força de 500 kN. A figura 4.10 mostra nas fissuras principais inclinadas que surgiram com força de 220 kN. Essa fissura inclinada se deu da lateral interna da estaca e se propagou até o centro do pilar. A figura 4.11 mostra a configuração de fissuras após o ensaio.



B110P125R25 - Lado sul



B110P125R25 - Lado norte

Figura 4.11 – Configuração final de fissuras modelo B110P125R25

Foi acompanhada a abertura de fissura até a força de 500 kN, chegando a 0,80 mm. Após o modelo atingir a força última a máquina foi mantida em funcionamento, e os deslocamentos e deformações continuaram aumentando, a abertura da fissura resultou 1,50 mm. O modelo apresentou ruína com força de 577,08 kN, sendo possível a continuação de

coleta de dados, após a força última, até 450 kN (valores anotados em vermelho). Houve escoamento da armadura do pilar e ruptura do concreto da biela comprimida.

Mesmo com o destacamento do concreto da face do bloco foi possível medir a altura até onde a fissura se propagou antes da etapa de ruína, na região do bloco logo abaixo do pilar (figura 4.12).



Figura 4.12 – Medida da altura até onde houve propagação da fissura inclinada B110P125R25

Nota-se na figura 4.12 a formação de uma região abaixo do pilar com altura de 5 cm, tanto do lado norte como do lado sul.

Outra medida observada no modelo após o ensaio foi na região do pilar, no local final da dissipação da fissura, a figura 4.13A mostra esta medida. Também é mostrada a medida do ângulo de inclinação das fissuras (figura 4.13 B).



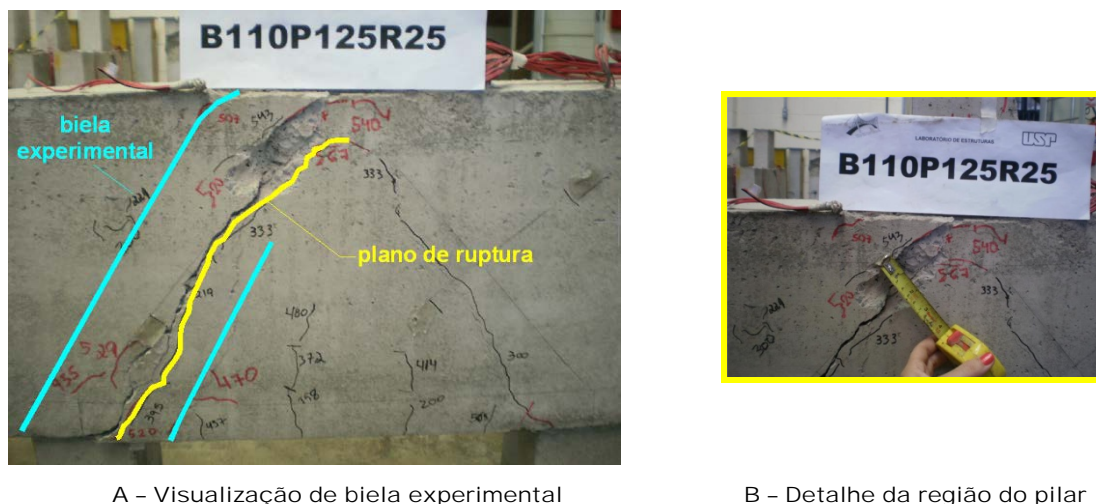
A - Distância da fissura principal até a lateral do pilar

B - Inclinação da fissura medida no local

Figura 4.13 – Posição e inclinação da fissura principal - modelo B110P125R25

A distância da fissura principal anotada, conforme a figura 4.13 foi de 5,50 cm, isto confirma que neste modelo a fissura chegou bem próximo ao eixo do pilar. O valor do ângulo de inclinação foi de 54° . Nota-se que houve aberturas maiores em um lado, isto ocorre por causa de excentricidades acidentais.

No modelo B110P125R25 foi possível visualizar uma biela experimental formada por fissuras paralelas ao plano de ruptura, a figura 4.14 demonstra isto.



A – Visualização de biela experimental

B – Detalhe da região do pilar

Figura 4.14 – Biela experimental modelo B110P125R25

Na análise inicial do modelo B110P125R25 pode-se concluir que, apesar de ter havido escoamento da armadura do pilar, pode-se ter um bom entendimento do funcionamento do bloco, confrontando-se ainda os demais dados coletados com os extensômetros elétricos e transdutores de deslocamento.

4.3.3. B110P125R4

O ensaio do modelo B110P125R4 foi o primeiro a ser realizado no dia 15 de outubro de 2013, e, teve duração aproximada de uma hora. O tempo menor de duração deve-se a velocidade de deslocamento do pistão foi de 0,005 mm/s maior que os modelos ensaiados posteriormente. Com essa velocidade ficou complicado as leituras dos extensômetros mecânicos com o Tensostat, além disso, após a fissuração a evolução do ensaio foi muito rápida, portanto decidiu-se por diminuir a velocidade nos ensaios posteriores, não ocorrendo comprometimento de nenhuma leitura eletrônica.

Com força de 200 kN foi possível notar a primeira fissura visível, localizada na região central inferior próxima a estaca direita (lado sul). Demais fissuras inclinadas surgiram com

força de 250 kN, primeiramente da estaca para o pilar e posteriormente do pilar para estaca (450 kN). A figura 4.15 mostra em detalhes as primeiras fissuras.

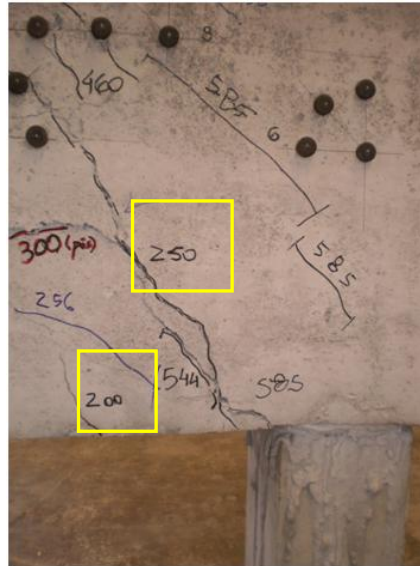


Figura 4.15 – Primeiras fissuras anotadas no modelo B110P125R4

Com a força aplicada de 589 kN houve escoamento da armadura do tirante (extensômetros 2 e 4). Foi possível continuar o ensaio após o modelo atingir a força última até a força de 400 kN, a fissuração foi intensa. Foi anotada a abertura de fissura até a força de 587 kN com 0,50 mm. Nas figuras é possível visualizar fissuras com grandes aberturas, mas é por causa força mantida além da última. A figura 4.16 mostra a configuração de fissuras do modelo após o ensaio.



B110P125R4 – Lado sul



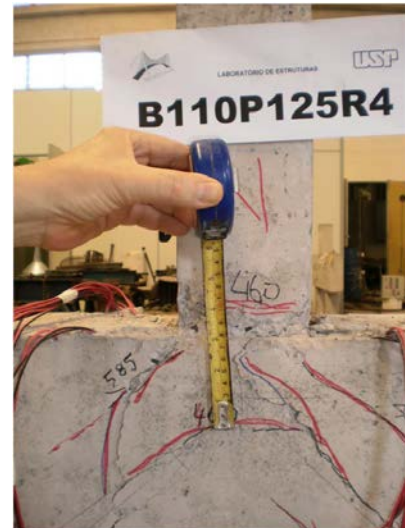
B110P125R4 – Lado norte

Figura 4.16 – Configuração final de fissuras modelo B110P125R4

Na análise após o ensaio foi possível medir a altura da região que se formou sem fissuras (íntegra), logo abaixo da região do pilar. Essa medida de altura foi igual a 8 cm do lado sul e 7 cm do lado norte. A figura 4.17 mostra essa região do modelo B110P125R4.



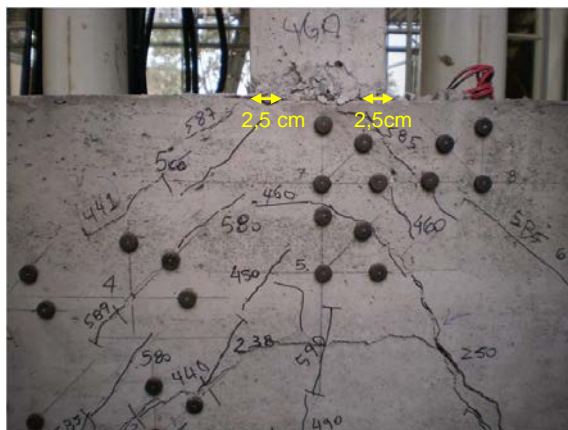
Lado sul



Lado norte

Figura 4.17 – Região abaixo do pilar P125R4

Após o ensaio mediu-se a distância da fissura (no encontro) até a lateral do pilar, conforme mostra a figura 4.18 A, e o ângulo de inclinação das bielas.



A - Distância da fissura principal até a lateral do pilar



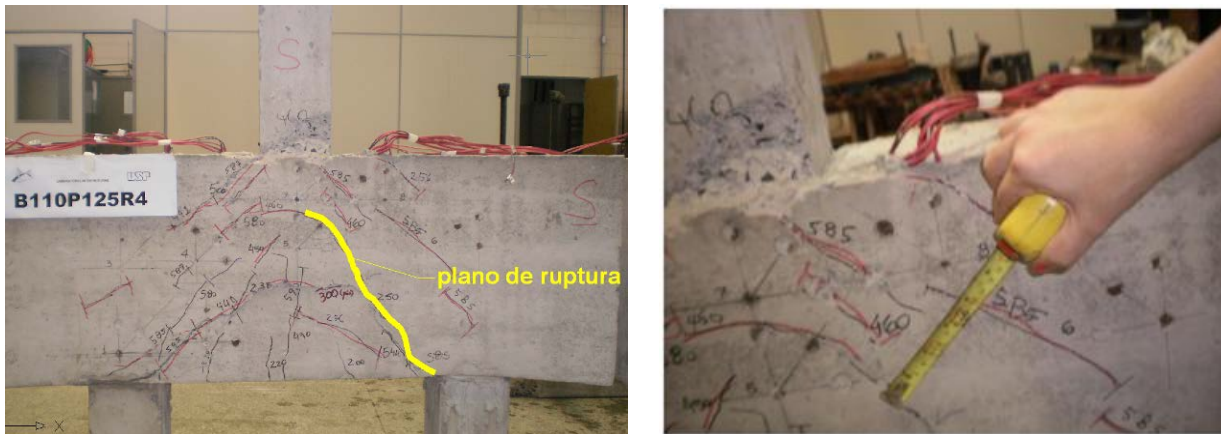
B - Inclinação da fissura medida no local

Figura 4.18 – Posição e inclinação da fissura principal - modelo B110P125R4

A fissura inclinada principal se propagou até a região nodal do pilar, distando 2,50 cm da face externa do pilar. O ângulo de inclinação medido no local (figura 4.18B) foi igual a

49°. Os valores anotados foram os dados de uma das fissuras principais, no modelo houve abertura de muitas fissuras.

No modelo B110P125R4 foram visíveis fissuras paralelas a principal, demonstrando uma região de formação da biela semelhante àquela considerada no projeto de bielas e tirantes. Na figura 4.19 são mostradas algumas medidas tiradas dessa biela experimental



A - Visualização do plano de ruptura

B - Largura da biela próxima ao pilar ($\cong 10\text{cm}$)

Figura 4.19 – Posição e inclinação da fissura principal - modelo B110P125R4

Com a conclusão dos ensaios da primeira série de modelos (B110) teve-se a visão geral do funcionamento de blocos com pilares quadrados, a figura 4.20 mostra o panorama das fissuras dos três modelos da mesma série.



Figura 4.20 – Modelos da série B110 após ensaios

Os dados coletados com esses ensaios iniciais, dos modelos da série B110, também serviram como experiência para os demais ensaios.

4.3.4. B115P250R1

O ensaio deste modelo foi realizado dia 21 de outubro de 2013, e, teve duração aproximada de uma hora e vinte e cinco minutos. Foi adotada a velocidade de 0,002 mm/s para o deslocamento do pistão da máquina Instron.

A primeira fissura visível se deu com uma força de 158 kN, na região central inferior do bloco e não evoluiu. Outras fissuras, paralelas à primeira, surgiram na região central com forças de 206 kN e 220 kN. Essas fissuras evoluíram até a meia altura do bloco, conforme mostra figura 4.21.

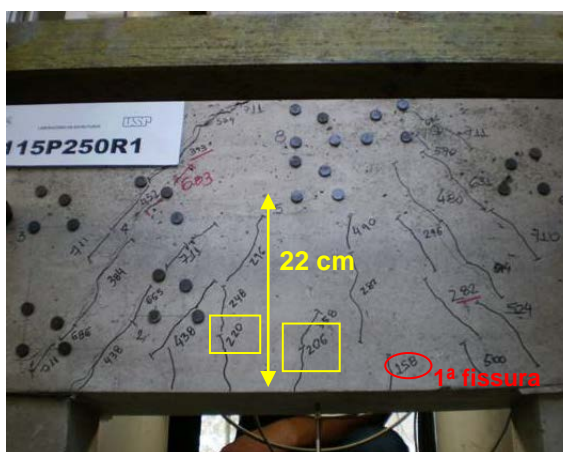


Figura 4.21 – Fissuras iniciais no modelo B115P250R1

As fissuras inclinadas principais surgiram com força de 282 kN, esta também foi eleita para o acompanhamento de abertura a cada incremento de 50 kN de força chegando a 0,50 mm de abertura com força de 696 kN. As fissuras inclinadas próximas ao pilar (lado esquerdo sul) apareceram com 393 kN, e, evoluíram primeiramente na direção da estaca e posteriormente na direção do pilar com força de 711 kN (próxima a força de ruína de 712,67kN). A figura 4.22 mostra a evolução dessas fissuras.



Figura 4.22 – Evolução de fissuras inclinadas no modelo B115P250R1

Na figura 4.22 nota-se, próximo à região da estaca esquerda o registro da força de 711 kN (valor máximo anotado), é possível ver ainda que há fissuras que se formam tanto na lateral interna como externa da estaca. A figura 4.23 mostra o panorama geral das fissuras ocorridas nas duas faces principais do bloco B115P250R1.



B115P250R1 – Lado sul



B115P250R1 – Lado norte

Figura 4.23 – Configuração final de fissuras modelo B115P250R1

Na figura 4.23 também é possível observar que neste modelo houve maior quantidade de fissuras, quando comparado aos modelos da série B110. Nos blocos com pilares de seção quadrada observou-se uma única fissura principal, no modelo B115P250R1 houve várias fissuras paralelas. Também não houve abertura de fissura no pilar P250R1.

Após a força de ruína foi dada continuidade ao ensaio até a força de 640 kN. Não houve escoamento da armadura, o modelo atingiu a ruína por ruptura do concreto da biela. O modelo B115P250R1 apresentou destacamento na região da estaca, por causa das deformações ocorridas na continuação do ensaio após a força de ruína, conforme figura 4.24.



Região da estaca face sul

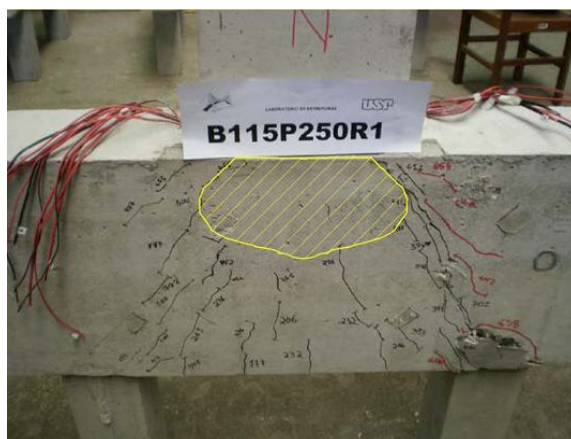


Região da estaca face norte

Figura 4.24 – Região nodal da estaca – pós-pico de B115P250R1

Na região que se forma acima das estacas, figura 4.24, é possível observar que a fissura principal começando na lateral externa da estaca, e há formação de outra fissura paralela do lado interna da mesma estaca.

Formou-se uma região abaixo do nó do pilar onde não há fissuração, esta região tem uma altura de 17 cm, conforme figura 4.25.



Formação da região abaixo do pilar P250R1



Altura região nodal pilar (face norte)



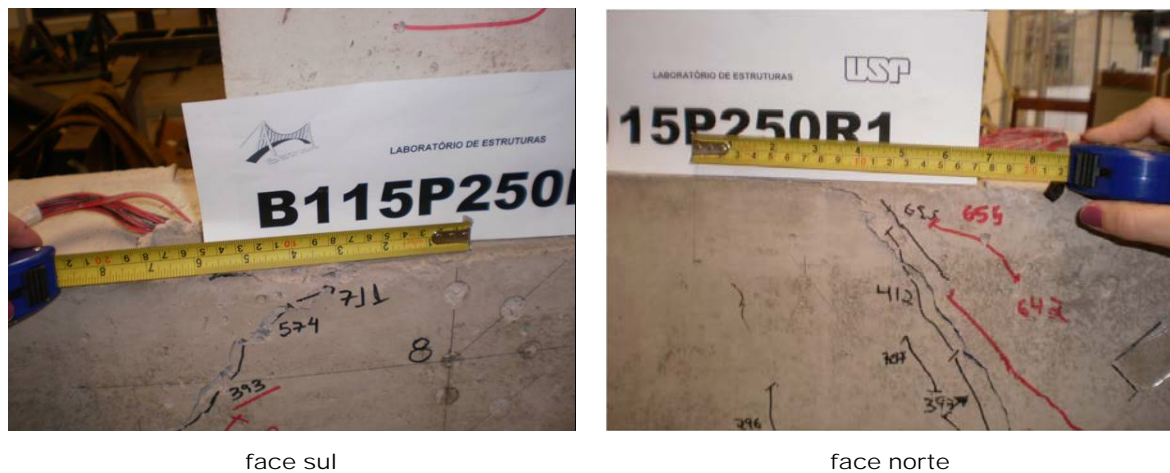
Altura região nodal pilar (face sul)

Figura 4.25 – Região nodal pilar do modelo B115P250R1

Essa região que se forma abaixo dos pilares, figura 4.25, foi medida para análise das diferenças que a seção do pilar retangular e variadas taxas de armadura possam causar no

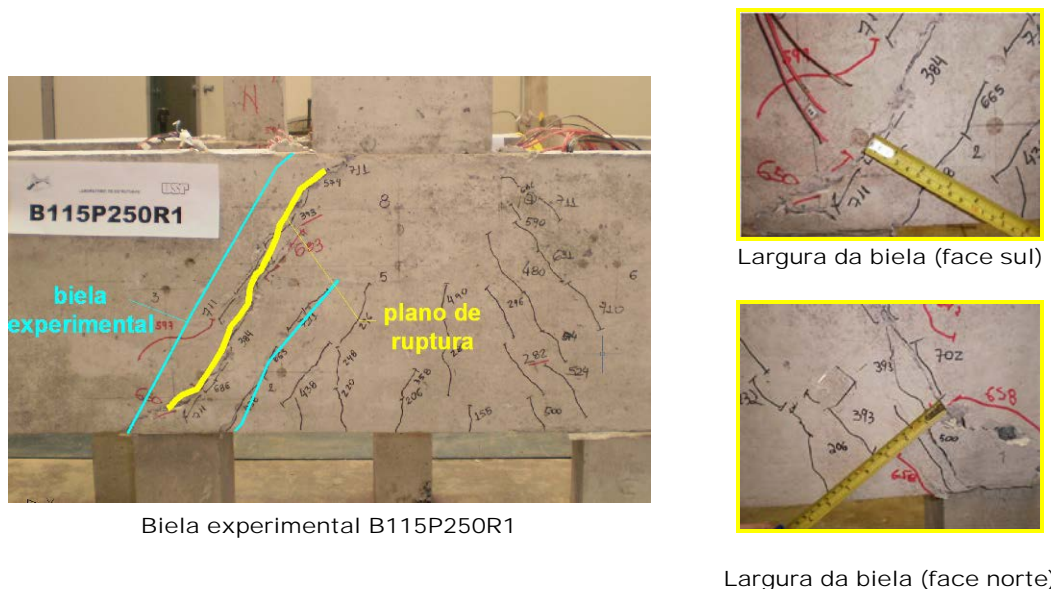
projeto do bloco, posteriormente são mostrados os dados coletados da deformação das armaduras dos pilares nesta região.

As fissuras principais que se formam evoluem até a região do pilar, como mostrado, estas evoluem até o pilar chegando à uma distância aproximada de 8 cm da lateral externa do pilar, conforme mostrado na figura 4.26.



face sul
face norte
Figura 4.26 – Distância da fissura principal até a lateral do pilar

A formação e inclinação de uma biela também foram observadas. A largura média da entre as fissuras inclinadas foi de aproximadamente 10 cm, conforme a figura 4.27.



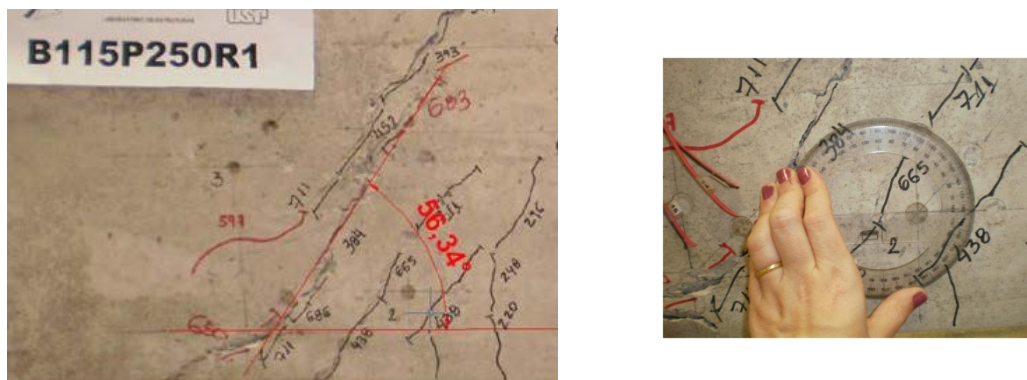
Biela experimental B115P250R1

Largura da biela (face sul)

Largura da biela (face norte)

Figura 4.27 – Formação da biela experimental do modelo B115P250R1

As fissuras principais inclinadas tiveram ângulo de inclinação medido com transferidor, o valor desta foi igual a $56,34^\circ$ (figura 4.28).



A - Inclinação de biela experimental

B - Detalhe do transferidor

Figura 4.28 – Inclinação da Biela experimental modelo B110P125R25

Na análise inicial do modelo B115P250R1, após dados de ensaio experimental, foi possível entender o comportamento estrutural e observar a influência da seção transversal do pilar. Outras análises serão discutidas adiante.

4.3.5. B115P250R25

O ensaio do modelo B115P250R25 foi realizado dia 22 de outubro de 2013. A velocidade adotada para o deslocamento do pistão foi de 0,002 mm/s. O tempo de duração do ensaio foi de uma hora e vinte minutos.

A primeira fissura visível se localizou bem ao centro do bloco com uma força de 148kN. Com o aumento da força esta evolui até a altura de 20 cm, parou de evoluir com força de 568 kN, a figura 4.29 mostra em destaque a evolução da primeira fissura.

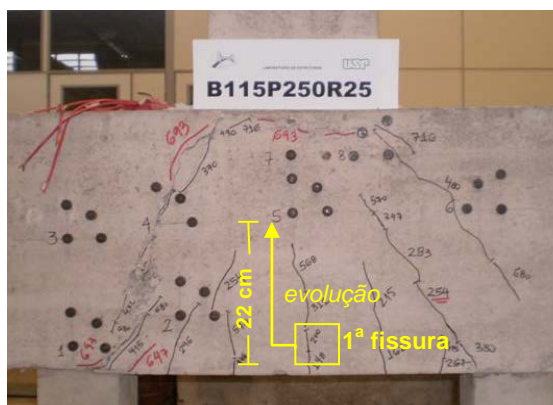


Figura 4.29 – Fissuras iniciais no modelo B115P250R1

Com as forças iguais a 148 kN e 162 kN surgiram outras fissuras centrais além da primeira registrada, estas evoluíram até força de 570 kN. Posteriormente surgiram fissuras

inclinadas no sentido pilar-estaca, no centro da face do bloco. Um panorama geral das fissuras após o ensaio é mostrado na figura 4.30.



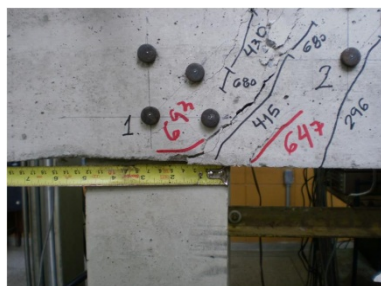
B115P250R25 – Lado sul



B115P250R25 – Lado norte

Figura 4.30 – Configuração final de fissuras modelo B115P250R25

A primeira fissura inclinada surgiu com a força de 283 kN, e, esta cresceu primeiramente em direção ao pilar e posteriormente em direção da estaca. A figura 4.31 mostra os pontos de encontro da fissura junto a estaca.



Região da estaca face sul

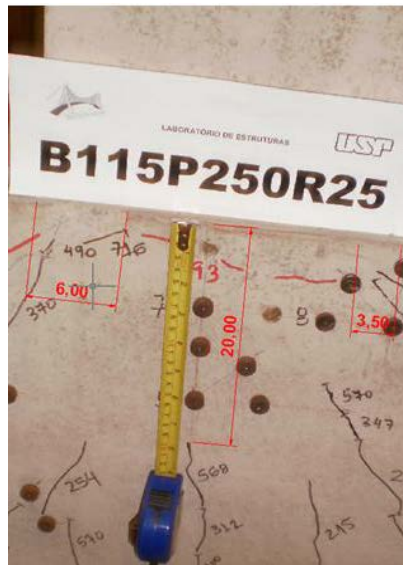


Região da estaca face norte

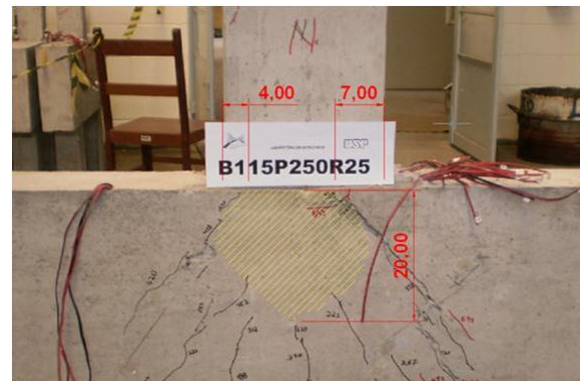
Figura 4.31 – Região nodal da estaca –B115P250R25

Na figura 4.31 pode-se visualizar como as fissuras inclinadas se propagaram junto à estaca, no eixo da estaca e na lateral interna.

Fissuras inclinadas na região do pilar, paralelas a fissura principal surgiram com força de 370 kN, evoluindo no sentido da estaca e no sentido do pilar. A força máxima registrada para o modelo B115P250R25 foi de 736,02 kN, e a última fissura anotada foi o com força igual a 716 kN na região do pilar. Esta região do pilar é mostrada na figura 4.32.



A - Formação da região abaixo do pilar P250R1
Face sul



B - Formação da região abaixo do pilar P250R1
Face norte

Figura 4.32 – Região do pilar no modelo B115P250R25

Pode-se notar na figura 4.32B, que no modelo B115P250R25 também se observa uma região abaixo do pilar onde não há fissuras, esta região é delimitada pelas fissuras inclinadas que chegam ao pilar com distâncias entre 3,50 cm a 7,00 cm da lateral. A altura dessa região é de 20 cm.

Foram acompanhadas as aberturas de fissuras que chegaram a 0,60 mm com uma força de 700 kN. Após a força de ruína, com força igual a 647 kN, aberturas ainda maiores foram observadas junto a lateral do pilar e junto a lateral da estaca.

Foi possível visualizar uma região de formação de uma biela experimental formada por fissuras inclinadas paralelas ao plano de ruptura, conforme mostra a figura 4.33.

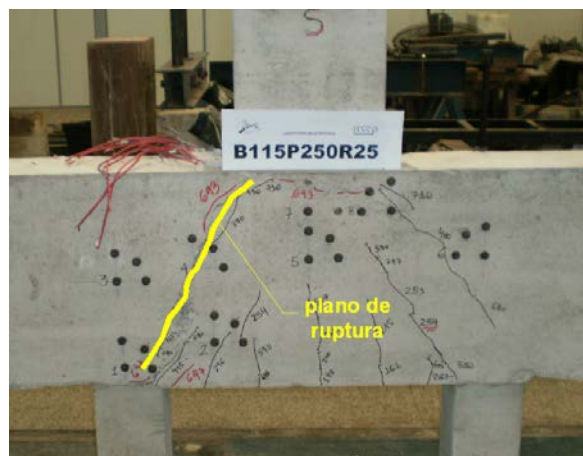


Figura 4.33 – Formação da biela experimental do modelo B115P250R25

A figura mostra apenas a face sul, sendo a outra face bem semelhante. O método para medir a biela foi tomar a medida perpendicular à formação da fissura, isso na metade da altura do bloco, esta medida (10 cm) foi muito próxima do adotada no projeto (10,10 cm). O ângulo de inclinação experimental foi de 55° e o teórico era de 53° .

Como mostrado posteriormente (no tópico sobre deformação de armadura do tirante) não houve escoamento da armadura, sendo que a ruína do modelo ocorreu por ruptura do concreto.

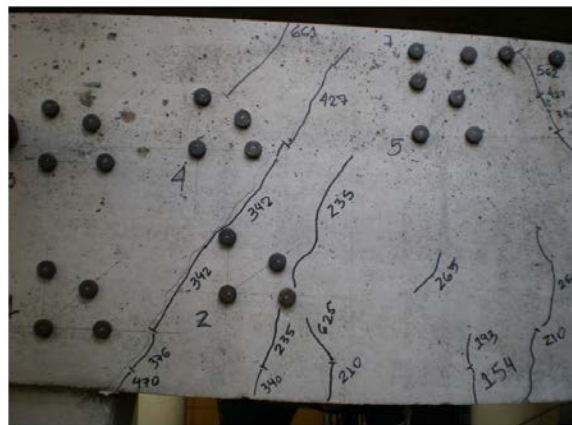
4.3.6. B115P250R4

O modelo B115P250R4 foi ensaiado em 23 de outubro de 2013, com duração de uma hora e trinta minutos. A velocidade adotada para o deslocamento do pistão foi de 0,002 mm/s.

A primeira fissura visível foi anotada com força de 154 kN, localizada no centro da parte inferior da face do bloco, conforme mostra a figura 4.34.



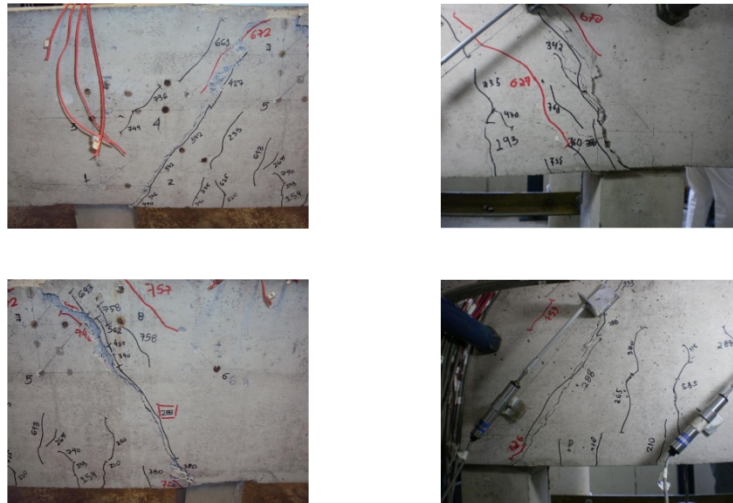
Primeira fissura anotada



Evolução das primeiras fissuras

Figura 4.34 – Fissuras iniciais no modelo B115P250R4

Como os demais modelos da série, outras fissuras centrais, com força de 210 kN, apareceram antes da fissura inclinada principal. Surgiram fissuras inclinadas com força igual a 288 kN, localizadas na metade da altura do bloco, e, evoluíram primeiramente em direção ao pilar, e, posteriormente até o encontro com a estaca. A figura 4.35 mostra a região da estaca.



Região da estaca face sul

Região da estaca face norte

Figura 4.35 – Região nodal da estaca –B115P250R4

Diferente do modelo B115P250R25 a principal fissura inclinada evoluiu até o lado externo da estaca não havendo fissuras se formando do eixo da estaca. Paralela a esta fissura inclinada houve fissuras na região do pilar. A figura 4.36 mostra a configuração final das fissuras, após o ensaio, nas duas faces do modelo.



B115P250R4 – Lado sul

B115P250R4 – Lado norte

Figura 4.36 – Configuração final de fissuras modelo B115P250R4

A medida de abertura de fissuras chegou a 0,70 mm com força de 760,00 kN.

As fissuras que se formaram a partir da lateral do pilar foram notadas com força de 427 kN, no pós-pico da força essas fissuras aumentaram. O modelo atingiu a ruína com força de 763,64 kN, ocorrendo ruptura do concreto. O ensaio continuou, após o modelo

atingir a força de ruína, até a força descendente de 500 kN, não sendo possível prosseguir já que partes do concreto estavam se destacando, oferecendo risco de acidente.

Neste ensaio observou-se um panorama de fissuração simétrico, e abaixo do pilar formou-se a região já notada nos ensaios anteriores. A figura 4.37 mostra a região nodal do pilar no modelo B115P250R4.



Figura 4.37 – Região nodal pilar do modelo B115P250R4

Na figura 4.37 pode-se observar que a altura da região nodal do pilar foi de 21 cm na face norte, a face sul apresentou 22 cm. Foram medidas também as distâncias das fissuras com relação a lateral do pilar, conforme mostra a figura 4.38.

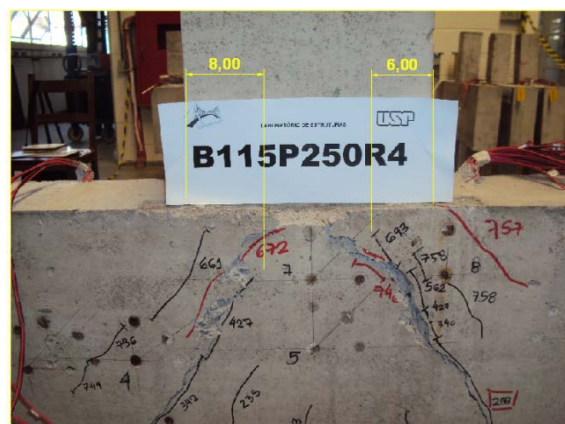


Figura 4.38 – Distância da fissura principal a lateral do pilar do modelo B115P250R4

As distâncias medidas, mostradas na figura 4.33 são próximas àquele considerado no projeto de bielas ($1/4$ face do pilar = 6,25 cm). No bloco B115P250R4 visualizou-se o plano de ruptura e a formação da biela. A distância entre as fissuras e os ângulos de inclinação das fissuras foram medidos, conforme figura 4.39.

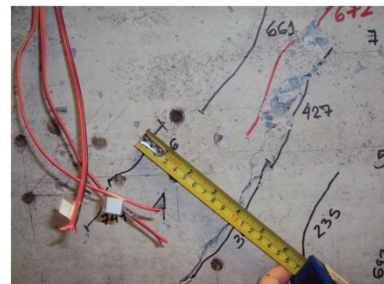
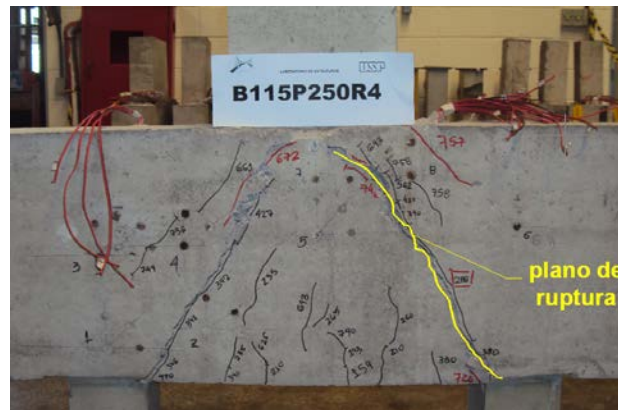


Figura 4.39 – Medidas da biela experimental do modelo B115P250R4

A inclinação da fissura principal foi maior que os modelos da mesma série, demonstrando uma biela mais inclinada. A largura entre as fissuras paralelas foi aproximadamente igual a 10 cm.

O modelo B115P250R4 foi o último modelo da série B115 a ser ensaiado, a figura 4.40 mostra a configuração das fissuras dos três modelos da série B115.

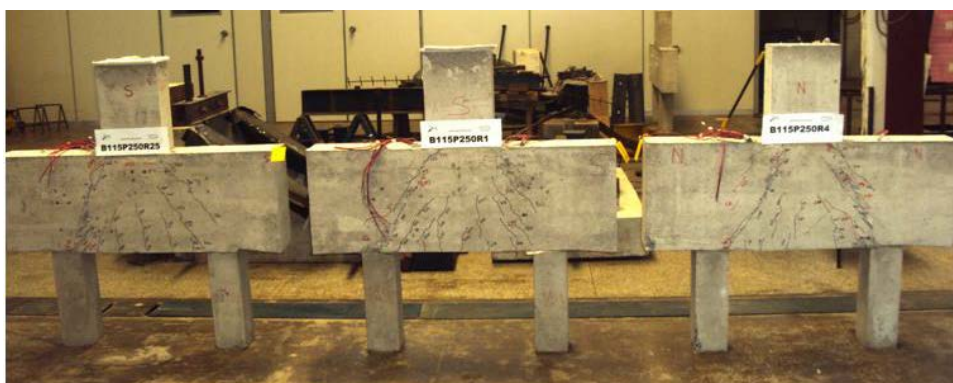


Figura 4.40 – Modelos da série B115 após ensaio

4.3.7. B120P375R1

O modelo B120P375R1 foi ensaiado no dia 24 de outubro de 2013. Por se tratar de modelo de tamanho maior que os anteriores decidiu-se por aumentar a velocidade de deslocamento do pistão, mantendo-se 0,004 mm/s até a força de 235 kN (após fissuração) e diminuindo-se para 0,003 mm/s até o fim do ensaio. O ensaio teve duração uma hora e quarenta minutos.

A primeira fissura visível notada com força de 235 kN localizada ao centro (parte inferior), esta evoluiu no sentido ascendente até altura de 12 cm, com força de 621 kN parou de evoluir. Outras fissuras paralelas surgiram antes da fissura inclinada principal, com forças de 388 kN e 402 kN, estas fissuras atravessaram de um lado para o outro (parte inferior – figura 4.46). A figura 4.41 mostra as evoluções dessas primeiras fissuras.

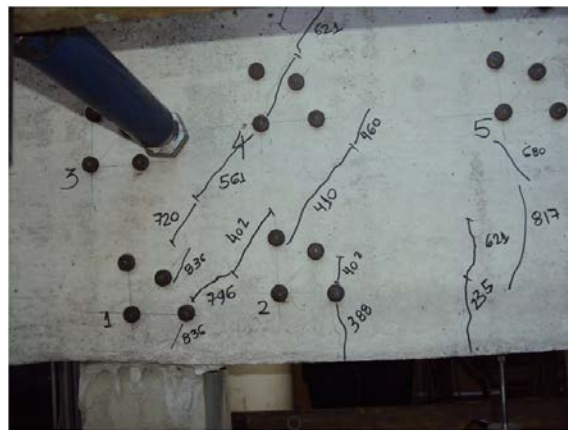


Figura 4.41 – Fissuras iniciais no modelo B120P375R1

Fissuras inclinadas no sentido do pilar para estaca, no centro da face do bloco, surgiram com força de 265 kN. Esta primeira fissura inclinada evoluiu até 388 kN, chegou a abertura de 0,10 mm com força de 600 kN; paralela a esta surgiu uma fissura com força de 500 kN, esta foi a principal (lado sul), a abertura foi de 0,70 mm com força de 850 kN. Um panorama geral das fissuras após o ensaio é mostrado na figura 4.42.

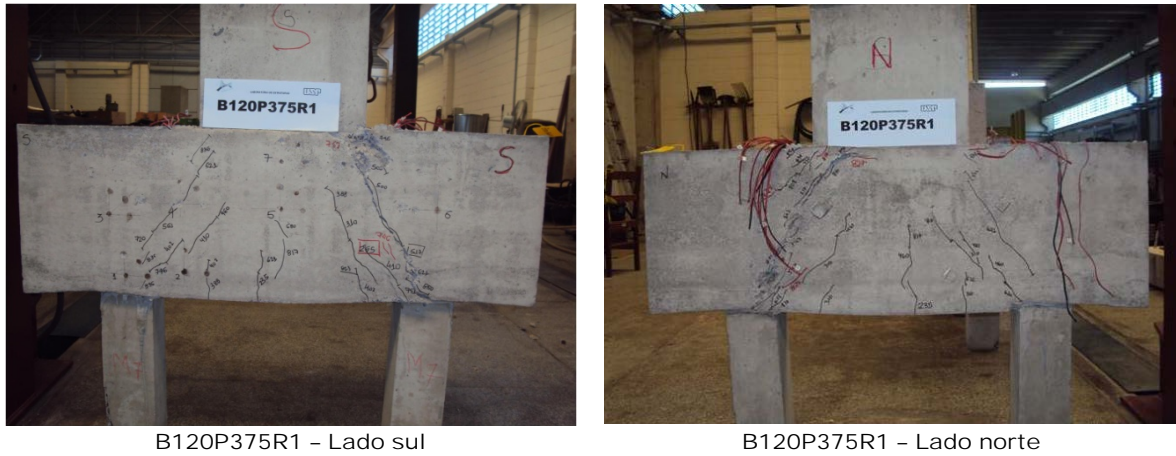


Figura 4.42 – Configuração de fissuras modelo B120P375R1

As fissuras principais inclinadas se deram junto a lateral interna da estaca até $\frac{1}{4}$ da lateral do pilar. Do lado sul (direita) a abertura principal se deu até o eixo da estaca. Detalhes do encontro com a estaca são mostrados na figura 4.43.

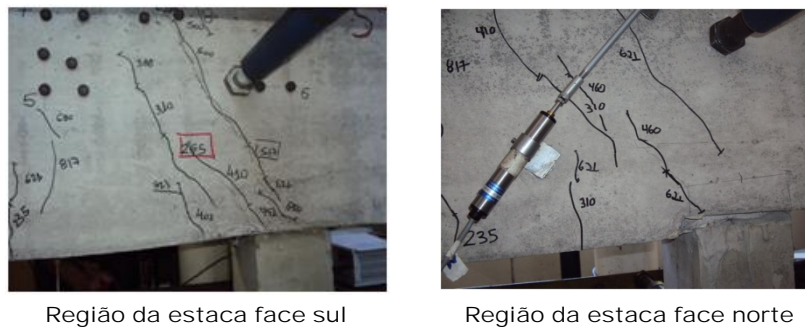


Figura 4.43 – Região nodal da estaca – B120P375R1

O modelo atingiu a força máxima de 850,78 kN, sendo sua ruína por ruptura do concreto, não houve escoamento da armadura principal do tirante. O ensaio foi levado até a força descendente de 560 kN (pós-pico), havendo destacamento do concreto, a formação da região nodal do pilar ficou ainda mais evidente após a força de ruína, conforme a figura 4.44.

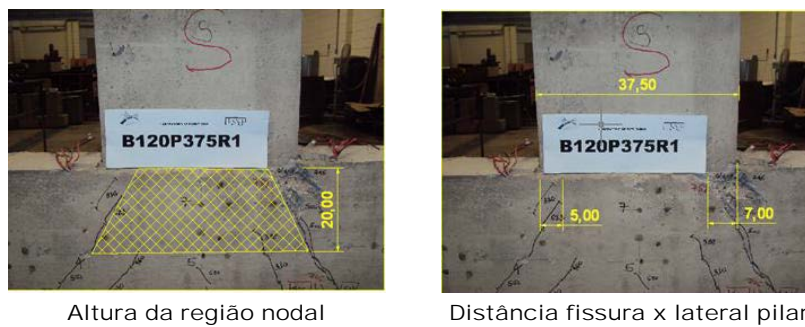


Figura 4.44 – Região nodal do pilar – B120P375R1

Na figura 4.44 é mostrada a altura da região de 20 cm e as medidas da fissura principal até a lateral do pilar (valores de 5 cm e 7 cm), estas últimas medidas comparadas ao valor de 9,375 cm, equivalente a $\frac{1}{4}$ da medida de 37,5 cm do pilar, são um pouco menores.

Foi possível delinear os contornos de bielas e medir as larguras destas, delimitadas pelas formações de fissuras inclinadas paralelas, conforme a figura 4.45.

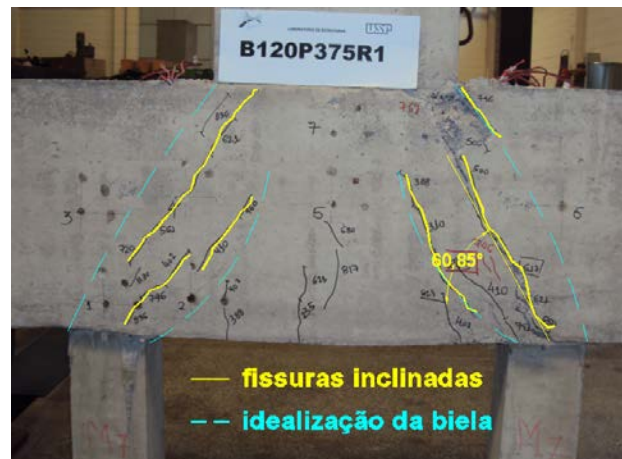
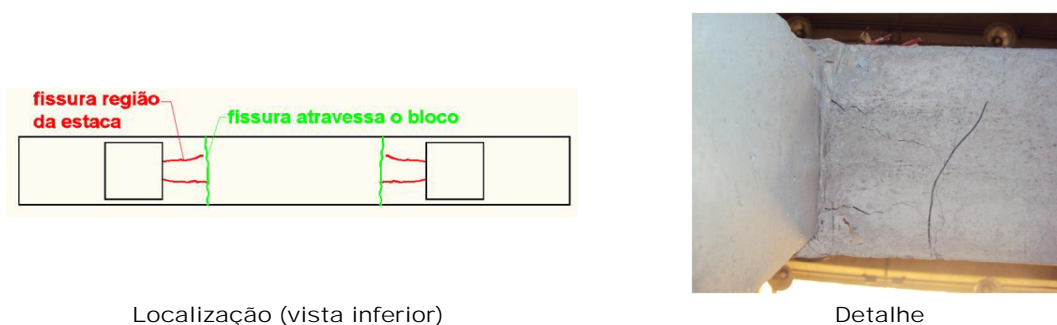


Figura 4.45 – Biela experimental – B120P375R1

A medida entre as fissuras inclinadas obtidas nas duas faces do modelo foram entre 8,5 cm e 10 cm, medidas no centro do bloco, perpendicular às fissuras. O ângulo de inclinação medido foi de 60°.

Observou-se no modelo B120P375R1 fissuras na parte inferior do bloco saindo da região da estaca, como mostra a figura 4.46.



Localização (vista inferior)

Detalhe

Figura 4.46 – Fissuras parte inferior do bloco B120P375R1

Este tipo de fissura não surgiu nos modelos ensaiados anteriormente.

4.3.8. B120P375R25

O modelo B120P375R25 foi ensaiado no dia 25 de outubro de 2013, sendo a duração total do ensaio de uma hora e trinta minutos. Foi adotada uma velocidade de deslocamento do pistão de 0,004 mm/s até a força de 200 kN (após fissuração) e diminuindo-se para 0,002 mm/s até o fim do ensaio.

A primeira fissura visível se deu com força de 198 kN na região central da face bloco próximo a estaca direita. Bem ao centro do modelo uma fissura com a força de 292 foi notada, esta evolui até a força de 556 kN, até altura de 17 cm conforme mostra a figura 4.47.

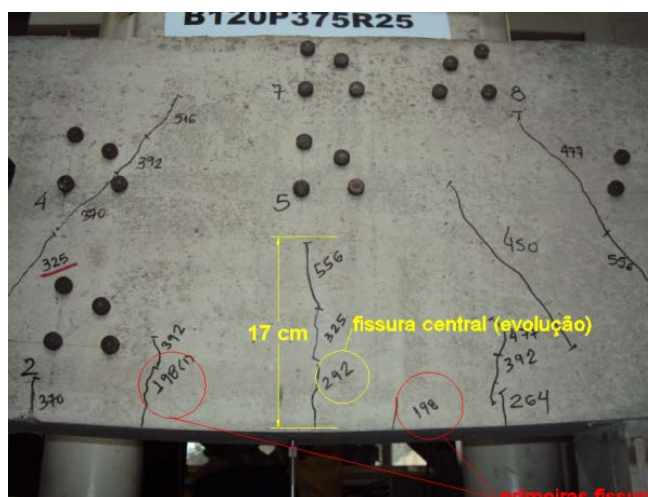


Figura 4.47 – Fissuras iniciais no modelo B120P375R25

Como no modelo B120P375R25 as fissuras iniciais se formaram nas faces laterais do bloco e passaram pela face inferior do modelo.

Fissuras inclinadas surgiram com força de 325 kN, nesta foi feito o acompanhamento da abertura, que chegou a 0,80 mm com força de 805 kN. As fissuras inclinadas surgiram na região central da face do bloco e se propagaram primeiramente no sentido da estaca, e com o aumento da força, no sentido do pilar. A figura 4.48 mostra a configuração de fissuras nas duas faces, após o ensaio.



B120P375R25 - Lado sul



B120P375R25 - Lado norte

Figura 4.48 – Configuração final de fissuras modelo B120P375R25

Foi possível notar que algumas fissuras inclinadas se formam no bloco, na região da estaca. As fotos da figura 4.49 mostram detalhes da região nodal da estaca.

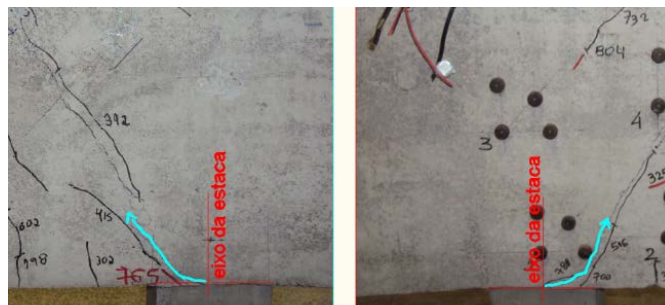
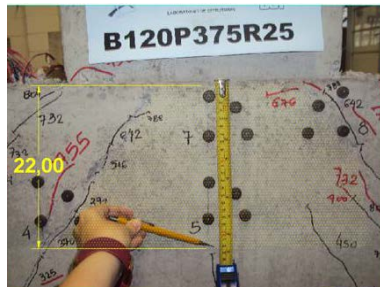


Figura 4.49 – Detalhes do encontro da fissura na região da estaca - B120P375R25

A força última que o modelo atingiu foi de 807,13 kN, e manteve-se o deslocamento do pistão pós-pico até a força descendente de 700 kN. Fissuras paralelas a fissura inclinada principal surgiram junto a lateral do pilar com força de 732 kN (ascendente) no pós-pico as aberturas dessas fissuras aumentaram. A região que se formou abaixo do pilar, delimitada por essas fissuras, teve altura de entre 21 cm e 22 cm, a figura 4.50 mostra essa região do modelo B120P375R25.



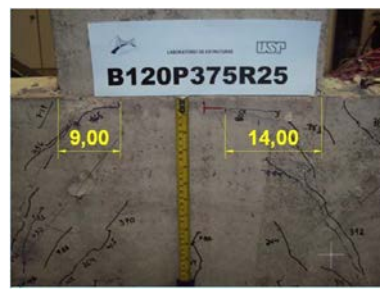
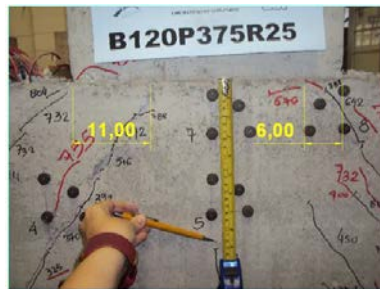
B120P375R25 - face sul



B120P375R25 - face norte

Figura 4.50 – Altura região do pilar - B120P375R25

Na região do pilar também se mediu a distância (altura) da fissura principal inclinada até o encontro do pilar, como mostra a figura 4.51.



B120P375R25 - face sul

B120P375R25 - face norte

Figura 4.51 – Distância da fissura a face do pilar - B120P375R25

Essas distâncias medidas, mostradas na figura 4.51, muitas vezes foram difíceis de definir, pois nesta região do pilar há uma série de fissuras, procurou-se sempre medir a fissura inclinada considerada principal, muitas vezes no pós-pico houve alteração dessa região abrindo-se fissuras a partir da lateral do pilar. No modelo B120375R25 obteve-se valores entre 14 cm e 6 cm, lembrando-se que o valor de projeto é de 9,375 cm.

O ângulo de inclinação das fissuras também foi medido após o ensaio, a figura 4.52 mostra a formação das fissuras inclinadas paralelas.

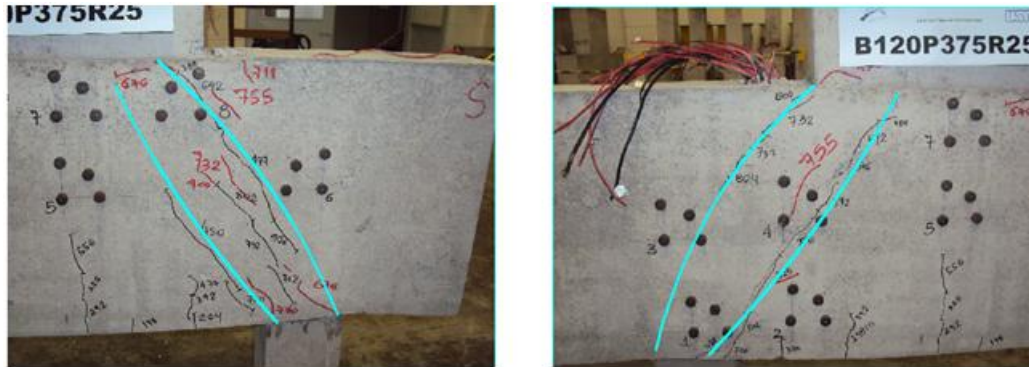


Figura 4.52 – Inclinação das fissuras face sul - B120P375R25

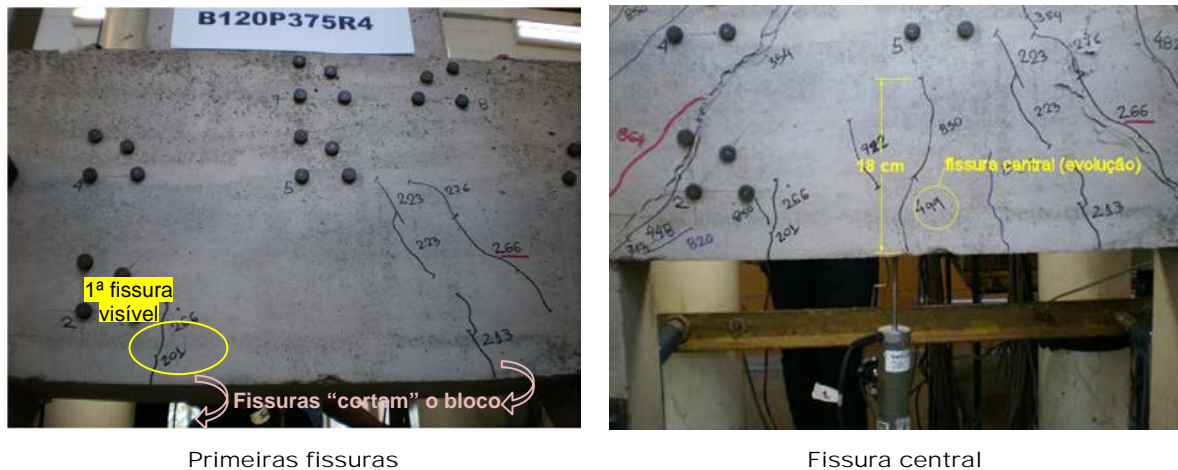
A formação de fissuras inclinadas foi semelhante nas duas faces do modelo, mediu-se as larguras entre essas, encontrando-se os valores de 11,50 cm (face sul) e 14 cm na face norte. O valor do ângulo de inclinação mediu-se valores entre 51° e 55° .

O modelo também apresentou fissuração na parte inferior perpendicular a estaca, como o modelo B120P3751 (figura 4.46).

4.3.9. B120P375R4

O modelo B120P375R4 foi ensaiado em 29 de outubro de 2013, com duração aproximada de uma hora e trinta minutos. Foram adotadas duas velocidades para o deslocamento do pistão foi de 0,002 mm/s até a força em que surgiu primeira fissura e 0,004 mm/s até o fim do ensaio

A primeira fissura visível foi notada com força de 201 kN, localizada na parte inferior do bloco próximo a estaca, esta não evoluiu. Paralela a esta surgiu na face inferior do bloco outra fissura (força de 213 kN). A fissura central foi notada com força maior, comparada aos outros modelos da mesma série, com 499 kN e evoluíram até força de 850 kN com altura igual 18 cm. A figura 4.53 mostra a configuração das primeiras fissuras.



Primeiras fissuras

Fissura central

Figura 4.53 – Primeiras fissuras visíveis - B120P375R4

Acompanharam-se as aberturas de fissuras até a força de 920 kN (0,70 mm). O ensaio foi até a força de 924,26 kN, não havendo escoamento de armaduras do tirante. Após o pico de carregamento continuou-se o ensaio até a força de 700 kN (descendente). A figura 4.54 mostra os modelos após o ensaio.



B120P375R4 - Lado sul

B120P375R4 - Lado norte

Figura 4.54 – Configuração final de fissuras modelo B120P375R4

A primeira fissura inclinada foi notada com força de 266 kN na face do bloco a partir da face lateral da estaca evoluiu até força de 448 kN, paralela a esta surgiu outra fissura inclinada, do eixo da estaca até 1/4 da lateral do pilar. A figura 4.55 mostra detalhes da fissura inclinada próxima à região da estaca.

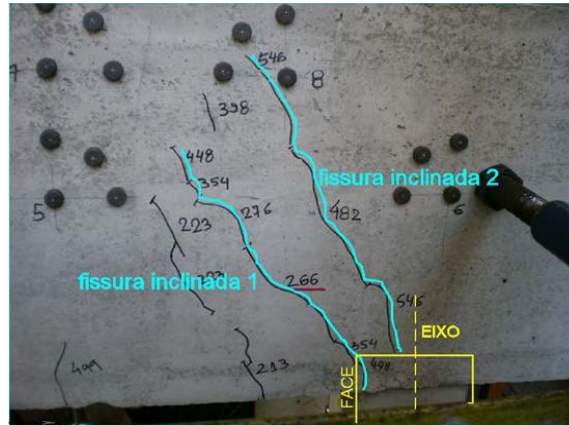


Figura 4.55 – Detalhes do encontro da fissura na região da estaca - B120P375R4

Na região do pilar houve abertura de fissuras (força de 916 kN) surgindo da lateral deste, além da fissura inclinada principal que chega até o pilar. Foram feitas as medidas dessas fissuras na região do pilar, conforme mostra a figura 4.56.



B120P375R4 - Lado sul

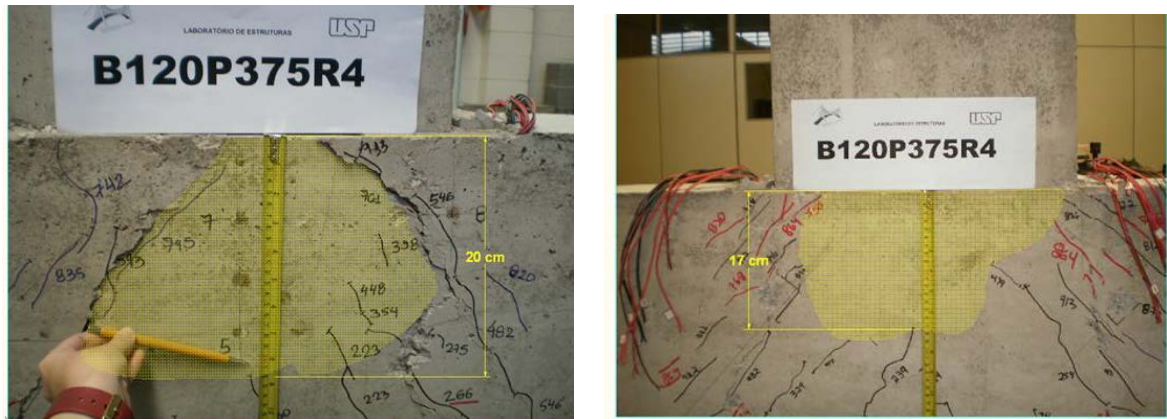


B120P375R4 - Lado norte

Figura 4.56 – Medidas das fissuras na região do pilar B120P375R4

Observando-se a figura 4.56 notam-se diferenças entre as faces sul e norte, isso ocorre em virtude de excentricidades acidentais. O valor de projeto dessa distância foi considerado 9,375 cm.

A altura da região nodal foi observada e medida, a região é delimitada pela formação de fissuras inclinadas. A figura 4.57 mostra essa região em detalhes.



B120P375R4 - Lado sul

B120P375R4 - Lado norte

Figura 4.57 - Altura da região do pilar B120P375R4

Conforme a figura 4.57 a região nodal do pilar teve altura entre 17 cm e 21 cm, valores semelhantes foram observados nos demais modelos da mesma série.

A formação de uma região de formação de bielas foi visível pela formação de fissuras inclinadas paralelas ao plano de ruptura do bloco. O ângulo de inclinação dessas fissuras também foi medido de forma aproximada, a figura 4.58 mostra a formação das fissuras inclinadas do modelo B120P375R4.

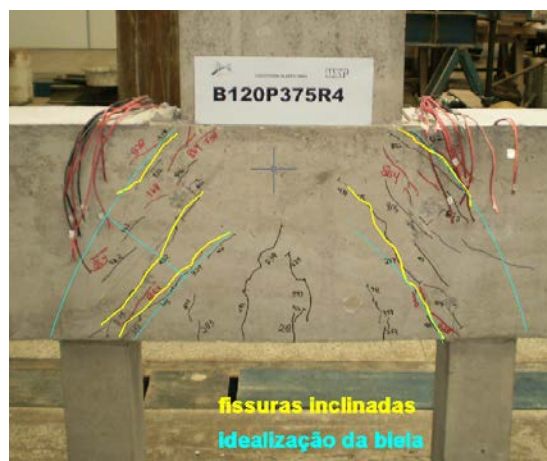


Figura 4.58 – Formação de fissuras inclinadas B120P375R4

A largura entre as fissuras foi medida na metade da altura do bloco, considerando esta medida perpendicular a fissura. Obteve-se os valores entre 15 cm e 9 cm na face sul, e 10 cm e 15 cm na face norte. A figura 4.59 mostra algumas destas medidas.



Figura 4.59 – Largura da biela B120P375R4 (face sul)

Os demais modelos da mesma série B120P375R1 e B120P375R25 apresentaram dimensões de bielas semelhantes a apresentada pelo modelo B120P375R4.

Finalizando-se os ensaios dos três modelos da mesma série foi possível visualizar as configurações de fissuras dos modelos, como mostrado na figura 4.60.



Figura 4.60 – Modelos da série B120 após o ensaio (29.10.13)

Apresentaram-se as primeiras impressões que se teve após os ensaios dos modelos da série B120. Esses dados iniciais devem ser analisados posteriormente, juntamente com resultados de deformações nas armaduras dos blocos.

4.3.10. B127P500R1

O modelo B127P500R1 foi o primeiro da série B127 a ser ensaiado. A data de realização do ensaio foi dia 30 de outubro de 2013. A velocidade adotada para deslocamento do pistão foi 0,004 mm/s até a força de 319 kN (após fissuração) diminuindo-se para 0,003 mm/s até o fim do ensaio. O ensaio teve duração de uma hora e vinte e cinco minutos.

A primeira fissura visível ocorreu com força de 276 kN, sendo notadas 3 fissuras, uma central e outras paralelas a esta mais próximo a estaca. A fissura central evoluiu até a força de 519 kN com uma altura de 20 cm (meia altura do bloco). A figura 4.61 mostra as evoluções dessas fissuras.

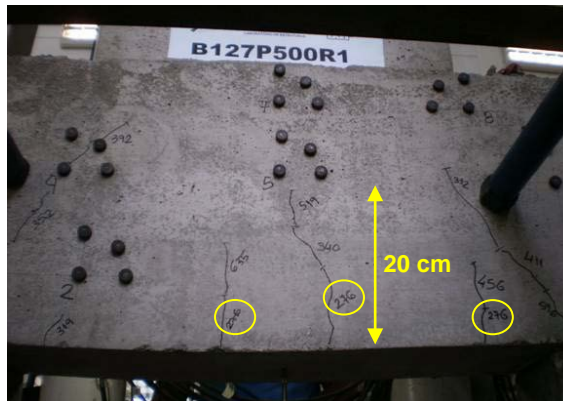


Figura 4.61 – Primeiras fissuras visíveis - B127P500R1

As primeiras fissuras paralelas à fissura central, na face lateral do bloco, também se prolongaram até a face inferior do bloco, também ocorreu com os outros modelos da série B120.

Fissuras inclinadas surgiram com força de 352 kN, na face lateral do bloco na região central. Estas se propagaram em direção ao pilar e depois na direção da estaca. A figura 4.62 mostra a configuração geral dessas fissuras após o ensaio.



B127P500R1- Lado sul

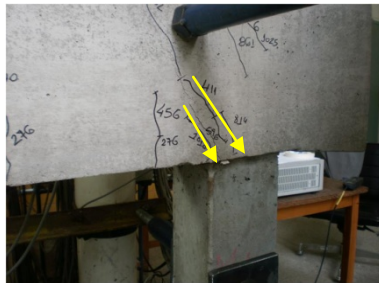


B127P500R1 - Lado norte

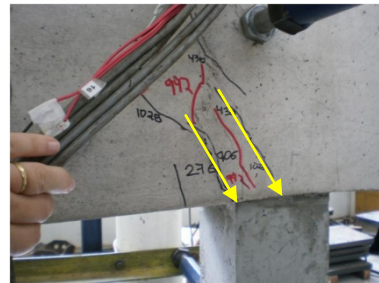
Figura 4.62 – Configuração final de fissuras modelo B127P500R1

A configuração final de fissuras mostra que na região das estacas uma das principais fissuras inclinadas encontra a lateral da estaca, e a outra fissura paralela encontra o eixo da

estaca (centro), isso ocorreu de modo semelhante em outros modelos ensaiados, como os da série B120. A figura 4.63 mostra detalhes da região nodal das estacas.



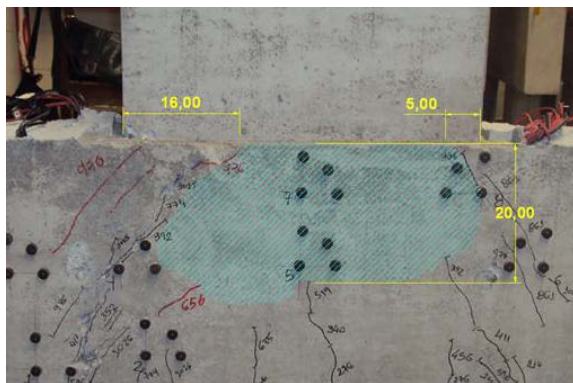
B127P500R1- Face sul



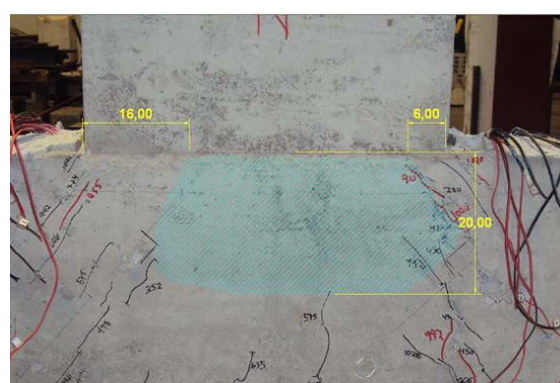
B127P500R1 - Face norte

Figura 4.63 – Região nodal das estacas B127P500R1

Na região do pilar geralmente a fissura principal inclinada não se propaga até a lateral deste, mas sim a certa distância desta lateral, mostrada na figura 4.64. O que ocorreu em grande parte dos modelos foi o aparecimento de outras fissuras, com forças bem maiores, que surgem da lateral do pilar e se propagam até a região central do bloco, estas são paralelas a fissura principal. Ainda na região do pilar é possível notar a delimitação dessas fissuras inclinadas, surge um “bulbo” logo abaixo do pilar, uma região íntegra, sem fissuras. A figura 4.64 mostra detalhes da região do pilar P500R1.



B127P500R1- Face sul



B127P500R1 - Face norte

Figura 4.64 – Região nodal do pilar do modelo B127P500R1

A ruína do bloco ocorreu com força de 1028,30 kN, não havendo escoamento da armadura principal do tirante. Foram medidas as aberturas de fissuras até a força de 1020 kN, e esta foi de 0,60 mm. Após a força de ruína, continuou-se o ensaio foi até a força descendente de 656 kN e ocorreu um tipo de fissura, que não ocorreu em outros modelos, conforme mostra a figura 4.65.

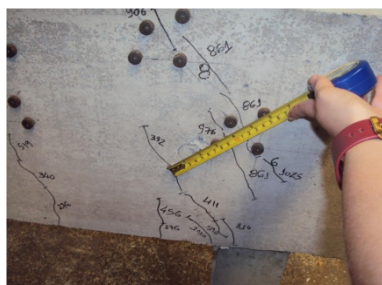
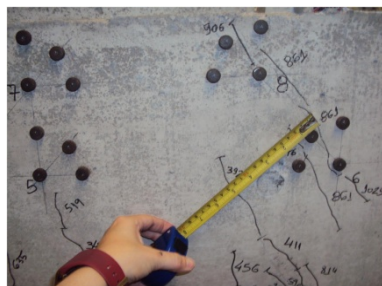


Figura 4.65 – Fissuras no pós-pico B127P500R1

A fissura mostrada na figura 4.65 ocorreu após o modelo atingir a força de ruína, com força de 786 kN descendente. A região onde se localizou essa fissura coincide com a região da armadura da estaca que está dentro do bloco.

Na parte inferior do bloco também foi possível notar o surgimento de fissuras perpendiculares às seções da estaca.

Houve formação de fissuras inclinadas paralelas denotando a formação de uma biela, foi possível medir a largura destas, após o ensaio. A figura 4.66 mostra as medidas tiradas no local.



B127P500R1 – Face sul

B127P500R1 – Face norte

Figura 4.66 – Largura da Biela experimental B127P500R1

A largura da biela teve valores variando entre 9 cm a 13 cm. O ângulo de inclinação das fissuras também foi medido e os valores ficaram entre 55° e 56°.

4.3.11. B127P500R25

O ensaio do modelo B127P500R25 foi realizado no dia 31 de outubro de 2013, e teve duração de uma hora e trinta e cinco minutos. A velocidade adotada para o deslocamento do pistão foi a mesma adotada para o ensaio anterior, ou seja, 0,004 mm/s até a fissuração (300 kN) e 0,003 mm/s até o fim do ensaio.

As primeiras fissuras visíveis surgiram como no modelo B120P375R, localizadas em três seções, sendo uma central e as demais próximas da estaca. A fissura central evoluiu até forças próximas de 739 kN e 810 kN com altura de 19 cm. As demais não evoluíram muito, mas atravessaram a parte inferior do bloco de face a face. A figura 4.67 mostra a evolução das fissuras na face sul do modelo B120P500R25.



Primeiras fissuras

Evolução

Figura 4.67 – Primeiras fissuras visíveis - B127P500R25

Com força de 383 kN foi notada a primeira fissura inclinada, evoluiu em direção ao pilar e, posteriormente, com o aumento da força, direcionou-se até a estaca. Foram acompanhadas as medidas das aberturas das fissuras, com força de 970 kN a abertura foi igual a 0,50 mm. A figura 4.68 mostra o panorama geral de fissuras no modelo após o ensaio.



B127P500R25 - Lado sul



B127P500R25 - Lado norte

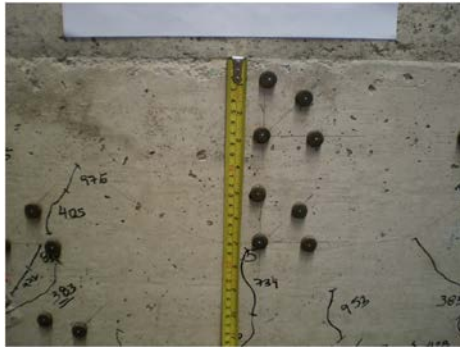
Figura 4.68 – Configuração final de fissuras modelo B127P500R25

Na região da estaca na face sul observaram-se várias fissuras paralelas além daquela eleita como principal. Esta principal, na maior parte dos modelos, atravessa o bloco chegando à lateral interna da estaca; as paralelas chegam à estaca próximo ao seu eixo. A figura 4.69 mostra a região de encontro entre as fissuras inclinadas e a estaca.



Figura 4.69 – Região nodal das estacas B127P500R25

Na região do pilar foi possível notar o destacamento do concreto na face, que ocorreu depois da força de ruína. Como ocorrido nos outros modelos ensaiados, além da abertura da fissura inclinada principal que evolui até a região do pilar, outra fissura paralela a esta surge junto da lateral do pilar, porém com valores de força maiores do que àquela que provocou a abertura da fissura inclinada principal. As figuras 4.70 e 4.71 mostram a altura da região nodal do pilar e as distâncias medidas da fissura inclinada até a lateral do pilar.



B127P500R25 - Face sul

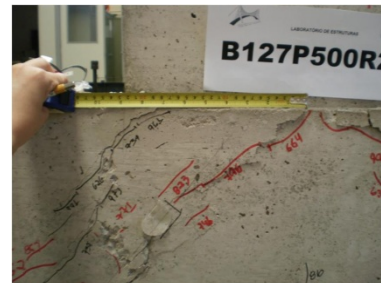


B127P500R25 - Face norte

Figura 4.70 – Altura Região nodal do pilar - modelo B127P500R25



B127P500R25 - Face sul



B127P500R25 - Face norte

Figura 4.71 – Região nodal do pilar - modelo B127P500R25

Conforme mostram as figuras 4.70 e 4.71 a altura da fissura, da região nodal do pilar medida na face norte, foi de 20 cm e na face sul foi 18 cm, as medidas das fissuras inclinadas foram de 22 cm e 24 cm na face norte, na face sul essas fissuras não chegaram a evoluir até em cima, mas se considerasse sua projeção estas chegariam até um quarto da lateral (12 cm e 10 cm). As diferenças entre as aberturas na face sul e norte se deram com forças após a ruína do modelo, provavelmente houve uma acomodação e o bloco passou a trabalhar mais de um lado ocorrendo maiores aberturas na face norte.

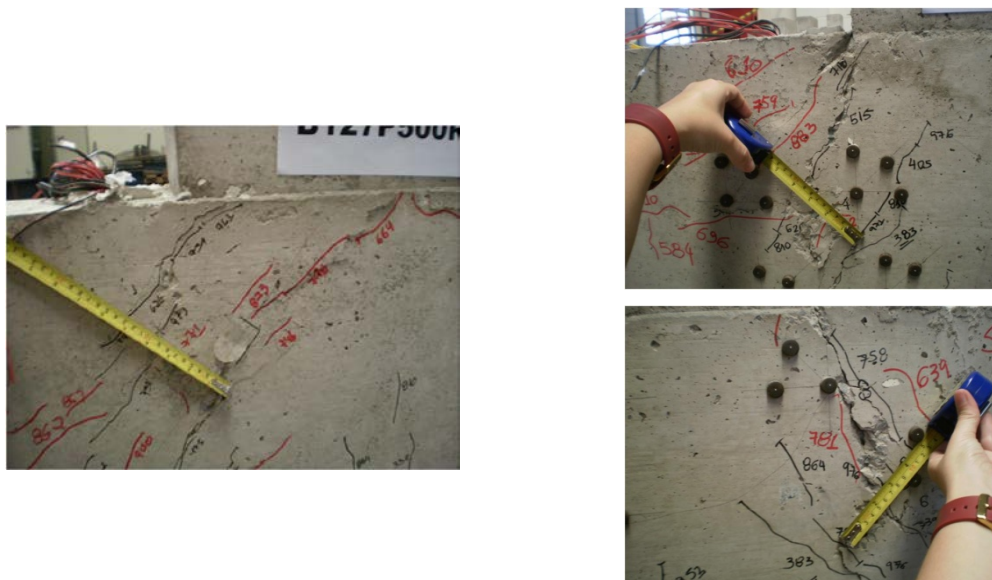
O ensaio evoluiu até a força última de 979,88 kN, apesar de ter havido problemas em dois extensômetros localizados na armadura do tirante pôde-se comprovar que não houve escoamento das barras da armadura, sendo a ruína por ruptura do concreto da biela.

Com a formação das fissuras inclinadas foi nítida a formação da biela, a figura 4.72 mostra uma imagem da face sul com delimitação desta biela.



Figura 4.72 – Biela experimental B127P500R25

A largura da biela e o ângulo de inclinação das fissuras foram medidos. O ângulo teve valores entre 55° e 58° medidos nas duas faces do bloco. Já as larguras tiveram valores entre 8 cm e 10 cm, conforme mostra a figura 4.73.



B127P500R25 – Face sul

B127P500R25 – Face norte

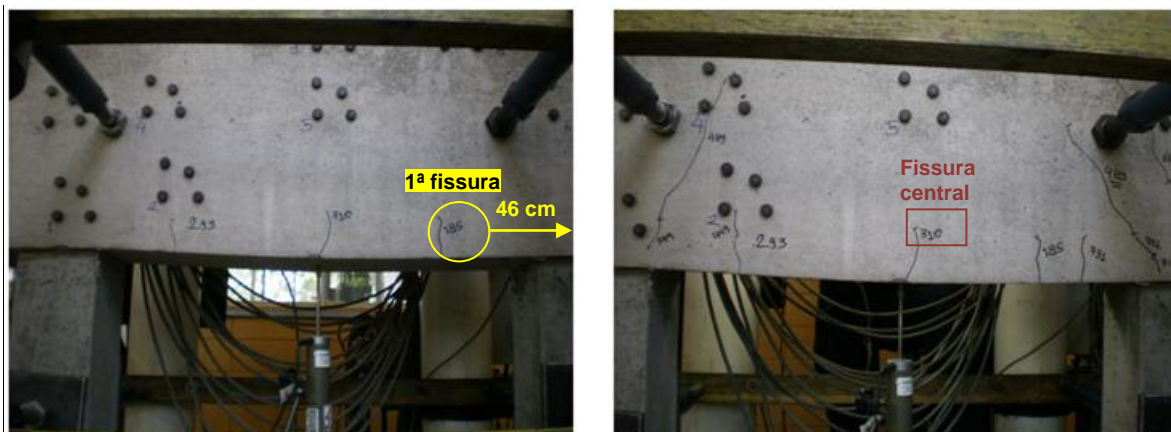
Figura 4.73 – Largura da biela experimental B127P500R25

As medidas das larguras apresentadas são bem coerentes com aquelas adotadas no projeto dos blocos.

4.3.12. B127P500R4

O ensaio do modelo B127P500R4 foi realizado no dia 1 de novembro de 2013, com duração de uma hora e trinta minutos. A velocidade adotada para o deslocamento do pistão foi 0,004 mm/s até a fissuração e 0,003 mm/s até o fim do ensaio.

A primeira fissura visível ocorreu na parte inferior próxima a estaca direita (lado sul), localizada há 46 cm da face do bloco, esta praticamente não evoluiu. Na sequência uma fissura paralela a esta, próxima a estaca esquerda, ocorreu com força igual 293 kN, e, localizada na região central outra fissura ocorreu com força igual a 310 kN, esta evoluiu até 20 cm (de cima para baixo) com força de 873 kN. A figura 4.74 mostra a evolução das primeiras fissuras.



Primeiras fissuras

Evolução

Figura 4.74 – Primeiras fissuras visíveis - B127P500R4

A primeira fissura inclinada surgiu com força de 489 kN e foi notada na face sul do lado direito, esta se propagou em direção da estaca (com força de 731 kN) e posteriormente na direção do pilar até a força de 910 kN. As aberturas de fissuras foram medidas até a força de 970 kN e chegaram a 0,60 mm. A figura 4.75 mostra o panorama geral de fissuração após o ensaio do modelo B127P500R4.



B127P500R4 – Lado sul



B127P500R4 – Lado norte

Figura 4.75 – Configuração final de fissuras modelo B127P500R4

A fissura principal inclinada encontrou a estaca na sua lateral, isto foi perceptível em todas as estacas, nas duas faces do bloco. Paralela à fissura principal outra fissura inclinada surgiu, não chegou a abrir até encontrar a estaca, mas supõe-se que sua projeção chegaria próxima a outra lateral da estaca (externa). A figura 4.76 mostra um exemplo da região da estaca.

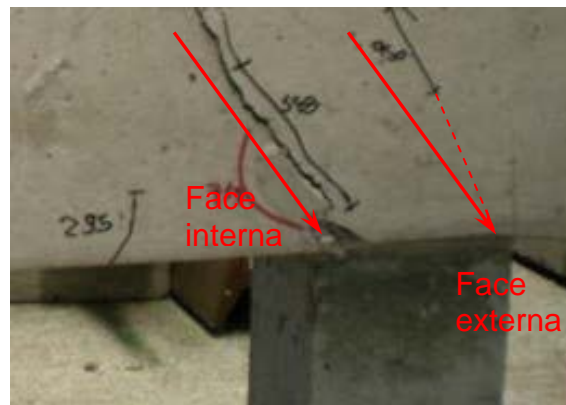
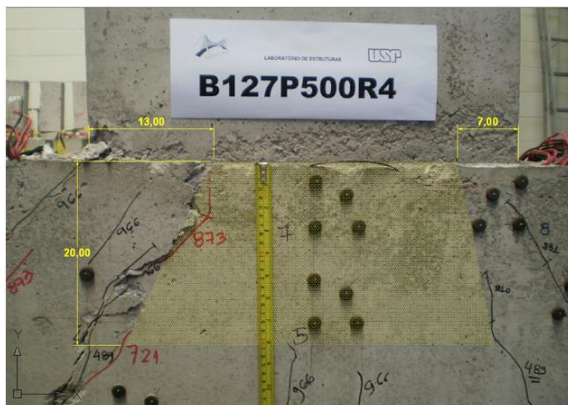
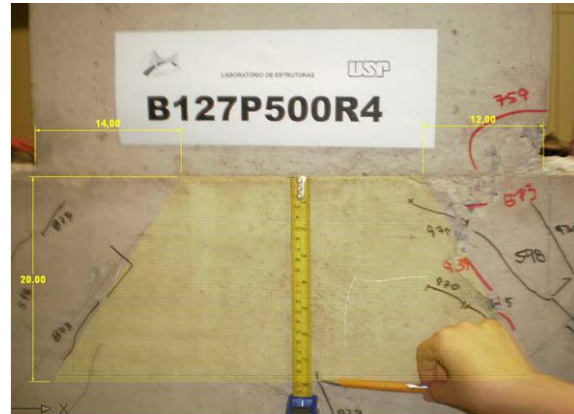


Figura 4.76 – Região nodal das estacas B127P500R4

Além das fissuras inclinadas que delimitam a região nodal do pilar, fissuras paralelas a estas surgiram na lateral externa do pilar com forças de 960 kN. A região nodal pode ser bem delimitada neste modelo, tendo um formato semelhante a um trapézio. A figura 4.77 mostra as dimensões desta região no modelo B127P500R4.



B127P500R4 – Face sul



B127P500R4 – Face norte

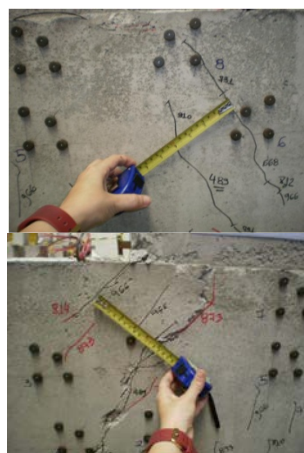
Figura 4.77 – Região nodal do pilar - modelo B127P500R4

As distâncias em que a fissura inclinada encontrou com a região do pilar foram de 7 cm a 14 cm, valores bem próximo do teórico (12,5 cm), e, a altura da região nodal mediu 20 cm nas duas faces do modelo.

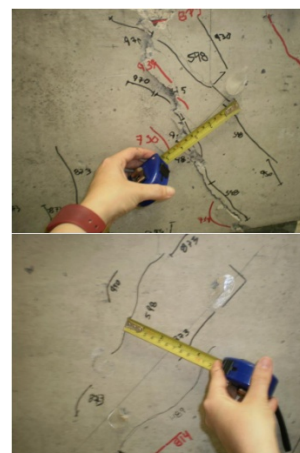
A força última no modelo B127P500R4 foi igual a 969,35 kN. Não houve escoamento da armadura principal do tirante, como poderá ser verificado posteriormente nas deformações medidas nos extensômetros elétricos. A ruína se deu por ruptura do concreto na região da biela comprimida.

Continuou-se o deslocamento do pistão mesmo após a força última até uma força descendente de 690 kN. Em todos os ensaios, o que definia o encerramento foram as questões de segurança.

Foram feitas ainda medidas perpendiculares às fissuras paralelas que delimitam a biela, algumas fotos são mostradas na figura 4.78.



B127P500R25 – Face sul



B127P500R25 – Face norte

Figura 4.78 – Largura da biela experimental B127P500R4

Os valores medidos, da largura da biela, mostrados na figura 4.78 foram entre 10 cm e 11 cm. Além da largura foi possível medir o ângulo de inclinação dessas fissuras. A figura 4.79 mostra a formação da biela e o ângulo de inclinação medido.



Figura 4.79 – Formação da biela experimental B127P500R4

Os ângulos formados pela fissura inclinada com a horizontal tiveram valores medidos entre 55° e 57° , valores próximos aos considerados no projeto.

O modelo B127P500R4 foi o último modelo da série B127 a ser ensaiado, a figura 4.80 mostra os três modelos da mesma série após o ensaio.



Figura 4.80 – Modelos B127P500R1, B127P500R25 e B127P500R4 após ensaio

O modelo B127P500R4 finalizou o ciclo de ensaios experimentais. Após essa análise inicial são apresentados os resultados obtidos nos instrumentos instalados nos modelos ensaiados.

4.4. Deslocamentos verticais e horizontais

Os deslocamentos dos blocos foram medidos pelos transdutores dispostos nas bases dos blocos (TD1), além disso, foram dispostos transdutores nas faces laterais (TD2 e TD3) e nas faces da estaca (TD 4 e TD5). A figura 4.81 mostra as posições dos transdutores.

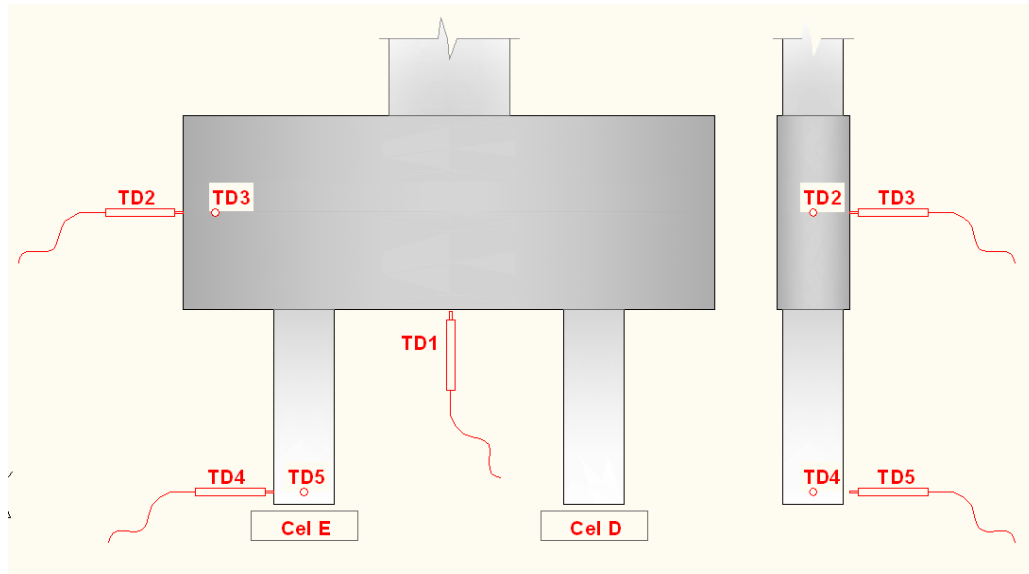


Figura 4.81 - Posição dos transdutores de deslocamento

O objetivo das leituras foi acompanhar os deslocamentos do bloco conforme se aplicava a força.

Pode-se observar, de forma geral, que nos transdutores horizontais TD2, TD3, TD4 e TD5 indicaram deslocamentos muito pequeno até o modelo atingir a força de ruína, o transdutor TD1 localizado na parte inferior do bloco registrou deslocamentos verticais maiores, não ultrapassando 6 mm após a força última (ruína).

A Tabela 4.5 apresenta os valores de deslocamentos registrados pelos transdutores quando os modelos atingiram a força máxima.

Tabela 4.5 - Valores dos deslocamentos relativos às forças últimas

Modelo	Força (kN)	Deslocamentos (mm)				
		TD1	TD2	TD3	TD4	TD5
B110P125R1	431,11	-1,445	-0,171	-0,215	0,003	-0,201
B110P125R25	577,08	-2,628	-0,434	-	-0,440	-0,165
B110P125R4	590,73	-2,781	-0,413	-0,058	-0,180	-0,050
B115P250R1	712,67	-2,485	-1,331	-0,081	-0,155	-0,041
B115P250R25	736,02	-2,857	-2,095	-0,146	-0,518	-0,151
B115P250R4	763,64	-2,730	-0,754	0,277	-0,113	0,035
B120P375R1	850,78	-3,127	0,883	0,011	0,008	0,000
B120P375R25	807,13	-3,322	-0,517	-0,530	-0,100	-0,404
B120P375R4	924,26	-3,203	-1,759	-0,558	-0,368	-0,303
B127P500R1	1028,30	-3,558	-0,236	-0,816	0,113	0,084
B127P500R25	979,88	-3,592	-2,024	0,058	-0,869	0,410
B127P500R4	969,35	-3,372	-1,545	0,178	-0,853	0,187

Notam-se na Tabela 4.5 que os deslocamentos na base (TD1) foram maiores nos modelos da série B127, conforme era esperado, os modelos têm as maiores distâncias entre eixos de estacas. Os modelos B115P250R25 e B127P500R25 apresentaram valores maiores no transdutor TD2 comparados aos demais modelos, isto ocorreu por causa de movimentação durante o ensaio. Os demais valores de força-deslocamento são apresentados nas figuras 4.82, 4.84, 4.86 e 4.88.

As curvas de força-deslocamento, da série B110, são mostradas na Figura 4.82.

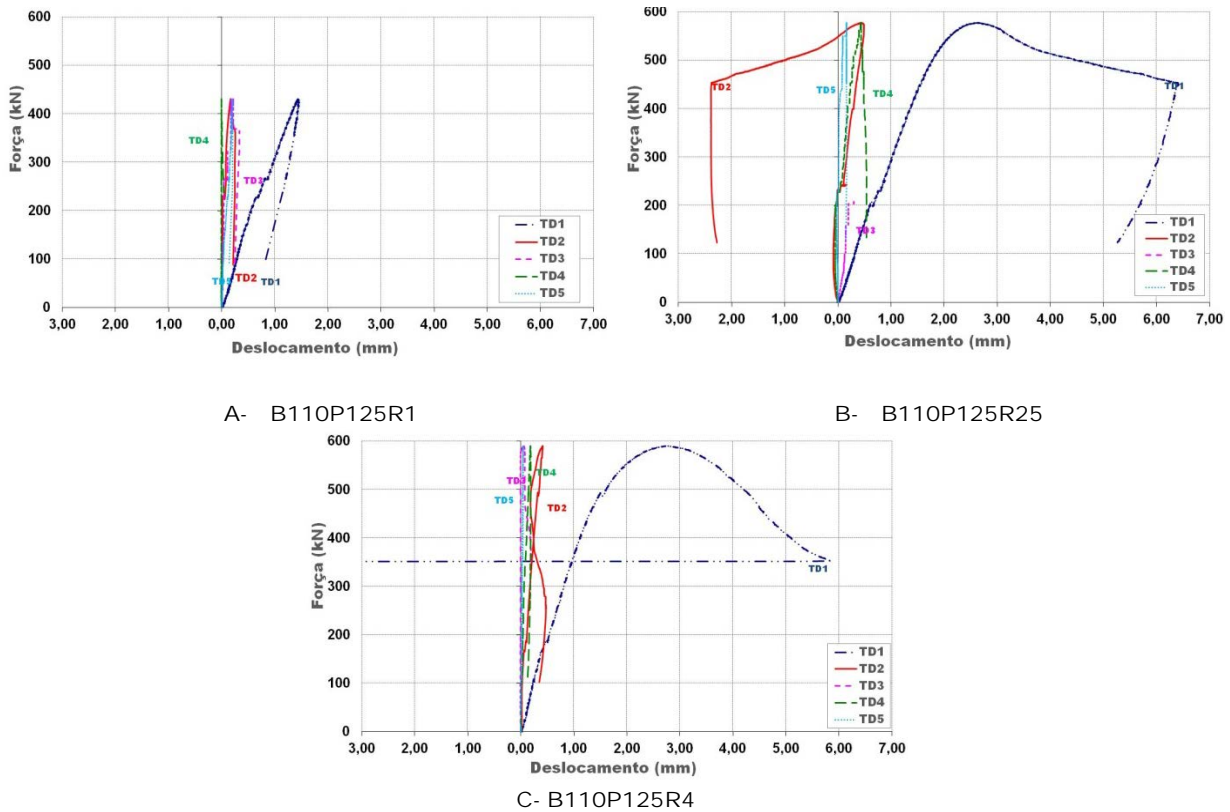


Figura 4.82 - Curva Força-deslocamento: Série B110

No modelo B110P125R1 (Figura 4.82 A) os deslocamentos foram pequenos, não ultrapassando o valor de 2 mm, isso ocorreu por consequência da ruína prematura do pilar. No modelo B110P125R25 (Figura 4.82 B) observa-se que não há continuidade na curva do transdutor TD3, isto ocorreu porque na etapa da força 205 kN foi deslocado acidentalmente durante o ensaio, não sendo mais válidas as medidas a partir desta força.

A figura 4.83 mostra os deslocamentos medidos no transdutor TD1, nos ensaios dos modelos da série B110.

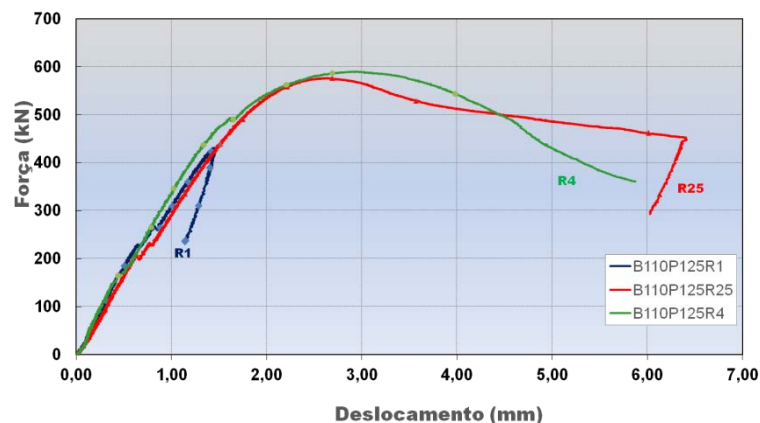


Figura 4.83 - Curva Força-deslocamento da Série B110 – transdutor TD1: Série B110

Na figura 4.83 pode-se notar que os deslocamentos ocorreram de modo semelhante aos dos modelos B110P125R25 e B110P125R4, apenas o modelo B110P125R1 apresentou uma curva diferente, pois apresentou ruína precoce.

As curvas de força-deslocamento dos modelos da série B115 são mostradas na Figura 4.84.

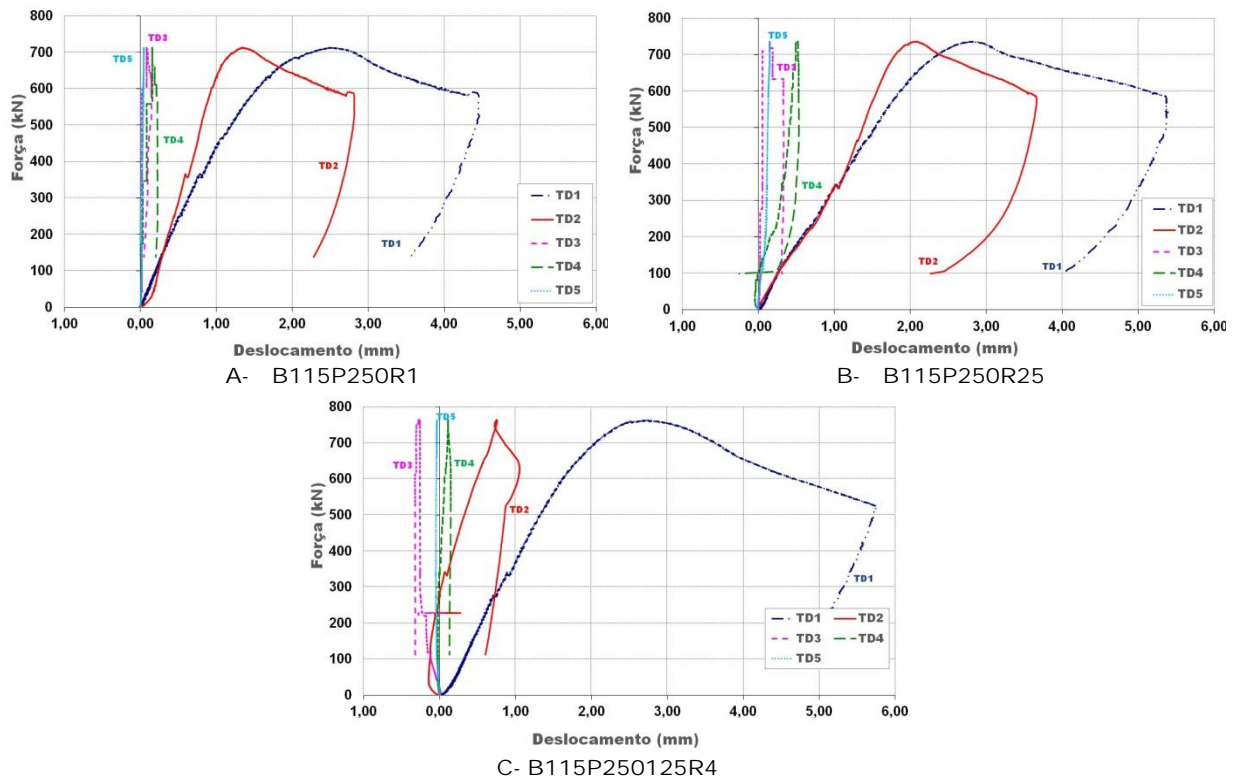


Figura 4.84 - Curva Força-deslocamento: Série B115

Os deslocamentos dos modelos da série B115 foram semelhantes, apresentando valores da mesma ordem de grandeza na fase de ruína.

A figura 4.85 mostra uma análise comparativa entre os deslocamentos no transdutor TD1, registrados nos modelos da série B115.

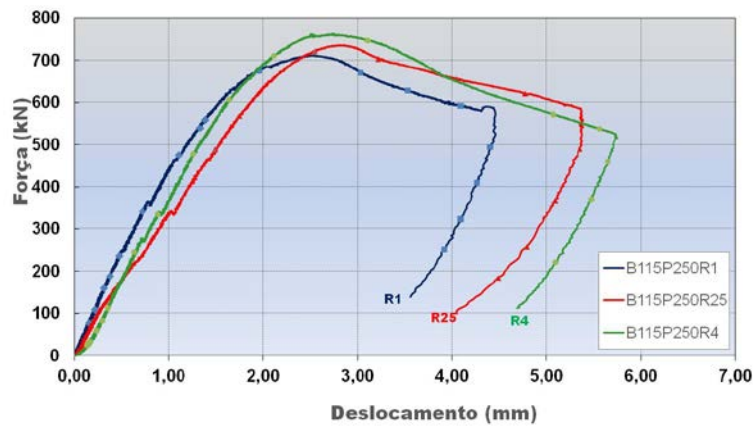


Figura 4.85 - Curva Força-deslocamento da Série B115 – transdutor TD1

As curvas de força-deslocamento dos transdutores TD1 nos modelos da série B115 demonstram semelhança. Há um pequeno aumento do deslocamento no meio do vão de um modelo para outro conforme o aumento da taxa de armadura.

Na Figura 4.86 é possível examinar todas as curvas de força-deslocamento dos modelos da série B120.

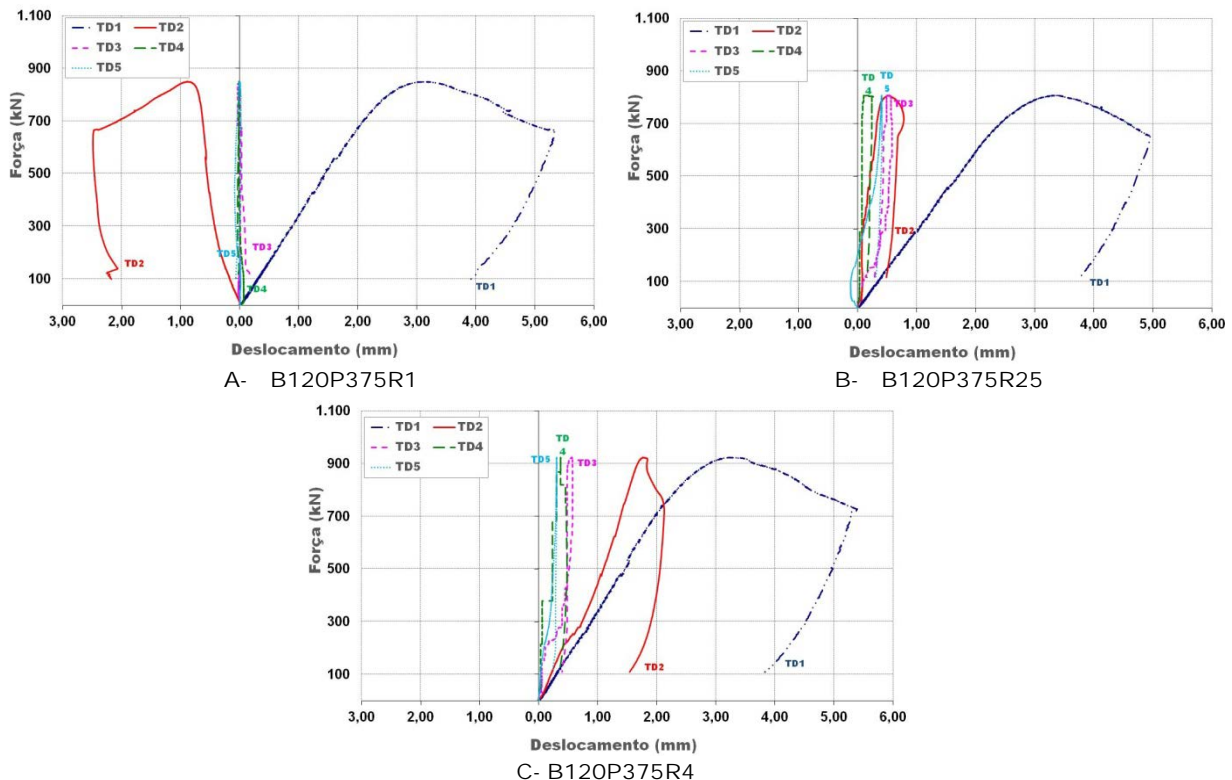


Figura 4.86 - Curva Força-deslocamento: Série B120

No modelo B120P375R1, transdutor TD2, observou-se um deslocamento em sentido oposto, mas da mesma ordem de grandeza. Os deslocamentos no transdutor TD1 apresentaram aumentos comparados aos das séries B110, B115 e B120, isto pode ser

apreciado também na Tabela 4.4. Na figura 4.87 é feita uma análise comparativa das curvas obtidas com TD1 para os modelos B120P375R1, B120P375R25 e B120P375R4.

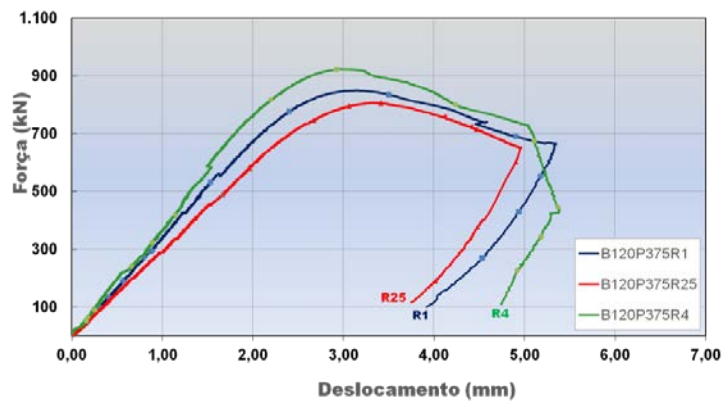


Figura 4.87 - Curva Força-deslocamento da Série B120 – transdutor TD1

A figura 4.87 mostrou valores semelhantes entre os modelos da série B120, o modelo B120P375R4 apresentou um valor maior no instante da força de ruína.

As curvas de força-deslocamento dos modelos da série B127 são apresentados na Figura 4.88.

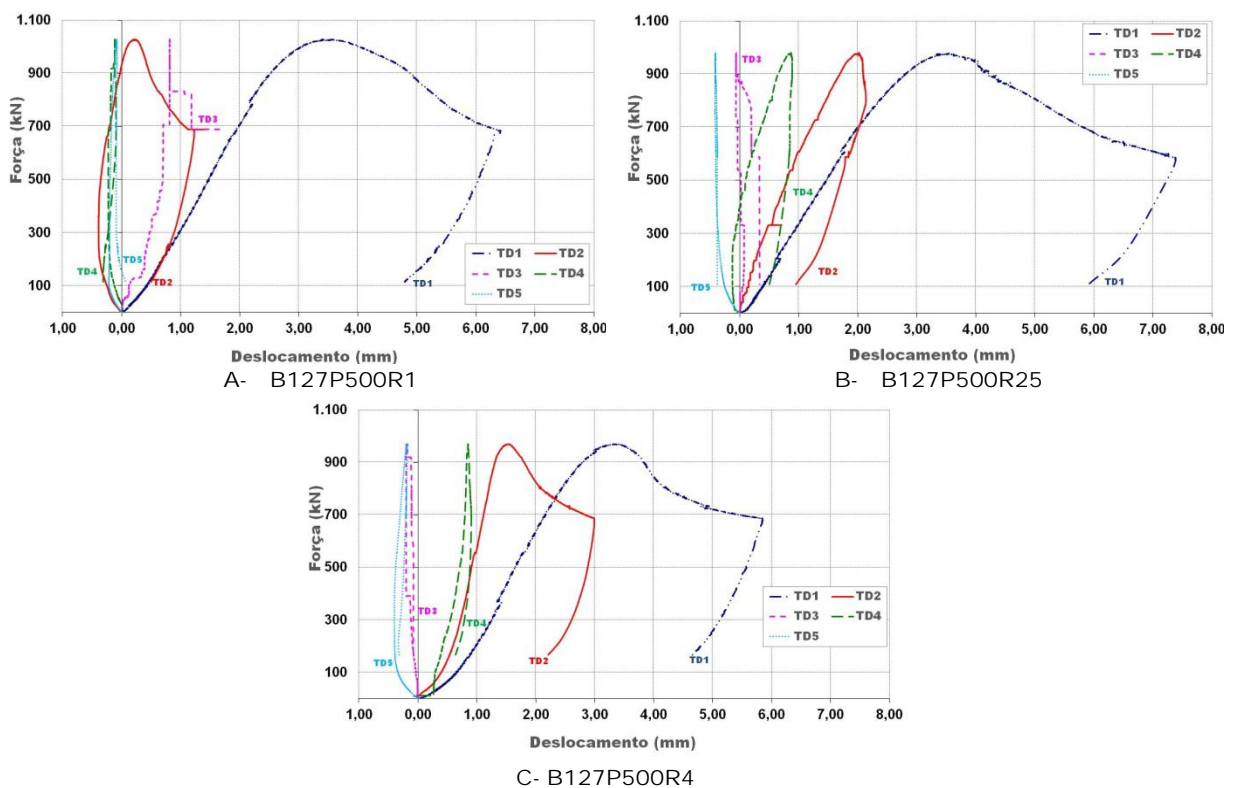


Figura 4.88 - Curva força-deslocamento: Série B127

Como os demais modelos ensaiados os deslocamento horizontais foram pequeno. A figura 4.89 mostra a curva de força- deslocamento dos transdutores TD1 nos modelos da série B127.

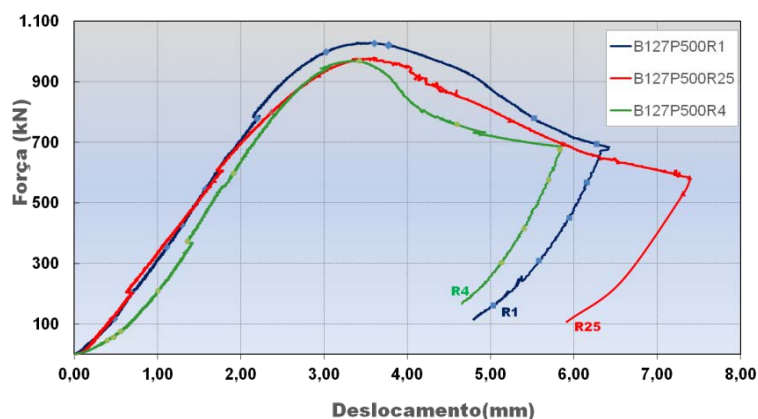


Figura 4.89 Curva Força-deslocamento da Série B127 – transdutor TD1

Os deslocamentos no transdutor TD1 foram maiores no modelo B127P500R1 (etapa da força de ruína).

A análise dos deslocamentos mostrou resultados esperados, já que os modelos foram posicionados de modo que não sofressem deslocamentos horizontais.

Os transdutores TD1 demonstraram para todos os modelos deslocamentos pequenos, sendo possível concluir que os modelos funcionaram de fato como blocos rígidos.

Quanto às diferentes taxas de armaduras de pilares adotadas nos modelos da mesma série, pode-se analisar que não tiveram uma influência direta nos deslocamentos computados durante o ensaio.

Analisando as diferentes seções de pilares pode-se dizer que houve um deslocamento maior nos blocos com pilares mais alongados.

4.5. Deformações medidas nas barras das armaduras do tirante

As deformações nas barras das armaduras do tirante dos blocos sobre duas estacas foram medidas por meio da instrumentação com extensômetros elétricos. Foram instrumentadas duas barras em duas posições distintas, os extensômetros foram localizados no centro do bloco (ext 2 e ext 4) e na posição que coincide com eixo da estaca (ext 1 e ext

3). A ideia foi instrumentar apenas um lado do bloco, considerando-se a simetria do modelo. A figura 4.90 mostra as posições desses extensômetros nos modelos da série B110 e B115.

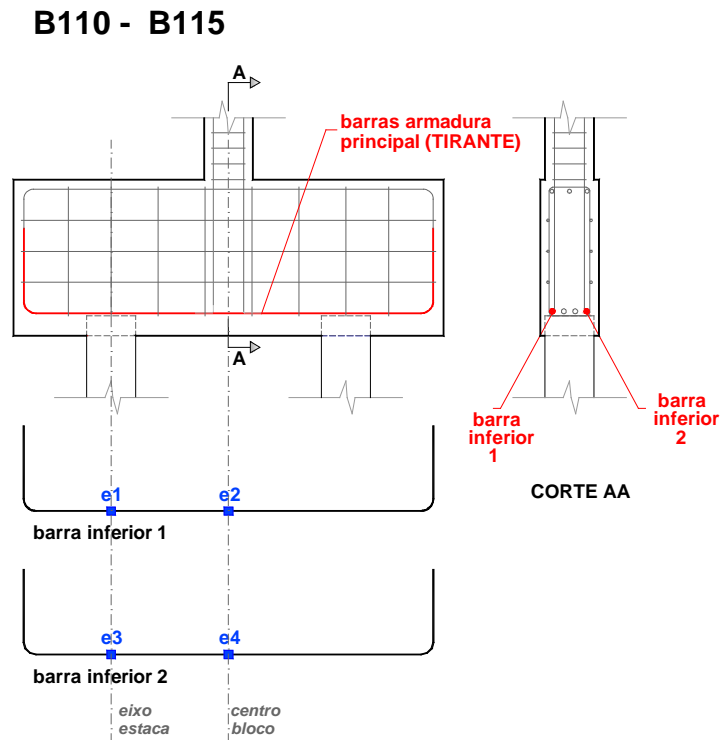


Figura 4.90 - Posicionamento dos extensômetros nas barras da armadura do tirante - modelos da série B110 e B115

Os blocos que foram projetados com armadura na segunda camada, série B120 e B127 também tiveram uma das barras da segunda camada instrumentada na posição central (ext 25), conforme mostra figura 4.91.

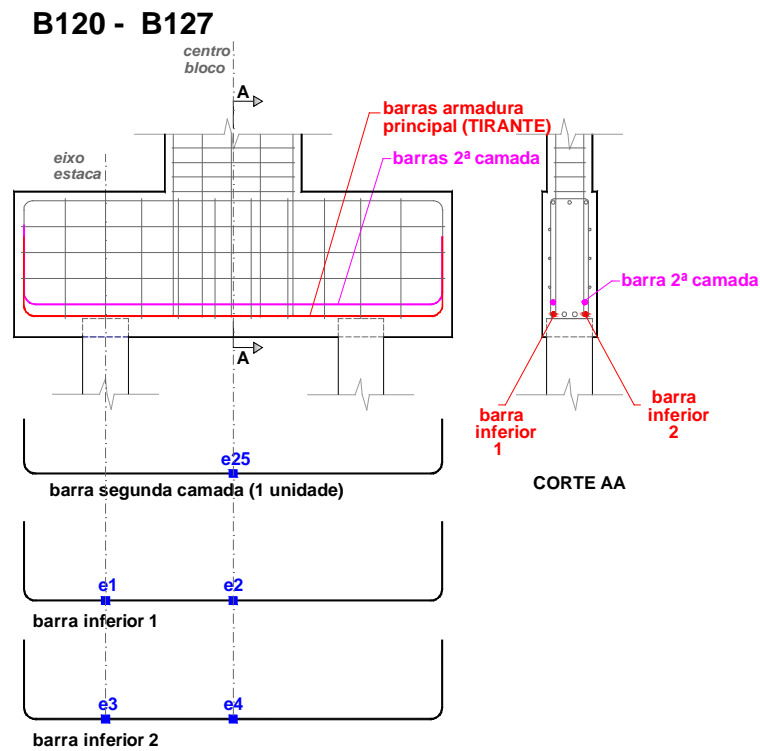


Figura 4.91 - Posicionamento dos extensômetros nas barras da armadura do tirante

A escolha dos pontos da instrumentação teve objetivo de permitir o cálculo da tensão nas barras das armaduras do tirante, possibilitando analisar os resultados dos modelos experimentais e teóricos.

A tabela 4.6 apresenta os valores das deformações nas barras das armaduras do tirante medidos pelos extensômetros 1, 2, 3 e 4, e, as suas médias. Os valores são referentes a duas etapas de força, a primeira se refere a força anotada quando surgiu a primeira fissura, e, a segunda a força máxima.

Tabela 4.6 - Forças referentes às primeiras fissuras, forças últimas e deformações correspondentes nas barras de armaduras dos tirantes

Modelo	Força (kN)	Deformações (‰)					
		Ext1	Ext3	Média Ext1 e Ext3	Ext2	Ext4	Média Ext2 e Ext4
B110P125R1	225,00	0,03	0,02	0,03	0,69	0,58	0,64
	431,11	0,43	0,66	0,55	1,50	1,41	1,45
B110P125R25	198,00	0,05	0,06	0,05	0,49	0,50	0,49
	577,08	1,23	1,40	1,31	2,14	2,22	2,18
B110P125R4	240,00	0,17	0,12	0,14	0,79	0,82	0,80
	590,73	1,27	1,29	1,28	3,01	3,18	3,10
B115P250R1	158,00	0,02	0,03	0,02	0,47	0,45	0,46
	712,67	1,08	1,16	1,12	2,68	2,74	2,71
B115P250R25	148,00	-	0,04	-	0,48	0,39	0,44
	736,02	-	1,30	-	3,23	3,15	3,19
B115P250R4	154,00	0,02	0,02	0,02	0,25	0,28	0,27
	763,64	1,42	1,54	1,48	2,29	2,64	2,46
B120P375R1	235,00	0,04	0,05	0,04	0,36	0,35	0,36
	850,78	0,91	1,02	0,96	1,98	2,13	2,06
B120P375R25	198,00	-	0,02	-	-	0,23	-
	807,13	-	0,80	-	-	2,32	-
B120P375R4	201,00	0,03	0,03	0,03	0,38	0,42	0,40
	924,26	1,08	1,18	1,13	2,33	2,32	2,32
B127P500R1	276,00	0,10	0,11	0,11	0,36	0,46	0,41
	1028,30	0,36	0,22	0,29	1,98	2,29	2,13
B127P500R25	247,00	0,02	0,03	0,03	0,47	0,45	0,46
	979,88	0,68	0,83	0,76	2,24	2,30	2,27
B127P500R4	185,00	0,01	0,01	0,01	0,35	0,38	0,37
	969,35	0,76	0,70	0,73	1,97	1,94	1,95

Na tabela 4.6 são apresentados os valores das deformações nas barras de armadura do tirante, nos extensômetros de número 1, 2, 3 e 4, em duas etapas de força, força referente à primeira fissura (linha 1) e força última (linha 2). Com os resultados obtidos pode-se fazer uma análise comparativa com deformação média no limite de escoamento ($\varepsilon_{y,m}$). Conforme tabela 4.1 para as barras de diâmetro 12,5 mm, $\varepsilon_{y,m} = 3,42$ ‰, e, para as

barras com diâmetro de 16 mm (modelos da série B127), $\varepsilon_{ym} = 4,72\%$. Analisando-se os resultados observou-se que as deformações nas barras não ultrapassaram esses valores, apenas o modelo B115R25 teve valores próximos. Confirma-se, portanto, o que já foi exposto no item 4.3, a ruína se deu por ruptura do concreto da biela, com exceção do modelo B110P125R1, em que ocorreu ruína do pilar.

Analisando-se as deformações médias no centro das barras do tirante pode-se verificar que nos blocos da série B110 houve um aumento na deformação com o aumento da taxa de armadura do pilar. Já nos modelos da série B115 a maior deformação ocorreu no bloco com taxa de 2,5% de armadura do pilar, B115P250R25. Nas séries B120 e B127 os valores da deformação medidas neste ponto analisado são bem semelhantes em todos os modelos, ou seja, o aumento na deformação não foi significativo com o aumento da taxa de armadura do pilar. Nesta análise não se pode ter uma conclusão, já que necessário analisar outros parâmetros como o ângulo de inclinação da biela e o valor da força máxima.

Os extensômetros 1 e 3 mediram a deformação nas barras das armaduras nas seções que contém os eixos das estacas. O objetivo de se utilizar estes extensômetros é verificar como as barras se deformam ao longo do seu comprimento. Na maioria dos modelos observou-se que esta deformação tem valor próximo de 1‰, sendo este valor menor que o valor da deformação média no escoamento, mas sendo um valor bem diferente de zero, o que pode significar que pode existir a necessidade da ancoragem em gancho destas armaduras, diferentemente das constatações de Delalibera (2006).

A curva força-deformação nas barras de armadura obtidas no extensômetros 1, 2, 3, e 4 dos modelos da série B110 são mostradas nas figuras 4.92 a 4.94.

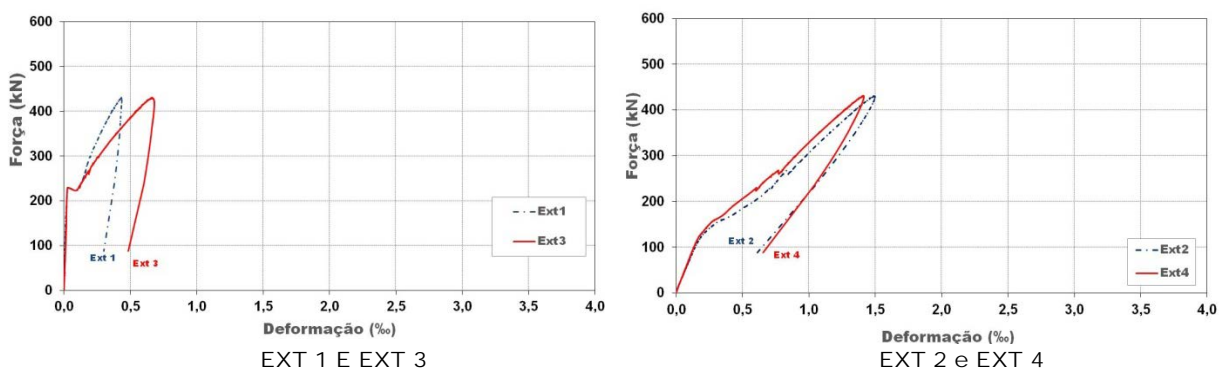


Figura 4.92 - Força-deformação do B110P125R1 - Extensômetros 1 e 3, 2 e 4

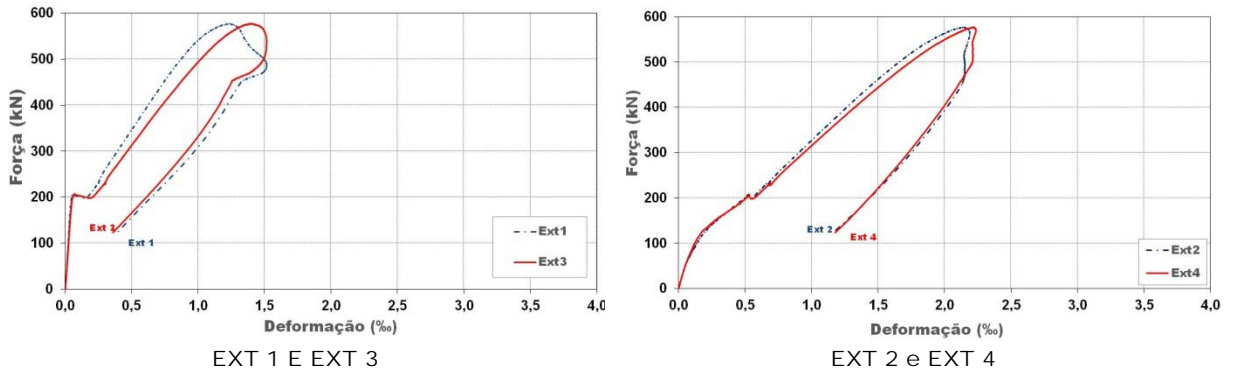


Figura 4.93 - Força- Deformação do B110P125R25 - Extensômetros 1 e 3, 2 e 4

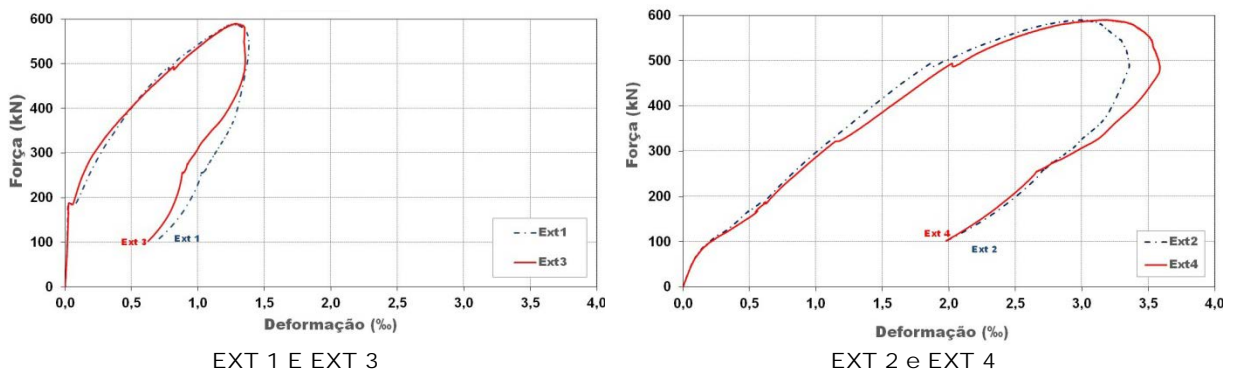


Figura 4.94 – Força-deformação do B110P125R4 - Extensômetros 1 e 3, 2 e 4

Notam-se nos gráficos apresentados nas figuras 4.92 a 4.94 que as barras com os extensômetros 1, 2, 3 e 4 locados na mesma posição, mas em barras diferentes tiveram desempenho semelhante, podendo-se considerar que todas as barras estão com a mesma deformação. Com isso pode-se usar a deformação média entre 1 e 3 e 2 e 4 e fazer uma análise comparativa entre os modelos da mesma série. A figura 4.95 mostra esta deformação média, dos extensômetros 2 e 4, para os blocos da série B110.

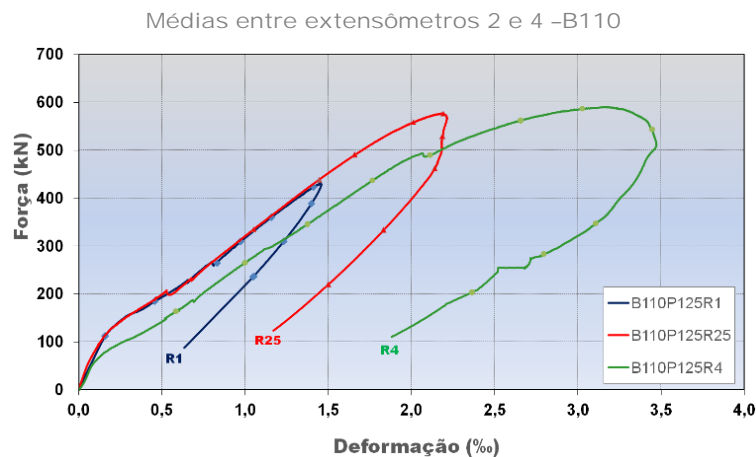


Figura 4.95 – Deformações médias medidas no centro das barras do tirante – Série B110

Na curva da figura 4.95 constata-se que nos modelos da série B110, que possuem pilares de seção quadrada, houve maiores deformações nas barras de armadura do tirante, na seção central, no bloco com pilar com taxa de armadura igual a 4% (B110P125R4). Essas deformações vão decrescendo, das seções centrais (extensômetros 2 e 3) até as seções que contém os eixos das estacas (extensômetros 1 e 3), mantendo-se maiores conforme a maior taxa de armadura.

Nas figuras 4.96, 4.97 e 4.98 são mostradas as curvas de força-deformação, dos extensômetros posicionados nas barras do tirante dos modelos da série B115.

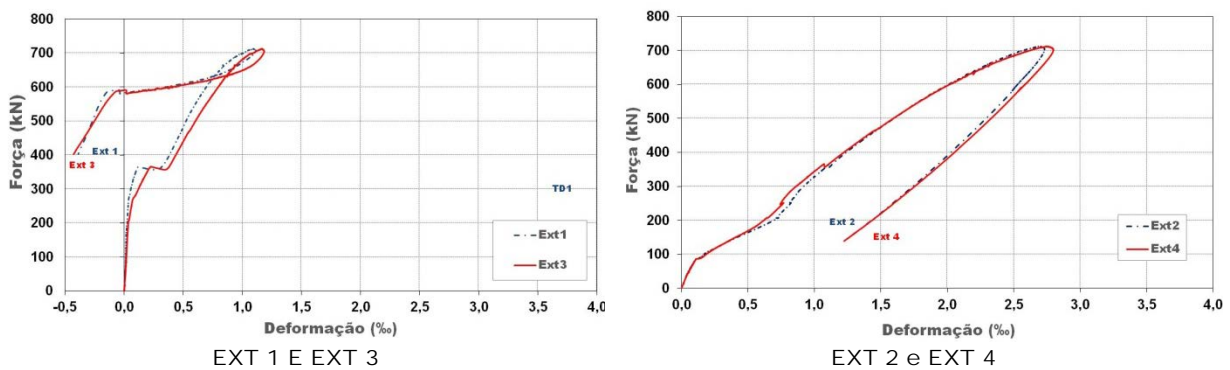


Figura 4.96 - Força-deformação do B115P250R1 - Extensômetros 1 e 3, 2 e 4

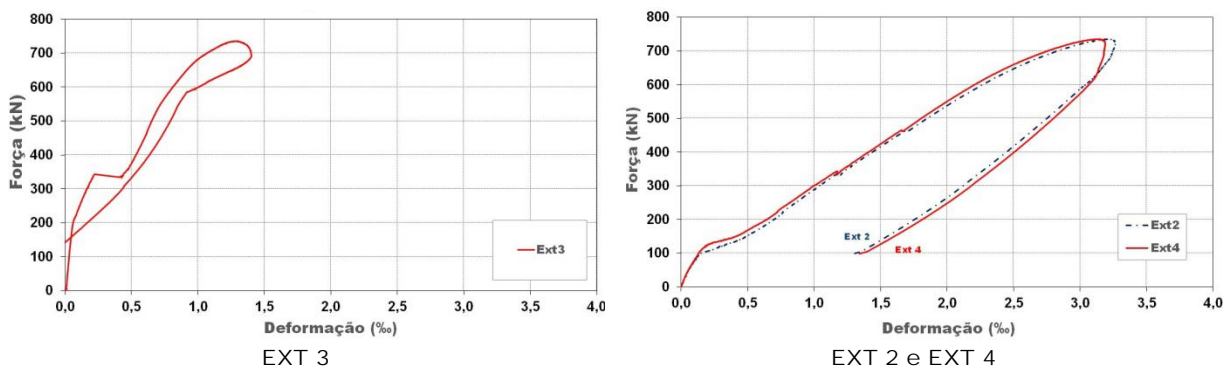


Figura 4.97 - Força-deformação do B115P250R25 - Extensômetros 1 e 3, 2 e 4

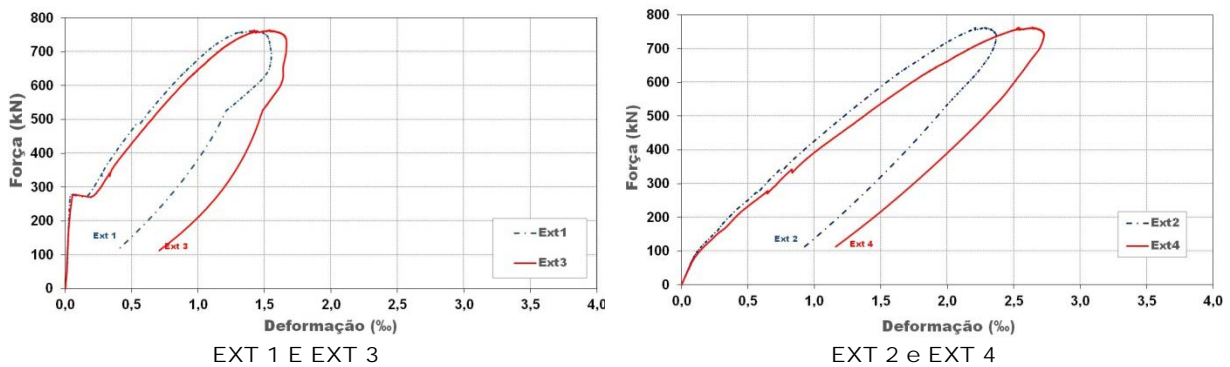


Figura 4.98 - Força-deformação do B115P250R4 - Extensômetros 1 e 3, 2 e 4

A figura 4.97 mostra as curvas de força-deformação das barras de armaduras dos tirantes obtidas nos extensômetros 2, 3 e 4, o extensômetro 1 não funcionou durante ensaio, pois provavelmente foi danificado durante a concretagem do modelo B115P250R25.

Para a série de modelos B115 também se construiu a curva força-deslocamento fazendo-se as médias para as deformações das barras, nos extensômetros 2 e 4. A figura 4.99 mostra essas curvas.

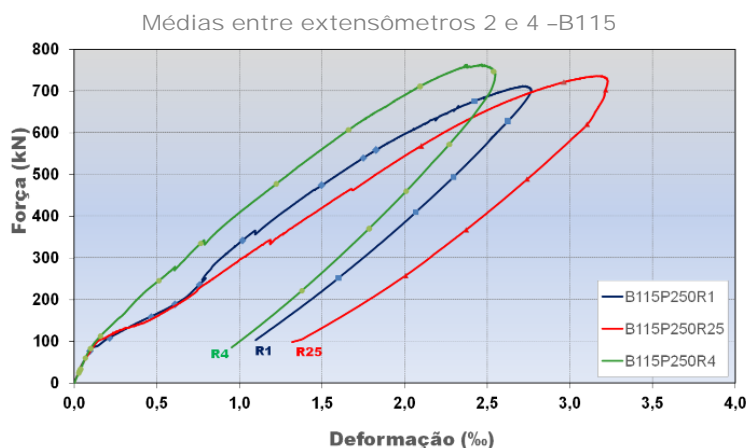


Figura 4.99 – Deformações médias medidas no centro das barras do tirante – Série B115

Analisando-se a figura 4.99 confirma-se que o bloco B115P250R25 apresenta deformações maiores na região central das barras de armadura, quando comparados aos outros modelos da mesma série.

As deformações nos extensômetros 1, 2, 3, 4 e 25 dos blocos da série B120 são mostradas nas figuras 4.100 a 4.102. O extensômetro 25 foi localizado no centro de uma das barras da segunda camada da armadura do tirante, conforme figura 4.91.

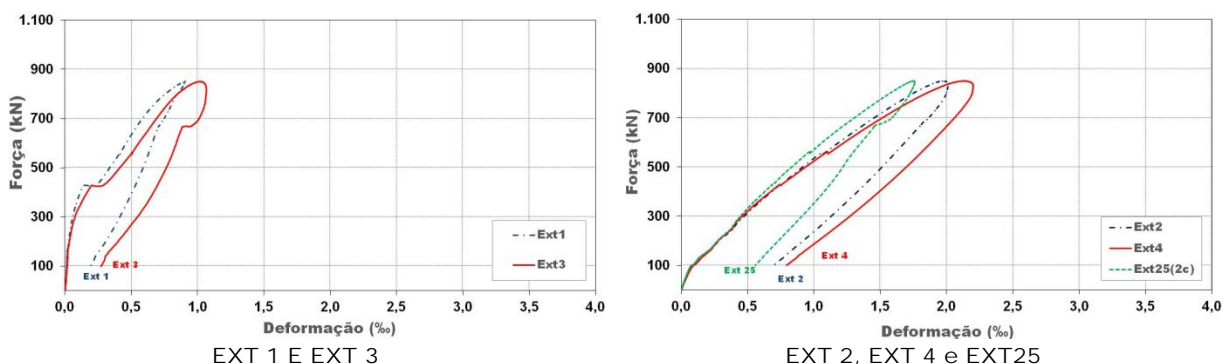


Figura 4.100 - Força-deformação do B120P375R1 - Extensômetros 1 e 3; 2 ,4 e 25

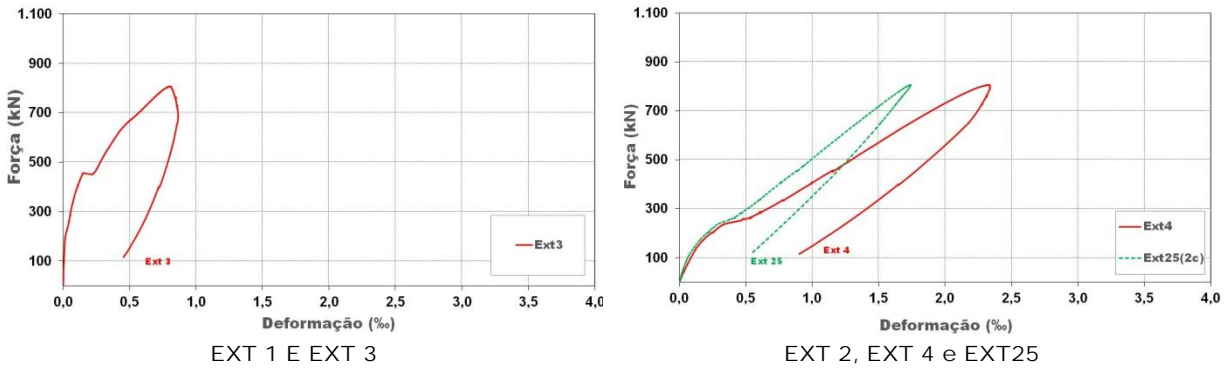


Figura 4.101 - Força-deformação do B120P375R25 - Extensômetros 1 3; 4 e 25

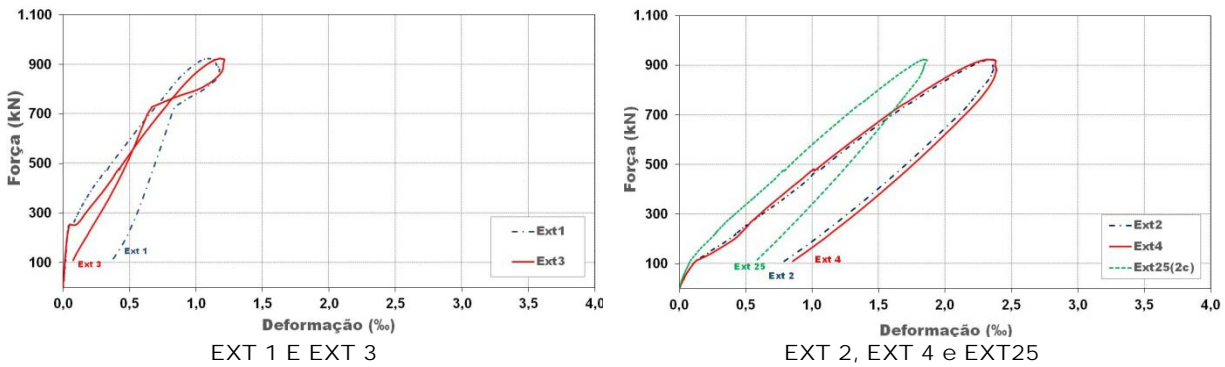


Figura 4.102 - Força-deformação do B120P375R4 - Extensômetros 1 e 3; 2 ,4 e 25

Durante o ensaio constatou-se que os extensômetros 1 e 2 do modelo B120P375R25 não estavam funcionando. Observando-se as deformações no tirante obtidas com os extensômetros dos modelos B120P375R1, B120P375R25 e B120P375R4 nota-se que não houve escoamento das barras da armadura. O modelo B120P375R4 apresentou a maior deformação no tirante atingindo o valor de 2,33 %.

A figura 4.103 mostra essas curvas de força-deformação obtidas com médias das deformações medidas com os extensômetros 2 e 4 nos blocos da série B120.

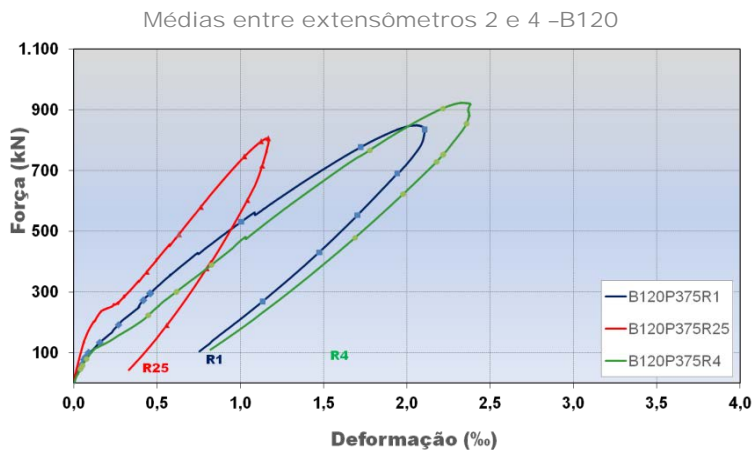


Figura 4.103 - Deformações médias medidas no centro das barras do tirante – Série B120

A figura 4.103 evidencia que o modelo B120P375R4, com maior taxa de armadura nos pilares (4%), apresentou maiores deformações no centro do tirante quando comparado aos demais da mesma série.

Na segunda camada das barras das armaduras do tirante da série de modelos B120 colocou-se um extensômetro elétrico (ver figura 4.91). A figura 4.104 apresenta as deformações obtidas nesses extensômetros.

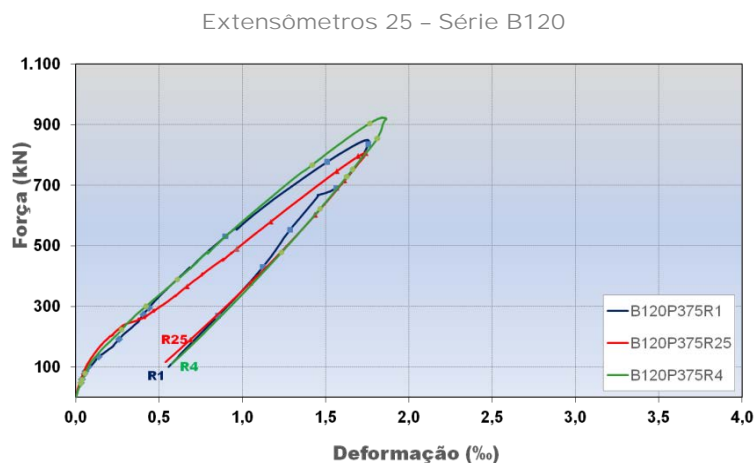


Figura 4.104 - Curva Força-deformação no centro das barras da 2ª camada dos blocos da série B120

Como esperado as deformações nas barras da armadura da segunda camada são menores comparadas às deformações das barras de armadura do tirante da primeira camada. A tabela 4.7 apresenta os valores das deformações nas barras da segunda camada (extensômetro 25) da série de modelos B120 e B127.

Tabela 4.7 - Deformações das barras de armadura do tirante na segunda camada

Modelo	Força (kN)	Deformações (‰)
		Ext25
B120P375R1	850,78	1,75
B120P375R25	807,13	1,74
B120P375R4	924,26	1,84
B127P500R1	1028,30	1,60
B127P500R25	979,88	-
B127P500R4	969,35	1,49

Nas figuras 4.105, 4.106 e 4.107 são mostradas as curvas de força-deformação, das barras de armadura do tirante obtidas nos extensômetros 1, 2, 3, 4 e 25 dos modelos da série B127.

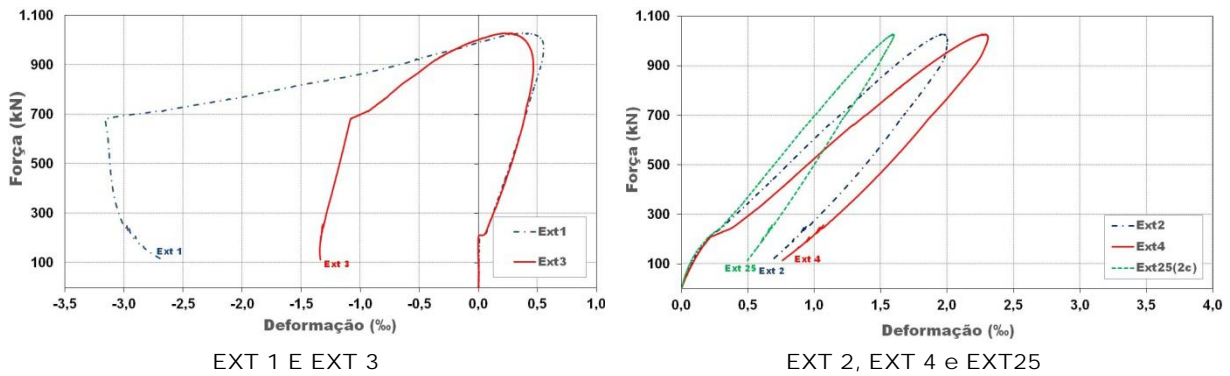


Figura 4.105 - Força-deformação do B127P500R1- Extensômetros 1 e 3; 2 ,4 e 25

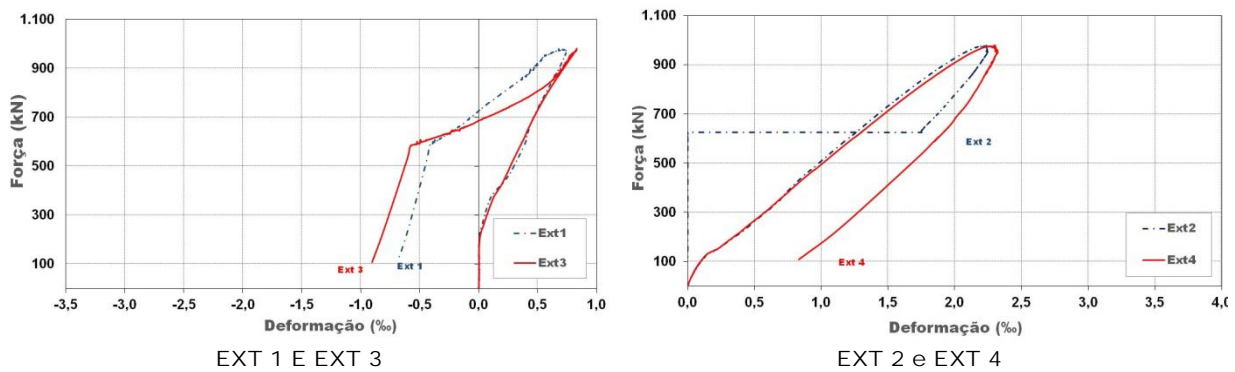


Figura 4.106 - Força-deformação do B127P500R25- Extensômetros 1 e 3; 2 e 4

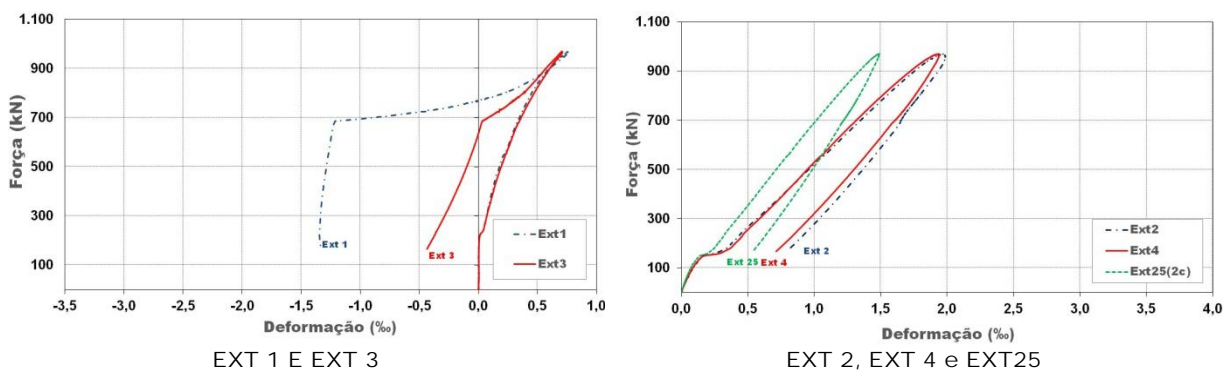


Figura 4.107 - Força-deformação do B127P500R4- Extensômetros 1 e 3; 2, 4 e 25

Durante o ensaio do bloco B127P500R25 observou-se o não funcionamento do extensômetro 25, localizado na barra de armadura do tirante da segunda camada. Analisando-se as deformações obtidas nas barras das armaduras que compõem o tirante

dos blocos da série B127 pode-se constatar na posição central a menor deformação, durante etapa da força de ruína, foi em B127P500R4 e a maior foi no modelo B127P500R25. Já na posição em que a barra coincide com o eixo da estaca (extensômetros 1 e 3) observou-se deformações que não ultrapassaram 1‰. A deformação medida na força de ruína nas posições 1 e 3 também foi maior no modelo B127P500R25.

O gráfico da figura 4.108 apresenta uma análise comparativa entre os modelos da série B127 utilizando os valores médios entre extensômetros 2 e 4.

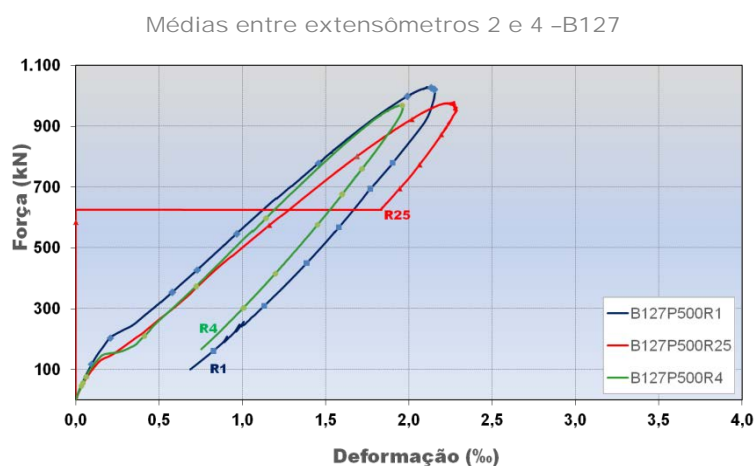


Figura 4.108 - Deformações médias medidas no centro das barras do tirante – Série B127

Os blocos da série B127 também foram instrumentados na segunda camada da armadura que compõem o tirante. Na figura 4.109 são mostradas as deformações no extensômetro 25.

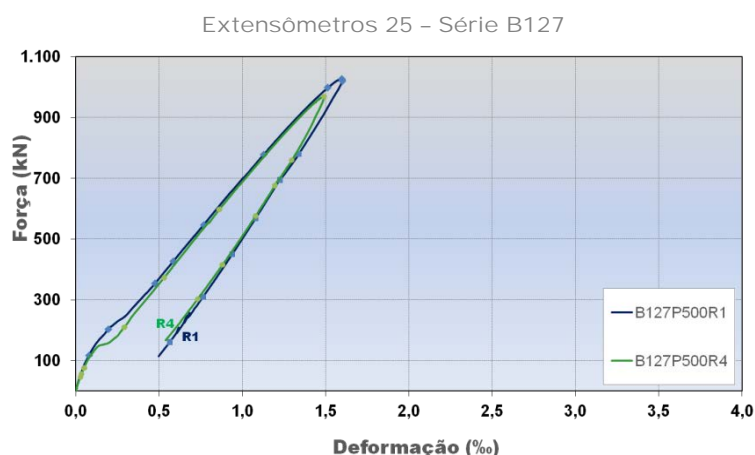


Figura 4.109 - Curva Força-deformação no centro das barras da 2ª camada dos blocos da série B127

A figura 4.109 mostra apenas as deformações do extensômetro 25 nos modelos B127P500R1 e B127P500R4, para o bloco B127P500P25 não foi possível avaliar, pois o

extensômetro não funcionou durante o ensaio. O modelo B127P500R1 apresenta maiores deformações na barra da segunda camada do tirante, comparando-o com B127P500R4, a tabela 4.6 mostra, ainda, os valores obtidos com a força de ruína.

4.6. Deformações nas barras das armaduras complementares

No projeto estrutural de blocos sobre estacas as armaduras construtivas superiores e os estribos são adotados conforme decisão do projetista. Com o objetivo de analisar parâmetros para definir essas armaduras, na fase de projeto, foram investigadas as deformações em várias situações. Foram instrumentadas armaduras superiores, estribos horizontais e verticais, analisando-se, ainda, a influência da taxa de armadura do pilar nestas armaduras. A seguir são mostrados os resultados obtidos.

4.6.1. Barras das armaduras superiores

Todos os modelos foram projetados com a armadura superior constituída por três barras de 10 mm de aço categoria CA-50. Conforme a figura 4.110 foi instrumentada uma das barras da armadura superior, a barra central, sendo o extensômetro também localizado no centro do bloco.

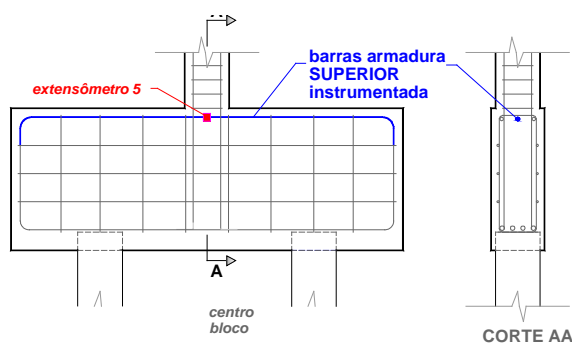


Figura 4.110 – Posição do extensômetro na barra de armadura superior

O objetivo de instrumentar a barra de armadura superior é entender seu comportamento, como ela se deforma mediante a força aplicada no bloco e as diferentes seções de pilares e taxas de armadura.

A tabela 4.8 mostra deformações ocorridas nas barras das armaduras superiores (extensômetro 5) dos modelos, na etapa em que foi aplicada a força última.

Tabela 4.8 - Deformações das barras de armadura superior – Força última

Modelo	Força (kN)	Deformações (‰)
		Ext5
B110P125R1	431,11	-0,645
B110P125R25	577,08	-1,160
B110P125R4	590,73	-0,919
B115P250R1	712,67	0,123
B115P250R25	736,02	-0,361
B115P250R4	763,64	-0,258
B120P375R1	850,78	-0,413
B120P375R25	807,13	-0,392
B120P375R4	924,26	-0,404
B127P500R1	1028,30	-0,376
B127P500R25	979,88	-0,369
B127P500R4	969,35	-0,337

Na tabela pode-se notar pequenos valores de deformações, principalmente, se estes forem comparados às deformações das barras da armadura principal de tração dos blocos. Nenhuma barra atingiu a resistência de escoamento do aço. Os gráficos, separados por série de modelos, contidos nas figuras 4.111 e 4.112 mostram a curva de força-deformação nas barras da armadura superior (extensômetro 5).

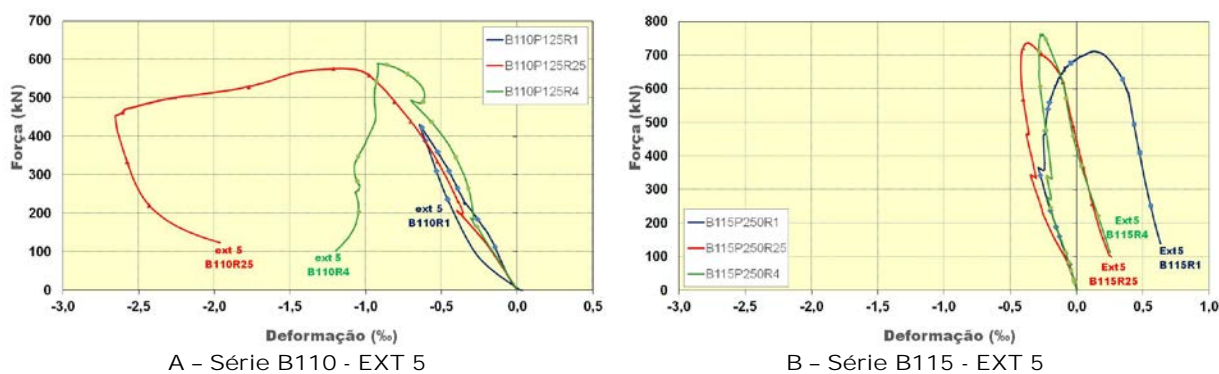


Figura 4.111 - Força-deformação (Extensômetro 5) – série B110 e B115

Na figura 4.111 observam-se que os extensômetros das barras da armadura superior dos blocos da série B110 (A) se deformaram bastante comparados as demais séries; os valores de deformação chegaram a ordem de 1‰ nos blocos B110P125R25 e B110P125R4

(ver tabela 4.8) é importante salientar que esta é a única série com pilares quadrados. Na figura 4.111 B é observa-se pequena diferença no comportamento das barras superiores, possivelmente influenciadas pelas diferentes taxas de armadura dos pilares.

A figura 4.112 mostra os valores das deformações no extensômetro 5 dos modelos da série B120 e B127.

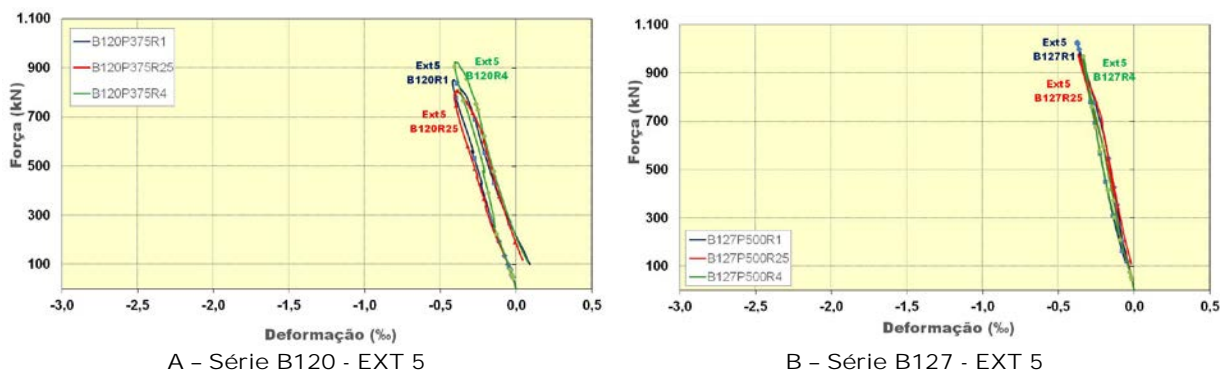


Figura 4.112 - Força-deformação (Extensômetro 5) – série B120 e B127

Nos modelos da série B120 e B127 as deformações no centro das barras da armadura superior foram bem pequenas, demonstrando que estas estão absorvendo pequenas tensões. Observa-se ainda que as diferentes taxas de armadura dos pilares não trouxeram grandes alterações nas deformações destas barras.

No trabalho de Delalibera (2006) as análises demonstraram deformações próximas a zero nessas barras, nos modelos de seção quadrada analisados isto não ocorreu, portanto deve salientar que nem em todos os casos essa armadura pode ser tomada apenas construtiva, merecendo uma análise mais criteriosa nos projetos.

4.6.2. Estribos horizontais

Foram instrumentados dois estribos horizontais em duas posições distintas, totalizando quatro extensômetros por bloco. Os extensômetros foram colados em um ramo do estribo horizontal, sendo que um estava contido no plano vertical que contém o eixo do bloco e o outro o eixo da estaca, conforme figura 4.113. Todos os modelos possuíam três estribos distribuídos igualmente na totalidade da altura, os selecionados para instrumentação foram os superiores e os inferiores. O diâmetro das barras foi de 6,30 mm de aço categoria CA-50.

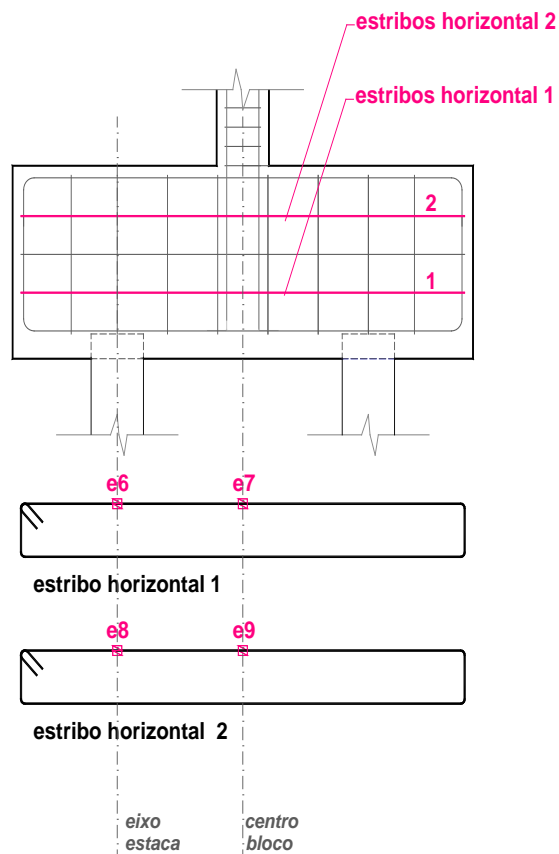


Figura 4.113 – Posição dos extensômetro nos estribos horizontais

O objetivo de instrumentar as barras dos estribos é entender como estas funcionam e são solicitadas. Nos modelos adotados há variação da taxa de armadura do pilar, e pode-se verificar como estas armaduras são influenciadas com estas diferenças.

A tabela 4.9 mostra deformações ocorridas nos estribos horizontais (extensômetro 6, 7, 8 e 9) dos modelos, na etapa da força de ruína.

Tabela 4.9 - Deformações nas barras de estribos horizontais - Força última

Modelo	Força (kN)	Deformações (‰)			
		Ext6	Ext7	Ext8	Ext9
B110P125R1	431,11	0,48	0,74	-0,01	0,49
B110P125R25	577,08	1,12	1,47	-0,09	1,00
B110P125R4	590,73	1,29	1,89	0,28	0,94
B115P250R1	712,67	1,07	1,38	0,16	-0,61
B115P250R25	736,02	1,33	1,74	0,43	0,07
B115P250R4	763,64	0,75	1,18	1,49	0,31
B120P375R1	850,78	1,21	1,04	0,04	-0,23
B120P375R25	807,13	1,47	1,43	0,28	-0,19
B120P375R4	924,26	1,77	1,45	0,43	-0,18
B127P500R1	1028,30	1,68	1,55	1,16	-0,09
B127P500R25	979,88	2,20	1,22	1,05	-0,14
B127P500R4	969,35	1,60	0,85	1,02	-0,15

Os extensômetros 6 e 7 localizados no estribo horizontal 1, localizado na parte inferior do bloco (figura 4.113), de forma geral, apresentam valores maiores de deformação quando comparados aos extensômetros 8 e 9, localizados na parte superior. Provavelmente há uma maior deformação devido a influencia da biela comprimida na área nodal da estaca (extensômetro 6) além disso há deformações de tração talvez não sejam absorvidas somente pela armadura do tirante.

Os gráficos de força-deformação são mostrados nas figuras 4.114, 4.115, 4.116 e 4.117, e esses estão agrupados pela série dos modelos.

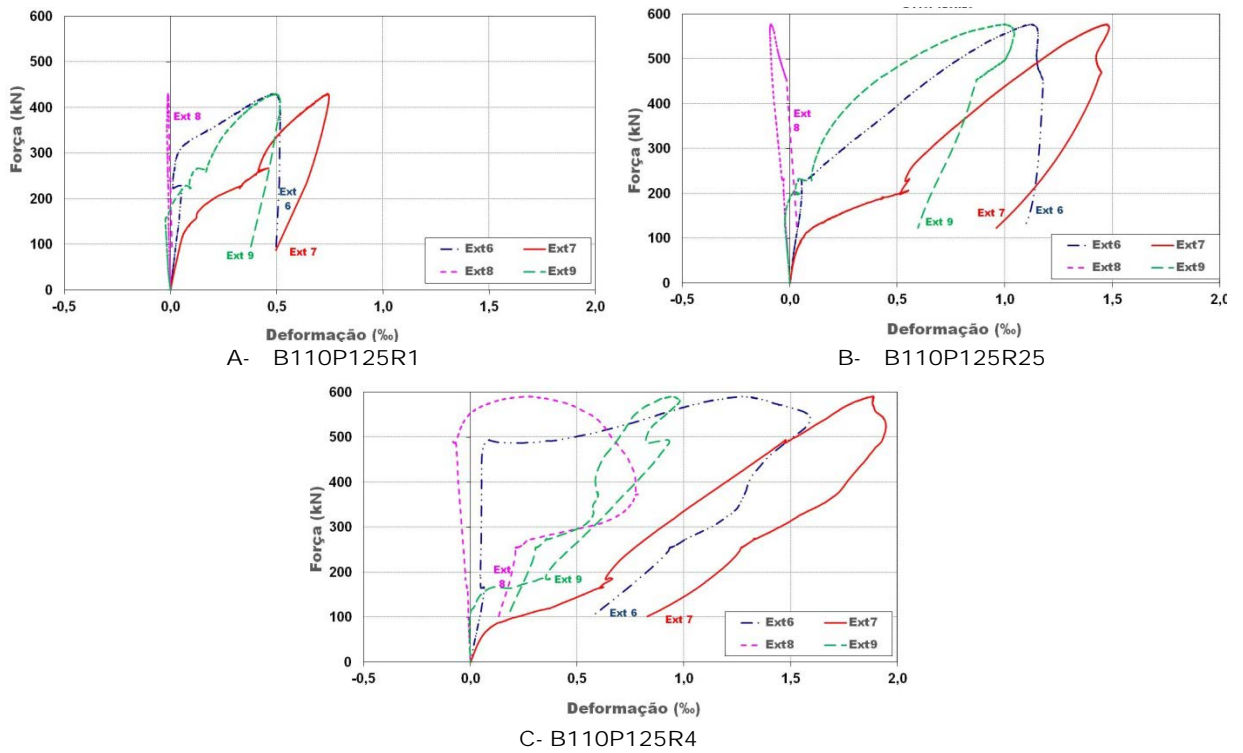


Figura 4.114 - Força-deformação nos extensômetro 6, 7, 8 e 9 dos estribos horizontais – série B110

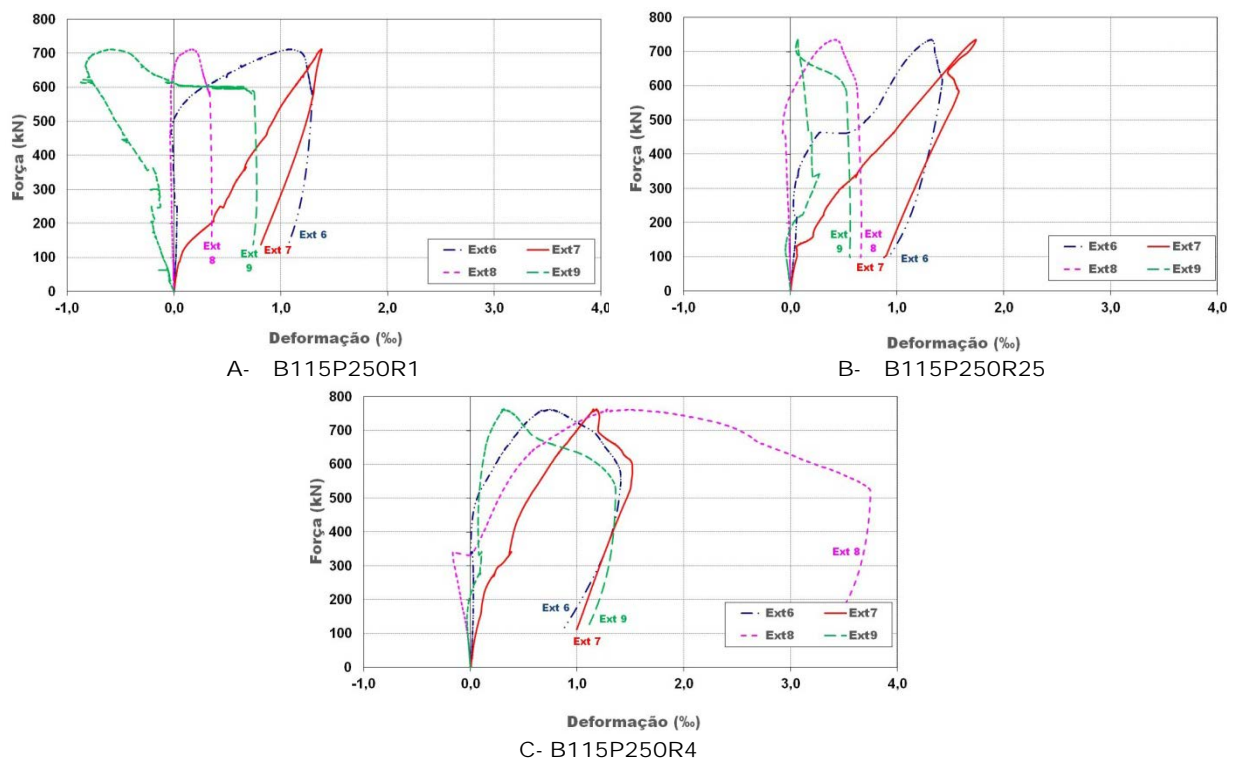


Figura 4.115 - Força-deformação extensômetro 6, 7, 8 e 9 dos estribos horizontais – série B115

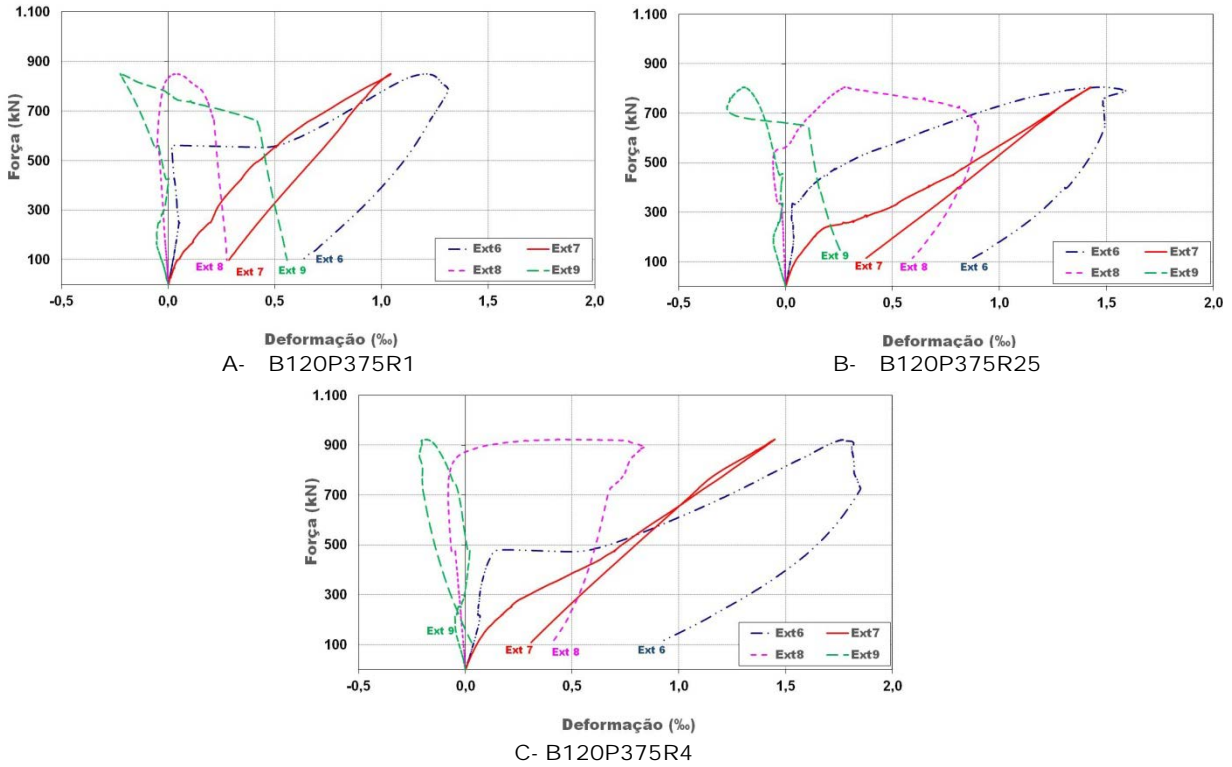


Figura 4.116 - Força-deformação extensômetro 6, 7, 8 e 9 dos estribos horizontais – série B120

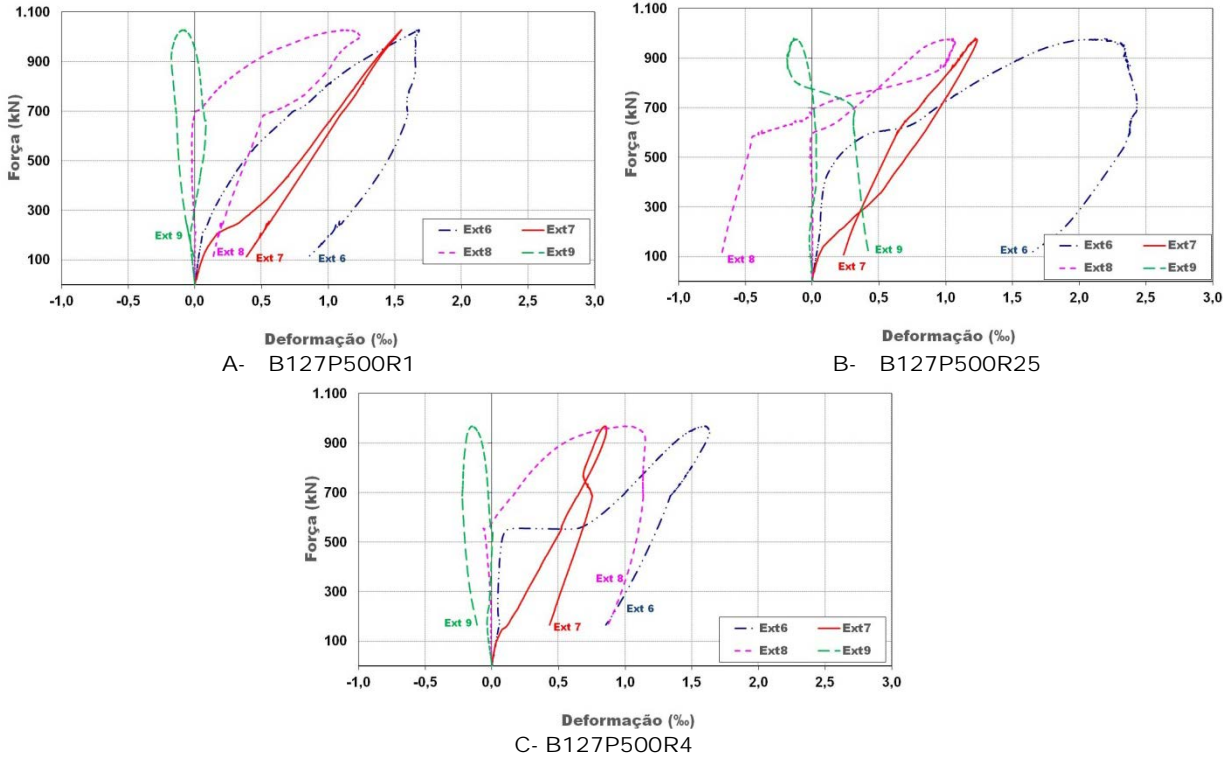


Figura 4.117 - Força-deformação nos extensômetro 6, 7, 8 e 9 dos estribos horizontais – série B127

Os estribos nos blocos da série de modelos B110 (figura 4.114), de modo geral, apresentaram deformações menores que 2‰, nenhuma barra atingiu o escoamento (para barras de 6,3 mm $\varepsilon_{y,m} = 3,09 \text{ ‰}$). Com o aumento da taxa de armadura do pilar houve um aumento nas deformações dos estribos.

As deformações nos estribos da série B115 (figura 4.115) tiveram o valor máximo de 1,74 ‰ (extensômetro 7 modelo B115P250R25) , não atingindo a deformação média de escoamento, apenas na posição 8 do modelo B115P250R4 há deformações maiores que a deformação de escoamento, mas isto ocorreu em fase posterior a etapa de força última.

Nos modelos da série B120 e B127 (figuras 4.116 e 4.117) as deformações máximas nos estribos têm valores próximos de 2‰, portanto, não houve escoamento das barras de armadura.

Nos modelos da série B110 e B115 os extensômetros 7 (eixo do bloco, parte inferior) de todos os modelos apresentaram maiores deformações. Isso evidencia que estes estribos estão absorvendo solicitações de tração, sendo que no projeto considera-se que estas forças de tração são absorvidas apenas pelos tirantes. Já na maioria dos modelos das séries B120 e B127 as maiores deformações ocorrem no eixo da estaca (extensômetro 6 – estribo), nesta posição também há solicitação de tração, a intensidade das deformações é semelhante nos extensômetros 6 e 7, demonstrando que o estribo está solicitado quase que por igual na extensão de seu comprimento.

Com estas constatações pode-se concluir que os estribos horizontais nos modelos estudados estão “colaborando” na absorção de forças de tração, não podendo assim ser tratado apenas como armadura construtiva.

4.6.3. Estribos verticais

Os estribos verticais foram instrumentados em uma posição, na metade da altura de um dos ramos. Nos blocos da série B110, B115 e B120 foram instrumentados três estribos e nos modelos da série B127 foram instrumentados quatro. A figura 4.118 mostra a posição desses extensômetros.

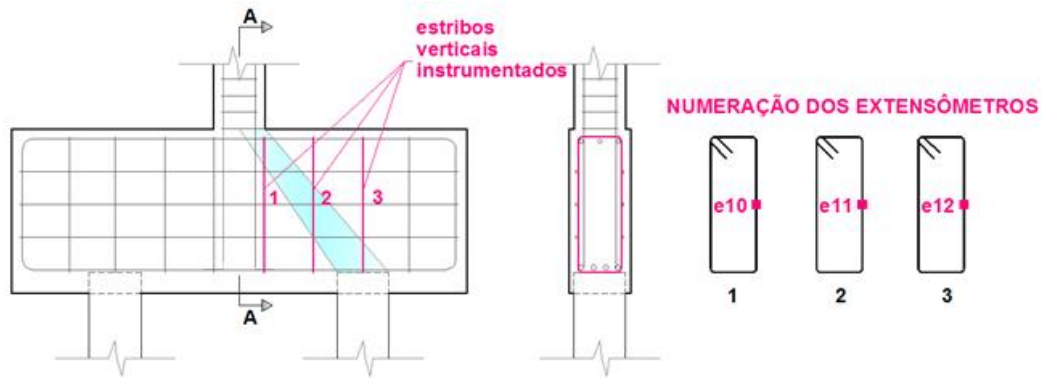


Figura 4.118 - Estribos instrumentados nos modelos das séries B110, B115 e B120

A posição escolhida, para instrumentação, refere-se a região da biela de compressão. Conforme a figura 118, nos modelos B110, B115 e B120 utilizaram-se três extensômetros elétricos para instrumentação de estribos, considerando-se a simetria do modelo, apenas um dos lados foi instrumentado.

Nos modelos da série B127 decidiu-se pela instrumentação de um estribo a mais do que nas outras séries. Por causa da posição da região da biela não se sabia como seria o comportamento destes estribos. A figura 119 mostra os estribos instrumentados nos modelos da série B127

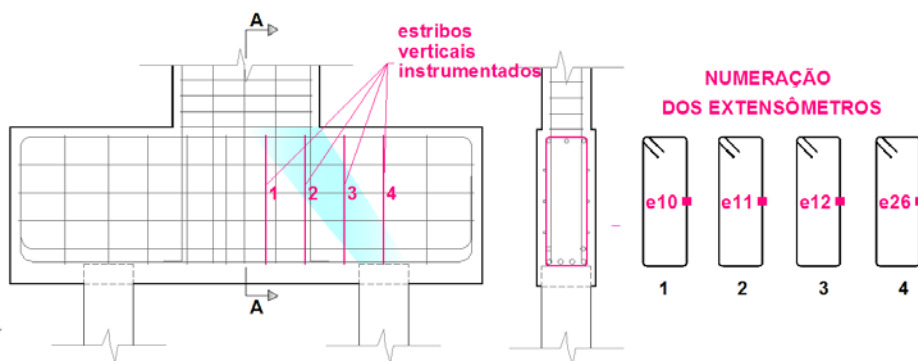


Figura 4.119 - Estribos instrumentados nos modelos das séries B110, B115 e B120

A instrumentação das barras dos estribos pode ajudar no entendimento do funcionamento dos blocos sobre duas estacas em serviço. A tabela 4.10 mostra deformações ocorridas nas armaduras de estribos verticais dos modelos na etapa de força de ruína.

Tabela 4.10 - Força última-deformação nos estribos verticais (Extensômetros 10, 11, 12 e 26)

Modelo	Força (kN)	Deformações (‰)			
		Ext10	Ext11	Ext12	Ext 26 (B127)
B110P125R1	431,11	-0,08	-0,07	-0,10	-
B110P125R25	577,08	0,64	0,78	-0,11	-
B110P125R4	590,73	0,22	2,29	-0,11	-
B115P250R1	712,67	0,55	1,21	-0,09	-
B115P250R25	736,02	0,48	1,59	-0,11	-
B115P250R4	763,64	0,31	0,56	-0,17	-
B120P375R1	850,78	0,39	1,09	-0,15	-
B120P375R25	807,13	0,83	-0,08	-0,07	-
B120P375R4	924,26	0,34	1,90	-0,07	-
B127P500R1	1028,30	-0,08	-0,06	1,22	-0,12
B127P500R25	979,88	-0,07	0,46	1,45	0,01
B127P500R4	969,35	-0,09	0,35	1,33	-0,06

A tabela 4.10 demonstra que os valores das deformações nos estribos verticais foram bem menores que o valor da deformação de escoamento das barras de diâmetro de 6,3 mm ($\varepsilon_{y,m} = 3,09 \text{ ‰}$). De forma geral, o extensômetro 11, posicionado no estribo 2 (figura 4.118) apresenta deformações maiores que os demais. O estribo 2 está posicionado entre a lateral do pilar e o eixo da estaca, região onde há tensões de compressão (biela), e em quase todos os modelos apresenta deformações de tração.

Os demais valores de deformação nos estribos verticais são apresentados nas figuras 4.120, 4.121, 4.122 e 4.123 e estão agrupados por série de modelos.

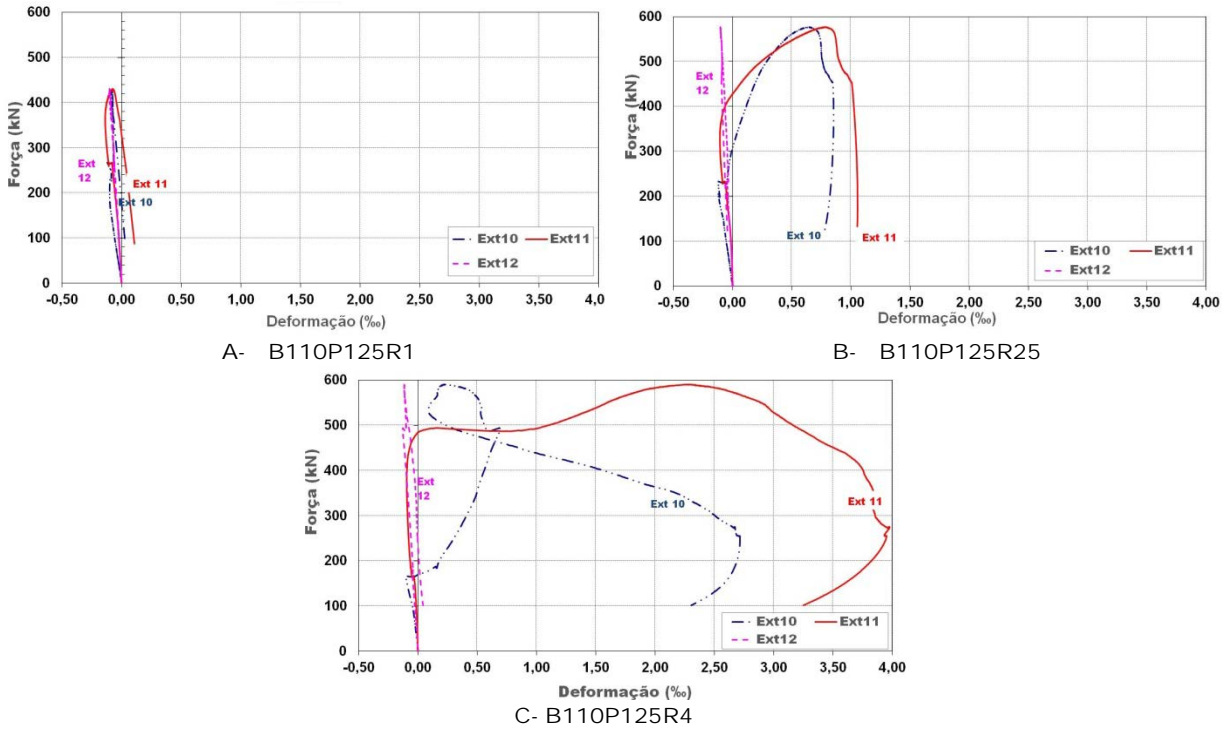


Figura 4.120 - Força-deformação nos estribos verticais (extensômetro 10,11 e 12) – série B110

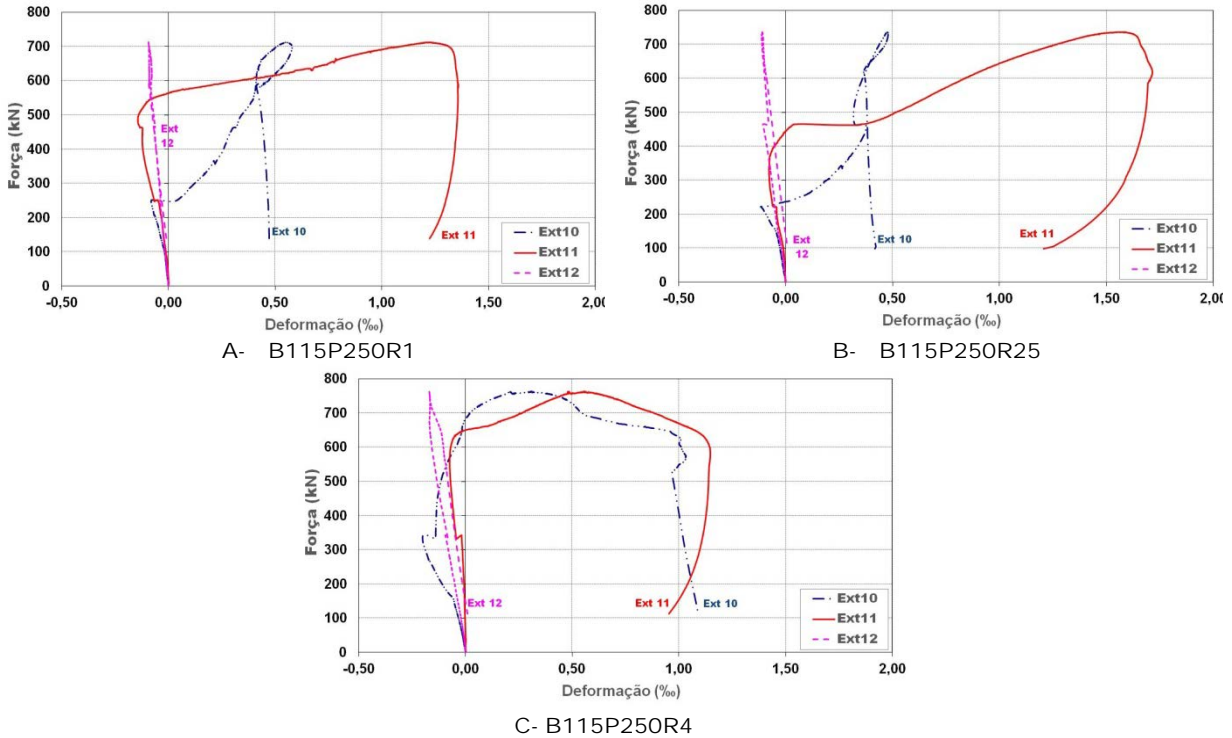


Figura 4.121 - Força-deformação nos estribos verticais (extensômetro 10,11 e 12) – série B115

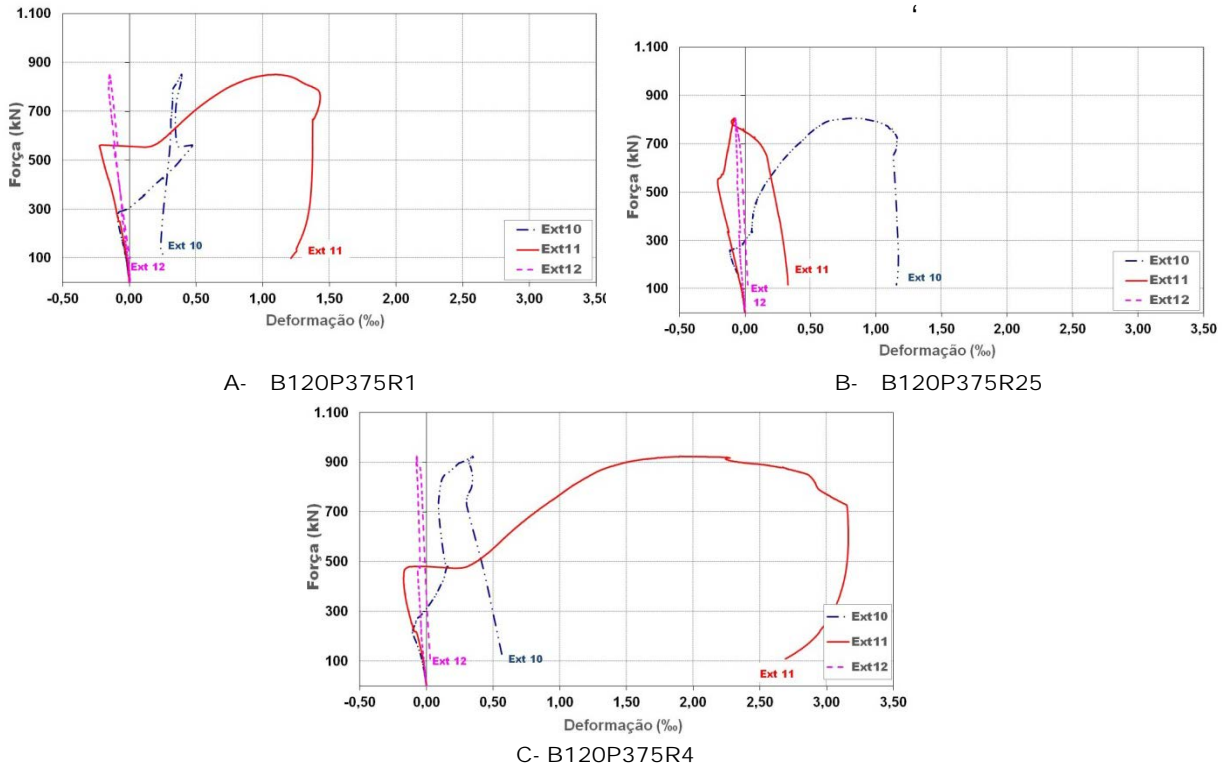


Figura 4.122 - Força-deformação nos estribos verticais (extensômetro 10,11 e 12) – série B120

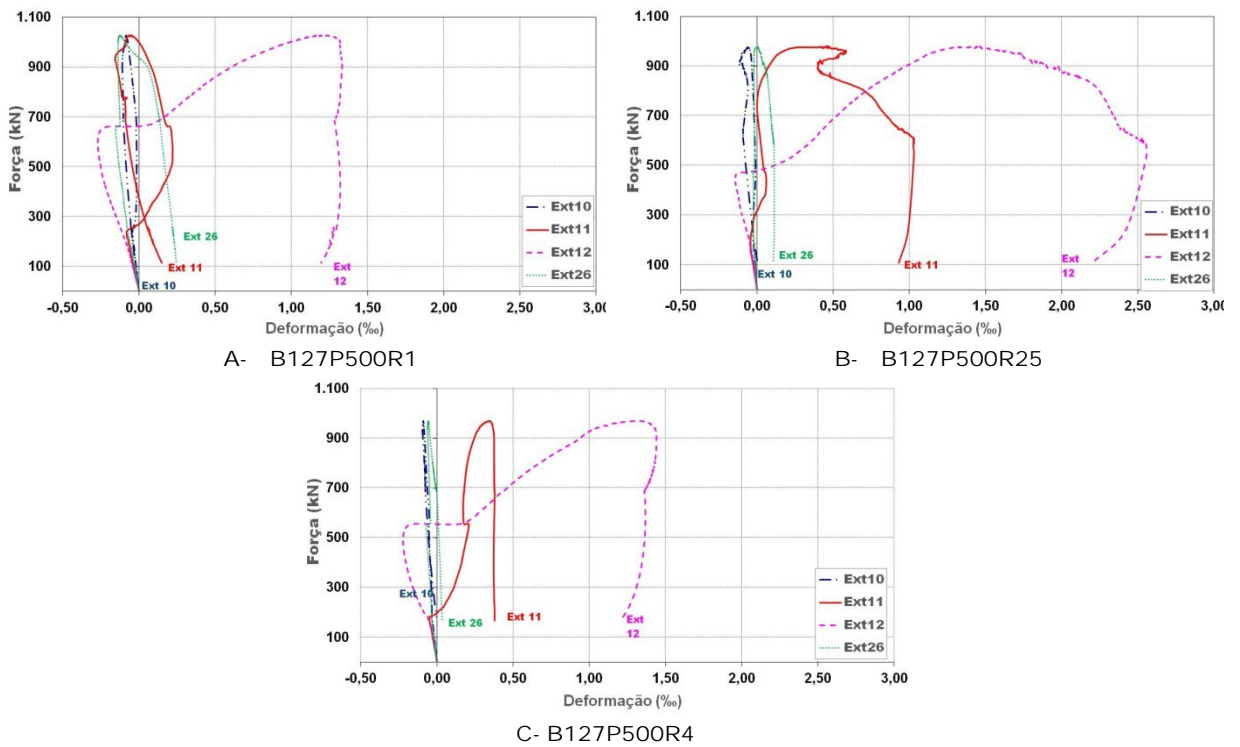


Figura 4.123 - Força-deformação nos estribos verticais (extensômetro 10,11, 12 e 26) – série B127

A figura 4.120 mostrou o comportamento das deformações nos estribos verticais dos modelos da série B110. Observou-se que no modelo B110P125R1 as deformações foram menores que nos demais modelos, por causa da ruína precoce do pilar, as solicitações no bloco foram menores. Os estribos com extensômetro de número 11 foram os mais solicitados e comparando os modelos B110P125R25 e B110P125R4 notam-se deformações maiores no segundo modelo, que tem maior taxa de armadura de pilares.

O comportamento das deformações em estribos verticais dos modelos da série B115 é mostrado na figura 4.121. O estribo com extensômetro de número doze de todos os modelos apresentaram pequenas deformações negativas (compressão), isso ocorreu também nas séries de modelo B110 e B120, provavelmente pela influencia da biela de compressão. As maiores deformações ocorreram no modelo B115P250R25 no extensômetro de número 11, a menor deformação nesta posição foi modelo B115P250R4, demonstrando uma provável influencia da taxa de armadura do pilar.

Nos modelos da série B120 as maiores deformações ocorreram no estribo 11 do modelo B120P375R4, como pode ser visto na figura 4.122. O modelo B120P375R25 apresentou deformação negativa neste estribo, sendo que neste bloco o estribo que mais trabalhou o de número 10.

A figura 4.123 mostrou as deformações nos estribos verticais dos modelos da série B127. Nesta série os estribos que tiveram maiores deformações são os de número 12. Na verdade a posição deste estribo é semelhante a posição do estribo 11 das outras séries. A biela de compressão nestes modelos tem uma área ampliada devido a extensão do pilar, por isso utilizou-se instrumentação em estribo adicional (extensômetro 26). Observaram-se deformações pequenas no extensômetro número 26, conforme mostrado na figura 4.119 este estribo está localizado no eixo da estaca, portanto já fora da influência da biela de compressão.

De maneira geral, apesar das pequenas deformações ocorridas nos estribos dos modelos ensaiados, pode-se dizer que as diferentes taxas de armadura de pilar podem influenciar nas deformações deste estribo, já que estas deformações estão diretamente ligadas às deformações de tração e compressão que ocorrem nos blocos.

4.7. Deformação na armadura do pilar

As barras longitudinais dos pilares foram instrumentadas em quatro pontos ao longo da altura. A decisão da localização dos extensômetros elétricos se deu baseado no estudo de Fusco (1995), sendo o objetivo medir a tensão nas barras determinando a variação ao longo das alturas do pilar e do bloco.

Na figura 4.124 (já mostrada no capítulo 3) está a localização dos pontos de instrumentação das barras dos pilares ao longo da altura conforme a seção transversal.

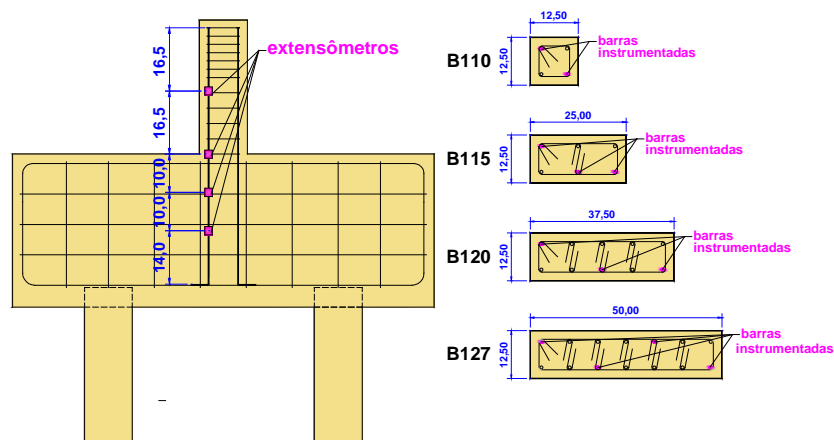
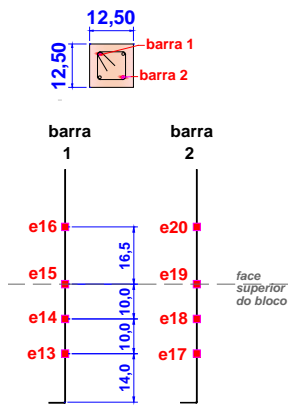


Figura 4.124 – Posição de pontos de instrumentação nas barras dos pilares

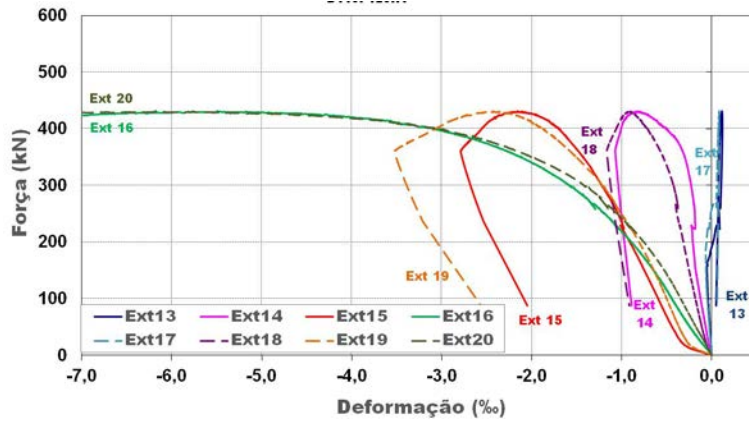
A análise das deformações das barras dos pilares é mostrada a seguir, agrupada por séries de modelos.

4.7.1. Série B110

Nos modelos da série B110 foram instrumentados quatro pontos em duas barras, totalizando oito extensômetros por pilar. As curvas de força-deformação das armaduras dos pilares da série B110 são mostradas nas figuras. 4.125, 4.126 e 4.127, juntamente com a posição dos extensômetros em cada pilar.

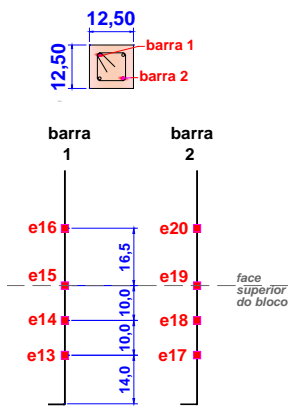


Posição dos extensômetros – barras longitudinais

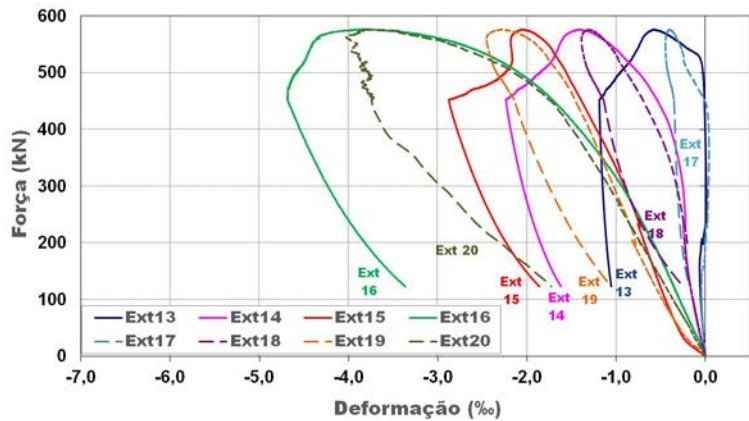


Curva Força-deformação armaduras do pilar de B110P125R1

Figura 4.125 – Força-deformação das barras do pilar P125R1

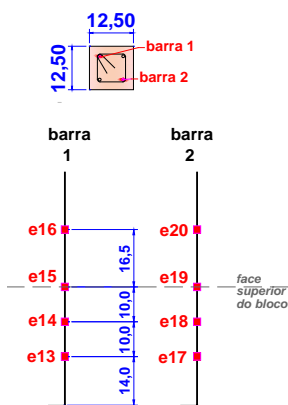


Posição dos extensômetros – barras longitudinais

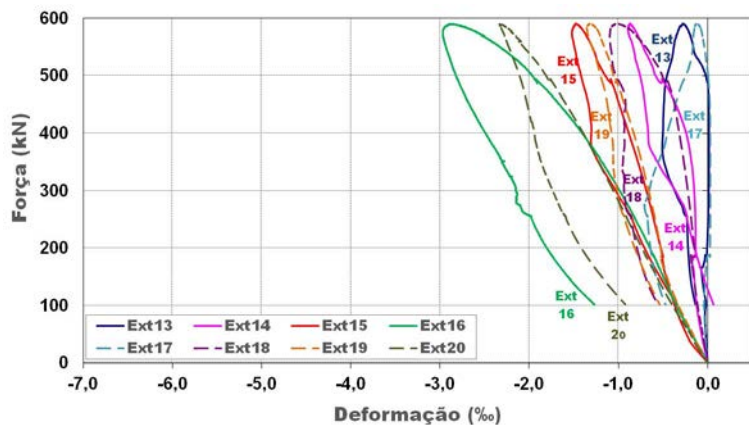


Curva Força-deformação armaduras do pilar de B110P125R25

Figura 4.126 – Força-deformação das barras do pilar P125R25



Posição dos extensômetros – barras longitudinais



Curva Força-deformação armaduras do pilar de B110P125R4

Figura 4.127 – Força-deformação das barras do pilar P125R4

Conforme ilustra a figura 4.125 houve escoamento das barras da armadura do pilar B1110P125R1. No dimensionamento deste pilar os valores ficaram no limite, mas houve uma ruína prematura por escoamento da armadura, provavelmente porque existiam pequenas falhas construtivas, e pela aplicação de força com grande intensidade em área pequena. O pilar foi projetado com barras de 8,0 mm, cuja deformação no escoamento obtida em ensaios de barras foi de $\varepsilon_{y,m} = 3,21 \text{ ‰}$ (tabela 4.1), essa deformação máxima foi atingida com força de 404 kN e a força máxima que ocorreu no ensaio foi de 431,11 kN. Mesmo atingindo a deformação limite nas barras, os pilares continuaram transmitindo forças para o bloco, apenas nos pontos 13 e 17 (20 cm abaixo da face superior do bloco) observa-se que não há mais transmissão de força. Pode-se analisar abertura de fissura no bloco, concluindo-se que mesmo com essa ruína prematura não houve comprometimento do estudo.

As deformações das barras do pilar P125R25 (figura 4.126) ultrapassaram o limite de escoamento ($\varepsilon_{y,m} = 3,42 \text{ ‰}$ para barras de 12,5mm) nos pontos de instrumentação 16 e 20, ainda assim, analisando os extensômetros 13 e 17 (20 cm abaixo da face superior do bloco) há deformação negativa (compressão), no instante da força de ruína, demonstrando que as barras ainda estavam transmitindo força do pilar para o bloco. Esta última constatação pode ser um indício que pilares com maior taxa de armadura transmitem a força para o bloco em uma altura maior, conforme considera Fusco (1994).

Na figura 4.127 é ilustrada a curva de força-deformação das barras do pilar P125R4, projetado com barras de 16 mm. Pode-se constatar que não houve escoamento comparando-se as deformações máximas com as limites. É possível notar a distribuição das deformações ao longo da altura da barra, os extensômetros locados mais abaixo (13 e 17) ainda apresentam deformações de compressão, na etapa de força de ruína, denotando-se que ainda há transmissão de força de compressão nessa altura.

Na tabela 4.11 pode-se verificar o valor das deformações nos extensômetros de pilares da série B110 no instante da força de ruína no modelo.

Tabela 4.11 - Deformações nas barras de armadura dos pilares

	Modelo	B110P125R1	B110P125R25	B110P125R4
	Força (kN)	431,11	577,08	590,73
Deformações (%)	Ext13	0,11	-0,58	-0,27
	Ext14	-0,83	-1,41	-0,87
	Ext15	-2,15	-2,05	-1,48
	Ext16	-5,49	-3,81	-2,87
	Ext17	0,08	-0,40	-0,12
	Ext18	-0,92	-1,31	-1,02
	Ext19	-2,43	-2,28	-1,32
	Ext20	-6,18	-3,79	-2,33

A tabela 4.11 mostra as deformações ocorridas nas barras dos modelos nas mesmas posições, no instante em que ocorreu a força de ruína. Nota-se que os modelos com maiores taxas de armaduras ainda estão transferindo tensão de compressão na etapa de força de ruína.

4.7.2. Série B115

Os pilares P250 da série de blocos B115 foram projetados com três ou quatro barras de aço por face, portanto optou-se por instrumentar pelo menos uma barra a mais do que nos modelos de seção quadrada. Foram instrumentados quatro pontos em três barras, totalizando doze extensômetros por pilar, conforme mostra a figura 4.128.

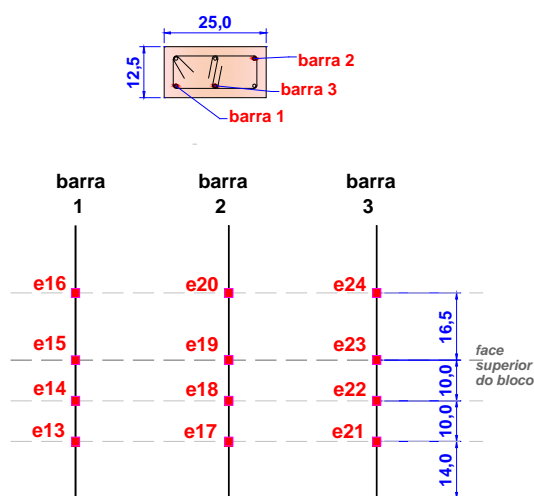


Figura 4.128 – Posição dos extensômetros pilares P250

Foram desenhadas curvas de força- deformação para cada extensômetro das armaduras de pilares da série B115, para o gráfico não ficar com muitas curvas, definiu-se um gráfico agrupando os extensômetros de 13 a 20 e outro com extensômetros de 21 a 24, conforme mostradas nas figuras 4.129, 4.130 e 4.131.

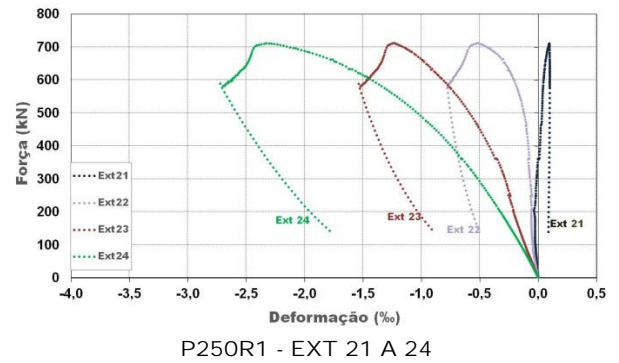
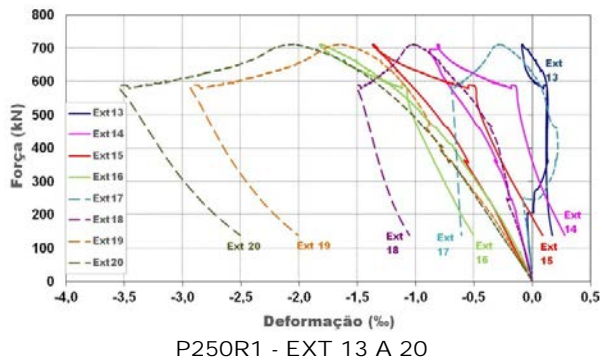


Figura 4.129 – Força-deformação das barras do pilar P250R1

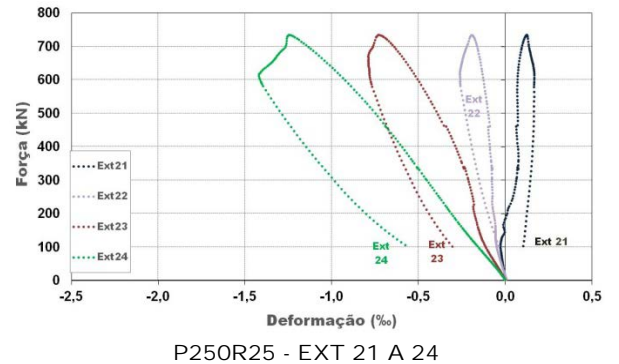
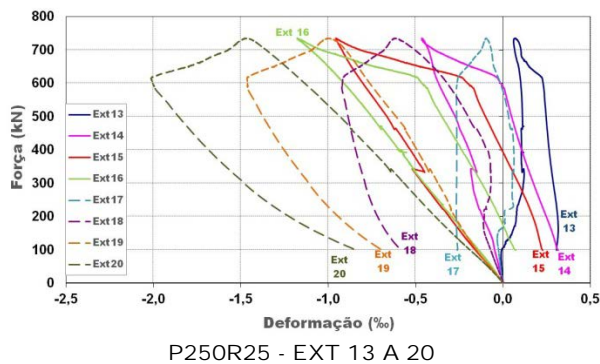


Figura 4.130 – Força-deformação das barras do pilar P250R25

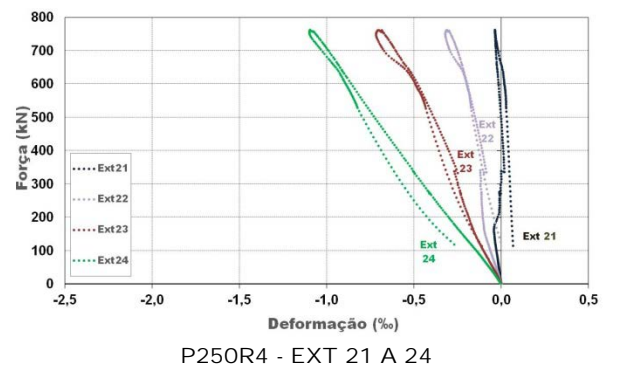
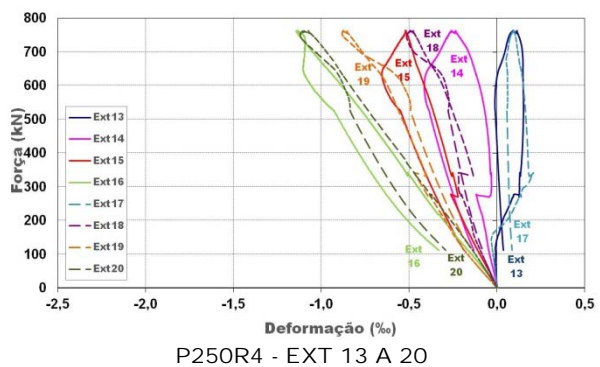


Figura 4.131 – Força-deformação barras do pilar P250R4

Analisando as figuras de 4.129 a 4.131 pode-se constatar que não houve escoamento das barras das armaduras dos pilares dos modelos da série B115.

Os pilares com taxas de armadura maiores como P250R25 e P250R4 tiveram deformações, em suas barras menores que 2‰. Como era esperado o pilar P250R1 com menor taxa de armadura (1%) teve maiores deformações em suas barras.

De forma geral nota-se a deformação diminuindo ao longo da altura das barras dos pilares, na maioria dos casos os extensômetros posicionados mais abaixo (13, 17, 21) têm deformações próximas de zero.

Os valores das deformações registradas no instante da força de ruína, nos extensômetros das barras dos pilares da série B115 são mostrados na tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Deformação das barras de armadura dos pilares da série B115

	Modelo	B115P250R1	B115P250R25	B115P250R4
	<i>Força (kN)</i>	<i>712,67</i>	<i>736,02</i>	<i>763,64</i>
Deformações (‰)	Ext13	-0,083	0,073	0,093
	Ext14	-0,809	-0,466	-0,258
	Ext15	-1,364	-0,955	-0,522
	Ext16	-1,811	-1,176	-1,135
	Ext17	-0,271	-0,098	0,096
	Ext18	-1,011	-0,623	-0,491
	Ext19	-1,632	-1,006	-0,875
	Ext20	-2,045	-1,480	-1,102
	Ext21	0,093	0,124	-0,034
	Ext22	-0,511	-0,199	-0,314
	Ext23	-1,231	-0,733	-0,704
	Ext24	-2,297	-1,253	-1,096

Analisando os valores das deformações registradas pelos extensômetros nas barras de armadura longitudinal dos pilares é possível concluir que há diferenças na distribuição de tensões nas barras de armadura centrais e de extremidade.

As deformações nos extensômetros 21, localizados nas seções mais profundas da barra central dos pilares, apresentam valores ainda negativos no pilar P250R4 demonstrando que ainda estava transmitindo força para bloco no instante da força de ruína; nesta mesma posição nos pilares P250R1 e P250R25 apresentam deformações positivas. Já nas barras de extremidade, as deformações na posição 17 já são positivas no pilar P150R4.

O gráfico da figura 4.132 ilustra o registro das deformações nos pontos instrumentados.



Figura 4.132 – Deformações máximas nas barras dos pilares dos modelos da série B115

No gráfico da figura 4.132 podem-se avaliar as deformações nos vários extensômetros e fazer uma análise comparativa entre os modelos da mesma série. Conforme já foi observado os extensômetros 13, 17 e 21 apresentam deformações próximas a zero, sendo que no extensômetro 21 o modelo B115P250R4 apresenta deformação de compressão, e os demais modelos deformação de tração, nos extensômetros 13 e 17 (barras de extremidade) as deformações são de compressão no modelo da série B115P250R1 (menor taxa de armadura), o modelo B115P250R1 também teve maior deformação no extensômetro 24 (barra central). Esses dados confirmaram a influência da taxa de armadura na transmissão de forças ao bloco.

4.7.3. Série B120

As barras dos três pilares P375, da série de blocos B120, foram instrumentadas, totalizando doze extensômetros por pilar, conforme mostra a figura 4.133.

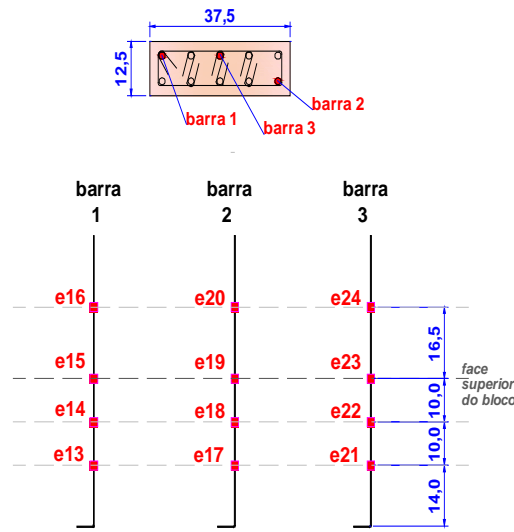
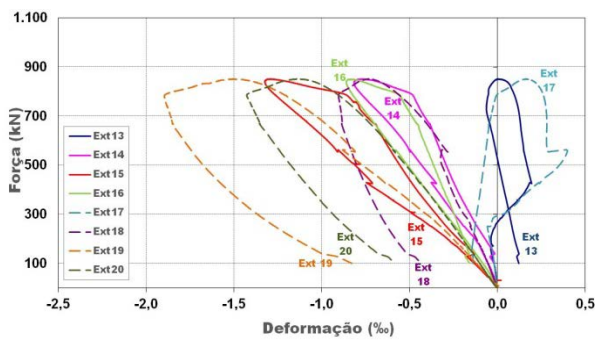
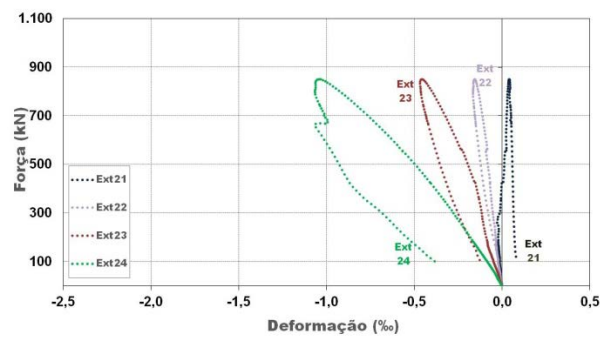


Figura 4.133 – Posições dos extensômetros nas barras de armadura de pilares da série P375

As curvas de força-deformação das barras dos pilares da série B120 são mostradas nas figuras 4.134, 4.135 e 4.136.

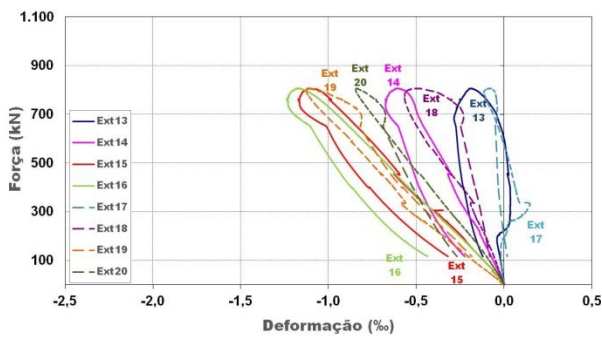


P375R1 - EXT 13 A 20

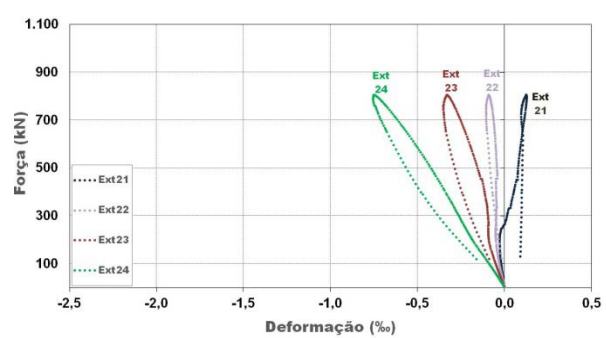


P375R1 - EXT 21 A 24

Figura 4.134 – Força-deformação das barras do pilar P375R1

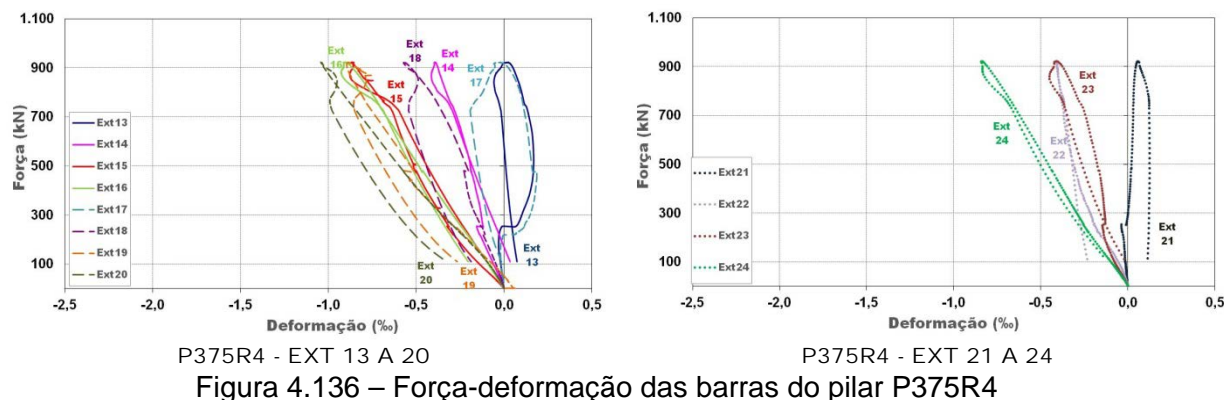


P375R25 - EXT 13 A 20



P375R25 - EXT 21 A 24

Figura 4.135 – Força-deformação das barras do pilar P375R25



Conforme se mostra nas figuras 4.134 a 4.136 as barras dos pilares P375R1, P375R25 e P375R4 não apresentam deformações próximas às deformações de escoamento. As maiores deformações ocorridas não ultrapassam o valor de 2‰.

As barras do pilar P375R1 apresentaram, de forma geral, maiores deformações, como era esperado, já que este foi projetado com uma taxa geométrica de 1% de armadura.

De modo geral observa-se, nas curvas das figuras 4.134 a 4.136, que as deformações nas barras das armaduras em maiores profundidades se aproximam de zero, e tendem a ficar positiva quando a força de compressão é transferida ao bloco.

Analisando as deformações ocorridas nas seções instrumentadas com extensômetros elétricos, na etapa da força de ruína é possível concluir como foi a transmissão de forças nos pilares com diferentes taxas de armadura. A tabela 4.13 mostra esses valores.

Tabela 4.13 - Deformação nas barras da armadura dos pilares da série B120

	Modelo	B120P375R1	B120P375R25	B120P375R4
	<i>Força (kN)</i>	850,78	807,13	924,26
Deformações (‰)	Ext13	0,004	-0,187	0,024
	Ext14	-0,771	-0,604	-0,390
	Ext15	-1,291	-1,110	-0,864
	Ext16	-0,836	-1,172	-0,901
	Ext17	0,165	-0,082	-0,020
	Ext18	-0,734	-0,501	-0,565
	Ext19	-1,500	-1,113	-0,894
	Ext20	-1,139	-0,840	-1,043
	Ext21	0,040	0,125	0,055
	Ext22	-0,158	-0,091	-0,409
	Ext23	-0,459	-0,330	-0,407
	Ext24	-1,044	-0,749	-0,838

Na tabela 4.13 é possível analisar que nas posições mais profundas, as deformações nas barras de armadura do pilar apresentam deformações próximas de zero, como pode ser visto nos registros dos extensômetros 13, 17 e 21, posicionados vinte centímetros abaixo da face superior do bloco (figura 4.133). Pode-se afirmar ainda, que o modelo B120P375R1 apresentou deformações médias de compressão (conforme a tabela 4.13) até a seção de instrumentação 14, 18 e 22, na seção 13, 17, 21 apresentou deformação positiva, portanto, conclui-se que nesta a força de compressão já teria sido transmitida ao bloco. No modelo B120P375R4 a transmissão da solicitação foi semelhante, já o modelo B120P375R25 apresentou na mesma seção uma deformação negativa (ainda de compressão).

O gráfico da figura 4.132 mostra as deformações máximas nos pontos instrumentados das barras da armadura dos pilares da série B120.



Figura 4.137 – Deformações máximas nas barras dos pilares dos modelos da série B120

Conforme a figura 4.137, os extensômetros 13, 17 e 21 registraram deformações com valores semelhantes nas barras dos pilares, mesmo estando distribuídos em barras de extremidade (13 e 17) e barras centrais (21).

Analisando os modelos da série B120 conclui-se que as deformações ocorridas são semelhantes, mas pode-se dizer que há diferenças com o aumento da taxa de armadura (1%, 2,5% e 4%). Posteriormente devem-se juntar outros fatores analisados, como a forma de ruína, o ângulo de inclinação das fissuras, as deformações na face do concreto e nas armaduras do tirante, para que se possa ter uma conclusão definitiva.

4.7.4. Série B127

Os pilares P500, da série de blocos B127, foram instrumentados em quatro barras da armadura longitudinal, totalizando dezesseis extensômetros por pilar, conforme mostra a figura 4.138.

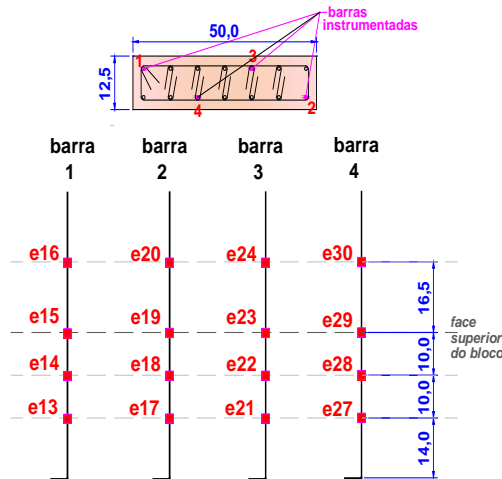


Figura 4.138 – Posição dos extensômetros nas barras das armaduras dos pilares da série P500

As curvas de força-deformação das barras das armaduras dos pilares da série B127 são mostradas nas figuras 4.139, 4.140 e 4.141.

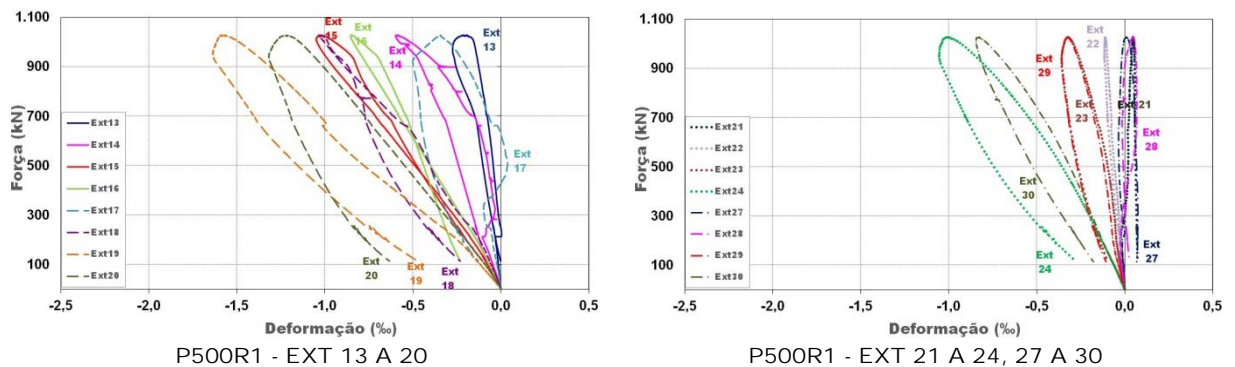


Figura 4.139 – Força-deformação das barras do pilar P500R1

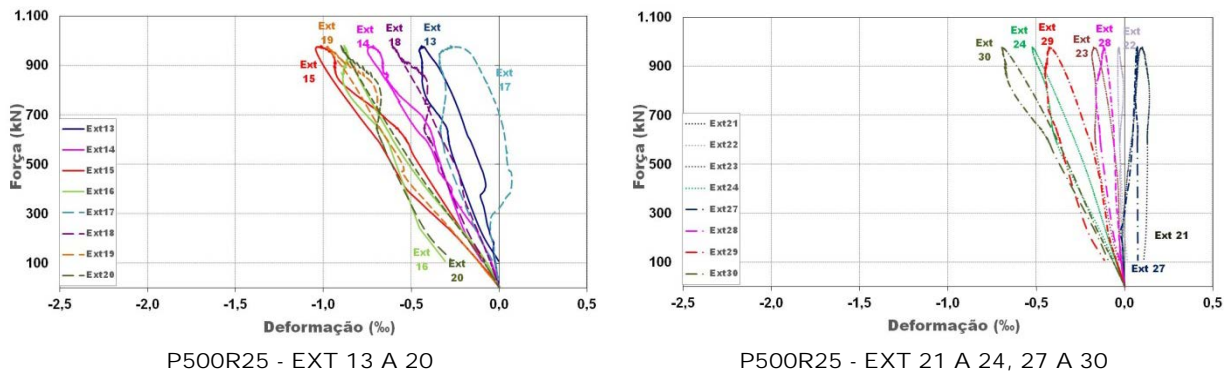


Figura 4.140 – Força-deformação das barras do pilar P500R25

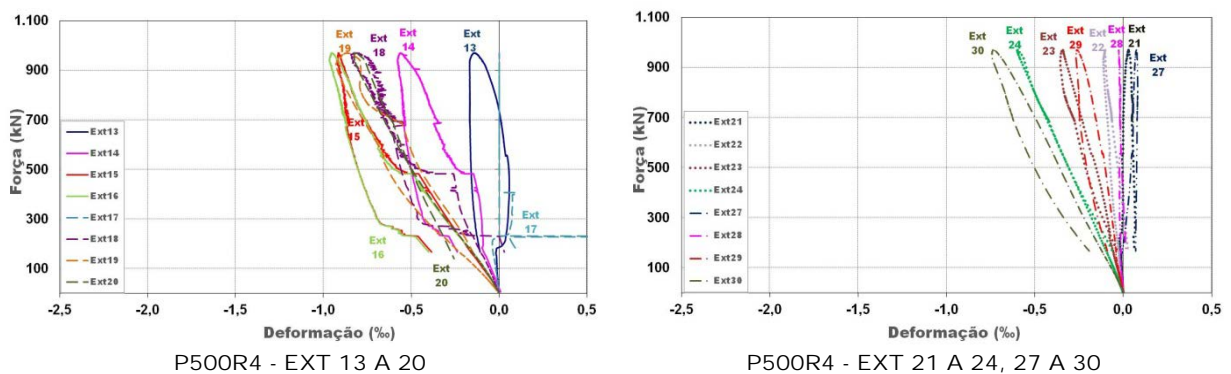


Figura 4.141 – Força-deformação das barras do pilar P500R4

Conforme mostrado nas figuras 4.139, 4.140 e 4.141 as deformações nas barras dos pilares são pequenas quando comparadas com as deformações obtidas nos ensaios de tração das barras de aço. Em nenhum caso da série B127 houve escoamento das barras de aço, as deformações não ultrapassaram o valor de 2‰.

De forma geral pode se analisar que as deformações vão diminuindo ao longo do comprimento das barras chegando próximo de zero nos extensômetros 13, 17, 21 e 27.

Na figura 4.141 que mostra as curvas de força-deformação das barras do pilar do modelo B127P500R4 observa-se a ausência dos valores no extensômetro de número 17. Este parou de registrar as deformações durante o ensaio.

As deformações das barras de armadura nas posições instrumentadas dos modelos da série B127 são apresentadas na tabela 4.14.

Tabela 4.14 - Deformação nas barras da armadura dos pilares da série B127

Modelo		B127P500R1	B127P500R25	B127P500R4
<i>Força (kN)</i>		1028,3	979,88	969,35
Deformações (‰)	Ext13	-0,216	-0,441	-0,143
	Ext14	-0,598	-0,717	-0,562
	Ext15	-1,018	-1,012	-0,916
	Ext16	-0,848	-0,881	-0,950
	Ext17	-0,343	-0,278	-
	Ext18	-1,025	-0,606	-0,816
	Ext19	-1,587	-0,978	-0,866
	Ext20	-1,231	-0,901	-0,813
	Ext21	0,048	0,101	0,031
	Ext22	-0,111	-0,032	-0,103
	Ext23	-0,326	-0,176	-0,342
	Ext24	-1,014	-0,522	-0,599
	Ext27	0,011	0,071	0,074
	Ext28	0,044	-0,120	-0,026
	Ext29	-0,330	-0,428	-0,261
	Ext30	-0,839	-0,696	-0,736

Conforme se pode analisar na tabela 4.14 é possível constatar que os valores das deformações registradas pelos extensômetros, das barras de armadura longitudinal dos pilares, é possível concluir que há diferenças na distribuição de tensões nas barras de armadura centrais e de extremidade. Os extensômetros 13, 17, 21 e 27, posicionados respectivamente em barras de extremidades e barras centrais apresentam diferentes deformações. Em todos os modelos da série B127 as deformações nos pontos instrumentados 13 e 17 apresentaram valores negativos, demonstrando que nestas seções ainda havia transmissão de forças de compressão, na etapa de força de ruína, já nas posições 21 e 27 os valores de deformação nas barras são positivos.

O gráfico da figura 4.142 mostra as deformações máximas nos pontos instrumentados das barras da armadura dos pilares da série B127.

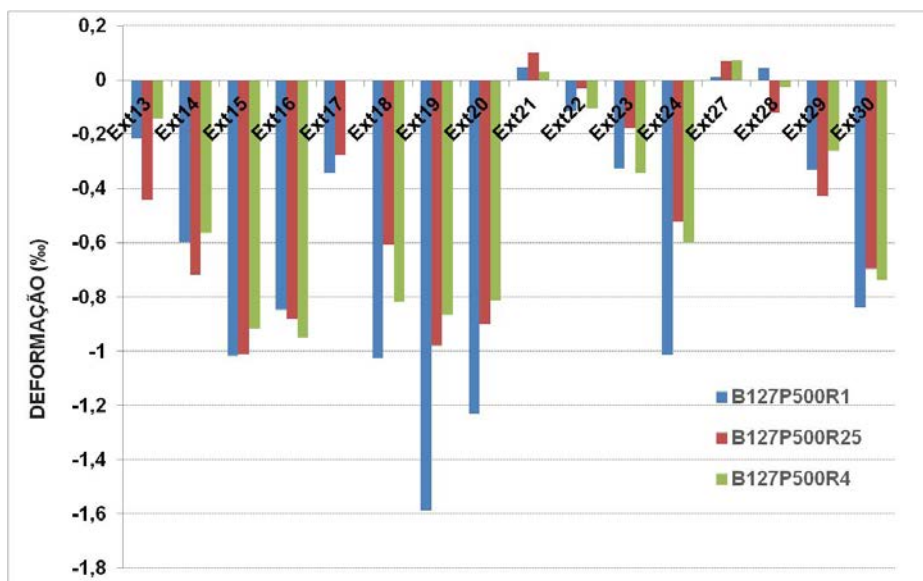


Figura 4.142 – Deformações máximas nas barras dos pilares dos modelos da série B127

Na figura 4.142 é possível visualizar que as maiores deformações ocorrem no extensômetro 19 do modelo B127P500R1 ($\rho = 1\%$). Também é possível confirmar a diferença de distribuição de forças entre as barras de armadura longitudinais dos pilares.

No modelo B127P500R4 as barras de armadura da extremidade, na posição 13 e 17 apresentam menores deformações com relação aos outros modelos; já as deformações nas posições 21 e 27 as deformações são positivas.

O modo como as deformações ocorreram nas barras dos pilares são semelhantes às deformações dos modelos da série B115, e demonstram claramente, que as diferentes taxas de armadura dos pilares influenciam em como a força advinda do pilar será transmitida ao bloco.

4.8. Deformações na face dos blocos

As deformações que ocorrem no concreto do bloco, normalmente são difíceis de visualizar ou medir, por se tratar de um grande volume de concreto. Como mostrado no capítulo 3 alguns pesquisadores utilizaram-se de outras técnicas que não foram satisfatórias nas medidas dessas deformações, como Miguel (2000) que utilizou uma barra interna instrumentada com fim de medir as deformações de compressão do concreto. No caso específico não existia a possibilidade de visualizar a face solicitada, por se tratar de um bloco sobre três estacas, mas neste trabalho, em que se estudam blocos sobre duas estacas houve a possibilidade de visualizar a face retirando as abas laterais dos blocos e

obtendo-se as deformações com instrumentos disponíveis no Laboratório de Estruturas – EESC-USP.

Os instrumentos utilizados, já descritos no capítulo 3 foram os seguintes: dois transdutores de deslocamentos posicionados na face, nas direções das tensões de tração e compressão, considerando a inclinação do ângulo de projeto; oito pontos instrumentados com extensômetros mecânicos.

Deve-se ressaltar, conforme já exposto no trabalho de Delalibera (2006), que não se pode utilizar a teoria da elasticidade para o estudo de blocos sobre estacas em função da fissuração existente e da heterogeneidade do material concreto. Tanto no uso dos transdutores como no uso dos extensômetros mecânicos as deformações principais foram determinadas, mas quando, uma fissura passava por um ponto de medida a determinação das deformações ficava comprometida, pois havia ruptura à tração do concreto, ocorrendo distribuição de tensões, modificando as trajetórias das tensões. Nestes casos, as deformações principais de tração devem ser desprezadas.

As medidas das deformações feitas, na face do concreto dos blocos, com os transdutores de deslocamento, ficaram limitadas ao ângulo a que estes foram colados, que corresponde ao ângulo considerado no projeto estrutural dos modelos experimentais. Além disso, uma vez que uma fissura interceptasse o local das medidas, estas ficariam comprometidas. Com o surgimento da fissura pode-se dizer que há ruptura do concreto por tração ou compressão, não sendo mais possível a utilização dos valores das deformações de tração ou compressão para o cálculo das tensões principais no concreto.

O que se pode comprovar é que o uso dos extensômetros mecânicos não tem grande eficácia. Não é um instrumento de medida preciso, comparados a outros instrumentos utilizados, este apresenta uma medida de deformação em um ou dois pontos enquanto que com as medidas feitas com transdutores é possível delinear uma curva de força-deformação, desenhando-se todas as etapas das forças. Além disso, as medidas utilizando o Tensostat têm muitas variações dependendo de como se segura o equipamento, uma pequena inclinação já traz alteração.

Os resultados de deformações obtidos nos instrumentos utilizados não foram utilizados formalmente nas análises posteriores, mas tiveram valor para uma análise qualitativa dos parâmetros envolvidos.

A apresentação dos resultados de deformações nas faces dos blocos sobre estacas obtidos experimentalmente são mostrados no Anexo D deste trabalho.

4.9. Distribuição de forças nas estacas

Por meio de duas células de cargas (figura 4.143) colocadas na base das estacas, foram obtidas as forças de reação nas estacas. A posição das células de carga também é mostrada na figura 4.81.

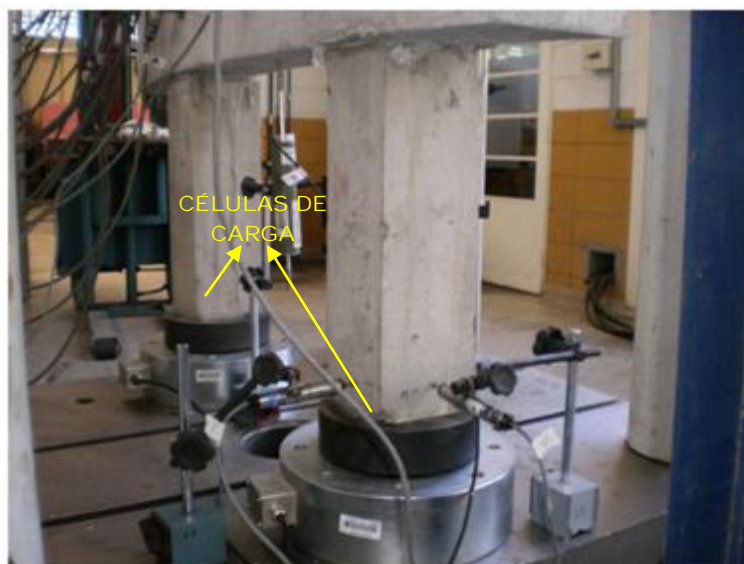


Figura 4.143 – Células de carga instaladas para ensaio

No capítulo 3 foi descrito as propriedades deste equipamento.

A tabela 4.15 mostra as forças obtidas em cada célula de carga (célula D e E) na etapa em que o modelo fissurou (primeira fissura) e no instante em que ocorreu a força de ruína.

Tabela 4.15 - Reação nas células de carga

Modelo	Força (kN)	Força na Célula de Carga (kN)	
		Cel D	Cel E
B110P125R1	225,00	127,75	97,25
	431,11	236,00	195,11
B110P125R25	198,00	93,90	104,10
	577,08	286,01	291,07
B110P125R4	240,00	124,48	115,52
	590,73	308,13	282,60
B115P250R1	158,00	86,23	71,77
	712,67	356,34	356,34
B115P250R25	148,00	75,08	72,92
	736,02	360,65	375,37
B115P250R4	154,00	81,37	72,63
	763,64	402,27	361,37
B120P375R1	235,00	113,76	121,24
	850,78	436,90	413,88
B120P375R25	198,00	97,59	100,41
	807,13	370,89	436,24
B120P375R4	201,00	100,98	100,02
	924,26	466,33	457,93
B127P500R1	276,00	135,09	140,91
	1028,30	508,99	519,31
B127P500R25	247,00	118,96	128,04
	979,88	485,12	494,76
B127P500R4	185,00	91,49	93,51
	969,35	476,13	493,22

Na tabela 4.15 pode-se observar que nos modelos com pilares quadrados (série B110) houve uma distribuição menos equilibrada da força, principalmente no modelo B110P125R1, em que uma das estacas recebeu 30% a mais de força. Nos modelos da série B115 houve uma diferença de no máximo 12%. Os demais modelos apresentaram diferenças menores na distribuição, ou seja, da força computada geralmente uma estaca recebeu 51% e a outra 49%.

Nota-se, portanto, uma melhor distribuição nos modelos de pilar retangular alongada. Isto ocorreu provavelmente pela introdução da força em maiores áreas, denotando-se menores excentricidades.

4.10. Análise das aberturas das fissuras

Durante os ensaios foram acompanhadas as aberturas de fissuras, conforme já citado no item 4.3 que versa sobre o comportamento geral dos modelos durante o ensaio. Também já se apresentaram os valores das forças em que foram registradas as primeiras fissuras visíveis. Neste item apresenta-se um resumo dos registros das aberturas de fissuras. A tabela 4.16 mostra a primeira leitura (força F_r) e a última leitura realizada em estágio próximo à força de ruína (força $F_{r,u}$)

Tabela 4.16 - Registro de abertura de fissuras

Modelo	1ª Fissura		Última leitura	
	F_r (kN)	w (mm)	$F_{r,u}$ (kN)	w (mm)
B110P125R1	225,00		362,00	0,10
B110P125R25	198,00		570,00	0,80
B110P125R4	240,00		580,00	0,50
B115P250R1	158,00		690,00	0,60
B115P250R25	148,00		729,00	0,60
B115P250R4	154,00	0,05	760,00	0,70
B120P375R1	235,00		850,00	0,80
B120P375R25	198,00		805,00	0,80
B120P375R4	201,00		915,00	0,70
B127P500R1	276,00		1020,00	0,60
B127P500R25	247,00		970,00	0,50
B127P500R4	185,00		960,00	0,60

Como mostra a tabela 4.16 apenas o modelo B110P125R1 apresentou pequena abertura de fissura. Os demais tiveram valores máximos entre 0,5 mm e 0,8 mm. É importante ressaltar que o ensaio foi continuado mesmo após o modelo atingir a força máxima. Nas etapas após a força de ruína foi possível observar fissuras com até 1,50 mm.

A ABNT NBR 6118:2007 preconiza valores limites de aberturas até 0,40 mm, estrutura em serviço, com finalidade de proteção das barras da armadura contra corrosão. Neste estudo os cobrimentos foram menores do que o recomendado pela norma já que não existe a aba lateral comum ao tipo de elemento. Importante salientar que os valores máximos apresentados são da estrutura na situação de ruína.

Outro dado importante com relação as aberturas de fissura é o índice que indica a porcentagem de força em que ocorreu a primeira fissura, comparada à força última do modelo. Esses dados são mostrados na tabela 4.17.

Tabela 4.17 - Força última x Força que provoca primeira fissura

Série	Modelo	F_u (kN)	F_w (kN)	F_w / F_u (%)
B110	B110P125R1	431,11	225,00	52,2
	B110P125R25	577,08	198,00	34,3
	B110P125R4	590,73	240,00	40,6
B115	B115P250R1	712,67	158,00	22,2
	B115P250R25	736,02	148,00	20,1
	B115P250R4	763,64	154,00	20,2
B120	B120P375R1	850,78	235,00	27,6
	B120P375R25	807,13	198,00	24,5
	B120P375R4	924,26	201,00	21,7
B127	B127P500R1	1028,30	276,00	26,8
	B127P500R25	979,88	247,00	25,2
	B127P500R4	969,35	185,00	19,1

É possível analisar na tabela 4.17 que os modelos da série B110 apresentaram a primeira fissura mais tardiamente. Os demais modelos apresentaram a primeira fissura com valores de 20% a 27% da força última (ruína).

4.11. Análise das forças de ruína

As forças teóricas previstas, utilizando o método de Blévoit e Fremy (1967), apresentadas no capítulo 3, foram calculadas prevendo-se uma resistência característica do concreto à compressão de 25 MPa. O concreto utilizado nos modelos de blocos sobre estacas atingiu uma resistência média de 33,85 MPa e considerando que se deve multiplicar por 0,9 para que haja equivalência entre resistência do corpo-de-prova e da estrutura, considerou-se uma resistência média de 30,47 MPa.

As forças teóricas foram reavaliadas. A tabela 4.18 apresenta os valores de forças de ruína e das forças teóricas.

Tabela 4.18 - Forças máximas nos modelos experimentais

Série	Modelo	Experimental		Teórico		
		F_u (kN)	f_{ck} 25MPa		$0,9f_{cm} = 30,47$ MPa	
			$F_{teo,p}$ (kN)	$F_{teo,e}$ (kN)	$F_{teo,p}$ (kN)	$F_{teo,e}$ (kN)
B110	B110P125R1	431,11				
	B110P125R25	577,08	245,91	491,83	299,67	599,34
	B110P125R4	590,73				
B115	B115P250R1	712,67				
	B115P250R25	736,02	500,35	500,35	609,73	609,73
	B115P250R4	763,64				
B120	B120P375R1	850,78				
	B120P375R25	807,13	763,45	508,97	930,35	620,23
	B120P375R4	924,26				
B127	B127P500R1	1028,30				
	B127P500R25	979,88	1035,34	517,67	1261,67	630,83
	B127P500R4	969,35				

Considerando que a força última teórica deve ser a menor força entre a determinada na região da estaca ($F_{teo,e}$) e a região do pilar ($F_{teo,p}$) apresenta-se na tabela 4.19 uma análise comparativa entre as forças últimas experimentais e teóricas.

Tabela 4.19 - Forças últimas teóricas x experimentais

Série	Modelo	F_u	F_{teor}	F_{teor} / F_u
B110	B110P125R1	431,11	299,67	0,70
	B110P125R25	577,08	299,67	0,52
	B110P125R4	590,73	299,67	0,51
B115	B115P250R1	712,67	609,73	0,86
	B115P250R25	736,02	609,73	0,83
	B115P250R4	763,64	609,73	0,80
B120	B120P375R1	850,78	620,23	0,73
	B120P375R25	807,13	620,23	0,77
	B120P375R4	924,26	620,23	0,67
B127	B127P500R1	1028,3	630,83	0,61
	B127P500R25	979,88	630,83	0,64
	B127P500R4	969,35	630,83	0,65

Nos modelos da série B110 é possível analisar, na tabela 4.19 que com o aumento taxa de armadura nos pilares houve um aumento na força última. Nos modelos da série B115 e B120 a maior força última também foi alcançada pelos modelos com maiores taxas de armaduras nos pilares, os modelos B115P250R4 e B120P375R4. Fazendo a mesma análise para série B127, a maior força última ocorreu no modelo com menor taxa de armadura, o modelo B127P500R1.

Com exceção do modelo B110P125R1, que teve uma ruína prematura de pilares, os modelos da série B110 foram os que apresentaram os menores valores da relação F_{teor} / F_u . Todos os modelos apresentaram força última maior que a força teórica prevista.

4.12. Considerações finais

O principal objetivo desse capítulo foi apresentar e descrever dados e resultados obtidos em ensaio dos modelos de blocos de duas estacas realizados no Laboratório de Estruturas da EESC-USP. No capítulo 5 será apresentada uma análise baseada nos dados apresentados.

ANÁLISE DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS

5.1. Considerações Iniciais

Este capítulo analisa os resultados obtidos durante os ensaios experimentais dos modelos de blocos sobre duas estacas realizados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

Primeiramente é feito um resumo do comportamento dos modelos durante o ensaio e discutindo-se os pontos comuns. Depois é analisado o modo de ruína dos blocos, e, ainda, a influência de determinados parâmetros no comportamento do modelo.

Com os resultados obtidos foi possível estimar alguns parâmetros e fazer uma análise comparativa com o modelo teórico.

5.2. Comportamento geral dos modelos

No capítulo 4 foi apresentado, de forma detalhada, o modo como cada modelo se comportou durante o ensaio.

Pode-se resumir que os modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados tiveram comportamento semelhante.

No que diz respeito à formação de fissuras, foi possível concluir que os modelos da série B110 que possuíam pilares de seção quadrada, foi observado a abertura mais tardia da primeira fissura. De forma geral a configuração de fissuras tinha a evolução semelhante em todos os modelos, a figura 5.1 mostra como se deu a evolução da fissuração nos modelos ensaiados.

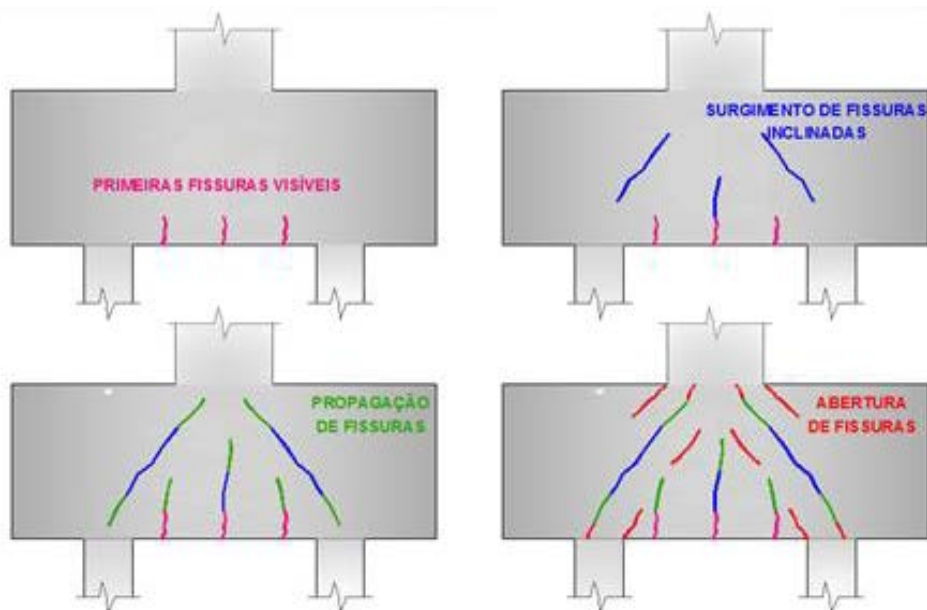


Figura 5.1- Evolução de fissuras nos modelos experimentais

A figura 5.1 mostra a maneira comum da evolução da fissuração dos modelos ensaiados. Em todos os modelos após a ruína, observou-se a formação de um arco, delineando a trajetória do fluxo de tensões de compressão.

De forma geral não ocorreu fissuração nas regiões localizadas nas bordas superiores, nos cantos. Nos modelos da série B127 foi observado que na região logo abaixo do pilar há uma região íntegra, mais acentuada, sem formação de fissuras.

No que diz respeito à força última, com exceção do modelo B110P125R1, que teve uma ruína prematura do pilar, os modelos da série B110 foram os que apresentaram os menores valores da relação F_{teor} / F_u , mas de forma geral todos os modelos apresentaram força última maior que a força teórica prevista.

Em várias pesquisas com ensaios experimentais com modelos de blocos sobre estacas, como Miguel (2000), Delalibera (2006), Campos (2007) e Barros (2013) o mesmo ocorreu, ou seja, os modelos experimentais apresentam valores de forças últimas superiores aos previstos, isso pode demonstrar que o método de cálculo é conservador, mas também que outros fatores podem determinar o aumento da força última como, por exemplo, a contribuição de estribos e armaduras complementares.

Com relação a forma de ruína, em geral os modelos apresentaram semelhança, com exceção dos modelo B110P125R1, em que houve ruptura do concreto do pilar.

No decorrer de todos os ensaios, com o surgimento das fissuras inclinadas delimitando as bielas de compressão foi possível observar a formação de um plano de

ruptura. Apesar das fissuras apresentarem grandes aberturas, os modelos só deixaram de resistir à força aplicada com a ruína por ruptura do concreto do bloco.

A forma de ruína apresentada foi semelhante àquelas já descritas por Mautoni (1972) e por Delalibera (2006). A ruína se deu por ruptura do concreto na região da biela comprimida próxima das regiões nodais superior e inferior.

Foram medidos os deslocamentos nas faces dos blocos e das estacas e registraram-se deslocamentos pequenos, indicando o comportamento dos modelos como blocos rígidos.

5.3. Estimativa de força no tirante e ângulos de bielas

Por meio da configuração final de fissuras dos modelos experimentais foi possível observar a formação de arcos de compressão, delimitados pelas aberturas de fissuras, em todos os modelos ensaiados. Foi possível medir o ângulo de inclinação dessas fissuras inclinadas delimitando-se a formação de uma biela de compressão.

Além dos ângulos de inclinação das fissuras, medidos nos modelos após os ensaios, foi possível estimar o valor da força de tração que ocorreu nos tirantes, por meio das deformações medidas com os extensômetros elétricos, localizados em pontos das barras de aço da armadura principal de tração.

Considerando, ainda, o equilíbrio das forças nos modelos, com a força R_{st} e a força aplicada no modelo até a etapa da ruína foi possível calcular outro ângulo de inclinação das bielas de compressão.

5.3.1. Força R_{st}

Conforme mostrado no item 4.5 (capítulo 4) as barras da armadura principal do tirante foram instrumentadas nas seções que contém o centro do bloco e nas seções que contém os eixos das estacas (figuras 4.90 e 4.91).

Com os dados das deformações medidas nessas barras foi possível calcular a tensão (até a de escoamento se houvesse) nos dois pontos instrumentados, ressaltando que os pontos instrumentados referem-se as seções que contém o eixo da estaca (extensômetro 1 e 3) e a seção central do bloco (extensômetro 2 e 4). Considerando-se que todas as barras de armadura da seção estejam submetidas a mesma tensão (foram instrumentadas duas das quatro barras de armadura) foi feita uma média entre os extensômetros e calculada a força R_{st} . Uma análise comparativa da força R_{st} máxima nas

seções instrumentadas, dos modelos da série B110 e B115 é mostrada nas figuras 5.2 e 5.3.

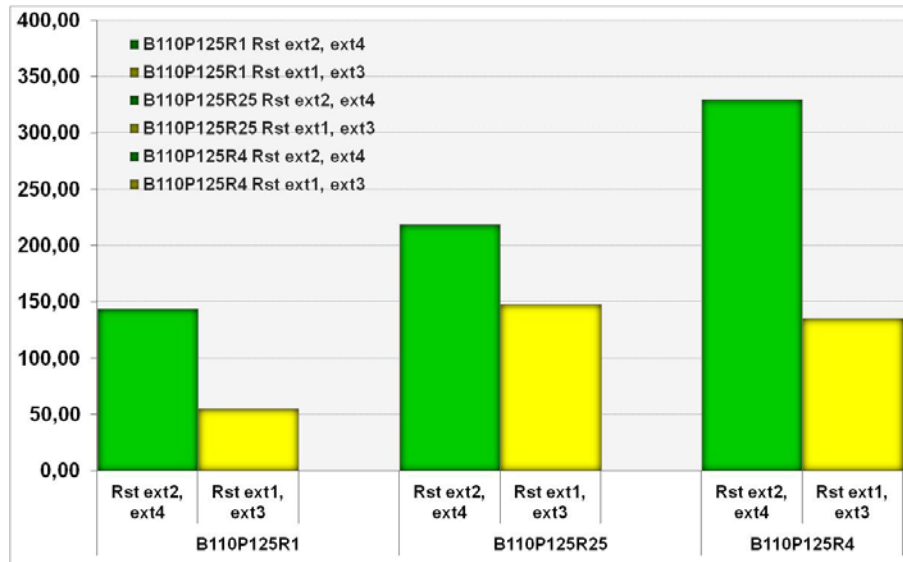


Figura 5.2- Valores das forças R_{st} calculadas para os modelos da série B110

Conforme mostra a figura 5.2 os valores das forças R_{st} , nos modelos da série B110, existe uma distribuição não uniforme da força ao longo da barra de aço. No modelo B110P125R1 a força é 38% menor na posição que contém o eixo da estaca (R_{st} ext 1 e 3), comparada a posição central (R_{st} ext 2 e 4). Já no modelo B110P125R25 a força é 68% menor na posição que contém o eixo da estaca, e, no modelo B110P125R4 é 41% menor.

Na figura 5.3 o gráfico mostra os valores das forças R_{st} para os modelos da série B115.

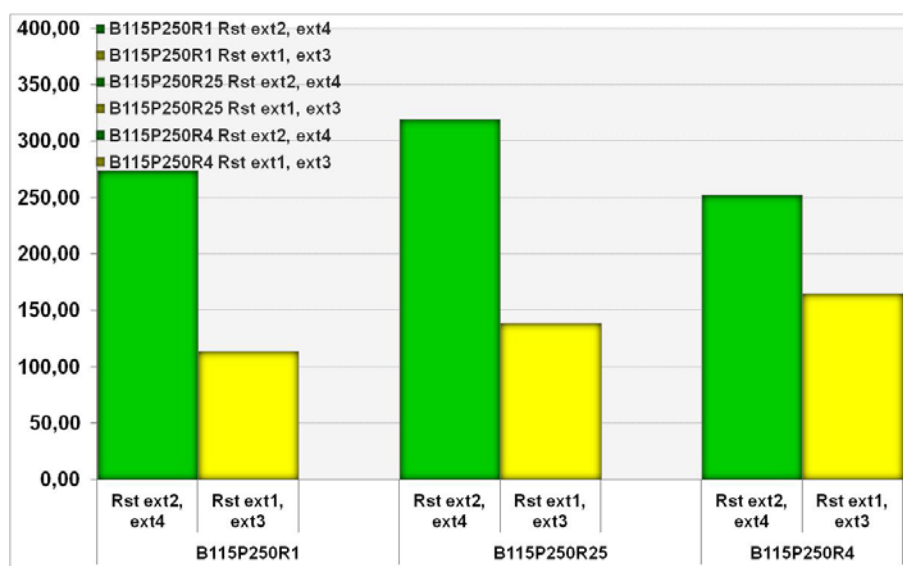


Figura 5.3- Valores das forças R_{st} calculadas para os modelos da série B115

A figura 5.3 mostra, graficamente, que as forças R_{st} calculadas nos modelos da série B115 são diferentes nas posições medidas (eixo da estaca e central). Assim como nos modelos da série B110. No modelo B115P250R1 o valor da força é reduzido em 42%, da seção central até a seção que contém o eixo da estaca, no modelo B115P50R25 essa redução é de 43%, já no modelo B115P250R4 o valor da força é reduzido em 65%.

A diferente distribuição de tensões nas barras da armadura principal do tirante já era esperada, bem como, a redução da força ao longo do comprimento das barras. Esse fato foi comprovado também por outros pesquisadores, como Delalibera (2006) e Campos (2007).

Nos modelos da série B120 e B127 não foi possível estimar a força R_{st} na seção que está contido o eixo da estaca, nesses modelos a armadura principal do tirante foi disposta em duas camadas, e, na segunda camada apenas a seção central foi instrumentada. O que se pode concluir é que nas seções relativas aos eixos das estacas as tensões nas barras da armadura da segunda camada devem ser menores já que os valores das deformações na segunda camada são menores, conforme já foi mostrado no capítulo 4. Um resumo das deformações médias medidas nesta seção é mostrado na tabela 5.1.

Tabela 5.1- Deformações médias medidas nos extensômetros 1 e 3 na etapa de força de ruína

Modelo	Força de ruína (kN)	Deformações Médias Ext1 e Ext3 (‰)
B110P125R1	431,11	0,55
B110P125R25	577,08	1,31
B110P125R4	590,73	1,28
B115P250R1	712,67	1,12
B115P250R25	736,02	-
B115P250R4	763,64	1,48
B120P375R1	850,78	0,96
B120P375R25	807,13	-
B120P375R4	924,26	1,13
B127P500R1	1028,30	0,29
B127P500R25	979,88	0,76
B127P500R4	969,35	0,73

Nos modelos da série B110, as deformações médias nas barras, mostradas na tabela 5.1, foram maiores no modelo B110P1125R25. Nas séries B115 e B120 as maiores deformações ocorreram nos modelos com maior taxa de armadura, e, na série B127 a maior

deformação se deu no modelo B127P500R25. Essa análise pode levar a conclusão que a distribuição de tensões nas barras de armadura longitudinal dos modelos também foi influenciada pela taxa geométrica de armadura longitudinal nos pilares, e que em blocos com pilares de seção retangular alongada, com grande taxa de armadura, a distribuição de tensões nas barras de armadura do tirantes é diferente quando comparado a blocos com pilares quadrados.

Os valores máximos da força R_{st} estimada com as deformações das barras de armadura, registradas pelos extensômetros 2 e 4 são mostrados na tabela 5.2. Os valores de R_{st} utilizadas no projeto dos modelos, também são mostrados na tabela 5.2, juntamente com o valor teórico da força R_{st} efetivo de projeto ($R_{st,efe,teo}$), já recalculado para uma resistência média do concreto de 30,47 MPa, e resistência média de escoamento das barras de aço de 558,41 MPa.

Tabela 5.2-Forças R_{st} calculadas nas barras de armadura do tirante

Série	Modelo	$R_{st, exp}$ (kN)	$R_{st,efe,teo}$ (kN)
	B110P125R1	143,90	
B110	B110P125R25	215,77	279,21
	B110P125R4	306,53	
	B115P250R1	268,59	
B115	B115P250R25	316,21	279,21
	B115P250R4	243,83	
	B120P375R1	290,23	
B120	B120P375R25	315,50	418,81
	B120P375R4	320,92	
	B127P500R1	388,52	
B127	B127P500R25	417,76	577,97
	B127P500R4	357,89	

Conforme mostrado na tabela 5.2 os valores das forças experimentais calculadas nos tirantes se modificaram com a variação das taxas de armaduras nos pilares. Fazendo-se uma análise comparativa entre as forças experimentais estimadas com as deformações das barras e a força efetiva teórica calculada pelo Método de Blévoit e Fremy (1967), nos modelos da série B110 apenas o modelo B110P125R4 apresentou força maior do que a teórica. Para os modelos da série B115, apenas o modelo B115P250R25 teve a força experimental no tirante maior do que a teórica efetiva. Nos modelos da série B120 e B127 os valores experimentais, em todos os modelos, foram menores.

5.3.2. Ângulo de inclinação das bielas estimado com dados experimentais

Conforme o método de bielas e tirantes o valor do ângulo de inclinação das bielas é relativo à força aplicada no bloco e a força calculada no tirante. Com os valores experimentais de forças estimadas nas barras de armadura do tirante, do modelo experimental, foi possível estimar esse ângulo.

A estimativa do ângulo θ foi feita utilizando-se os valores da força R_{st} , calculada com os valores de deformações medidas nos extensômetros 2 e 4, localizados na seção central dos modelos. Os gráficos das figuras 5.4, 5.5, 5.6 e 5.7 mostram os valores do ângulo relacionados a força aplicada no modelo durante o ensaio.

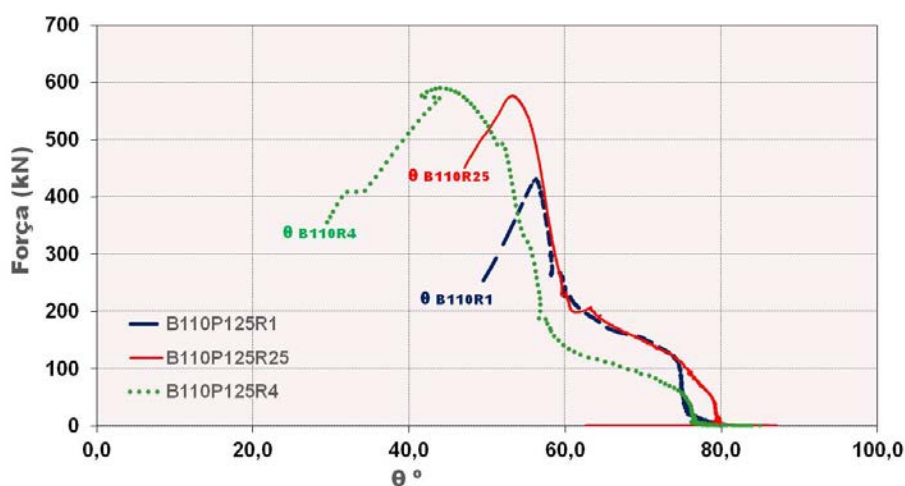


Figura 5.4- Força – ângulo θ estimado nos modelos da série B110

Analisando o gráfico da figura 5.4 observa-se que os valores do ângulo θ iniciam-se próximos de 90° e vão diminuindo com o aumento da força. Conforme a figura 5.4 o modelo B110P125R4, que possui a maior taxa de armadura no pilar, desenvolveu menores ângulos de inclinação com o aumento da força no bloco.

Nos modelos da série B115 a maior inclinação se deu no modelo com maior taxa de armadura, B115P250R4, conforme mostra a figura 5.5.

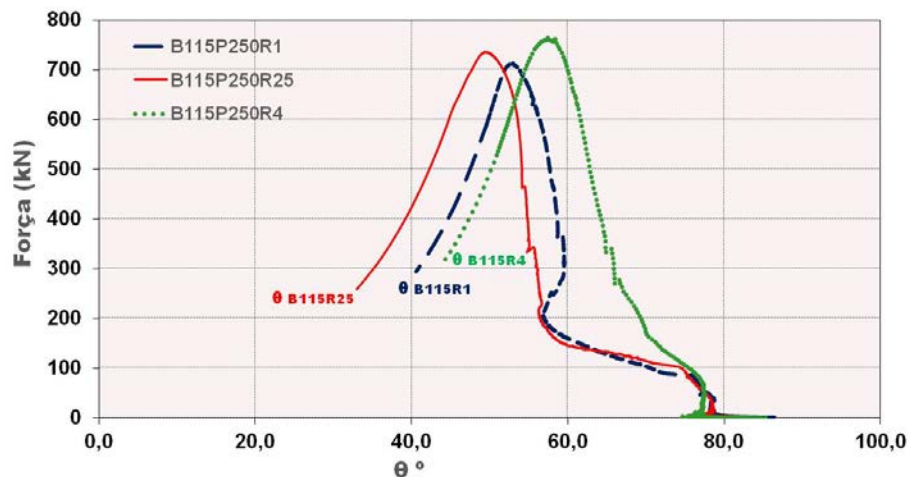


Figura 5.5- Força – ângulo θ estimado nos modelos da série B115

Na figura 5.5 também se pode analisar que os ângulos de inclinação se iniciam em aproximadamente 90° e vão diminuindo com o aumento da força, após atingir a ruína do modelo o valor do ângulo é decrescente.

Na figura 5.6 são mostrados os valores de θ para os modelos da série B120.

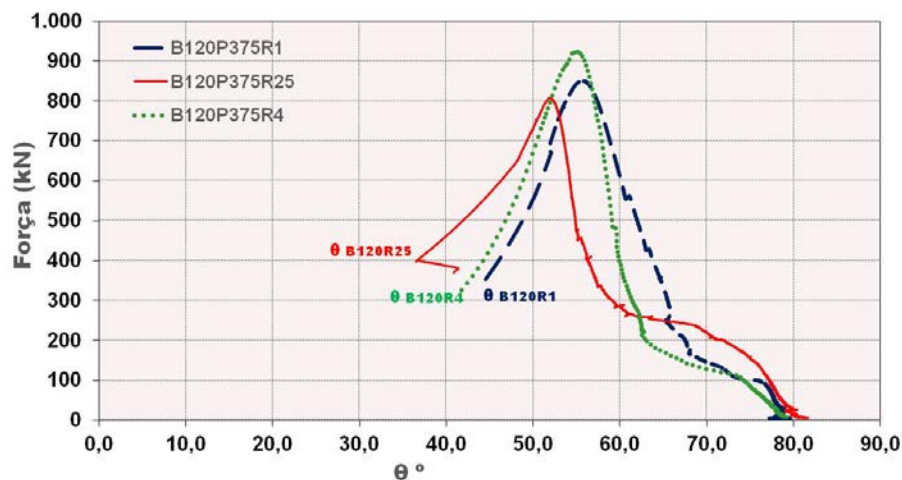


Figura 5.6- Força – ângulo θ estimado nos modelos da série B120

Na série B120 os modelos apresentaram valores de ângulos bem semelhantes mas, com menor taxa de armadura (B120P375R1) apresentou maiores inclinações de θ , conforme pode ser visto também na tabela 5.2.

Na figura 5.7 é mostrado o diagrama de força-ângulo θ para os modelos da série B127.

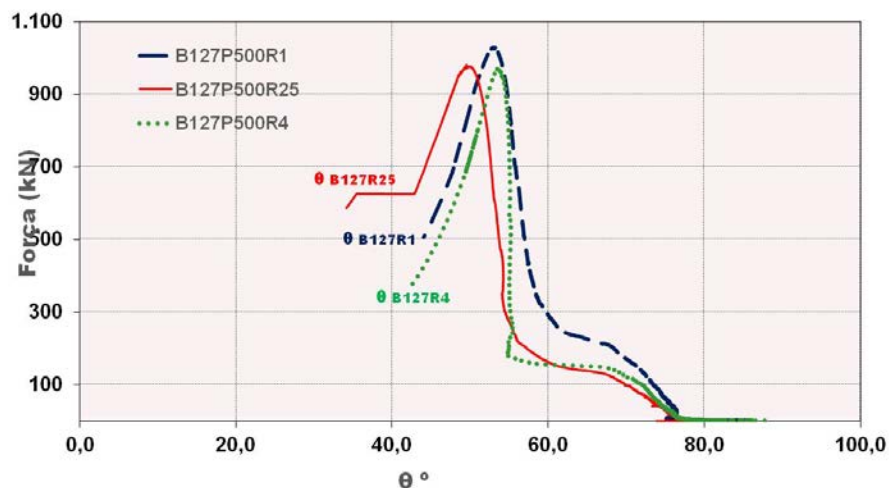


Figura 5.7- Força – ângulo θ estimado nos modelos da série B127

Conforme a figura 5.7, nos modelos da série B127, os ângulos de inclinação também foram semelhantes. O modelo que apresentou a maior inclinação na etapa de força de ruína foi o B127P500R4.

Ressalta-se que os valores do ângulo mostrado são uma estimativa, já que se deduziu por meio do equilíbrio das forças, sendo que a força R_{st} foi estimada, considerando que todas as barras do modelo estivessem com a mesma tensão.

No capítulo 4 também se mostrou a medida da inclinação das fissuras que se desenvolveram nos modelos durante os ensaios. Essas medidas foram feitas no local com o uso de um transferidor.

Os valores máximos do ângulo θ_{exp} estimado com a força $R_{st,exp}$, na etapa de força de ruína, são mostrados na tabela 5.3. Os valores do ângulo θ_{teo} , utilizados no projeto dos modelos (θ_{teo}), também são mostrados na tabela 5.3 juntamente com a inclinação das fissuras ($\theta_{fissuras}$) medidas no modelo após a ruína.

Tabela 5.3 - Valores dos ângulos θ

Série	Modelo	θ_{exp}°	θ_{teo}°	$\theta_{fissuras}^{\circ}$
B110	B110P125R1	56,3		49,7
	B110P125R25	53,2	52,5	54,3
	B110P125R4	43,9		56,8
B115	B115P250R1	53,0		56,3
	B115P250R25	49,3	53,2	54,5
	B115P250R4	57,4		57,9
B120	B120P375R1	55,7		47,9
	B120P375R25	51,9	53,8	52,9
	B120P375R4	55,2		54,0
B127	B127P500R1	52,9		55,9
	B127P500R25	49,6	54,5	58,5
	B127P500R4	53,6		56,9

Analisando de maneira geral os dados mostrados na tabela 5.3 os valores das inclinações estimadas, medidas e de projeto são semelhantes. Fazendo-se uma análise comparativa dos valores experimentais com os valores de projeto, nos modelos da série B110, o modelo B110P125R1 teve uma inclinação estimada 6,75% maior que a de projeto, já o modelo B110P125R25 teve uma inclinação 1,3% maior que a projetada e o modelo B110P125R4 teve uma inclinação 19,6% menor do que a considerada em projeto. Na série de modelos B115 o ângulo experimental do modelo B115P250R1 foi praticamente igual ao considerado em projeto, o modelo B115P250R25 teve uma inclinação experimental 7,9% menor do que a projetada, já no modelo B115P250R4 o ângulo experimental foi 7,3% maior do que aquele considerado em projeto. Para os modelos da série B120, fazendo a análise comparativa entre os valores experimentais e teóricos (projeto) as diferenças foram aproximadamente 3%, sendo que no modelo B120P375R25 a inclinação estimada no modelo experimental foi menor do que a projetada. Nos modelos da série B127, todas as inclinações estimadas no modelo experimental (θ_{exp}) foram menores.

Fazendo-se uma análise dos valores da inclinação das fissuras medidas com transferidor nos modelos ($\theta_{fissuras}$) com os valores do ângulo considerado em projeto houve diferenças entre 2% e 11%.

5.4. Análise da zona nodal superior

5.4.1. Transferência de força pilar-bloco

Conforme mostrado no capítulo 4 foram medidas as deformações nas barras de armadura longitudinais dos pilares com extensômetros elétricos colocados em 4 diferentes alturas dos pilares. A primeira cota referia-se a metade da altura do pilar, a segunda o encontro do pilar com a face superior do bloco, e, ainda 10 cm e 20 cm abaixo da face superior do bloco. O objetivo principal dessa análise foi verificar como se comporta a transferência de forças entre pilares de diferentes taxas de armadura geométrica em blocos sobre estacas, além disso, verificar como se comporta a ancoragem das barras das armaduras desses pilares dentro do elemento bloco, já que, alguns autores sugerem redução da ancoragem dos pilares em virtude da influencia da biela comprimida do bloco.

Nos ensaios experimentais não foram feitas medidas de deformações em todas as barras da armadura, pois seria inviável financeiramente, já que alguns pilares apresentam até sete barras de armadura por face. Decidiu-se instrumentar pelo menos duas barras de extremidade em todos os pilares, nos pilares com até cinco barras por face instrumentaram-se uma barra central, e, nos pilares com mais de cinco barras por face, além das duas barras de extremidade instrumentadas, instrumentaram-se duas barras centrais, conforme é mostrado na figura 5.8.

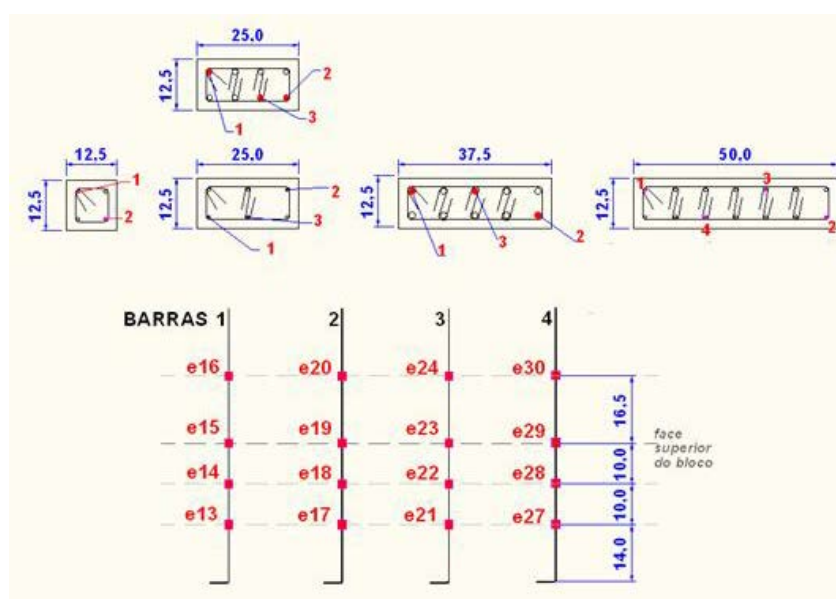


Figura 5.8- Barras de armadura instrumentadas nos modelos experimentais com diferentes seções

Considerando os módulos de elasticidade médios para cada diâmetro das barras de aço, determinados em ensaios experimentais e mostrados no capítulo 4, foram calculadas as tensões nos pontos onde foram obtidas as deformações. A tabela 5.4 apresenta essas tensões calculadas em cada ponto instrumentado.

Tabela 5.4 - Tensões calculadas nos pontos instrumentados das barras de armadura de pilares na etapa de força de ruína (MPa)

Modelo	B110P125R1	B110P125R25	B110P125R4	B115P250R1	B115P250R25	B115P250R4	B120P375R1	B120P375R25	B120P375R4	B127P500R1	B127P500R25	B127P500R4
ext13	24,2	-100,7	-55,7	-17,0	14,5	18,9	0,8	-37,1	5,0	-44,3	-87,3	-28,9
ext17	15,4	-73,5	-24,8	-55,7	-19,4	19,3	34,0	-16,3	-4,0	-70,4	-55,0	-28,9
ext21				19,0	24,5	-6,9	8,2	24,7	11,1	9,9	20,0	6,2
ext 27										2,3	14,1	15,0
ext14	-110,1	-261,5	-176,5	-166,0	-92,3	-52,3	-158,4	-119,6	-79,0	-122,9	-142,0	-113,8
ext18	-151,1	-247,7	-206,1	-207,6	-123,3	-99,5	-150,8	-99,2	-114,5	-210,5	-120,0	-165,2
ext22				-105,0	-39,3	-63,6	-32,5	-18,0	-82,9	-22,9	-6,3	-20,8
ext 28										9,1	-23,7	-5,3
ext15	-354,4	-390,4	-299,9	-280,1	-189,0	-105,8	-265,2	-219,8	-175,0	-209,0	-200,5	-185,6
ext19	-393,1	-428,9	-267,6	-335,2	-199,3	-177,2	-308,1	-220,4	-181,1	-325,8	-193,7	-175,3
ext23				-252,7	-145,1	-142,7	-94,2	-65,3	-82,5	-67,0	-34,9	-69,3
ext 29										-67,7	-84,8	-52,9
ext16	-660,6	-694,1	-582,0	-371,9	-232,8	-229,8	-171,6	-232,0	-182,5	-174,2	-174,4	-192,5
ext20	-657,3	-676,7	-471,6	-420,0	-293,1	-223,1	-233,8	-166,4	-211,2	-252,7	-178,4	-164,7
ext24				-471,7	-248,0	-222,0	-214,5	-148,3	-169,7	-208,3	-103,5	-121,3
ext 30										-172,2	-137,7	-149,1

Os valores das tensões, mostrados na tabela 5.4 referem-se à força última do modelo, e, no caso do modelo B110P125R1, em que houve escoamento das barras do pilar, utilizaram-se os valores anteriores à ruína.

Com as tensões calculadas nos pontos instrumentados, mostradas na tabela 5.4, foi possível o cálculo da força, em conformidade com a área de cada barra instrumentada. A tabela 5.5 apresenta essas forças calculadas em cada ponto instrumentado.

Tabela 5.5 -Forças calculadas nos pontos instrumentados das barras de armadura de pilares na etapa de força de ruína (kN)

Modelo	B110P125R1	B110P125R25	B110P125R4	B115P250R1	B115P250R25	B115P250R4	B120P375R1	B120P375R25	B120P375R4	B127P500R1	B127P500R25	B127P500R4
ext13	1,2	-12,6	-11,1	-0,9	1,8	3,8	0,0	-4,6	1,0	-2,2	-10,9	-5,8
ext17	0,8	-9,2	-5,0	-2,8	-2,4	3,9	1,7	-2,0	-0,8	-3,5	-6,9	-5,8
ext21				1,0	3,1	-1,4	0,4	3,1	2,2	0,5	2,5	1,2
ext 27										0,1	1,8	3,0
ext14	-5,5	-32,7	-35,3	-8,3	-11,5	-10,5	-7,9	-14,9	-15,8	-6,1	-17,7	-22,8
ext18	-7,6	-31,0	-41,2	-10,4	-15,4	-19,9	-7,5	-12,4	-22,9	-10,5	-15,0	-33,0
ext22				-5,2	-4,9	-12,7	-1,6	-2,3	-16,6	-1,1	-0,8	-4,2
ext 28										0,5	-3,0	-1,1
ext15	-17,7	-48,8	-60,0	-14,0	-23,6	-21,2	-13,3	-27,5	-35,0	-10,5	-25,1	-37,1
ext19	-19,7	-53,6	-53,5	-16,8	-24,9	-35,4	-15,4	-27,5	-36,2	-16,3	-24,2	-35,1
ext23				-12,6	-18,1	-28,5	-4,7	-8,2	-16,5	-3,4	-4,4	-13,9
ext 29										-3,4	-10,6	-10,6
ext16	-33,0	-86,8	116,4	-18,6	-29,1	-46,0	-8,6	-29,0	-36,5	-8,7	-21,8	-38,5
ext20	-32,9	-84,6	-94,3	-21,0	-36,6	-44,6	-11,7	-20,8	-42,2	-12,6	-22,3	-32,9
ext24				-23,6	-31,0	-44,4	-10,7	-18,5	-33,9	-10,4	-12,9	-24,3
ext 30										-8,6	-17,2	-29,8

Conforme se observam os dados das tabelas 5.4 e 5.5, e, também os resultados das deformações medidas nas barras de armadura longitudinais dos pilares, mostrados no capítulo 4, demonstraram que as barras de extremidade se comportaram diferente em relação às barras distribuídas na região central do pilar.

Os resultados analisados diferem das hipóteses de Fusco (1994), que considera para redução dos comprimentos de ancoragem das armaduras longitudinais de pilares, nos

blocos que suportam pilares submetidos à compressão centrada, que todas as barras de armadura longitudinal estão submetidas à mesma tensão. Pode-se dizer que há influência da compressão transversal das bielas diagonais, na tensão da armadura, mas ainda assim, há transferência de forças.

5.4.2. Tensão na zona nodal superior

Embora a tensão nas barras de armadura dos pilares varie em função da profundidade, com o objetivo de estimar uma tensão no concreto, algumas hipóteses simplificadas foram consideradas.

Primeiramente foi feita uma ponderação das forças na seção de aço. Nos modelos da série B110 a média das medidas feitas nas duas barras foi considerada igual em todas as barras. Nos modelos B115 e B120, a média das medidas feitas nas barras de extremidade foi adotada igual em todas as barras de extremidade, as barras centrais também foram consideradas com mesma deformação (apenas uma delas foi instrumentada). Nos modelos da série B127 fizeram-se as médias das forças registradas nas barras de extremidades e considerou-se a mesma em todas as outras barras de extremidade, as médias das forças nas barras centrais também foram consideradas iguais em todas as outras barras centrais. Com estas hipóteses foi possível calcular uma força que representa a força total no aço das seções estudadas. Com a força estimada na seção de aço, supondo que houvesse aderência perfeita entre o concreto e as barras de aço foi feito um cálculo da força na seção de concreto, ponderando ainda que a deformação no concreto seja igual a deformação (da força calculada no aço) obteve-se a tensão no concreto nas seções estudadas.

Os valores das tensões na região nodal do pilar foram relacionados com a resistência média à compressão do concreto f_c (calculada com valores experimentais) multiplicada por 0,9 (coeficiente que leva em consideração as relações entre as resistências obtidas nos corpos-de-prova e a real que atua no concreto da estrutura). Essas relações e os valores das tensões nas regiões nodais superiores, na etapa da força de ruína, são mostrados na tabela 5.6.

Tabela 5.6 -Tensões no concreto nas seções da zona nodal superior na etapa de força de ruína

Modelo	Tensão nas seções de concreto (MPa)			Relação tensão/ f_c (MPa)		
	13-17-21-27	14-18-22-28	15-19-23-29	13-17-21-27	14-18-22-28	15-19-23-29
B110P125R1	2,70	17,10	30,60	0,09	0,56	1,00
B110P125R25	11,97	27,00	29,88	0,39	0,89	0,98
B110P125R4	5,85	23,31	28,98	0,19	0,77	0,95
B115P250R1	2,70	20,07	29,25	0,09	0,66	0,96
B115P250R25	1,80	10,35	21,78	0,06	0,34	0,71
B115P250R4	1,35	9,81	18,54	0,04	0,32	0,61
B120P375R1	1,80	10,98	21,15	0,06	0,36	0,69
B120P375R25	0,90	7,65	17,10	0,03	0,25	0,56
B120P375R4	1,08	11,97	16,20	0,04	0,39	0,53
B127P500R1	1,98	7,20	13,50	0,06	0,24	0,44
B127P500R25	1,98	6,12	13,95	0,06	0,20	0,46
B127P500R4	0,90	6,12	14,85	0,03	0,20	0,49
Observação: $f_c = 0,9 \cdot f_{cm}$						

A tabela 5.6 mostra a estimativa dos valores da tensão ao longo da seção instrumentada, e as relações dessas tensões com a resistência média à compressão do concreto (f_c). O valor da relação igual a um, calculada na seção 16-18-23-28 demonstra a provável ruptura do concreto nessa região do pilar, no modelo B110P125R1.

Os valores das tensões estimados nas seções vão diminuindo ao longo do comprimento do pilar/bloco e ficam próximos de zero em alguns modelos na seção 13-17-21-27, seção mais profunda em que foi possível estimar essas medidas.

Analisando as relações entre a tensão estimada e a resistência média do concreto, na seção 15-19-23-29 observa-se que para os modelos da série B110, B115 e B120 estas decrescem do modelo com menor taxa de armadura para o modelo com maior taxa de armadura. A mesma relação para os modelos da série B127 é maior no modelo com menor taxa geométrica de armadura no pilar B127P500R1.

As relações entre as tensões mostradas na tabela 5.5 também são descritas no gráfico da figura 5.9.

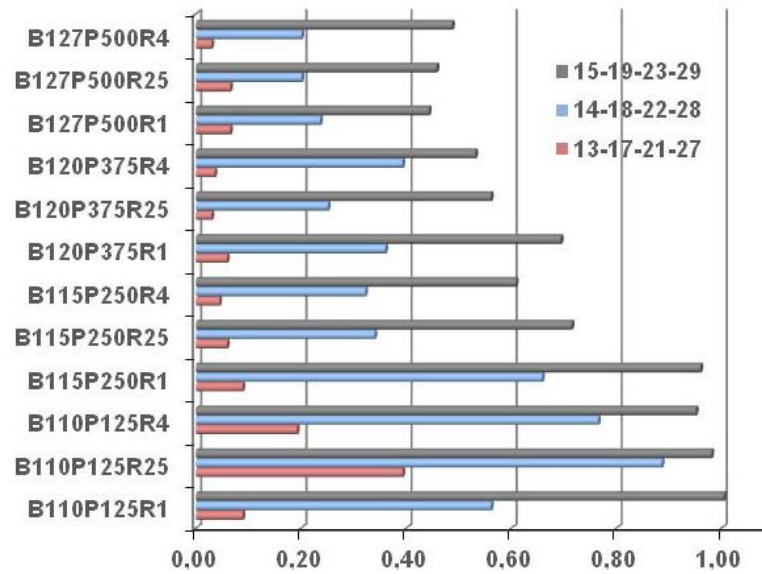


Figura 5.9- Relações entre as tensões de compressão na região nodal dos pilares

As diferenças constatadas nas relações das tensões de compressão na região nodal do pilar, mostradas na figura 5.9 confirmam que o comportamento da região nodal em blocos com pilares mais alongados é diferente de pilares quadrados, além disso, a taxa geométrica de armadura do pilar também exerce influência.

Embora os blocos estudados não tenham as abas laterais, com estas estimativas de forças e tensões no concreto, foi possível calcular uma área de aplicação dessas tensões. Uma das seções de interesse em calcular essas áreas foi a seção 14-18-22-28, conforme mostra a figura 5.10

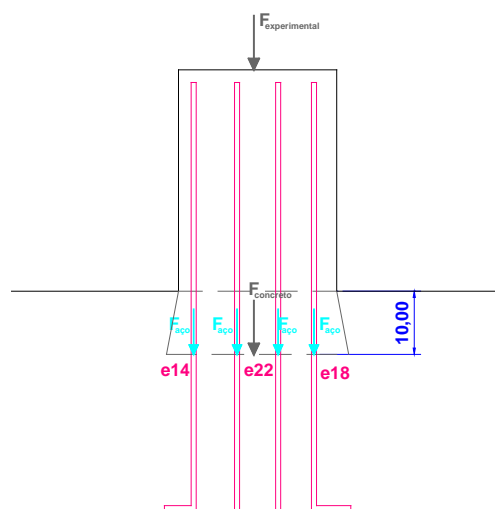


Figura 5.10- Seção 14-18-22-28 – área de atuação das tensões do concreto

A tabela 5.7 mostra a estimativa da área nas seções 14-18-22-28 onde estariam atuando as tensões no concreto.

Tabela 5.7 - Estimativa da área de atuação das tensões no concreto na seção 14-18-22-28

Modelo	Força na seção de aço (kN)	Força na seção no concreto	Tensão no concreto	Área da seção de atuação da tensão (cm ²)
B110P125R1	-26,13	-377,13	17,10	220,54
B110P125R25	-127,31	-446,87	27,00	165,51
B110P125R4	-111,61	-437,67	23,31	187,76
B115P250R1	-47,86	-664,81	20,07	331,24
B115P250R25	-73,57	-662,45	10,35	640,05
B115P250R4	-111,61	-652,03	9,81	664,66
B120P375R1	-40,66	-810,12	10,98	737,81
B120P375R25	-68,20	-738,93	7,65	965,93
B120P375R4	-176,84	-747,42	11,97	624,41
B127P500R1	-35,41	-992,89	7,20	1379,02
B127P500R25	-76,76	-903,12	6,12	1475,69
B127P500R4	-127,27	-842,08	6,12	1375,95

Esta análise feita, mostrada na tabela 5.6, permite confirmar as hipóteses de Fusco (1994), de uma área ampliada, onde atua uma tensão do concreto reduzida.

5.5. Análise da distribuição de forças nas estacas

5.5.1. Excentricidades

No capítulo 4 foram apresentados os valores registrados nas células de carga colocadas na base de todas as estacas durante os ensaios dos modelos de blocos sobre duas estacas. Os resultados obtidos demonstraram diferenças na distribuição da força, não apresentando uniformidade para os modelos ensaiados, resultando assim, uma excentricidade acidental, os valores dessa excentricidade são mostrados na tabela 5.8.

Tabela 5.8 - Reações de apoios nas estacas e excentricidades

Modelo	F_u (kN)	R_{dir} (kN)	R_{esq} (kN)	Vão entre estacas (cm)	Excentricidade (cm)
B110P125R1	431,11	236,00	195,11	60,00	2,85
B110P125R25	577,08	286,01	291,07	60,00	0,26
B110P125R4	590,73	308,13	282,6	60,00	1,30
B115P250R1	712,67	356,34	356,34	65,00	0,00
B115P250R25	736,02	360,65	375,37	65,00	0,65
B115P250R4	763,64	402,27	361,37	65,00	1,74
B120P375R1	850,78	436,90	413,88	70,00	-0,95
B120P375R25	807,13	370,89	436,24	70,00	2,83
B120P375R4	924,26	466,33	457,93	70,00	0,32
B127P500R1	1028,3	508,99	519,31	75,00	0,38
B127P500R25	979,88	485,12	494,76	75,00	0,37
B127P500R4	969,35	476,13	493,22	75,00	0,66

F_u : força de ruína dos modelos experimentais
 R_{dir} : reação na estaca direita
 R_{esq} : reação na estaca esquerda

Os valores de excentricidade mostrados na tabela 5.8 ocorreram pela não uniformidade das reações de apoio, apesar da força aplicada ter sido considerada centrada. Estas excentricidades podem ter ocorrido por dois motivos: excentricidade na aplicação da força (em virtude do equipamento utilizado) ou excentricidade construtiva ocorrida na montagem e concretagem dos modelos experimentais.

Pode-se notar que a maior excentricidade ocorreu no modelo B110P125R1, talvez isso tenha ocorrido em virtude da ruína prematura não havendo uma acomodação adequada, pois, se observou no decorrer de alguns ensaios, uma distribuição menos uniforme no início, que com acomodações do modelo foram ficando mais uniforme até a força de ruína.

5.5.2. Tensões na região nodal inferior

As tensões nas zonas nodais inferiores (estacas) foram obtidas em cada modelo, considerando a última etapa de força (F_u), e considerando ainda, a maior reação obtida nas

células de carga, já que ocorreram pequenas excentricidades, conforme mostrado na tabela 5.8.

Foram calculadas, de duas maneiras diferentes, as tensões nas zonas nodais inferiores. Primeiramente calculou-se uma tensão efetiva, considerando a área da estaca de 156,25 cm²; calculou-se, ainda, uma tensão na biela, considerando a área da estaca projetada em um plano inclinado (hipótese adotada por Blévoit e Fremy (1967)), a inclinação foi adotada em conformidade com o ângulo θ_{exp} (tabela 5.2), calculado com valores experimentais de deformações nos tirantes. As tensões calculadas foram relacionadas com a resistência média à compressão do concreto f_c (calculada com valores experimentais) multiplicada por 0,9 (coeficiente que leva em consideração as relações entre as resistências obtidas nos corpos-de-prova e a real que atua no concreto da estrutura). Essas relações e os valores das tensões nas regiões nodais inferiores são mostrados na tabela 5.9.

Tabela 5.9 - Tensões nas regiões nodais inferiores

Modelo	Maior valor (R_{dir}, R_{esq}) (kN)	Tensão efetiva (MPa)	Tensão efetiva/ f_c	θ_{exp}	Tensão biela (MPa)	Tensão biela/ f_c
B110P125R1	236,00	15,10	0,50	56,30	12,57	0,41
B110P125R25	286,01	18,30	0,60	53,20	14,66	0,48
B110P125R4	308,13	19,72	0,65	43,90	13,67	0,45
B115P250R1	356,34	22,81	0,75	53,00	18,21	0,60
B115P250R25	375,37	24,02	0,79	49,30	18,21	0,60
B115P250R4	402,27	25,75	0,84	57,40	21,69	0,71
B120P375R1	436,90	27,96	0,92	55,70	23,10	0,76
B120P375R25	436,24	27,92	0,92	51,90	21,97	0,72
B120P375R4	466,33	29,85	0,98	55,20	24,51	0,80
B127P500R1	519,31	33,24	1,09	52,90	26,51	0,87
B127P500R25	494,76	31,66	1,04	49,60	24,11	0,79
B127P500R4	493,22	31,57	1,04	53,60	25,41	0,83

Observação: $f_c = 0,9 \cdot f_{cm}$

Com base nos valores da tabela 5.9 as tensões nodais na região da estaca foram maiores nos modelos da série B127. Fazendo uma análise comparativa entre os modelos da mesma série, pode-se dizer que para as séries B110, B115 e B120 as maiores tensões nas regiões nodais ocorreram para os modelos com maiores taxas de armadura geométrica no

pilar (B110P125R4, B115P250R4, B120P375R4), na série B127 o maior valor de tensão ocorreu para o modelo B127P500R1 (menor taxa geométrica).

Nos modelos na série B127 as relações entre a tensão efetiva e a resistência média do concreto à compressão foram maiores do que os recomendados, fato que constata que pode ter havido ruptura do concreto nessa região. Na série B120 esse valor foi próximo de um e nas demais séries os valores foram bem abaixo comprovando que não houve ruptura do concreto nessa região.

As relações obtidas, entre a tensão na biela na zona nodal inferior, e a resistência média do concreto não excederam o valor de 0,87. Esse valor é 62% menor do que aquele sugerido por Machado (1979), que indica a consideração de um coeficiente de 1,4, para blocos sobre duas estacas, multiplicando $0,85f_{cd}$ para definição da tensão limite junto a estaca.

5.6. Influência das taxas geométricas de armadura e seções transversais dos pilares

No capítulo 4 foi mostrado o estudo de outros resultados obtidos durante os ensaios dos modelos de blocos sobre duas estacas. Neste item é feito uma síntese desses resultados ressaltando-se a influência que a taxa geométrica de armadura dos pilares possa ter tido nestes.

Quanto ao deslocamento e as diferentes taxas de armaduras de pilares adotadas nos modelos da mesma série, pode-se analisar que não tiveram uma influência direta nos deslocamentos computados durante o ensaio. Analisando as diferentes seções de pilares pode-se dizer que houve um deslocamento maior nos blocos com pilares mais alongados.

Analisando as deformações nas armaduras dos tirantes nas seções centrais, pode-se dizer, com exceção dos modelos da série B110 e B120, as deformações médias máximas foram maiores nos modelos com menor taxa de armadura geométrica no pilar. Nos modelos da série B120 um dos extensômetros foi danificado, prejudicando essa análise. Já as deformações medidas na posição em que a armadura longitudinal do bloco é interceptada pela estaca parece haver uma grande influência da seção do pilar pois, nos modelos da série B127 a redução da deformação ao longo da barra de armadura foi menor nos modelos com maior taxa de armadura no pilar, ou seja, em modelos de blocos com pilares alongados e grande taxa de armadura a distribuição na armadura principal do tirante é menos reduzida. Com estas constatações, sugere-se que, as barras de armadura principal

sejam sempre ancoradas com ganchos nas extremidades em blocos que recebem pilares de seção retangular alongada.

As diferentes taxas de armadura de pilares nos modelos estudados não tiveram muita influência na formação da biela de compressão, no que diz respeito a inclinação. Já na formação das regiões nodais, superiores e inferiores, ficou comprovado que há grande influencia da seção dos pilares e das taxas de armadura. Ficou evidenciado também que a forma geométrica do pilar também influencia a formação destas bielas.

As deformações das barras de armaduras superiores nos modelos da série B110 e B115, mostrados no capítulo 4, foram mais influenciadas pelas diferentes taxas de armadura dos pilares do que os modelos da série B120 e B127 que possuem pilares retangulares mais alongados. Já as deformações em estribos verticais

Na análise das deformações dos estribos horizontais pode-se verificar que as diferentes seções transversais dos pilares influenciam nos valores, em função das diferenças na formação da biela de compressão.

5.7. Considerações finais

Este capítulo procurou analisar de modo mais detalhado alguns resultados experimentais obtidos nos modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados.

Nas análises realizadas foi possível comprovar que todos os modelos tiveram ruína em virtude da ruptura do concreto na biela de compressão, com exceção do modelo B110P125R1 que teve ruína do pilar.

Ficou mostrado ainda que as deformações nas barras de armaduras do tirante são reduzidas da seção central para as seções que contém o eixo da estaca. Esta redução é menor em modelos com pilares de seção retangular alongada e com grandes taxas de armadura, portanto, a redução de comprimentos de ancoragem e a não previsão de ganchos na armadura principal do tirante pode ser uma ideia equivocada, ou deve ser analisada com mais critério em cada caso.

Nas análises realizadas também se comprovou a influência das seções de pilares e das taxas de armadura nas tensões que limitam as zonas nodais do modelo, sendo possível a adoção de critérios que levem isso em conta.

Os estudos mostraram que as deformações nas armaduras longitudinais de pilares diminuem ao longo do seu comprimento, principalmente pela influência da biela de

compressão, mas que estas deformações não são constantes em todas as barras, havendo distribuição diferente mesmo em pilares com forças de compressão centrada.

Nas análises realizadas pouco se falou das deformações medidas na face do concreto, utilizando extensômetros mecânicos e transdutores de deslocamento inclinado. Isso ocorreu, pois essas medidas não foram suficientes para uma análise mais apurada.

ANÁLISE NUMÉRICA

6.1. Considerações iniciais

Este capítulo tem o objetivo de apresentar a análise numérica realizada com os modelos de blocos sobre estacas utilizando-se programa computacional baseado no Método dos Elementos Finitos, ANSYS versão 10.

O Método dos Elementos Finitos é um método de interpolação que utiliza polinômios para a aproximação da solução de um determinado problema. Atualmente há diversos programas comerciais que são baseados neste método. A vantagem de se utilizar este tipo de solução é a possibilidade de resolver problemas estáticos e dinâmicos, além disso, podem-se resolver estruturas com geometrias irregulares, grandes deslocamentos e deformações, diversos tipos de materiais com inclusão de não linearidades e ações e condições de contorno complexas.

O programa escolhido para modelagem numérica realizada neste trabalho é o ANSYS® (ANalyser SYStem - ANSYS, Inc.) disponível no Departamento de Estruturas da EESC-USP. O ANSYS é um programa que existe há quarenta anos e foi o pioneiro na aplicação do método dos elementos finitos. O programa está dividido em três etapas principais: pré-processador; solução e pós-processador. No pré-processador é feita a construção do modelo, criação da geometria, definição de propriedade dos materiais, geração de malha e aplicação das condições de contorno; na etapa solução são aplicadas ações para resolução do problema; no pós-processador são fornecidas as visualizações da solução obtida. O programa ANSYS é destinado à solução de problemas mecânicos incluindo: análise de estruturas dinâmicas e estáticas, análise de transferência de calor e fluidodinâmica, análise de problemas acústicos e eletromagnetismo.

Atualmente existem vários programas comerciais baseados no Método dos Elementos Finitos, podendo-se destacar os programas: DIANA, ATENA, MSC/NASTRAN, ADINA, ABAQUS, ANSYS, LS/DYNA, ALGOR etc. A justificativa para escolha do programa

ANSYS deve-se primeiramente a disponibilidade de se ter um programa consagrado para análises do tipo que são feitas neste trabalho. No Departamento de Engenharia de Estruturas - EESC – USP na área de pesquisa estruturas de concreto e alvenaria, entre 2009 e 2011, foram desenvolvidos 38 trabalhos, entre teses de doutorado e dissertações de mestrado. Destes 60,5% dos trabalhos foram desenvolvidos com ênfase na análise numérica dos elementos. Dos trabalhos na área numérica 43,5% dos pesquisadores utilizaram o programa DIANA e 30,4% o programa ANSYS, os demais (26,1%) utilizaram outros programas ou o desenvolveram. Além disso, o programa ANSYS é largamente utilizado em outras Universidades, além de sua utilização nas indústrias das engenharias civil, mecânica, naval, aeronáutica e elétrica, para simulação de estruturas e dispositivos em geral.

Foram realizadas análises numéricas em todos os blocos ensaiados. As condições de contorno e as propriedades dos materiais foram determinadas de forma que os modelos numéricos tivessem o comportamento semelhante aos modelos experimentais.

Para aprimorar o modelo numérico foi realizada uma análise paramétrica utilizando um modelo de viga sobre dois apoios. A viga escolhida foi ensaiada experimentalmente por Martinelli & Takeya (1974) e numericamente por Proença (1998) e Nogueira et al. (2010). Nesta análise foram estudados os tipos de elementos finitos, o tamanho da malha de elementos finitos e a relação constitutiva do material. Além disso, os coeficientes de abertura de fissuras também foram definidos por meio desta análise.

Como resultado da análise numérica avaliaram-se os valores de força-deslocamento, os fluxos de tensões nas regiões de maior interesse, as trajetórias de tensões principais e o panorama de fissuração.

A seguir são apresentados os aspectos gerais da análise numérica e os resultados obtidos.

6.2. Elementos finitos utilizados

Os modelos numéricos foram elaborados com base em elementos que já existem predefinidos no programa ANSYS, que fornece uma vasta biblioteca de elementos finitos com objetivo de resolver problemas diversos.

O elemento *SOLID65* foi utilizado para a discretização do concreto dos blocos, pilares e estacas. A opção por este elemento foi por este permitir a inclusão de barras de armadura em seu interior.

Este elemento *SOLID65* é tridimensional, constituído por oito nós, cada nó possuindo três graus de liberdade, referentes às translações das coordenadas x , y e z . O *SOLID65* é próprio para simulação de elementos estruturais de concreto, pois é capaz de simular seu comportamento, com fissuração na tração e ruptura na compressão. A figura 6.1 mostra a geometria do elemento *SOLID65*.

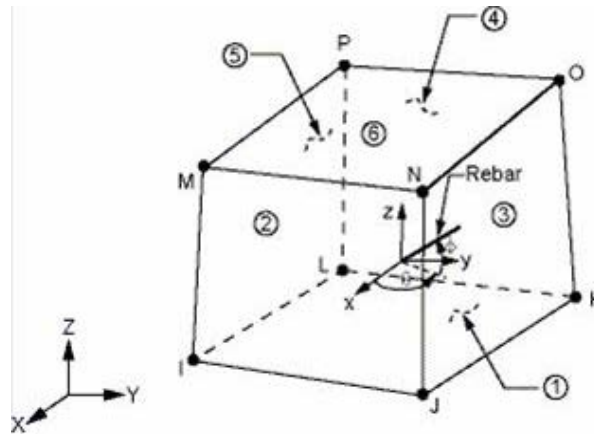


Figura 6.1 – Geometria dos elementos *SOLID65* (ANSYS, 2010)

O elemento finito *SOLID65*, permite a implementação do fenômeno *tension stiffening*, que é a consideração da rigidez residual do material entre fissuras. Em todas as análises numéricas o *tension stiffening* foi considerado.

As armaduras podem ser incluídas sob a forma de taxa no elemento sólido *SOLID65*, porém neste trabalho decidiu-se pela discretização da armadura com elementos de barras. Para esta discretização utilizou-se o elemento *LINK8*, elemento tridimensional de barra com dois nós e três graus de liberdade em cada nó, translações nas direções x , y e z . O *LINK8* responde a esforços de tração e compressão. A geometria do elemento *LINK8* é mostrada na figura 6.2.

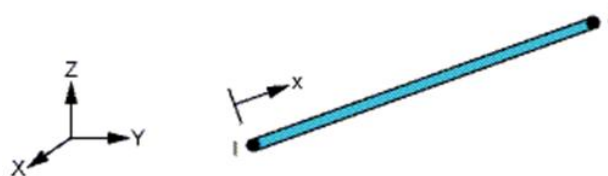


Figura 6.2 – Geometria dos elementos *LINK8* (ANSYS, 2010)

Assim como Delalibera (2006) que obteve bons resultados em seus modelos numéricos, neste trabalho, não foi considerada aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto.

6.3. Definição da malha de elementos finitos

Os modelos numéricos desenvolvidos são constituídos basicamente de três conjuntos de elementos. Os elementos sólidos utilizados para discretizar o concreto estão divididos em dois tipos, os elementos que constituem os pilares e blocos, e, os elementos que constituem as estacas, por se tratar de elementos com diferentes resistências foram discretizados em grupos diferentes. O outro conjunto é o conjunto de barras discretizados com o elemento LINK8 que representam as barras de armadura inseridas no concreto.

A geometria dos blocos, pilares e estacas foi criada com volumes, posteriormente criou-se a malha de aproximadamente 2 cm, elaborada assim com base na análise comparativa que se fez anteriormente com outros modelos de blocos sobre estacas e vigas, o grau de refinamento da malha adotado também levou em consideração o trabalho computacional e a confiabilidade do resultado.

A figura 6.3 apresenta a malha adotada para os elementos sólidos.

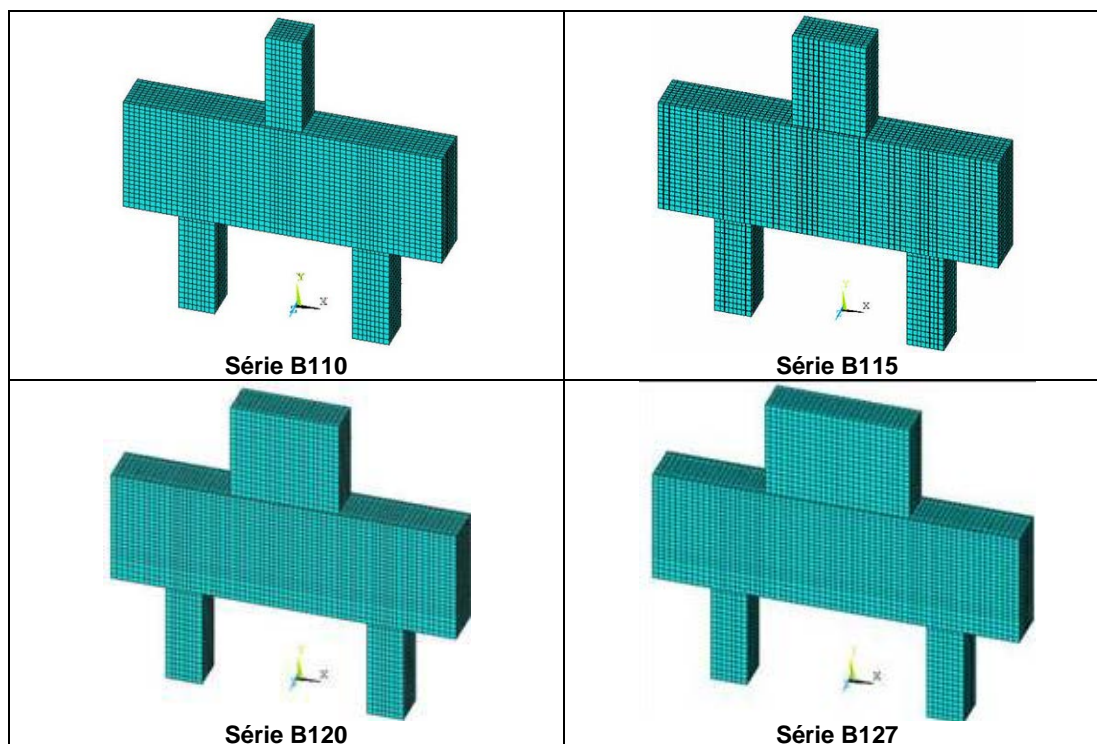


Figura 6.3 – Malha de elementos finitos dos modelos de bloco

Após a construção da malha dos elementos sólidos, os elementos de barra, que representam as armaduras das barras de aço foram modelados sobre a malha. A figura 6.4 mostra a modelagem dos elementos de barra de um modelo de cada série dos blocos.

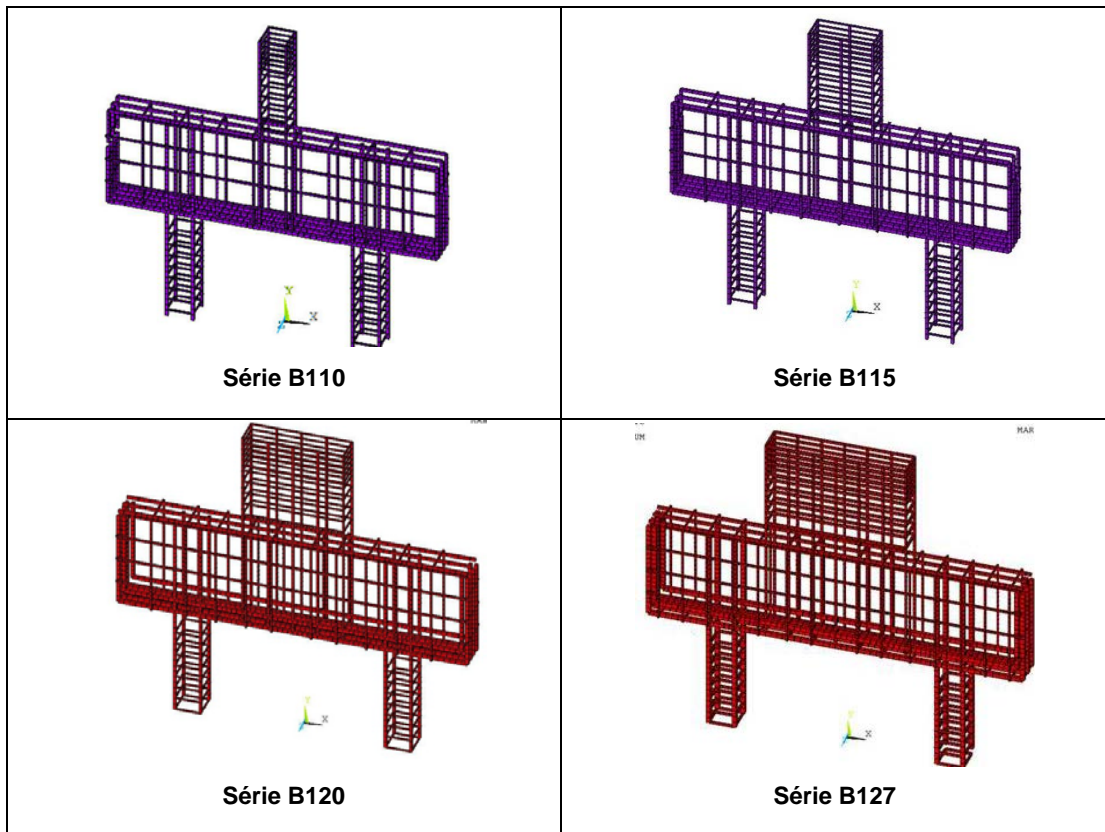


Figura 6.4 – Elementos de barra que representam a armadura de aço

6.4. Relações constitutivas e propriedades dos materiais

A modelagem do concreto armado no programa Ansys pode ser feita de várias maneiras. Por meio da análise paramétrica e de revisão de muitos trabalhos que utilizaram esse programa pode-se definir as relações constitutivas dos materiais da forma que mais se aproximassem dos modelos experimentais.

As propriedades mecânicas dos materiais, utilizadas no modelo numérico, foram os valores médios determinados nos ensaios experimentais dos materiais, apresentadas no capítulo 4.

As demais relações adotadas são apresentadas a seguir.

6.4.1. Concreto

O comportamento do concreto foi representado por dois modelos constitutivos disponibilizados pelo programa ANSYS.

Para definir o comportamento elástico-linear do material foi necessário fornecer os dados de módulo de elasticidade longitudinal do concreto e o coeficiente de Poisson. Para o módulo de elasticidade foi adotado o valor médio experimental e o coeficiente de Poisson foi adotado igual a 0,2 em conformidade com ABNT NBR6118:2007.

O comportamento do concreto a tração foi representado pelo modelo Concrete que tem como base o modelo de Willan-Warnke. Com este modelo é possível simular a fissuração do concreto quando submetido a tensões de tração, sendo necessário fornecer os seguintes parâmetros: os coeficientes de transferência de cisalhamento para fissura aberta e para fissura fechada; a resistência última à tração do concreto e a resistência última à compressão. Para os valores das resistências últimas foram adotadas os valores médios experimentais.

Para definição dos coeficientes de abertura de fissuras, e foram pesquisados muitos trabalhos entre eles Delalibera (2006), Kotinda (2006), Molina (2008), Nogueira et al. (2010) e Wolanski (2004) e realizados diversos testes em modelos de vigas e blocos. Os valores adotados foram respectivamente 0,2 para fissuras abertas e 0,6 para fissuras fechadas.

Com o objetivo de representar o comportamento do concreto com um critério que representasse a ruptura frágil e a plastificação a resposta do concreto à compressão foi desabilitada no modelo Concrete, simulando uma ruptura frágil à tração aliado ao critério de Von Mises simulando plastificação na compressão. Esta estratégia foi adotada por muitos pesquisadores, como Nogueira et al. (2010) e Wolanski (2004), já que o modelo Concrete apresenta muitas instabilidades numéricas quando utilizado na sua forma integral. O modelo constitutivo adotado na compressão foi do tipo multilinear com encruamento isótropo, e a curva tensão-deformação utilizada com base nos dados experimentais. Os valores experimentais utilizados foram os valores médios, para utilização desses valores utilizou-se uma curva sendo o trecho linear considerado até $0,3 f_{cm}$ para determinação do E_{cm} , para o outro trecho da curva utilizou-se a equação sugerida pela ABNT NBR 6118 (2007).

No item 6.4.3, na tabela 6.1 são apresentados os valores utilizados no modelo numérico, adaptados com dados experimentais.

6.4.2. Barras de aço

Para as barras de aço foi considerado o critério de plastificação de Von-Mises. Representou-se uma curva Tensão-Deformação com base no modelo elastoplástico perfeito. A idealização da curva tensão deformação é mostrada na figura 6.5.

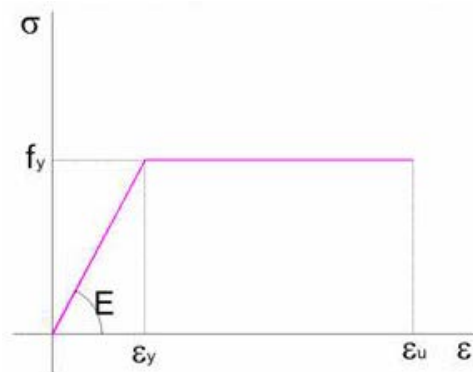


Figura 6.5 – Modelo constitutivo adotado para as barras de aço da armadura

O modelo constitutivo utilizado no programa Ansys foi do tipo bilinear, sendo necessário fornecer o módulo plástico do aço (E_T). Os valores para confecção da curva foram adotados em conformidade com os ensaios experimentais, porém, foi adotado um valor médio que foi considerado para todas as barras de armadura. Os dados fornecidos ao programa são mostrados no resumo do item 6.4.3.

6.4.3. Resumo das propriedades dos materiais

A tabela 6.1 mostra as propriedades dos materiais adotadas para o modelo numérico em conformidade com os dados experimentais.

Tabela 6.1 – Propriedades dos materiais nos modelos numéricos

Material - elemento	Propriedades Lineares	Propriedades Não lineares	
1 (bloco-pilar) Solid 65	$E_{ci,exp,m} = 3511 \text{ kN/cm}^2$ $\nu = 0,2$	Tração (concrete)	
		$ShrCf - Op = 0,2$	
		$ShrCf - Cl = 0,6$	
		$f_{ct,m} = 0,297 \text{ kN/cm}^2$	
		Compressão (multilinear isotropic)	
		Deformação	Tensão (kN/cm^2)
		0,0000000	0,000
0,0002890	1,015		
0,0010000	2,540		
0,0015000	3,174		
0,0020000	3,386		
0,0035000	3,386		
2 (aço) Link 8	$E_{s,exp,m} = 20.209,40 \text{ kN/cm}^2$ $\nu = 0,3$	$f_{y,m} = 57,29 \text{ kN/cm}^2$	
		Mód. Tang. = 22,09 (E_T)	
3 (estacas) Solid 65	$E_{ci,exp,m} = 4681 \text{ kN/cm}^2$ $\nu = 0,2$	Tração (concrete)	
		$ShrCf - Op = 0,2$	
		$ShrCf - Cl = 0,6$	
		$f_{ct,m} = 0,46 \text{ kN/cm}^2$	
		Compressão (multilinear isotropic)	
		Deformação	Tensão (kN/cm^2)
		0,0000000	0,000
0,0005031	2,355		
0,0010000	5,888		
0,0015000	7,359		
0,0020000	7,850		
0,0035000	7,850		

6.5. Condições de contorno e aplicação da força

As condições de contorno e a aplicação das forças nos modelos numéricos foram definidas de modo que estes fossem semelhantes aos modelos ensaiados no laboratório.

No modelo experimental as forças foram distribuídas no topo do pilar por meio de uma placa metálica, e assim como no modelo experimental no modelo numérico a aplicação de forças se deu no topo do pilar. Para não aplicar uma força concentrada, a força foi dividida pelo número de nós e foi distribuída por nós. A figura 6.6 mostra a aplicação de forças no topo do pilar dos modelos numéricos.

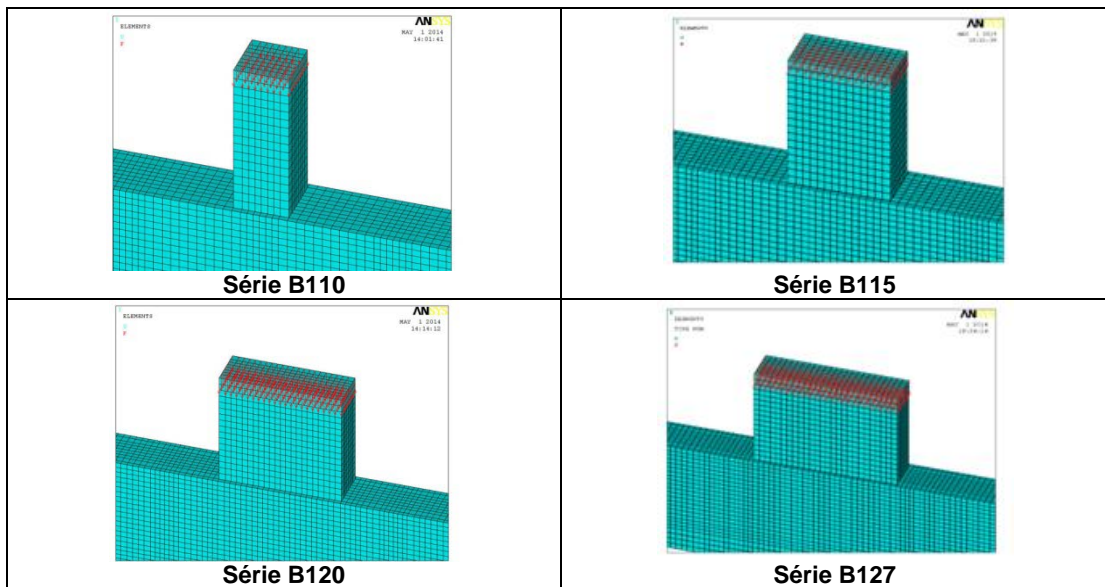


Figura 6.6 – Modelos numéricos com forças aplicadas no topo dos pilares

Para definir as condições de contorno de vinculações nas estacas, além de vários testes, uma revisão bibliográfica foi realizada, e esta é apresentada de maneira breve para justificar o que foi adotado nos modelos numéricos deste trabalho.

Delalibera (2006) considerou em seus modelos numéricos apenas o impedimento das translações da direção vertical. Apesar da obtenção de bons resultados entre modelos numéricos e experimentais, em seus ensaios experimentais os modelos foram apoiados no chão e a condição das estacas após a acomodação das forças acabou gerando um “engastamento” na base.

Na pesquisa de Oliveira (2013) foi realizado o estudo de modelos de blocos sobre cinco e seis estacas por meio de simulações numéricas. O autor considerou a existência de uma reação vertical na base das estacas simulando a deslocabilidade do solo. O principal objetivo foi reproduzir os ensaios ocorridos em laboratório, comparando a rigidez da máquina de ensaio com a do modelo, pode-se assumir que o coeficiente de reação vertical terá um valor que se aproxima da idealização de um apoio rígido.

Barros (2013) adotou para os modelos numéricos o impedimento das translações verticais, impedindo em pelo menos outro nó todos os movimentos, evitando assim o movimento de corpo rígido do modelo numérico. Apesar disso, ele afirma que em seus ensaios experimentais, por haver registros de pouca movimentação nos transdutores de deslocamento, poderia se considerar como um apoio rígido. Em outra pesquisa Barros e Giongo (2010) analisaram a influência do tipo de vinculação em modelos de blocos sobre duas estacas, modelando blocos com estacas com restrições em todas as direções, e outro

com restrição vertical e restrição de apenas um nó em todas as direções e verificaram que essas diferenças influenciam a distribuição de tensões na estaca e não a distribuição de tensões no bloco.

O tipo de ensaio experimental realizado nesta pesquisa se assemelha aquele feito por Barros (2013), em que não houve movimentação da estaca, medida por transdutores de deslocamento na base da estaca, portanto, nos modelos numéricos definiram-se que todas as translações verticais seriam impedidas nos nós da face inferior da estaca, impedindo-se todos os movimentos em apenas um nó, evitando-se o movimento de corpo rígido.

6.6. Aspectos da análise não linear

Para resolução do sistema de equações não lineares utilizou-se o algoritmo de Newton-Raphson combinado a um acelerador de convergência do tipo “*Line Search*”. O procedimento consiste em multiplicar o vetor de incremento de deslocamentos por um fator s ($0,05 < s < 1,0$), determinado pela minimização da energia do sistema.

Utilizou-se ainda para solução das equações um recurso do programa ANSYS denominado “*Direct Sparse*”, recomendado para modelos com mais de um tipo de elemento. O método é um processo de eliminação direta, envolvendo a decomposição da matriz de rigidez em matrizes triangulares, superior e inferior ($K=LU$). Parte-se do princípio que a matriz de rigidez é do tipo esparsa, e, é realizada uma reordenação das linhas da matriz K antes de sua decomposição em LU , de forma a minimizar o número de operações, otimizando o processo. Um recurso denominado “*Adaptive Descent*” foi configurado para ser utilizado quando necessário. Este consiste em alternar a configuração da matriz de rigidez entre secante e tangente, caso seja identificada, respectivamente, divergência ou convergência no processo.

O incremento de força foi controlado utilizando-se o recurso do ANSYS denominado “*Automatic Load Stepping*”. De acordo com o manual do programa este recurso reduz o valor do incremento quando a previsão do número de iterações ultrapassa o limite estabelecido ou ainda no caso de deslocamentos excessivos. O incremento de força também pode ser aumentado se o modelo passa a convergir. O valor do incremento utilizado nos modelos foi o valor da força dividido por 150. O critério de convergência utilizado foi de deslocamentos com tolerância de 0,05.

6.7. Resultados obtidos nos modelos numéricos

De forma geral os modelos numéricos apresentaram comportamento semelhante ao modelo experimental, principalmente no que diz respeito a formação de campos e fluxos de tensões.

O programa ANSYS apresenta um repertório enorme de resultados, porém os resultados de interesse referem-se aos campos de tensões principais, que apresentarão o funcionamento estrutural do bloco; as tensões nas armaduras, que permitirão a comparação com o modelo experimental e a investigação da transferência de forças do pilar para o bloco; e, a configuração final de fissuras.

Os principais resultados analisados são mostrados a seguir.

6.7.1. Campos de tensões principais

Os campos das tensões principais mostram os valores das tensões no modelo numérico após o processamento. Com isto é possível ter um entendimento do funcionamento do bloco.

Os campos de tensões de compressão mostram a formação da biela de compressão nos blocos. Além disso, a delimitação do campo mostra de forma clara a formação das regiões nodais junto ao pilar e junto à estaca. Escolheu-se um dos modelos da série B115 para mostra a evolução das tensões em várias etapas da aplicação das forças, isto é mostrado na figura 6.7.

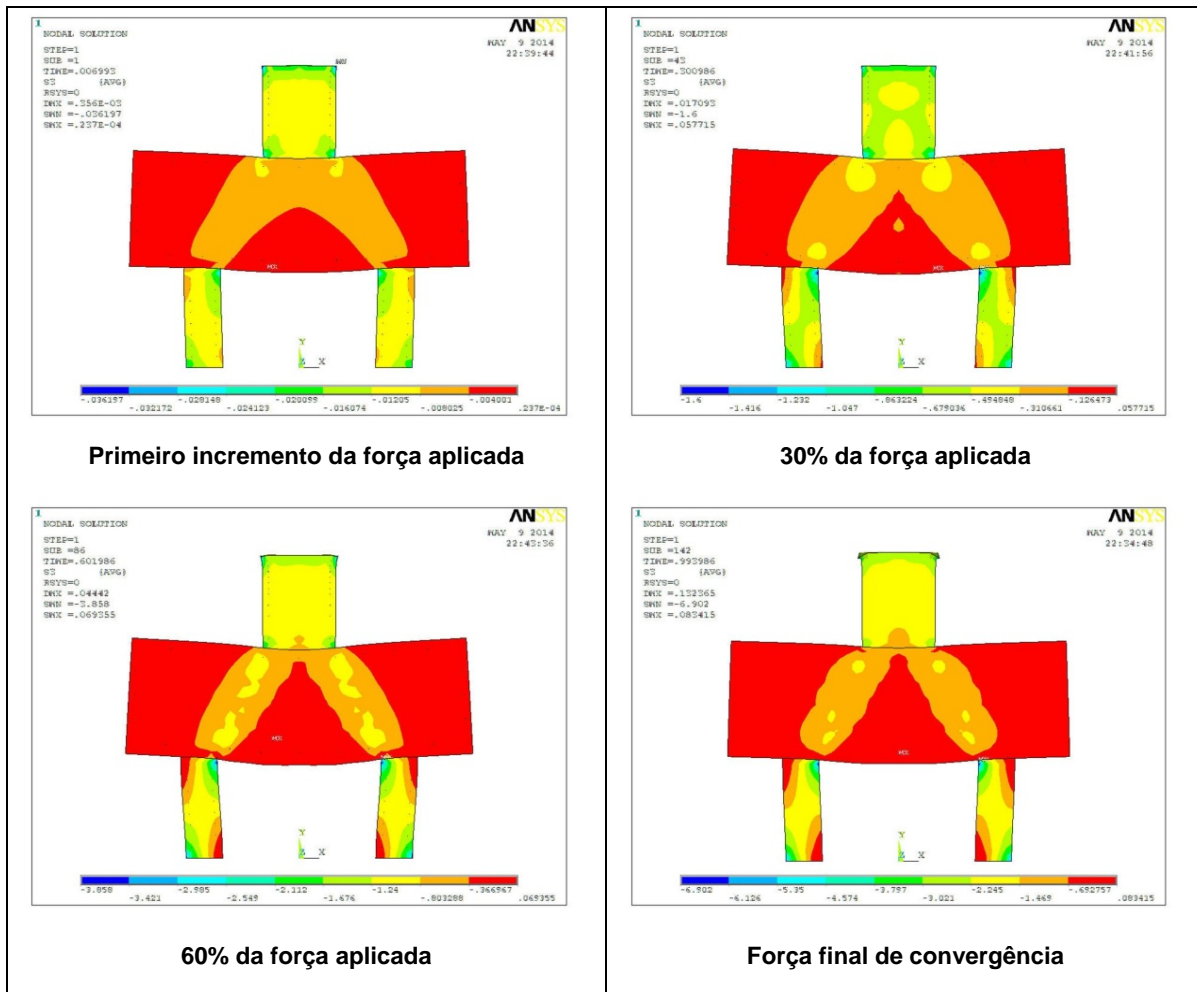


Figura 6.7 – Campos de tensões de compressão em várias etapas da aplicação da força

Como pode ser visto na figura 6.8 as bielas de compressão vão se formando com a aplicação dos incrementos de força. É possível notar ainda a distribuição de forças nas estacas, e a formação das regiões nodais. A distribuição de tensões ocorreu de forma análoga nos demais modelos, existindo algumas diferenças nos valores das tensões máximas com a variação das taxas de armadura do pilar.

Para avaliar estas diferenças foram destacadas apenas as regiões do pilar e bloco. A figura 6.8 mostra os campos de tensão de compressão nos modelos das séries, na última etapa da força aplicada, a unidade utilizada é kN/cm^2 .

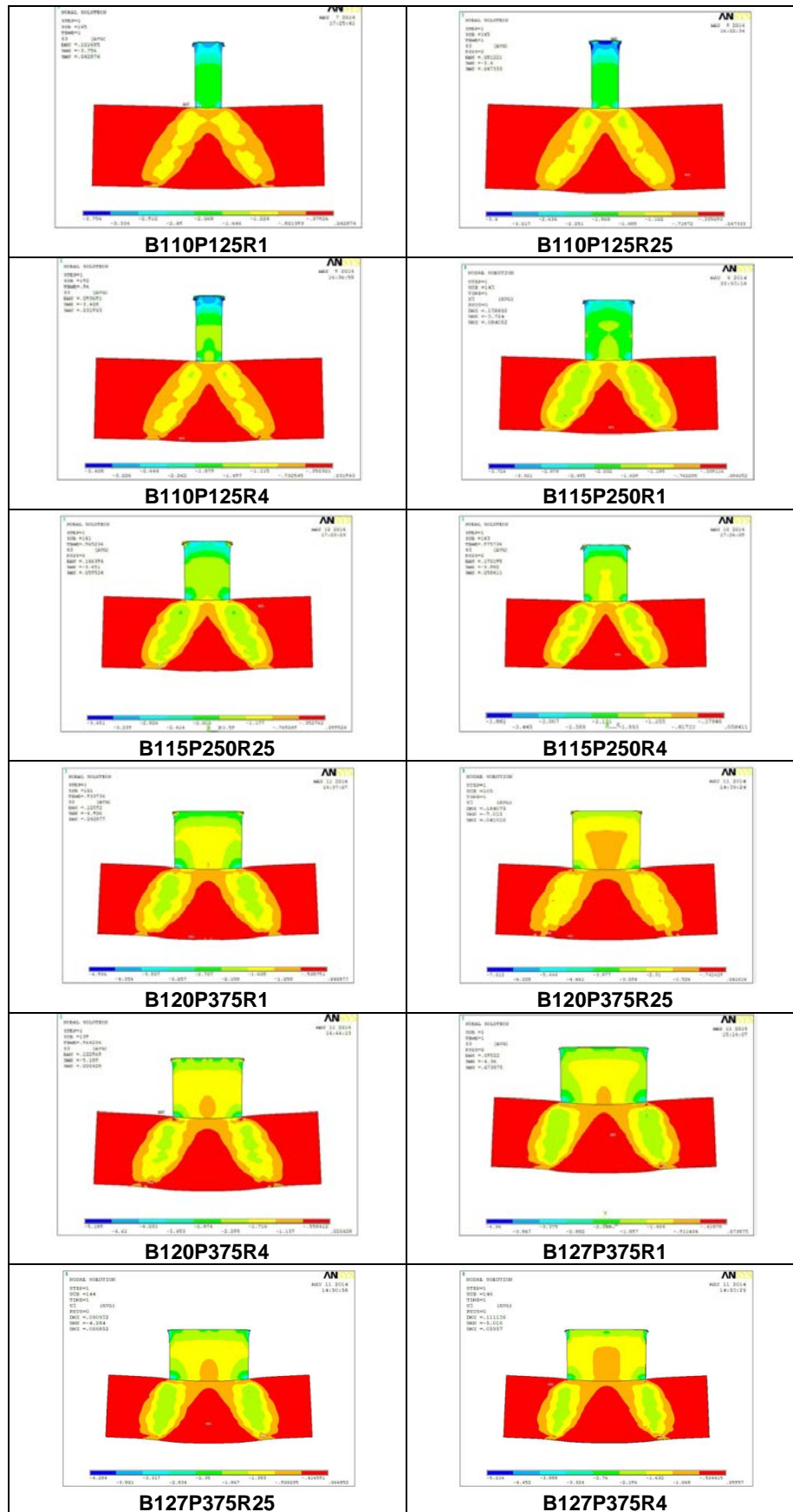


Figura 6.8 – Fluxo de tensões de compressão B110 nos modelos da série

Na figura 6.8 foram ocultados os elementos das estacas para que se pudesse aumentar a escala de tensões para melhor visualização destas.

O contorno do fluxo de tensões foi feito e colocados sobrepostos, para que se pudesse analisar a influencia das diferentes taxas de armaduras dos pilares nessa formação. A figura 6.9 mostra o contorno dos fluxos nos modelos das séries.

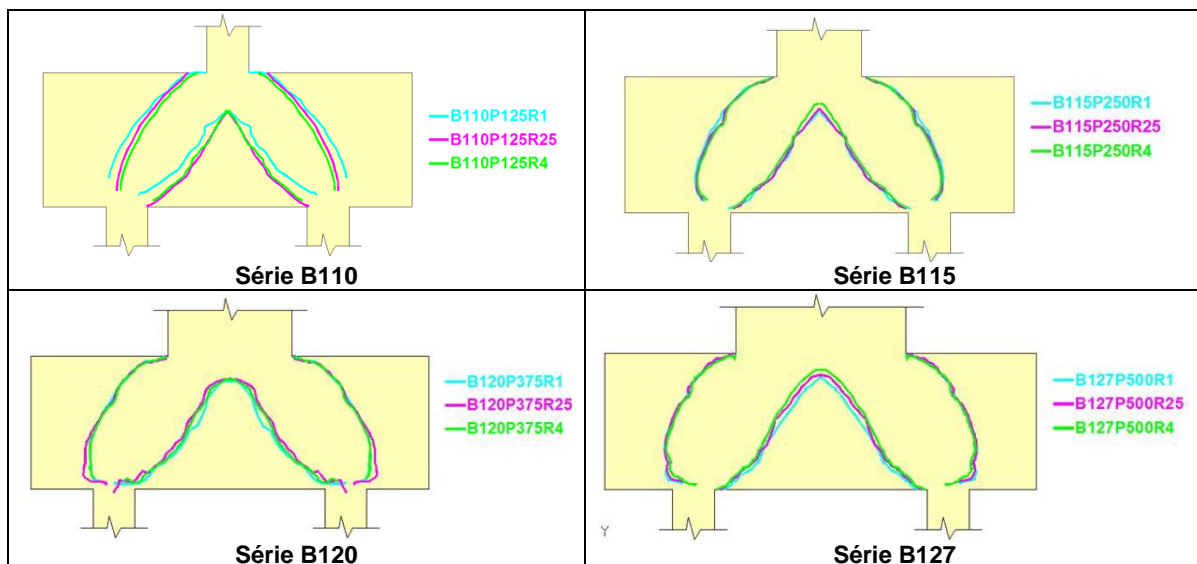


Figura 6.9 – Contorno dos campos de tensões nas séries

A figura 6.9 mostrou o contorno dos fluxos de tensões dos diferentes modelos da mesma série sobrepostos em uma única figura. O desenho não evidenciou muitas diferenças na formação dos campos de tensão de compressão na etapa final de força entre os modelos com diferentes taxas geométricas de armadura.

Obteve-se uma visualização em planta das tensões de compressão, em que pode se notar a largura das bielas, e a expansão que tiveram nos modelos numéricos dos blocos. As contas em que se obtiveram as visualizações são conforme a mostra na figura 6.10.

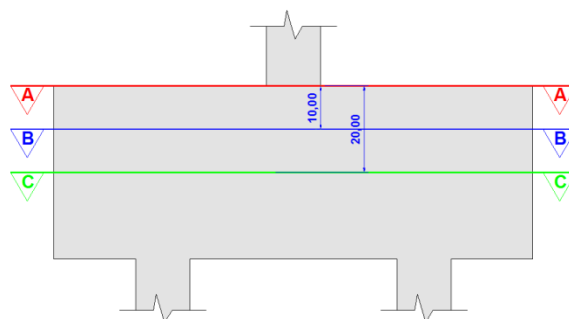


Figura 6.10 – Cotas em que se visualizaram tensões de compressão em planta

Nas cotas visualizadas é possível comparar, nos modelos da mesma série, como se deu a expansão das bielas em diferentes profundidades do bloco partindo do encontro do pilar com o bloco. As visualizações foram obtidas na força final de convergência dos modelos.

A figura 6.11 mostra os modelos da série B110.

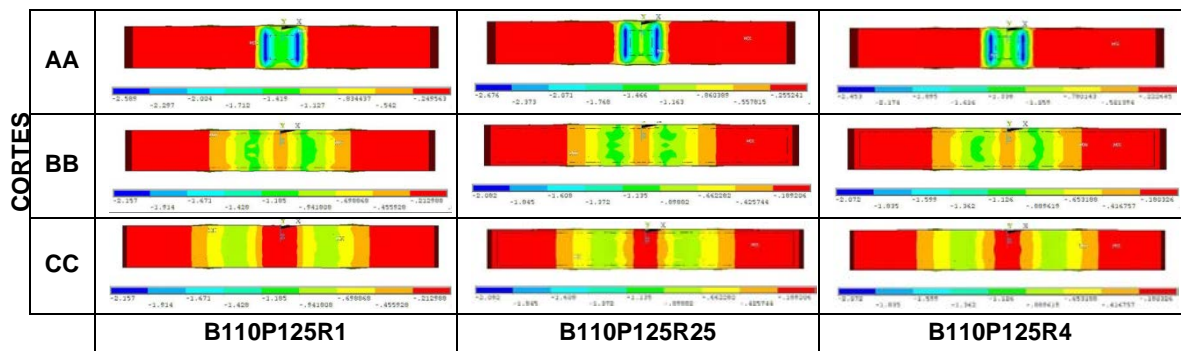


Figura 6.11 – Tensões de compressão em planta, nos diferentes cortes – série B110

A figura 6.11 mostra as tensões de compressão na região nodal do pilar. Os cortes das visualizações são conforme a figura 6.10, para essa série de modelos as diferenças na distribuição de tensões nessa região são mínimas.

A figura 6.12 mostra as tensões de compressão na região nodal dos pilares, dos modelos da série B115.

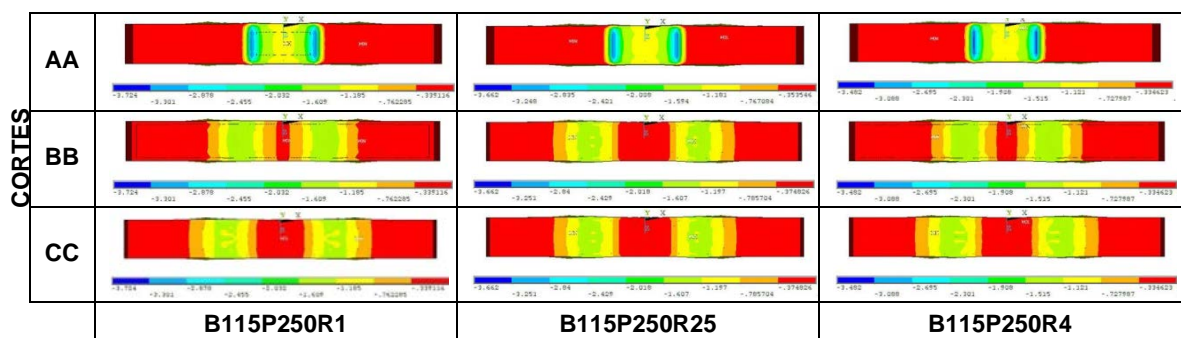


Figura 6.12 – Tensões de compressão em planta, nos diferentes cortes –série B115

Na figura 6.12 são visualizadas as tensões de compressão na região nodal do pilar. No corte AA, região de encontro do pilar com o bloco, verifica-se que a região de maior concentração de tensões são os cantos dos pilares, sendo que a maior tensão ocorre no modelo B115P250R1. O fluxo das tensões formam as bielas, pode-se verificar que a intensidade de tensões máximas na biela ocorre no modelo com menor taxa de armadura geométrica no pilar (B115P250R1).

A figura 6.13 mostra as tensões de compressão nos modelos da série B120, na região do pilar (vista em planta).

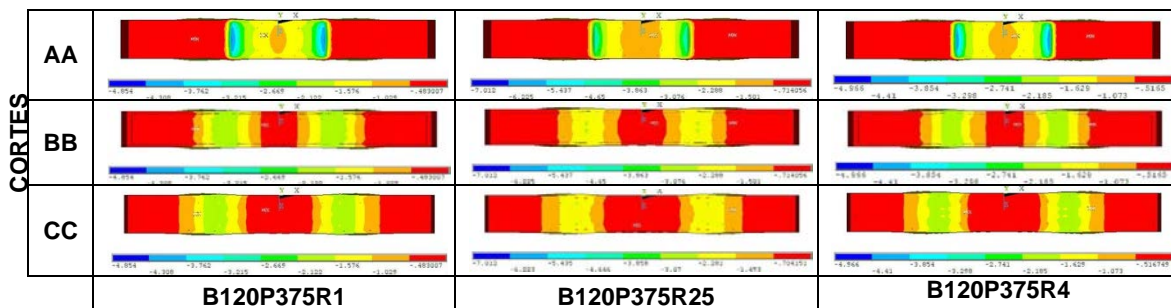


Figura 6.13 – Tensões de compressão em planta, nos diferentes cortes –série B120

Na figura 6.13 pode-se verificar no corte AA de todos os modelos um concentração de tensões nos cantos dos pilares. As tensões são dissipadas de forma semelhante em todos os modelos analisando-se os demais cortes

Na figura 6.14 visualizam-se, nos modelos da série B127, as tensões de compressão em planta nas posições dos cortes mostrados na figura 6.10.

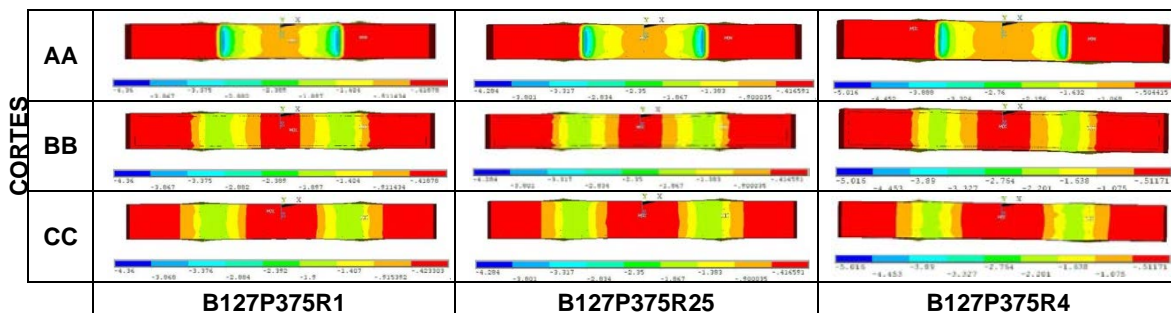


Figura 6.14 – Tensões de compressão em planta, nos diferentes cortes –série B110

A figura 6.14 mostra que nos modelos da série B127 as diferentes taxas de armadura do pilar não influenciam o fluxo de tensões de compressão, assim como mostrados nos demais modelos analisados.

6.7.2. Tensão nas barras de armadura

As tensões nas barras das armaduras dos modelos numéricos foram obtidas por meio da visualização dos elementos de barra que compuseram a armadura, formadas pelo elemento link 8.

As figuras 6.15 e 6.16 mostram as tensões de tração e compressão nos elementos das barras dos modelos numéricos, na última etapa de força aplicada.

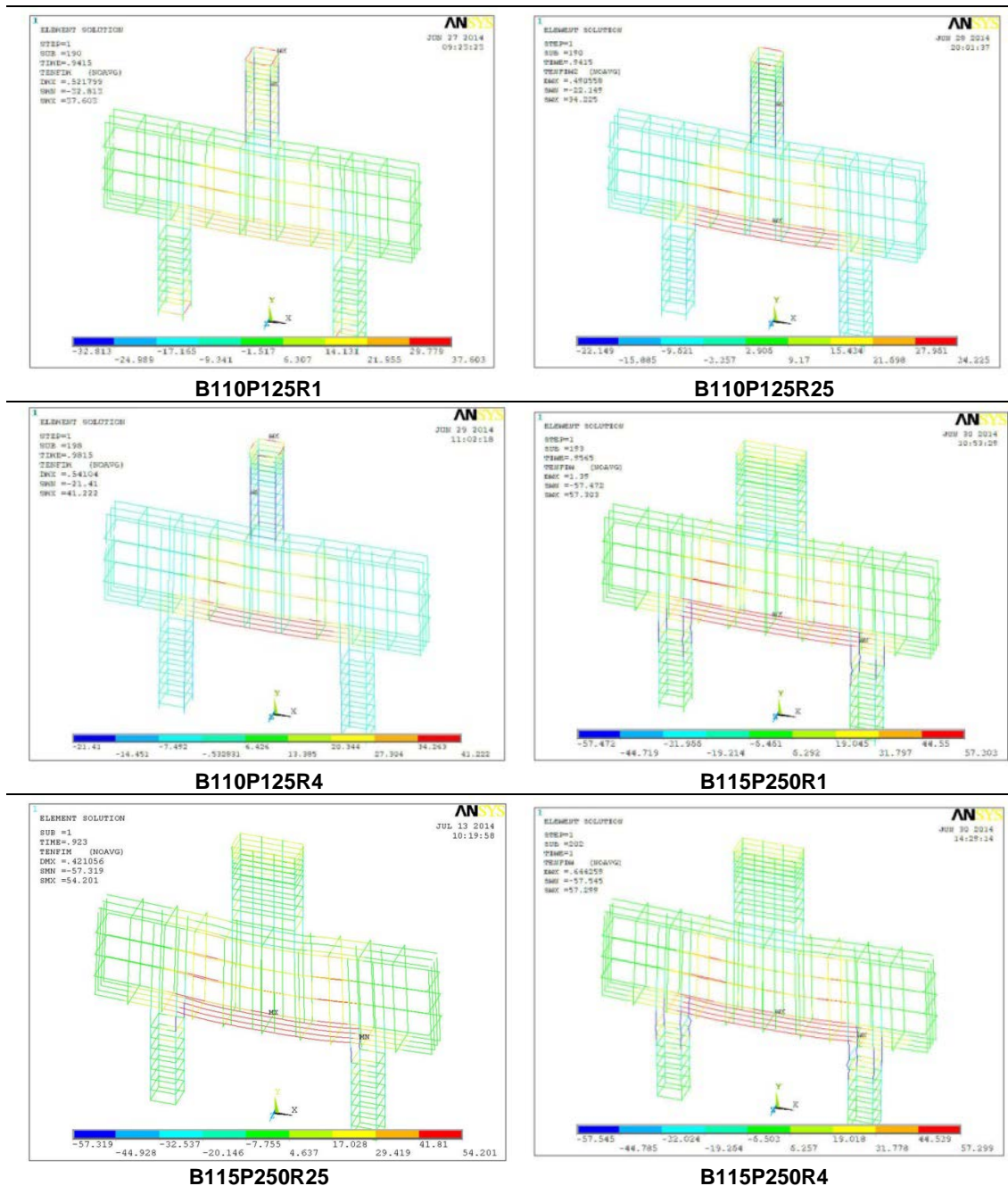


Figura 6.15 – Tensões nos elementos Link 8 que compõem as barras de armadura.

As solicitações das barras que representam as armaduras dos modelos numéricos da série B110, mostradas na figura 6.15 foram semelhantes ao comportamento das barras de armadura do modelo experimental. Observam-se grandes solicitações de compressão nos pilares, as deformações de tração do primeiro estribo, próximo à superfície do pilar, ficaram próximas ao escoamento. Houve escoamento da armadura do primeiro estribo (na parte superior do pilar) no modelo B110P125R1. Nos modelos numéricos não foram projetadas armaduras de fretagem como no modelo experimental. Há grandes solicitações de tração nas barras de armadura inferior (tirante) e nos estribos horizontais.

O comportamento das barras de armadura dos modelos da série B115, conforme mostra a figura 6.15, é semelhante ao descrito para os modelos da série B110, porém nesses houve escoamento das armaduras longitudinais das estacas.

Na figura 6.16 é mostrado as tensões nos elementos que representam as barras de armadura dos modelos da série B120 e B127.

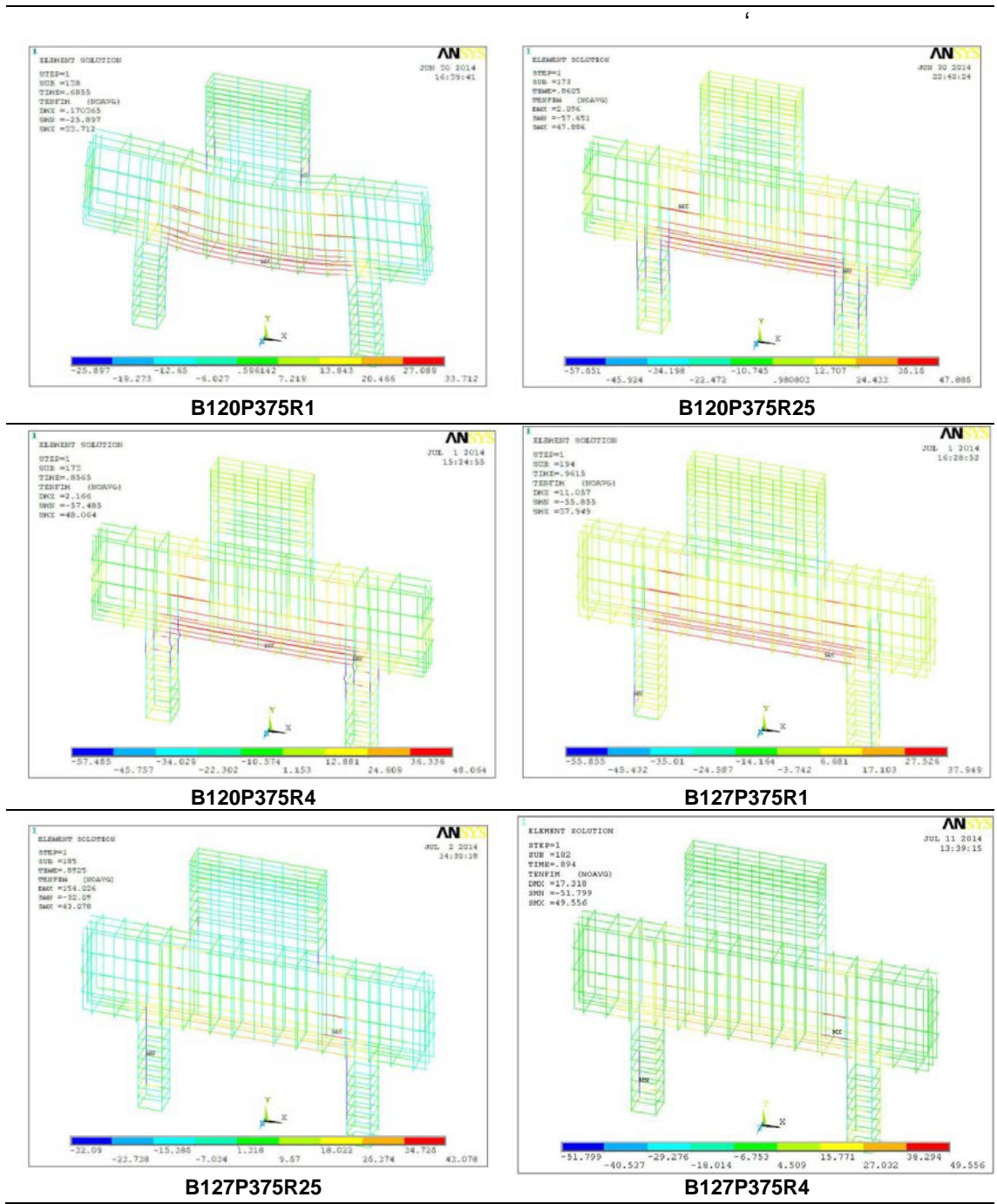


Figura 6.16 – Tensões nos elementos Link 8 que compõem as barras de armadura.

Nos modelos da série B120 e B127 as tensões nos elementos que representam as barras de armadura do modelo, mostradas na figura 6.16, tiveram o comportamento análogo ao comportamento das barras de armadura do modelo experimental. Conforme a visualização das tensões os modelos apresentaram grandes solicitações de tração na parte inferior do bloco, onde se localiza as armaduras dos tirantes, há solicitação também dos estribos horizontais, principalmente na região em que este é interceptado pela biela de compressão. Nos modelos da série B120 também houve escoamento da armadura longitudinal de estacas.

Pode-se concluir que as tensões nas armaduras dos modelos numéricos, mostradas nas figuras 6.15 e 6.16 se comportam de forma análoga ao modelo experimental. Na maioria dos modelos as maiores solicitações de tração se encontram na região central do bloco, os estribos horizontais também são solicitados. A armadura do pilar é comprimida até certa altura do bloco. Também é possível observar que a armadura do tirante sofre deformação até aproximadamente o eixo da estaca, pois a tensão tende a valores próximos a zero após esse ponto.

Obtiveram-se os valores de tensões máximas nas barras de armadura dos tirantes. A tabela 6.2 mostra os valores dessa tensão no modelo numérico, na última etapa de força.

Tabela 6.2 – Tensão no nó central da barra central de armadura do tirante

Modelo	Tensão – Modelo numérico (MPa)
B110P125R1	261,03
B110P125R25	304,28
B110P125R4	339,93
B115P250R1	509,72
B115P250R25	481,98
B115P250R4	509,52
B120P375R1	299,76
B120P375R25	420,69
B120P375R4	427,38
B127P500R1	337,39
B127P500R25	292,10
B127P500R4	328,68

Na tabela 6.2 foi possível detectar que nos modelos da série B110 conforme se aumentou a taxa de armadura do pilar a tensão máxima detectada na mesma etapa de força foi maior, ou seja, os tirantes foram mais solicitados nos modelos com pilares com maior taxa de armadura geométrica. Já nos modelos da série B115 as tensões foram semelhantes nos modelos B115P250R1 e B115P250R4. Nos modelos da série B120 a maior tensão nas barras de armadura no tirante também ocorreu no modelo com maior taxa de armadura no

pilar, o modelo B120P375R4. Na série B127 o modelo B127P500R1 teve tensão maior que o modelo B127P500R25.

As tensões nas barras de armaduras dos tirantes foram distribuídas igualmente nas barras da primeira camada de armadura dos modelos da série B110, B115 e B120, conforme mostra a figura 6.17.

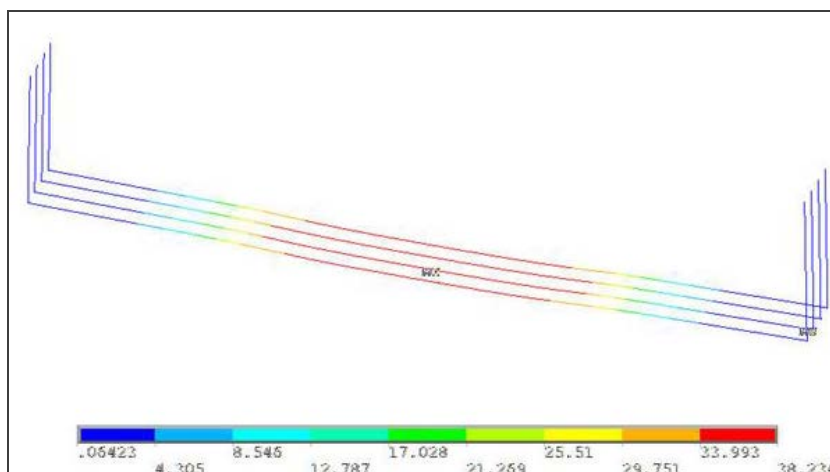


Figura 6.17 – Tensões nos elementos Link 8 que compõem as barras de armadura do tirante na primeira camada

Na figura 6.17 detectou-se também que as máximas tensões ocorrem no centro das barras de armadura e vão diminuindo ao longo do comprimento dessas. Analisando essas tensões pode-se notar que as barras representadas pelo elemento *LINK8*, são solicitadas até aproximadamente a face externa da estaca. Esse fato também comprova a influência da biela comprimida na distribuição de tensões da armadura do tirante, o mesmo ocorreu nos modelos experimentais.

Nos modelos da série B127 a distribuição das tensões não foi igual em todas as barras da primeira camada de armadura, conforme mostrado posteriormente, apesar disso as tensões também tendem a zero conforme se aproximam das bordas do bloco.

Entre os modelos da série B110 houve poucas diferenças na distribuição dessas tensões, com a variação da armadura do pilar, mas é possível analisar que partir de certo ponto as tensões tendem a zero, conforme é mostrado na figura 6.18.

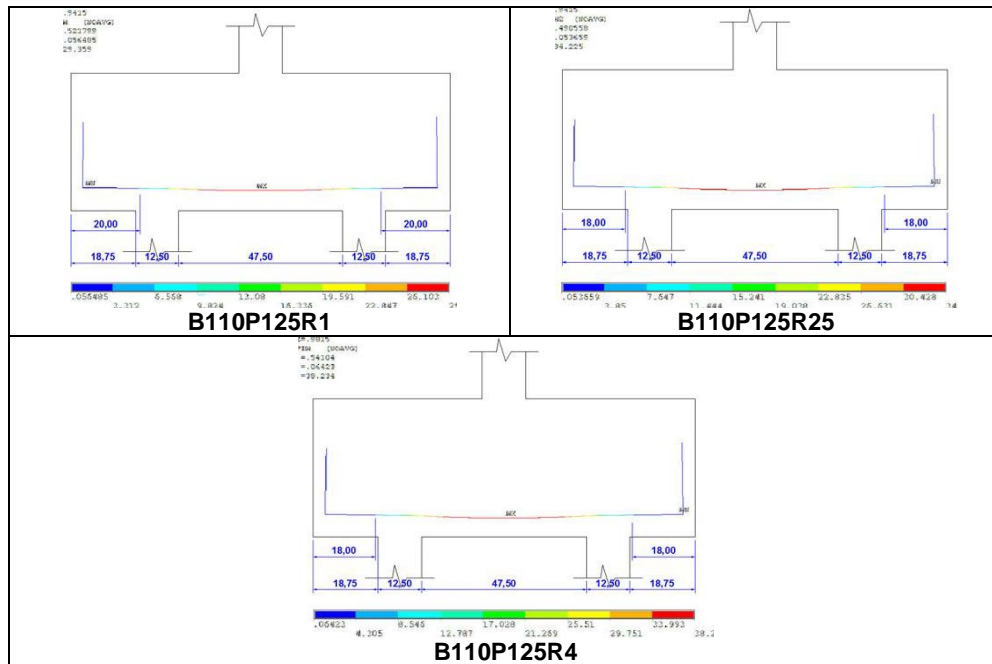


Figura 6.18 – Tensões na barra de armadura do tirante – série B110

Conforme a figura 6.18 as barras da armadura do tirante nos modelos da série B110 estão tracionadas até aproximadamente a face externa da estaca (entre 20 a 18 cm da face do bloco), sendo que a partir desse ponto as tensões de tração ficam próximas de zero.

Nos modelos da série B115 as tensões na armadura do tirante também passaram a tender a zero após cruzar a face externa da estaca conforme a figura 6.19.

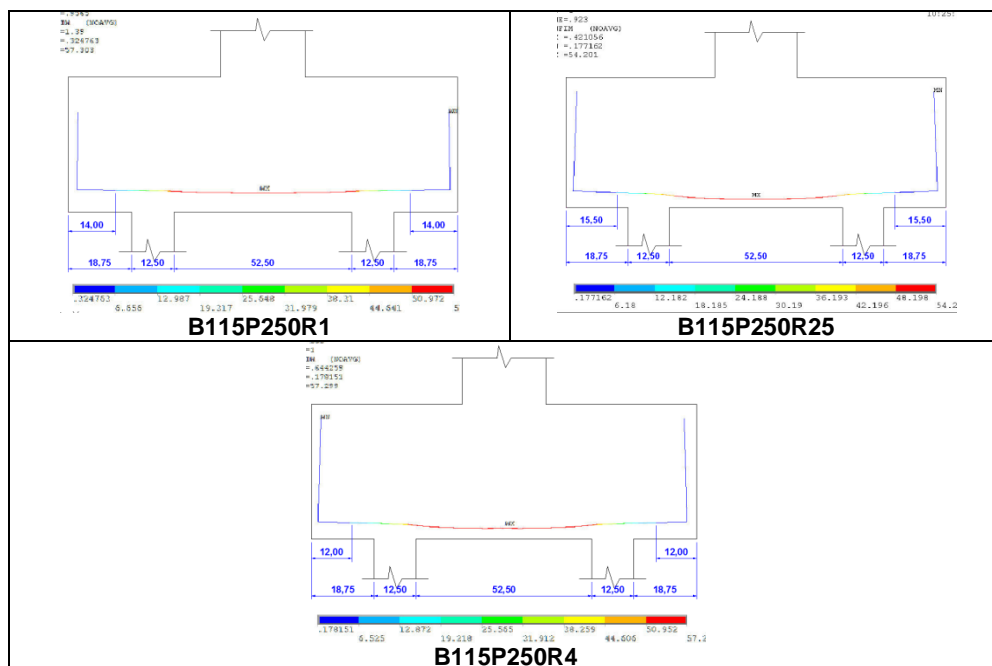


Figura 6.19 – Tensões na barra de armadura do tirante – série B115

Nos modelos da série B115, mostrados na figura 6.19, foi possível observar que as diferentes taxas de armadura nos pilares influenciaram a distribuição de tensões nas barras de armadura do tirante. No modelo B115P250R1 a solicitação de tensão nas barras tende a zero a partir do ponto localizado a 14 cm da face externa do bloco, já no modelo B115P250R4 as solicitações de tração ultrapassam essa distância, e tendem a zero a partir do ponto localizado a 12 cm da face do bloco.

A figura 6.20 mostra as solicitações nas barras de armadura do tirante dos modelos numéricos da série B120.

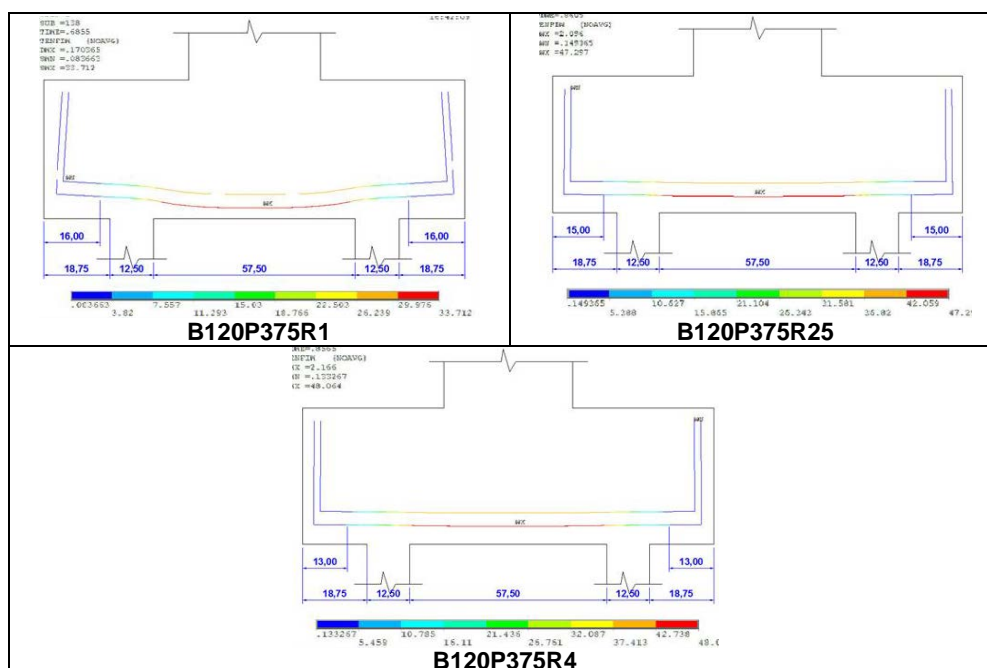


Figura 6.20 – Tensões na barra de armadura do tirante – série B120

As distribuições de tensões nas barras de armadura dos tirantes dos modelos da série B120, mostradas na figura 6.20, também sofreram influência das diferentes taxas de armadura dos pilares, ou seja, nos modelos com maior taxa de armadura as barras são solicitadas em comprimentos maiores. No modelo B120P375R1 a partir da distância de 16 cm medida da face do bloco, as tensões tendem a zero, no modelo B120P375R25 essa distância é aproximadamente 15 cm e no modelo B120P375R4 a distância é igual a 13 cm. Na segunda camada de armadura as solicitações centrais são menores, mas aproximadamente com a mesma distância da camada inferior estas passam a ser próximas de zero.

Nos modelos da série B127 também foi possível analisar as diferentes distribuições de tensões nas barras de armadura dos tirantes, conforme mostra figura 6.21.

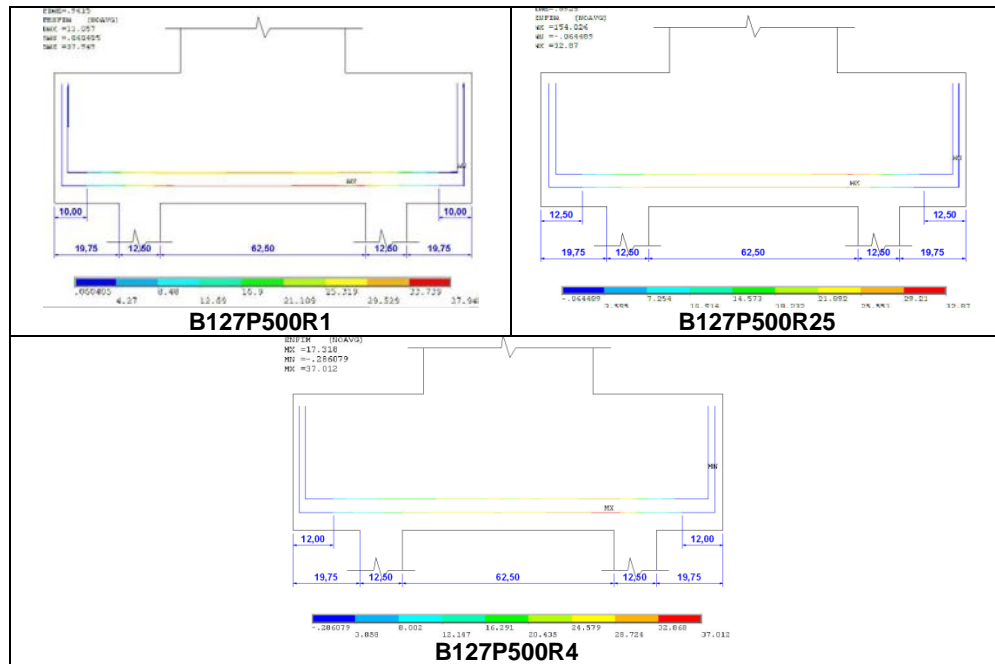


Figura 6.21 – Tensões na barra de armadura do tirante – série B127

Na figura 6.21 os modelos nos modelos da série B127 as tensões nas barras de armadura do tirante também são reduzidas a partir da face externa da estaca. Houve diferenças entre os modelos com diferentes taxas de armaduras nos pilares.

Esta análise das tensões nas barras de armadura do tirante demonstra claramente a influência da biela comprimida na questão da ancoragem da armadura do tirante. Pode-se concluir ainda que a seção do pilar, assim como, a quantidade de armadura no pilar influencia a distribuição de tensões na armadura do tirante. Observou-se que quanto maior a seção transversal do pilar (mais alongada) há menor influência da biela de compressão.

Outro dado importante analisado são os valores da tensão na armadura longitudinal dos pilares. É possível notar as diferenças na transmissão de tensões nas barras de armadura do pilar, as figuras 6.22 e 6.23 mostram essa região nos modelos com diferentes taxas de armadura nos pilares.

Observa-se que as barras de armadura do pilar representadas, foram discretizadas com um elemento de barra, nas visualizações mostradas nas figuras 6.22 e 6.23, são possíveis ver apenas uma das faces do pilar, porém, por se tratar de força centrada as barras foram solicitadas da mesma maneira na outra face. As cotas mostradas na figura, abaixo da face inferior do bloco, coincidem com pontos de instrumentação utilizados nos modelos experimentais.

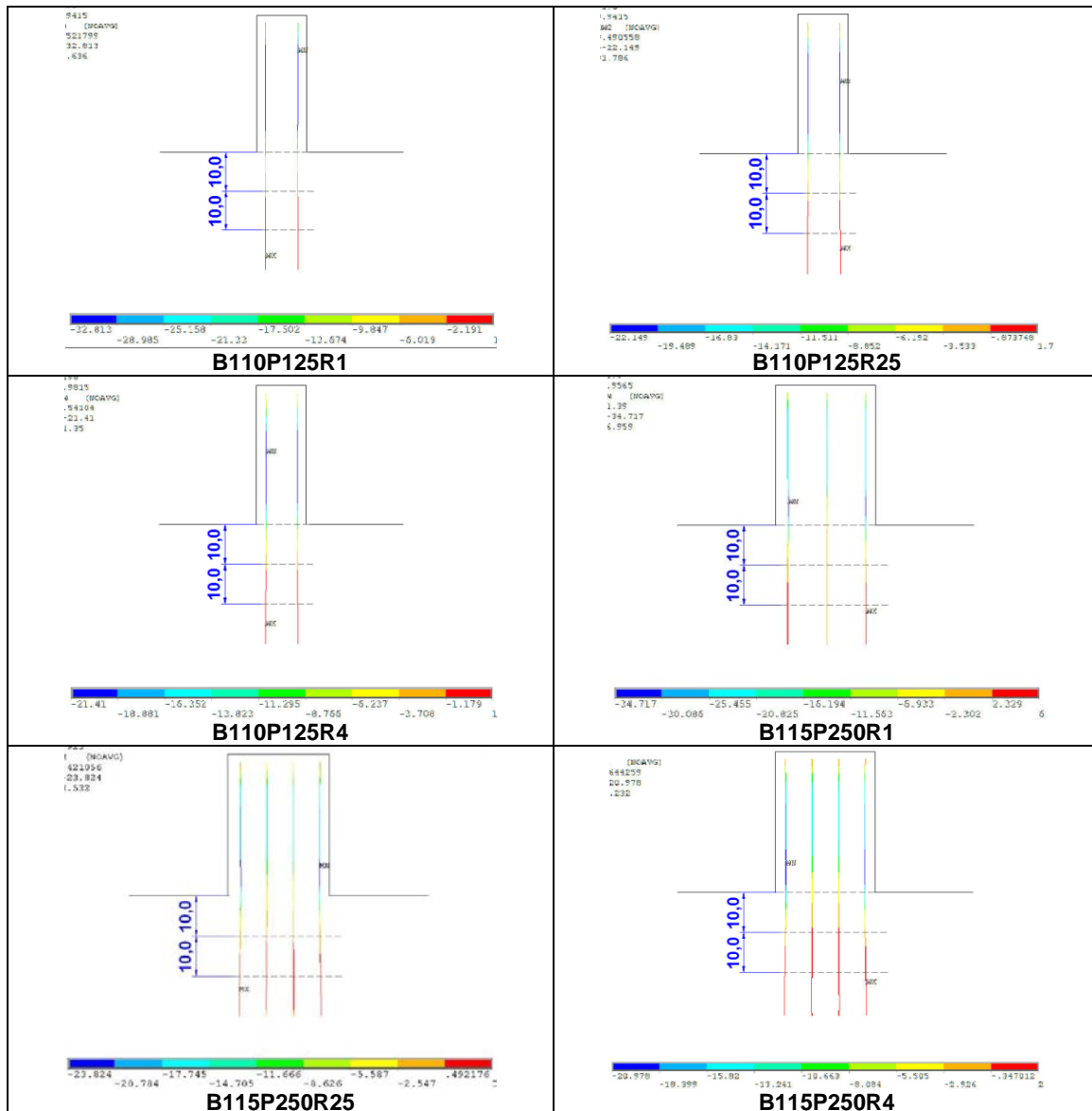


Figura 6.22 – Tensões nos elementos das barras de armadura do pilar –B110 e B115

Nos modelos da série B110 todas as barras de armadura dos pilares estão submetidas à mesma tensão. Conforme mostra a figura 6.22 é possível verificar que as tensões vão diminuindo ao longo da altura do pilar. Na cota 20 cm todos os modelos ainda apresentaram tensões de compressão, demonstrando que as barras ainda estão transmitindo a força aplicada no pilar para o bloco, no modelo B110P125R1 a tensão de compressão nessa profundidade é maior comparada aos demais modelos da mesma série.

Foi possível analisar que nos modelos da série B115 há uma distribuição de tensão diferente entre as barras de armadura longitudinal. No modelo B115P250R1, que foi projetado com três barras de armadura longitudinal em cada face do pilar, verifica-se que no modelo numérico as solicitações são diferentes na barra central; na profundidade de 10 cm, abaixo da face do bloco, as barras estão sob a mesma tensão, já na profundidade de 20 cm, observa-se que a barra central ainda está transmitindo forças (tensão de compressão), e as

barras de extremidade já estão sob tensões de tração. Os demais modelos da série B115 possuíam quatro barras por face de pilar, e, foi possível notar também que as barras da extremidade são solicitadas diferentemente das barras centrais. No modelo B115P250R25, conforme mostra a figura 6.23, na profundidade de 10 cm todas as barras ainda estão sob tensões de compressão, e na profundidade de 20 cm as tensões se aproximam de zero, esse modelo apresentou melhor distribuição de forças entre as barras de armadura. No modelo B115P250R4, que possui taxa de armadura do pilar de 4%, na profundidade de 10 cm, as barras de extremidade ainda estão sob tensões de compressão, já as barras centrais a tensão nessa profundidade está tendendo a zero; na profundidade de 20 cm, todas as barras do modelo B115P250R4 estão submetidas a mesma tensão, tendendo a zero.

Na figura 6.23 são mostradas as distribuições de tensões nas barras dos pilares dos blocos da série B120 e B127.

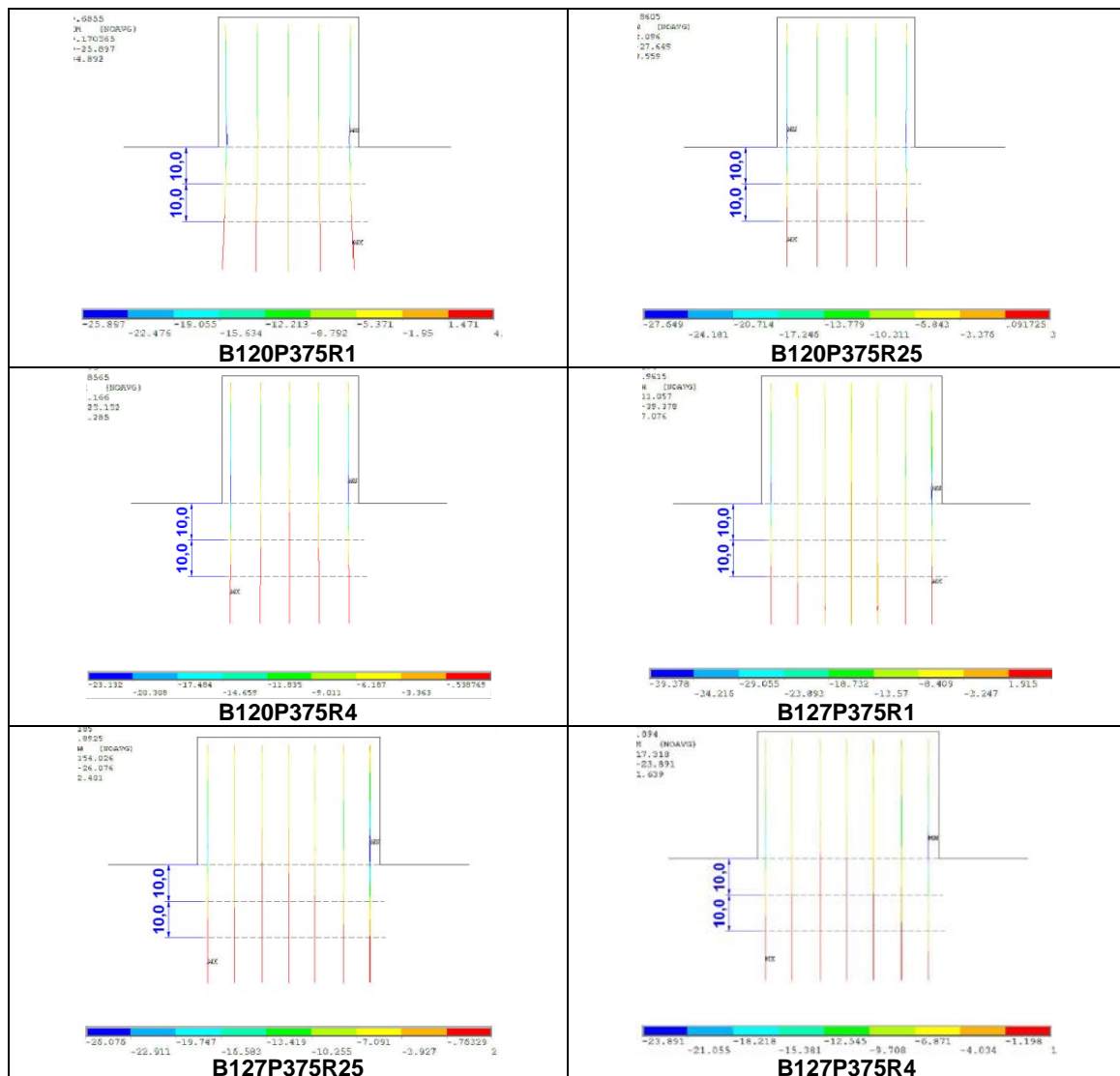


Figura 6.23 – Tensões nos elementos das barras de armadura do pilar –B120 e B127

A distribuição das tensões nas barras de armadura, nos modelos numéricos da série B120, mostrados na figura 6.23, foi diferente. Nessa série os pilares foram projetados com cinco barras de armadura em cada face, é possível verificar as diferentes distribuições de tensões de barras da extremidade e barras centrais. No modelo B120P375R1 na cota de 10 cm abaixo da face superior do bloco, pode-se observar valores semelhantes de tensões nas barras, já na profundidade igual a 20 cm a barra central apresenta tensão de compressão, enquanto que as demais barras apresentam tensões de tração. No modelo B120P375R25, também existe diferentes distribuições de tensões, mas, na profundidade de 20 cm todas as barras estão submetidas a tensões próximas de zero. No modelo B120P375R4 ocorre praticamente o inverso do que ocorreu no modelo B120P375R1, a barra central, na profundidade de 10 cm já apresenta tensões próximas à zero, enquanto que as barras de extremidade ainda apresentam tensões de compressão.

Os pilares dos modelos da série B127 foram projetados com sete barras longitudinais por face. Conforme a figura 6.23, que mostra a distribuição de tensões nas barras de armadura dos pilares dos modelos numéricos, assim como os modelos da série B115 e B120, verificou-se, também, diferentes distribuições de tensões nas barras centrais e de extremidade. No modelo B127P500R1 observa-se que na profundidade de 10 cm (abaixo da face do bloco) as barras apresentam tensões com valores semelhantes, já na profundidade de 20 cm, as três barras centrais estão submetidas a tensão de compressão, e, as barras de extremidade já apresentou tensões de tração. No modelo B127P500R25 as barras centrais apresentam tensões próximas a zero na profundidade de 10 cm, enquanto que, nesta profundidade as barras de extremidade ainda estão solicitadas a compressão; na profundidade de 20 cm, todas as barras apresentam tensões com valores tendendo a zero. O modelo B127P500R4 tem distribuições de tensões semelhantes as apresentadas no modelo B127P500R25.

O principal objetivo dessas visualizações das figuras 6.22 e 6.23 foi mostrar a diferença da transmissão de forças nas barras de armadura dos pilares

6.7.3. Fissuração observada considerando os modelos numéricos

O programa ANSYS permite a visualização das fissuras ocorridas no elemento sólido durante as etapas de aplicação das forças.

As figuras 6.24, 6.25, 6.26 e 6.27 mostram a configuração final de fissuras dos modelos numéricos e dos modelos experimentais.

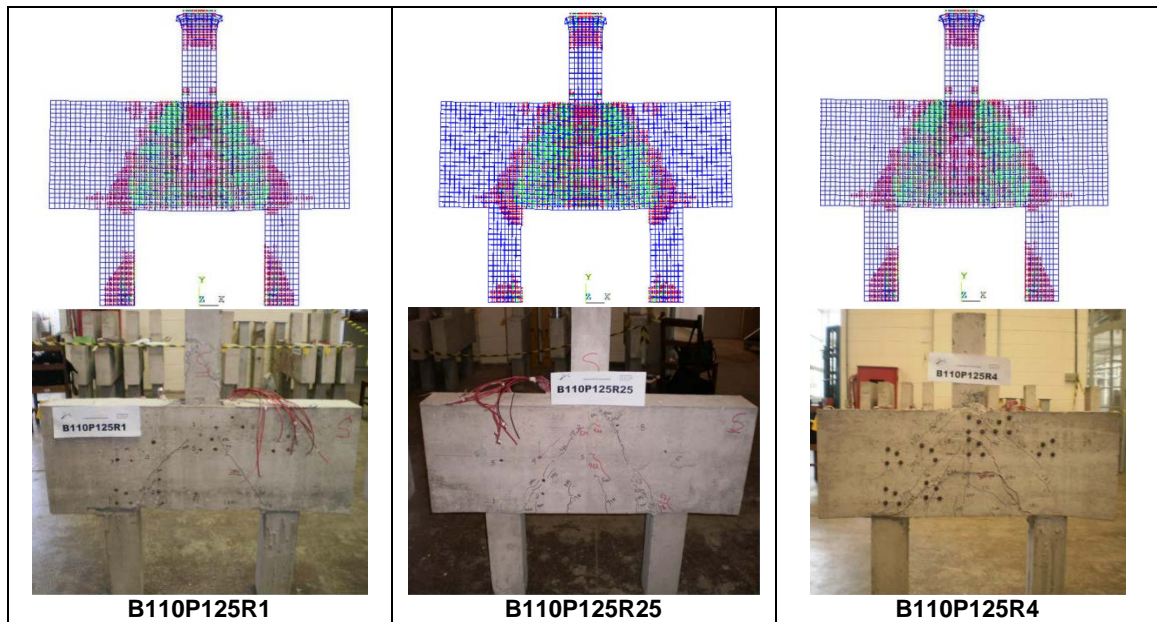


Figura 6.24 – Configuração final de fissuras dos modelos da série B110

Na figura 6.24 são mostradas as comparações dos modelos da série B110. O que se observa é que as configurações são bem semelhantes. No modelo numérico as aberturas são mostradas internamente, como se o elemento fosse transparente, mas é possível notar que a inclinação e os locais de surgimento das primeiras fissuras são semelhantes.

A figura 6.25 mostra a configuração de fissuras para os modelos da série B115.

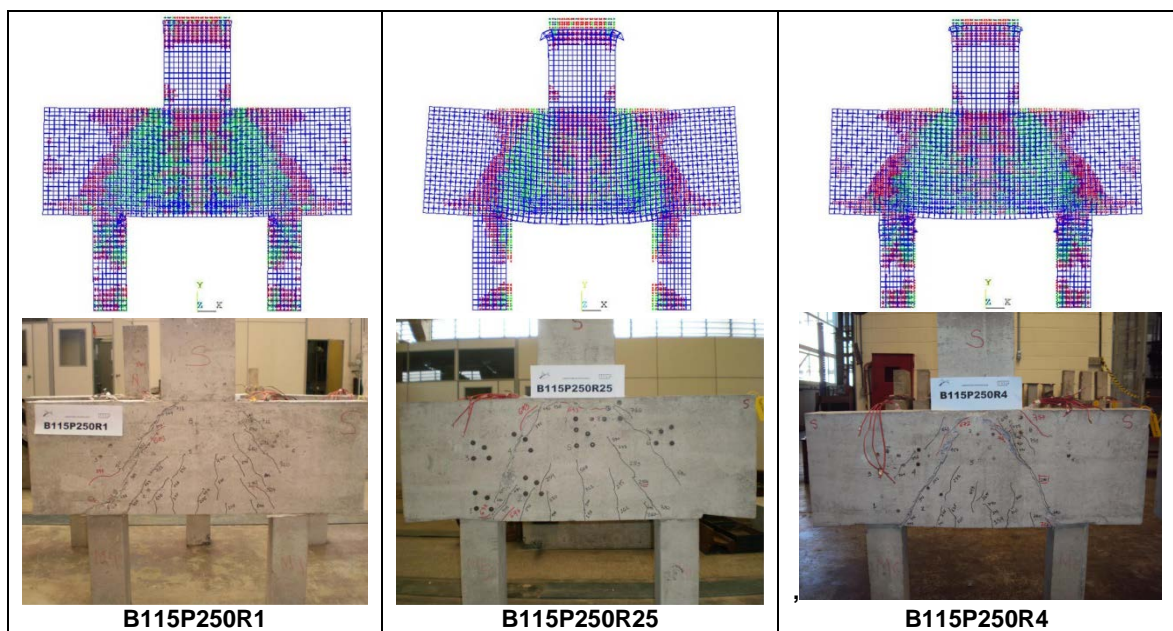


Figura 6.25 – Configuração final de fissuras dos modelos da série B115

Na figura 6.25 são mostrados os modelos da série B115. É importante salientar que nos modelos experimentais existem fissuras que surgiram após o pico de força, já no modelo experimental não foi possível conseguir esses dados. Pode-se observar que a inclinação das fissuras é semelhante no modelo numérico e no modelo experimental. No modelo numérico também foi possível acompanhar a evolução das fissuras, que também se assemelham ao modelo experimental.

A figura 6.26 mostra a configuração de fissuras dos modelos da série B120.

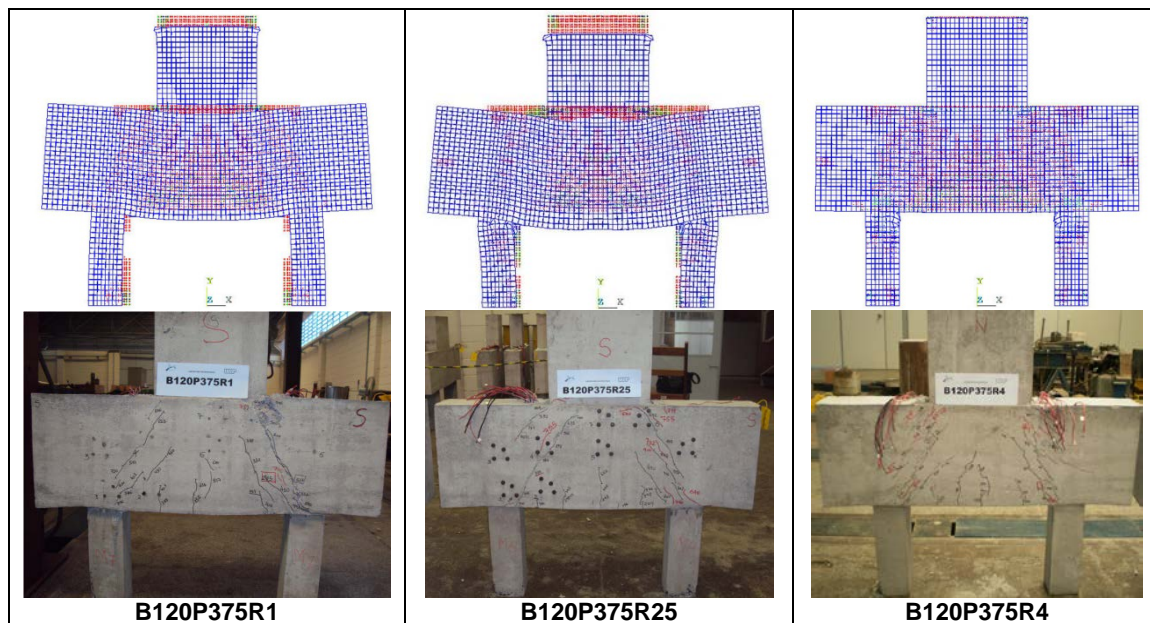


Figura 6.26 – Configuração final de fissuras dos modelos da série B120

Na figura 6.26 mostra a configuração final das fissuras no modelo numérico e no modelo experimental dos blocos da série B120. É possível notar grande semelhança, e há evidência da formação de uma região sem fissuração logo abaixo do pilar, tanto no modelo numérico como no experimental. A evolução da fissuração também foi análoga nos modelos experimentais e numéricos.

A figura 6.27 mostra a configuração de fissuras nos blocos da série B127.

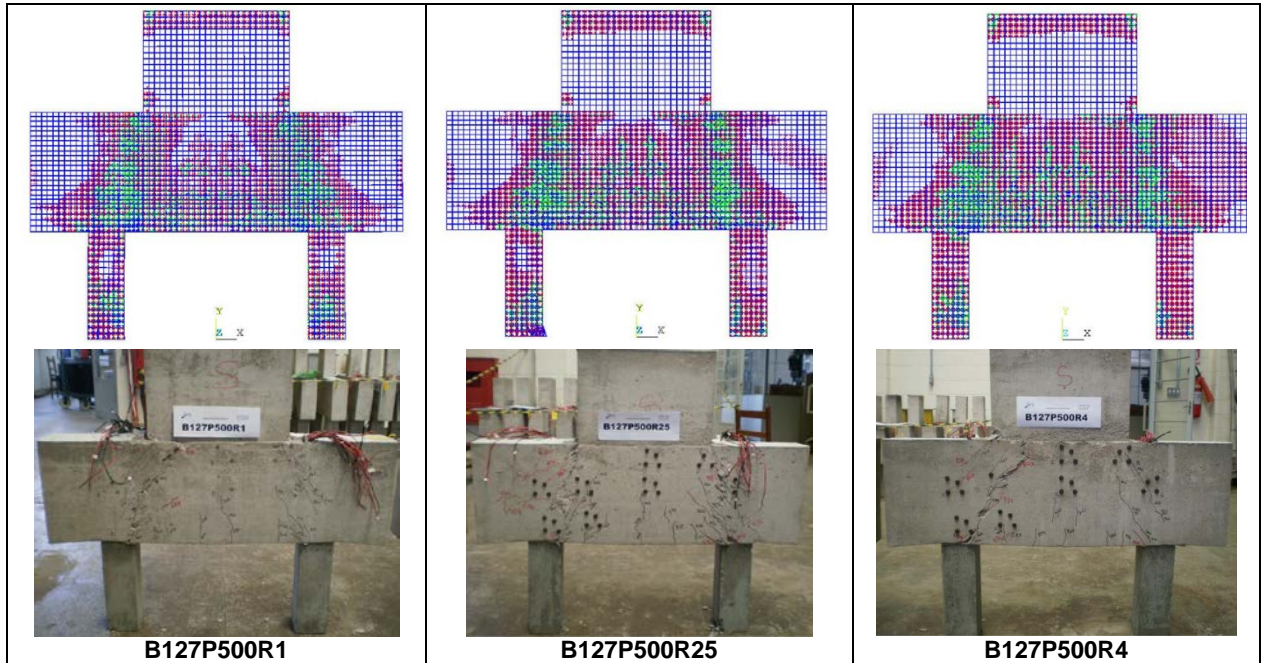


Figura 6.27 – Configuração final de fissuras dos modelos da série B127

Na figura 6.27 também é possível notar a semelhança da formação de fissuras no modelo experimental e numérico, é possível ainda, ver algumas diferenças na formação de fissuras nos modelos com diferentes taxas de armadura geométrica de pilares, sendo que o modelo B127P500R1 apresenta uma região abaixo do pilar com menos fissuras que os demais modelos.

Pode-se concluir que as fissuras apresentadas no modelo numérico apresentam semelhanças com a configuração da fissuração no modelo experimental. A formação das primeiras fissuras, no modelo numérico se deu no centro (em todos os modelos), estas vão se propagando em direção ao pilar, e surgem na direção da estaca para o pilar, desta mesma maneira se deu a formação de fissuras no modelo experimental.

A configuração final de fissuras no modelo numérico também pode orientar o ângulo de inclinação da biela de compressão. Além disso, a compreensão do modelo pode ser feita pela visualização das trajetórias de tensões principais.

6.7.4. Trajetórias das tensões principais

As trajetórias das tensões principais também podem orientar o melhor modelo de bielas e tirantes em uma região ou elemento de concreto armado.

Por meio do programa ANSYS obteve-se as trajetórias de tensão dos modelos numéricos, conforme são mostrados nas figuras 6.28, 6.29, 6.30 e 6.31. Nas figuras são traçados também as bielas comprimidas consideradas no projeto dos modelos.

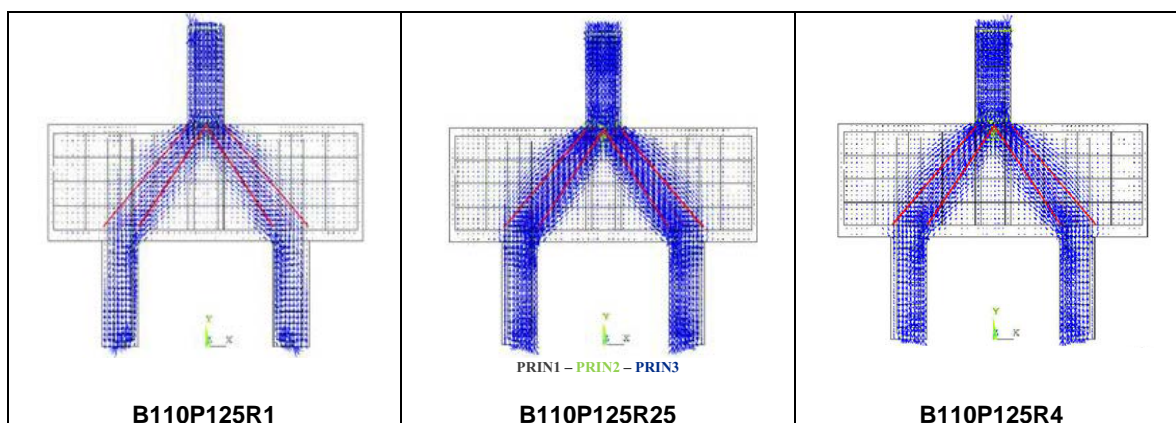


Figura 6.28 – Trajetórias das tensões principais nos modelos da série B110

Na figura 6.28 são mostradas as trajetórias das tensões principais nos modelos da série B110. Os vetores em azul mostram as tensões principais na direção 3 (compressão), em preto são as tensões principais na direção 1 (tração). Pode-se analisar que não há diferenças significativas entre os modelos da mesma série com variação da taxa de amadurecimento dos pilares. As linhas traçadas em vermelho demonstram a formação das bielas comprimidas consideradas no projeto segundo o Método das Bielas (Blévoit & Frémy, 1967). Denota-se bastante semelhança entre o modelo numérico e o teórico.

A figura 6.29 mostra as trajetórias das tensões principais dos modelos da série B115.

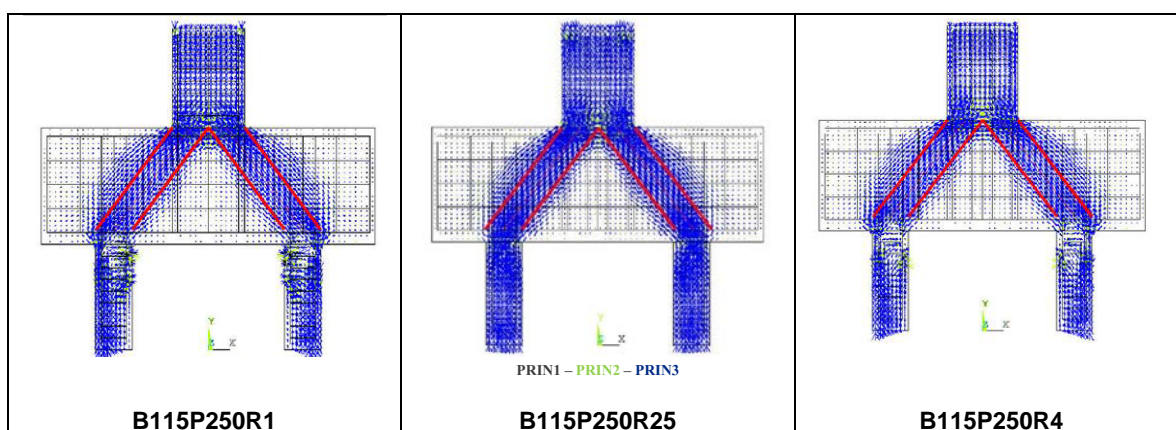


Figura 6.29 – Trajetórias das tensões principais nos modelos da série B115

A trajetória das tensões de compressão, mostradas na figura 6.29, nos modelos da série B115 também demonstrou semelhanças com o modelo teórico, mas é possível notar

que a largura da biela é maior no modelo numérico, ou seja, as tensões são distribuídas em uma área maior do que aquela considerada no modelo teórico. Não há diferenças significativas entre os modelos da mesma série.

As trajetórias de tensões principais dos modelos da série B120 são mostradas na figura 6.30.

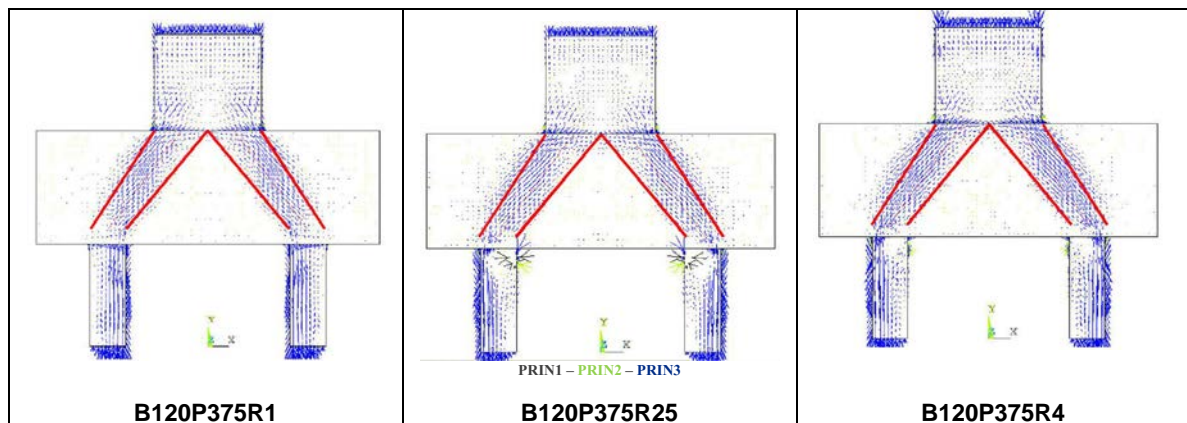


Figura 6.30 – Trajetórias das tensões principais nos modelos da série B120

Nos modelos da série B120, As trajetórias de tensões principais, mostradas na figura 6.30 também coincidem com o esquema teórico de bielas, porém, com algumas diferenças nas regiões nodais.

A figura 6.31 mostra as trajetórias de tensões principais nos modelos numéricos da série B127, além do traço das bielas do modelo teórico.

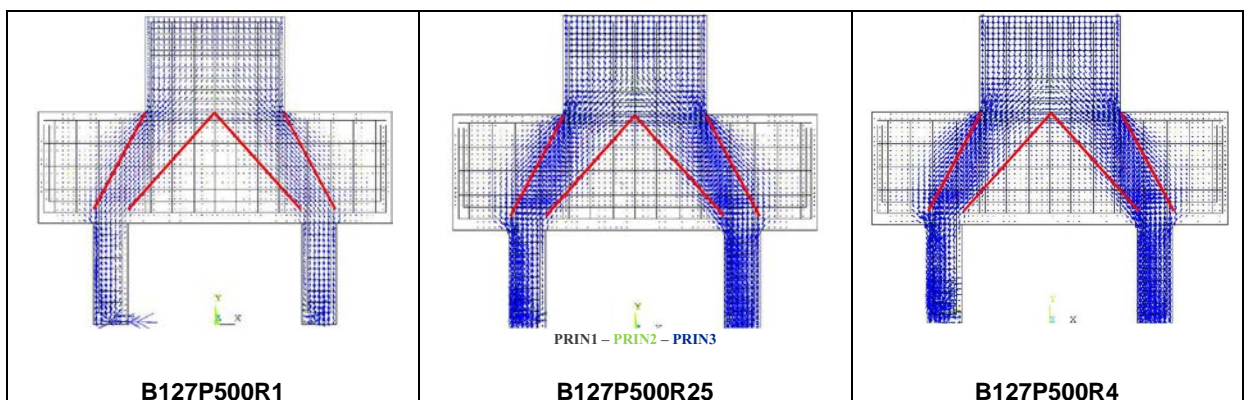


Figura 6.31 – Trajetórias das tensões principais nos modelos da série B127

A figura 6.31 mostrou as trajetórias de tensões principais nos modelos da série B127 e os traços em vermelho que são a delimitação da biela do modelo teórico, podendo-se

constatar algumas diferenças na região nodal do pilar, principalmente no que diz respeito a largura da biela.

A análise das trajetórias de tensões pode ajudar na definição de um modelo de bielas e tirantes mais refinado, ou ainda mais adequado para os modelos de blocos sobre duas estacas estudados.

6.7.5. Principais forças nos modelos numéricos

Neste item são mostrados os valores das forças finais de convergência e o valor da força que originou a primeira fissura no modelo numérico. Essa força de convergência refere-se à máxima força em que houve convergência do modelo, não sendo possível visualizar dados após atingir esta.

A tabela 6.3 mostra os valores das forças de convergência e das forças que originaram a primeira fissura nos modelos analisados.

Tabela 6.3 – Forças de convergência e força que originou primeira fissura nos modelos numéricos

Modelo	Força da primeira fissura (kN)	Força de convergência (kN)	$F_{\text{primeira fissura}} / F_{\text{convergência}}$
B110P125R1	115,43	571,96	0,202
B110P125R25	116,23	534,96	0,217
B110P125R4	115,08	599,40	0,192
B115P250R1	124,74	903,89	0,138
B115P250R25	122,96	859,57	0,143
B115P250R4	122,96	891,00	0,138
B120P375R1	144,07	851,39	0,169
B120P375R25	142,83	1068,70	0,134
B120P375R4	141,59	1063,80	0,133
B127P500R1	174,96	1051,40	0,166
B127P500R25	174,96	975,95	0,179
B127P500R4	174,96	977,59	0,179

A média entre as relações de força em que ocorreu a primeira fissura com a força de convergência nos modelos numéricos foi de 0,166, ou seja, os modelos apresentaram a primeira fissura com aproximadamente 16,6 % da força total aplicada. Nos modelos experimentais essa média foi de 27,9 %, ou seja, o modelo experimental apresenta fissuras mais tardiamente, mas é preciso salientar que no modelo experimental a determinação da força que gerou a primeira fissura é aproximada.

Nos modelos da série B110 o bloco B110P250R25 apresentou a maior relação entre as forças apresentadas na tabela 6.3. Dá mesma forma que ocorreu nos modelos experimentais os modelos com pilares quadrados (série B110) apresentaram a primeira fissura mais tardiamente quando comparados às demais séries.

Nos modelos das séries B115 as relações entre as forças foram semelhantes, mas, a maior relação se deu no modelo B115P250R25. Nos modelos da série B120 a maior relação entre as forças em que surgiu a primeira fissura e as forças máximas de convergência ocorreram no modelo B120P375R1 e nos modelos da série B127 as relações foram semelhante sendo a menor no modelo B127P500R1.

A força que gerou a primeira fissura nos modelos numéricos, também pode ser visualizada nas curvas de Força-deslocamento apresentadas na figura 6.27.

Nos modelos numéricos as diferenças de taxas de armadura de pilares em blocos da mesma série parece não ter muita influência na força que gera as primeiras fissuras, mas influenciaram a força máxima de convergência dos modelos numéricos.

As forças de convergência máxima foram da mesma ordem de grandeza, nos modelos na mesma série, mas, houve algumas diferenças. Nos modelos da série B110, com pilares de seção quadrada, a maior força de convergência ocorreu no modelo com maior taxa de armadura no pilar, o B110P125R4. Já nas séries de modelos B115 e B127 as maiores forças ocorreram em modelos com menor taxa de armadura de pilares, e na série de modelos B120 foi o modelo com menor taxa de armadura no pilar (B120P375R1) que obteve a menor força.

Pode-se ainda, fazer uma análise comparativa entre as forças de convergências máximas do modelo numérico e as forças últimas de ruína obtidas nos ensaios experimentais, conforme mostra a tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Força última (modelos experimentais) - Forças de convergência (modelos numéricos)

Modelo	Experimental	Numérico	$F_{u,exp} / F_{convergência}$
	Força última (kN)	Força de convergência (kN)	
B110P125R1	431,11	571,96	0,75
B110P125R25	577,08	534,96	1,08
B110P125R4	590,73	599,40	0,99
B115P250R1	712,67	903,89	0,79
B115P250R25	736,02	859,57	0,86
B115P250R4	763,64	891,00	0,86
B120P375R1	850,78	851,39	1,00
B120P375R25	807,13	1068,70	0,76
B120P375R4	924,26	1063,80	0,87
B127P500R1	1028,3	1051,40	0,98
B127P500R25	979,88	975,95	1,00
B127P500R4	969,35	977,59	0,99

Conforme a tabela 6.4 há uma boa correlação entre os valores de força última experimental e força máxima de convergência. A maior parte dos modelos numéricos apresentam de força superiores aquelas obtidas nos ensaios experimentais.

6.7.6. Força-Deslocamento

Foram observados os deslocamentos no nó central do modelo numérico, localizado na mesma posição em que se colocou o transdutor de deslocamento (TD1) no modelo experimental.

De forma geral os deslocamentos no modelo numérico foram menores que os apresentados no modelo experimental. Isso foi observado em outros trabalhos como Delalibera (2006).

A figura 6.32 apresenta as curvas de Força-deslocamento dos modelos numéricos juntamente com a curva do modelo experimental.

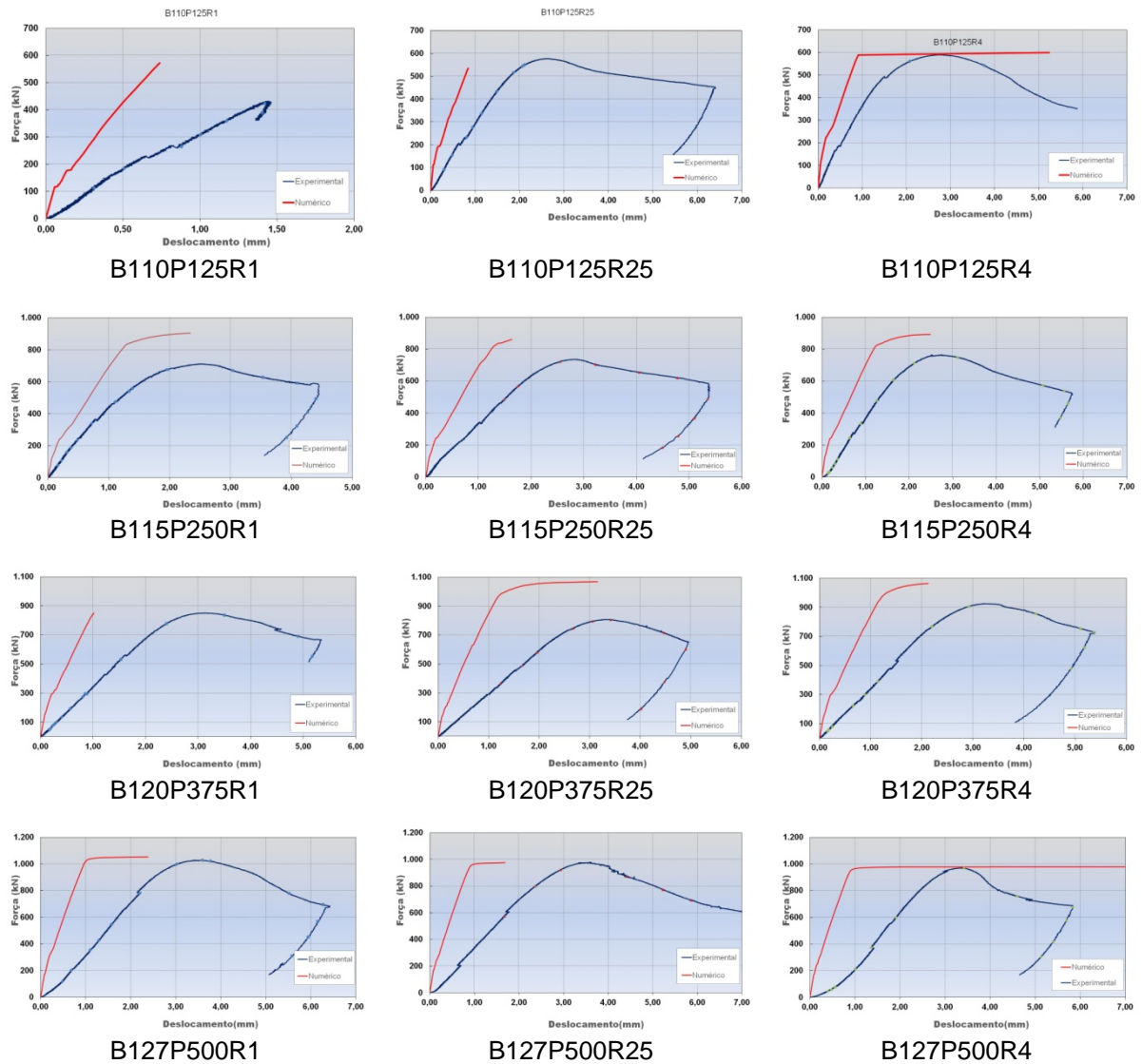


Figura 6.32 - Curva Força-deslocamento – modelo numérico e modelo experimental

As curvas dos modelos apresentadas na figura 6.32 demonstraram que os modelos numéricos são mais rígidos que os modelos experimentais, pois o deslocamento obtido no nó central é menor.

São apresentadas na figura 6.33 as curvas de Força-deslocamento dos blocos da mesma série.

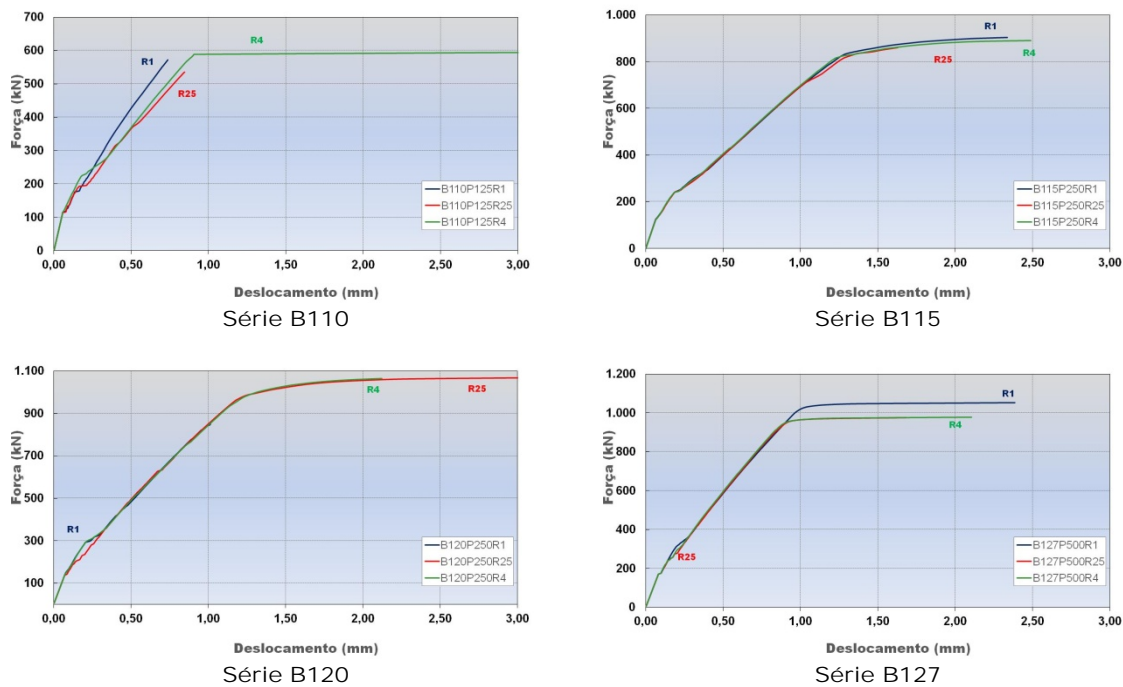


Figura 6.33 - Curva Força-deslocamento – modelos numéricos

Com os dados da figura 6.33 é possível concluir que, de modo geral os modelos da mesma série tiveram comportamentos semelhantes.

6.8. Discussão dos resultados numéricos

Os modelos numéricos apresentaram alguns pontos divergentes quando comparados aos modelos experimentais. Os deslocamentos centrais demonstraram que o modelo numérico é mais rígido, pois apresenta deslocamentos menores. Porém as formações dos campos de tensões demonstram um funcionamento coerente com o modelo experimental.

Nos modelos numéricos foi possível analisar a distribuição de tensões nas armaduras de nas armaduras do tirante que demonstraram que existe a influência da biela comprimida, o mesmo ocorreu nos modelos experimentais, que apresentaram valores de força reduzida nos extensômetros posicionados na barra no ponto em que cruza com o eixo da estaca. Isso pode levar a conclusões sobre a ancoragem desta armadura.

Com a análise das tensões nas barras de armadura longitudinais de pilares pode-se afirmar que a transmissão de força do pilar para bloco depende sim da taxa geométrica de

armadura do pilar, mas também de como as barras são dispostas no pilar. E ainda da forma geométrica do pilar.

Acredita-se que a análise numérica foi válida para confirmar as diferenças na transmissão de forças dos pilares, com diferentes taxas geométricas de armadura, para os blocos sobre estacas, e, além disso, pode ajudar na solução da adoção de um modelo de bielas e tirantes mais refinado para blocos com pilares de seções alongadas. Assim como Delalibera (2006) sugeriu, deve-se salientar que a teoria de bielas e tirantes é fundamentada na teoria da análise limite, que diz: *“para fins de determinação da capacidade limite de carga de uma estrutura, é possível dispensar uma análise evolutiva das tensões e das deformações, admitindo-se, simplificada, que o material tenha comportamento elastoplástico perfeito”*. O modelo de biela e tirante sendo garantido pelo Teorema do Limite inferior considera-se que, para fins de obtenção da distribuição do fluxo de tensões na iminência da ruína os resultados da análise numérica foram proveitosos, apesar das diferenças existentes entre as rigidezes dos modelos numéricos e experimentais.

Aproximações como a não consideração da aderência podem interferir nos resultados obtidos. Nogueira et al. (2010) confirma que nas modelagens tradicionais via MEF, a aderência entre esses materiais é considerada como sendo perfeita, não havendo, portanto, perda de rigidez proveniente do escorregamento relativo entre os materiais. No entanto, esta hipótese não é verificada, pois à medida que a fissuração evolui principalmente nas proximidades das fissuras, não existe mais aderência perfeita entre os materiais, sendo esse, portanto, outro fenômeno importante que dita o comportamento real de estruturas em concreto armado.

6.9. Considerações Finais

O comportamento dos modelos numéricos foi muito semelhante ao comportamento dos modelos experimentais.

A formação dos campos de tensão de compressão condiz com o comportamento de modelos de bielas e tirantes como era esperado.

As distribuições de tensões nas barras de armadura representadas nos modelos numéricos condizem com o comportamento do modelo experimental.

Houve diferenças nas curvas de Força-deslocamento, entre os modelos experimentais e numéricos, apesar disso, a maneira como se comportou o modelo, é a mesma que o modelo experimental.

MODELO TEÓRICO PROPOSTO

7.1. Considerações iniciais

Este capítulo tem o objetivo de sugerir um modelo teórico para o projeto de blocos sobre duas estacas que recebem pilares de seção retangular alongada. O que se propõem é aplicar um modelo simplificado e analisar as verificações de tensões e ancoragens das barras da armadura com base no que foi observado neste trabalho.

Primeiramente é apresentada uma análise comparativa entre os modelos experimentais e numéricos, dando ênfase aos principais aspectos de interesse na pesquisa. Na sequência é apresentado um modelo teórico para aplicação em blocos sobre duas estacas.

7.2. Análise comparativa: modelos experimentais e numéricos

Fazendo-se uma análise comparativa entre os modelos experimentais e numéricos as principais conclusões obtidas são relatadas nesse item.

As solicitações nas barras das armaduras dos tirantes foram da mesma ordem de grandeza e ocorreram sempre na seção central do bloco. Analisando as tensões nas barras da armadura do tirante foi possível comprovar, nos ensaios experimentais e numéricos que a biela comprimida exerce influência na diminuição da tensão ao longo do comprimento das barras, e, que as tensões diminuem na região que é interceptada pelas estacas. Nos modelos numéricos analisou-se que a seção do pilar, assim como, a quantidade de armadura no pilar influencia a distribuição de tensões na armadura do tirante. Observou-se que quanto maior a seção transversal do pilar (mais alongada) há menor influência da biela de compressão;

Nos modelos experimentais comprovou-se que os estribos horizontais, principalmente aqueles alocados na parte inferior do bloco contribuem absorvendo as forças de tração, sendo que nos modelos com pilares alongados as maiores forças nos estribos ocorreram na seção que é interceptada pelo eixo da estaca. Nos modelos numéricos foi possível fazer constatações semelhantes. Os estribos verticais mais solicitados também foram aqueles localizados na região das bielas de compressão;

Nos modelos numéricos foi possível ver a distribuição das tensões nas barras da armadura dos pilares, conforme observada nos ensaios experimentais, constatou-se que as barras das extremidades e as centrais são solicitadas de maneiras diferentes. Isso deve ser levado em conta em projetos que adotam a redução da ancoragem das barras longitudinais de pilares com compressão centrada;

A configuração de fissuras e a trajetória de tensões principais também evidenciaram o mesmo funcionamento dos modelos. Pode-se analisar que a distribuição das tensões de compressão (biela) se dá em linhas curvilíneas com afunilamento da seção, ou seja, as tensões se propagam em curvaturas acentuadas. A hipótese de Delalibera (2006), que adota modelos admitindo que a estaca não seja solicitada na totalidade de sua seção, não foi observada nos modelos estudados, acredita-se que esta não pode ser adotada como válida para todos os casos analisados neste trabalho.

As forças últimas nos modelos experimentais e numéricos, também apresentaram valores semelhantes. Diferem bastante das forças estimadas pelo modelo teórico, assim como ocorreu com outros pesquisadores como Miguel (2000), Delalibera (2006) e Campos (2007).

7.3. Modelo de biela e tirante

A definição de um modelo de bielas e tirantes pode ser feita de várias maneiras. Correntemente, o modelo de bielas e tirantes é concebido com base na geometria do elemento, fluxo de tensões no interior da estrutura, condições de contorno e das ações. O processo do caminho de cargas pode ser uma orientação para adoção de um modelo de bielas e tirantes.

Muitos pesquisadores têm utilizado o fluxo de tensões principais, obtidos com o uso de programa baseado no Método dos Elementos Finitos, considerando uma análise elástica linear. Souza (2004) esclarece que a grande vantagem desse tipo de abordagem é que o modelo obtido, que atende o Estado Limite de Serviço e os Estados Limites Últimos da estrutura. Também com base na direção das tensões principais pode-se definir uma treliça e

verificar as forças nas barras e verificando, posteriormente, se as tensões nas bielas e regiões nodais, além das condições de ancoragem das barras da armadura.

Conforme Souza (2004) a visualização dos padrões de fissuração obtidos por meio de ensaios experimentais é uma opção para concepção dos modelos de bielas e tirantes. Com o panorama de fissuração do elemento estrutural é possível identificar as possíveis orientações das bielas e conseqüentemente dos tirantes, uma vez que as fissuras normalmente têm direções perpendiculares às tensões de tração e são paralelas às tensões principais de compressão.

Nesta pesquisa procurou-se utilizar tanto os resultados experimentais como os obtidos com a análises numéricas para orientação de um modelo de bielas e tirantes para blocos com pilares retangulares de seção alongada.

Um modelo de treliça simplificado pode ser adequado e satisfazer a solução do problema. Porém modelos de bielas e tirantes mais refinados podem conduzir a uma melhor solução estrutural, assim como comprovou Schäfer & Schlaich (1991) na resolução de um consolo adotando soluções conjuntas de um modelo simplificado e um modelo refinado.

Nos modelos experimentais e numéricos pode-se se constatar a forma da biela de compressão (em linhas curvilíneas), e ainda que a posição em que se idealiza a força concentrada ($0,25 a_p$) é adequada, conforme mostra a figura 7.1.



Figura 7.1 - Posição da fissura principal inclinada a partir do modelo experimental

A figura 7.1 mostra, em um dos modelos da série B127, o posicionamento do plano principal de ruptura do modelo (plano inclinado), a distância desse plano com relação à face do pilar é aproximadamente 12,5 cm, ou seja, 0,25 vez o valor da largura do pilar (50 cm). Essa constatação foi feita em outros modelos, evidentemente, que é um valor aproximado, até porque muitas vezes havia outros planos de ruptura, mas pode ser uma evidência de

que o modelo experimental se comportou como o modelo teórico utilizado no projeto. Outras evidências desse tipo já foram elucidadas nos capítulos 4 e 5, em que foram apresentados os resultados e análises experimentais.

Alguns pesquisadores têm sugerido modelos de bielas e tirantes mais refinados para o projeto de blocos sobre estacas, como Adebar et al. (1990) e Delalibera (2006). Estes modelos sem dúvida são aplicáveis, porém, muitas vezes se aplicam apenas aqueles modelos estudados e, na maioria das vezes, não são utilizados pelo meio técnico. O que conduz a evidências que o uso de um modelo simplificado, e até mesmo padronizado, que atenda aos requisitos do elemento estrutural pode ser o mais adequado, desde que, se façam todas as verificações necessárias.

Acredita-se que para o caso de blocos sobre duas estacas com pilares de seção retangular com aresta até $4a_p$, o modelo de biela e tirante já sugerido pela norma espanhola EHE (2008), mostrado na figura 7.2, seja adequado.

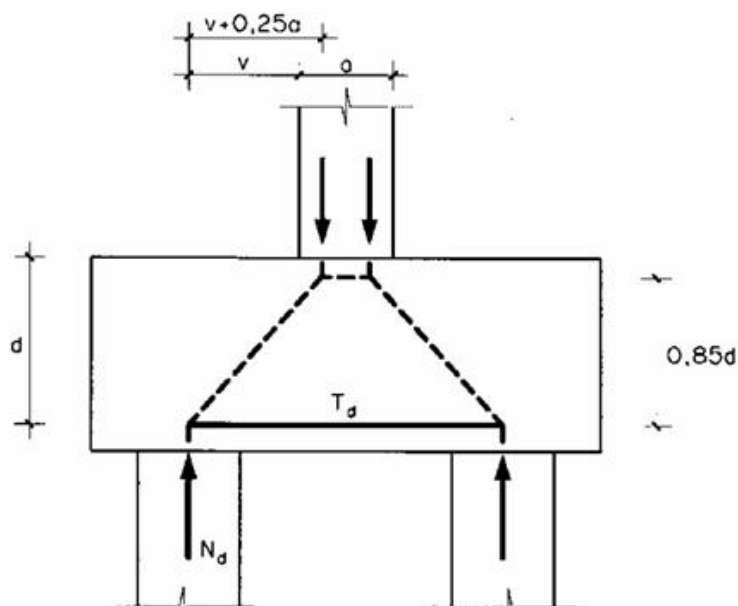


Figura 7.2 - Modelo de biela e tirantes para blocos sobre duas estacas, EHE (2008)

A figura 7.2 mostra o modelo de biela e tirante em conformidade à norma EHE (2008). A altura da treliça adotada como 0,85 vez o valor da altura útil é adequada, pois contempla a posição da força que equilibra o tirante, de maneira estimada para todos os modelos. Fusco (1994) também adota um valor semelhante de $z=0,8h$. A redução da altura útil está relacionada também com as armaduras longitudinais do pilar, já que ficou

comprovada que o pilar continua transmitindo forças para o bloco até determinada altura, dependendo da quantidade de armadura, e de como esta foi distribuída na seção do pilar.

7.4. Dimensionamento de bielas e regiões nodais

O dimensionamento das bielas de compressão, consideradas em um modelo de cálculo, está intimamente ligado ao modo como as tensões de compressão são distribuídas no elemento estrutural: distribuição de tensões radial, distribuição de tensões em linhas curvilíneas com afunilamento da seção e distribuição de tensões paralelas.

Nos modelos de bloco sobre estacas com pilares retangulares essa distribuição de tensões se deu em linhas curvilíneas. A difusão das tensões desse modo provoca compressão biaxial ou triaxial e tensões de tração altas, daí a importância de uma armadura transversal nessa região.

Nos modelos experimentais estudados com relação a investigação das deformações na face do bloco não foi possível definir um parâmetro de resistência das bielas. Mas foi possível constatar que em alguns modelos ocorreu a ruína por ruptura do concreto na região da biela de compressão. Portanto, como parâmetro de resistência adota-se valores menores do que a resistência à compressão do concreto.

Quanto as regiões nodais do modelo, de acordo com Silva e Giongo (2000), um nó em um modelo de bielas e tirantes pode ser definido como uma região em que existam combinações de forças de ancoragem ou forças de compressão externa ou até mesmo um volume de concreto que envolve as interações de bielas comprimidas. Nos modelos estudados há necessidade de verificar duas regiões nodais, a região logo abaixo do pilar formada pelo encontro das bielas, ou seja, por nós somente com forças de compressão, e, a região nodal inferior, formada pelo encontro da biela e da armadura do tirante (nós com ancoragem de barras paralelas). A figura 7.3 mostra a formação das regiões nodais nos modelos estudados.

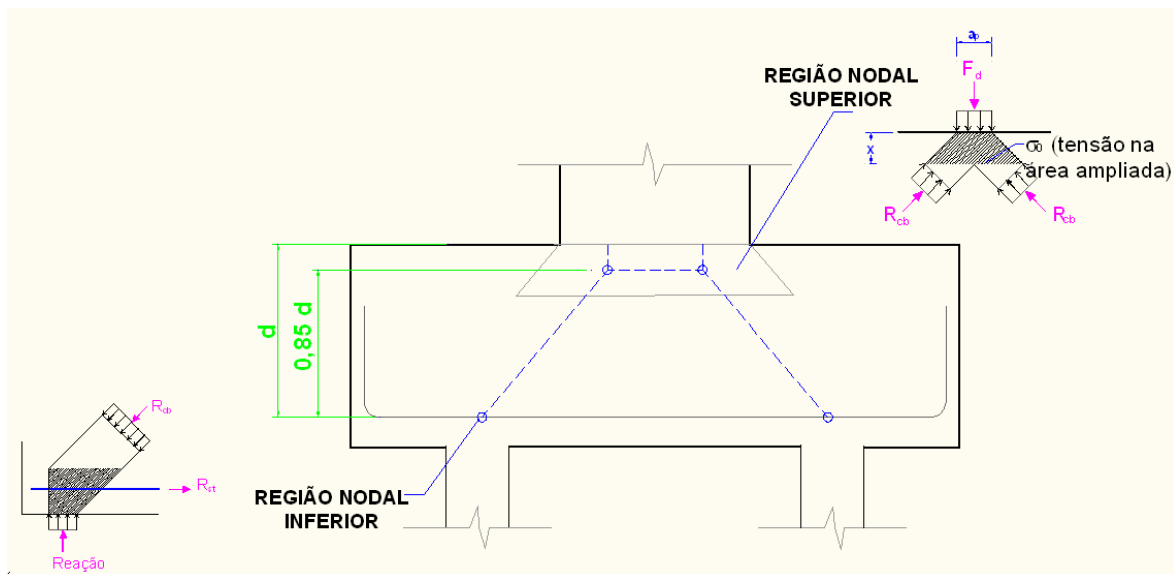


Figura 7.3 - Regiões nodais a serem verificadas nos modelos estudados

Nas regiões nodais superiores deve-se verificar a tensão atuante na região limitada pelas larguras das bielas, paralela a face superior do bloco, assim como as tensões ortogonais às bielas. Quanto aos parâmetros de resistência dessas regiões podem-se considerar algumas relações definidas no capítulo 5.

Na região de contato do pilar com a face superior do bloco as relações encontradas (tabela 5.6 – capítulo 5) não têm muita influência da taxa de armadura do pilar e podem ser definidos levando em consideração a seção transversal do pilar, já nas regiões abaixo desta os valores têm influência. Fusco (1994) limitou essa tensão atuante em uma área ampliada distante de “x” da face superior do bloco, em um valor reduzido de tensão igual a $0,2f_{cd}$. Para se proceder a uma análise comparativa das relações encontradas e as relações de Fusco (1994) estimaram-se as relações nas mesmas posições definidas por Fusco (1994).

Conforme já apresentado no capítulo 2 (tabela 2.4) Fusco (1994) apresenta relações entre a altura “x”, a menor aresta da seção transversal do pilar (b) e as taxas de armadura de pilares de 1%, 2% e 3%. Como nos modelos deste trabalho utilizaram-se taxas geométricas de 1%, 2,5 % e 4% procedeu-se uma interpolação linear calculando-se essas relações intermediárias baseadas nas relações iniciais apresentadas por Fusco (1994), esses valores são apresentados na tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Valores da relação x/b baseados na pesquisa de Fusco (1994)

	Taxa de armadura do pilar - ρ (%)		
	1%	2,5%	4%
Pilares quadrados	0,35	0,75	1,24
Pilares retangulares de seção alongada	0,80	1,10	1,40

Para os modelos estudados o valor da altura “x” é mostrado na tabela 7.2. Salienta-se que a aresta “b” de todos os pilares é igual a 12,5 centímetros, e os modelos da série B120 e B127 foram considerados com pilares de seção retangular alongada.

Tabela 7.2 – Valores de x nos modelos estudados – considerando as relações de Fusco (1994)

Modelo	Seção do Pilar (cm)	Taxa de armadura - ρ (%)	x (cm)
B110P125R1	12,5 x 12,5	1,0	4,375
B110P125R25	12,5 x 12,5	2,5	9,375
B110P125R4	12,5 x 12,5	4,0	15,500
B115P250R1	12,5 x 25,0	1,0	4,375
B115P250R25	12,5 x 25,0	2,5	9,375
B115P250R4	12,5 x 25,0	4,0	15,500
B120P375R1	12,5 x 37,5	1,0	10,000
B120P375R25	12,5 x 37,5	2,5	13,750
B120P375R4	12,5 x 37,5	4,0	17,500
B127P500R1	12,5 x 50,0	1,0	10,000
B127P500R25	12,5 x 50,0	2,5	13,750
B127P500R4	12,5 x 50,0	4,0	17,500

As relações entre as tensões experimentais e a resistência média à compressão do concreto foram estimadas no capítulo 5 nas profundidades em que havia instrumentação das barras de armadura longitudinal do pilar (face, 10 cm e 20 cm abaixo da face superior do bloco). As relações entre tensões nas posições “x” (definidas na tabela 7.2) foram obtidas por meio de interpolação linear dos valores calculados”. A estimativa dessas relações é apresentada na tabela 7.3.

Tabela 7.3 – Relações das tensões no concreto nas seções com altura “x” da zona nodal superior na etapa de força de ruína

Modelo	x (cm)	Relação tensão / f_c
B110P125R1	4,375	0,81
B110P125R25	9,375	0,77
B110P125R4	15,500	0,43
B115P250R1	4,375	0,81
B115P250R25	9,375	0,39
B115P250R4	15,500	0,17
B120P375R1	10,000	0,36
B120P375R25	13,750	0,18
B120P375R4	17,500	0,14
B127P500R1	10,000	0,24
B127P500R25	13,750	0,17
B127P500R4	17,500	0,08

A tabela 7.3 mostra as relações entre a tensão calculada, na etapa próxima daquela que ocorreu a força de ruína e a resistência à compressão do concreto ($0,9 \cdot f_{cm}$), estimada em uma profundidade “x”, indicada por Fusco (1994), como a altura em que atua uma tensão vertical reduzida, limitada pelo autor em $0,20 \cdot f_{cd}$. É válido salientar que as relações de tensão encontradas estão relacionadas com uma resistência média à compressão do concreto f_c (calculada com valores experimentais) multiplicada por 0,9 (coeficiente que considera as relações entre as resistências obtidas nos corpos-de-prova e a do concreto da estrutura). Portanto, pode-se dizer que os valores encontrados para os modelos da série B110 são maiores que a relação estimada por Fusco (1994), ainda que não se possa comparar f_c com f_{cd} .

Analisando as relações dos modelos da série B115, mostradas na tabela 7.3, pode-se dizer que as relações se aproximam mais do valor adotado por Fusco (1994), apenas o modelo B115P250R4 apresentou valores menores. É importante ressaltar que para os modelos dessa série adotaram-se as relações utilizadas para modelos de seção quadrada, já que as relações para pilares retangulares são válidas para seções mais alongadas.

Na tabela 7.3 também é possível fazer uma análise comparativa entre as relações máximas de tensão obtidas e a recomendação de Fusco (1994), para o modelo B120P375R4 o valor obtido foi menor do que o valor recomendado.

Para os modelos da série B127 as relações de tensão também foram menores do que a proposta de Fusco (1994). Pode-se analisar que as séries B120 e B127, que possuem

pilares retangulares com seção mais alongada tiveram relações semelhantes aos modelos com pilares com taxa de armadura de 2,5%.

Pode se comprovar, por meio das análises realizadas, que na seção nodal logo abaixo do pilar atua uma tensão reduzida que deve ser parte das verificações das regiões nodais nestes modelos de blocos sobre estacas. Essa tensão difere nos blocos, dependendo da seção transversal e das taxas de armadura de pilares. Nem sempre as relações encontradas coincidiram com a proposta de Fusco (1994), portanto, recomenda-se adotar os valores que sejam a favor da segurança. Deve-se salientar que esse valor máximo da tensão vertical na área ampliada, recomendado por Fusco (1994), foi deduzido para um pilar com taxa geométrica de armadura de 3%.

A tensão na região nodal inferior deve ser verificada na região em que a armadura do tirante é interceptada pela biela de compressão, perpendicular a largura da biela. No capítulo 5 foram apresentadas relações entre as tensões experimentais e a resistência média à compressão do concreto.

Os parâmetros limites para tensões nessa região envolvem o ângulo de inclinação das bielas, portanto, defini-los com base nos resultados experimentais encontrados não seria uma boa alternativa, já que nos blocos estudados procurou-se manter o mesmo ângulo de inclinação das bielas. Por esse motivo no capítulo 5 foram apresentadas relações que levam em consideração a tensão efetiva na face superior da estaca (encontro com o bloco).

Na literatura técnica e em algumas normas são definidos parâmetros de resistência das regiões nodais que são coincidentes nos modelos de bielas e tirantes, já mostrados no capítulo 2. A norma ABNT NBR 6118:2014, também definiu em seu texto esses parâmetros, conforme é mostrado na tabela 7.5.

Na maior parte da literatura técnica esses parâmetros estão relacionados à resistência característica à compressão do concreto ou a resistência de cálculo à compressão do concreto, e os parâmetros calculados neste trabalho estão relacionados à resistência média à compressão do concreto, ainda assim, para se obter uma ordem de grandeza pode-se fazer uma análise comparativa entre os parâmetros determinados e os parâmetros já existentes.

As tabelas 7.4 e 7.5 mostram as relações entre as resistências (já definidas no capítulo 5) e os principais parâmetros definidos em normas e por alguns autores, para região de nós com ancoragem de barras paralelas.

Tabela 7.4 – Parâmetros de resistência para região nodal inferior determinados experimentalmente

Modelo	Resistência – plano estaca	Resistência– região nodal inferior (plano inclinado)
B110P125R1	$0,50 \cdot f_c$	$0,41 \cdot f_c$
B110P125R25	$0,60 \cdot f_c$	$0,48 \cdot f_c$
B110P125R4	$0,65 \cdot f_c$	$0,45 \cdot f_c$
B115P250R1	$0,75 \cdot f_c$	$0,60 \cdot f_c$
B115P250R25	$0,79 \cdot f_c$	$0,60 \cdot f_c$
B115P250R4	$0,84 \cdot f_c$	$0,71 \cdot f_c$
B120P375R1	$0,92 \cdot f_c$	$0,76 \cdot f_c$
B120P375R25	$0,92 \cdot f_c$	$0,72 \cdot f_c$
B120P375R4	$0,98 \cdot f_c$	$0,80 \cdot f_c$
B127P500R1	$1,09 \cdot f_c$	$0,87 \cdot f_c$
B127P500R25	$1,04 \cdot f_c$	$0,79 \cdot f_c$
B127P500R4	$1,04 \cdot f_c$	$0,83 \cdot f_c$

Observação: $f_c = 0,9 \cdot f_{cm}$

Tabela 7.5 – Parâmetros de resistência para nós que ancoram um tirante segundo autores relacionados

Norma ou pesquisador	Nós que ancoram um tirante
Schafer e Schlaich (1988)	$0,68 \cdot f_{cd}$
Schlaich e Schafer (1991)	$0,8 \cdot f_{cd}$
Blévy e Frémy (1967)	$1,0 \cdot f_{ck}$
CEB-FIP (1990)	$0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$
CSA A23.3 (2004)	$0,75 \cdot \phi_c \cdot f'_c$
ACI 318 (2008)	$0,68 \cdot f'_c$
EHE (2008)	$0,7 \cdot f_{cd}$
ABNT NBR 6118:2014	$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$

Sendo:

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão;

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto à compressão obtidas em corpos-de-prova cilíndricos considerando desvio de 5% e fator de minoração de 1,5;

f'_c : resistência característica do concreto à compressão obtida em corpos-de-prova cúbicos considerando desvio de 1% ;

ϕ_c : fator que minora a resistência com valor igual a 0,65;

f_{cd3} : tensão resistente máxima no concreto em nós onde conflui um tirante tracionado;

$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$, f_{ck} em MPa.

Os valores dos parâmetros de resistência estimados com dados experimentais, para regiões nodais inferiores (região da estaca), mostrados na tabela 7.4, demonstram diferenças significativas entre pilares de seção quadrada e pilares de seção retangular. De forma geral as relações para pilares de seção quadrada os parâmetros são menores. Não há uma influência significativa das diferentes taxas de armaduras de pilares nesses parâmetros.

Fazendo uma análise comparativa entre os valores da tabela 7.4 e os parâmetros apresentados na tabela 7.5, considerando que nos valores experimentais não há coeficientes de segurança, pode-se dizer que as menores relações estimadas experimentalmente são próximas dos valores sugeridos pela ABNT NBR 6118:2014. Alguns parâmetros sugeridos como Schlaich e Schafer (1991) e Blévy e Frémy (1967) não são a favor da segurança.

Conclui-se que há influência da seção dos pilares alongados na resistência das regiões nodais inferiores.

7.5. Discussão sobre o projeto da armadura em blocos sobre duas estacas

Foi investigada, por meio dos resultados experimentais e numéricos, a distribuição de tensões nas barras de armadura que formam o tirante do modelo, ou seja, a armadura localizada na parte inferior do bloco sobre estaca. Essa distribuição de tensões influencia diretamente a maneira como deve ser feita a ancoragem da armadura do tirante.

Assim como em outras pesquisas já realizadas, concluiu-se que o fluxo de tensão de compressão do pilar para estaca influencia nos valores dessas tensões no tirante, que são reduzidas significativamente no encontro da biela com as barras de armadura.

Apesar das constatações feitas, recomenda-se que as barras de armadura do tirante sejam ancoradas com gancho na extremidade, já que as análises realizadas demonstraram que nos blocos com pilares de seção mais alongada a redução das tensões nas barras dos tirantes é menor. Além disso, nos modelos da série B127 a armadura apresenta deformação além da região da face externa da estaca, o mesmo comportamento foi observado nos modelos numéricos, já que nos modelos experimentais as barras foram instrumentadas até a seção em que ela é interceptada pela estaca.

No anteprojeto de blocos sobre estaca é primordial o cálculo da ancoragem das armaduras longitudinais de pilares, já que isso é fator determinante no cálculo da altura do bloco. Nas análises realizadas neste trabalho investigou-se a distribuição de tensões nas

barras de armadura longitudinais dos pilares para análises das regiões nodais superiores. Com essas análises foi possível refletir também sobre a ancoragem dessas armaduras.

O que se pode constatar nos modelos estudados, principalmente naqueles com seção retangular alongada e com várias barras de armadura distribuídas nas faces dos pilares, foi que a distribuição dessas tensões não é igual em barras de extremidades e centrais, apesar do pilar receber força de compressão centrada, portanto, recomenda-se que não seja feita a redução da ancoragem dessas barras, a não ser que seja feita uma análise mais detalhada de cada caso.

O projeto das armaduras complementares nos modelos de blocos sobre duas estacas também teve grande influência no comportamento adequado dos modelos analisados. Apesar dos modelos experimentais terem sido construídos sem as abas laterais, para facilitar a investigação da formação de fissuras nas faces laterais dos blocos sobre estaca, pode-se constatar que os estribos horizontais são primordiais para o funcionamento adequado de blocos sobre duas estacas.

7.6. Considerações finais

Este capítulo teve o objetivo de propor um modelo teórico de blocos sobre estaca para pilares de seção retangular. Com base nas investigações experimentais e numéricas procurou-se adotar soluções teóricas para o projeto desses modelos.

CONCLUSÃO

Esta pesquisa teve como objetivo principal estudar a influência da seção geométrica de pilares com diferentes taxas de armadura longitudinal no comportamento de blocos rígidos de concreto sobre duas estacas. Para isso foi desenvolvido um programa experimental em que doze modelos reduzidos de blocos sobre duas estacas foram construídos e ensaiados no Laboratório de Estruturas da EESC-USP. Para corroborar com os resultados experimentais desenvolveu-se uma análise numérica não linear em programa baseado no Método dos Elementos Finitos.

Por meio dos resultados obtidos foi possível analisar a influência das seções de pilares quadrada e retangular na formação da biela de compressão e a influência de diferentes taxas de armadura longitudinal de pilares na transmissão da força pilar-bloco e na formação da zona nodal superior. Verificaram-se, ainda, os comportamentos das armaduras dos tirantes e armaduras complementares dos blocos. Com as análises desenvolvidas foi possível propor um modelo teórico de bielas e tirantes e verificações de tensões em regiões nodais para blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seção retangular alongada.

Nos modelos experimentais e numéricos estudados foi possível evidenciar que a análise estrutural dos blocos com modelos e bielas e tirantes é o mais adequado. O panorama de fissuração dos modelos experimentais permitiu analisar os seus planos de ruptura, e a formação de uma região sem fissuras logo abaixo do encontro do pilar com o bloco, essa região foi mais evidente nos blocos com pilares de seção retangular alongada. Essa análise colaborou na conclusão de que as regiões nodais superiores de blocos com pilares alongados têm comportamento diferenciado de blocos com pilares quadrados, podendo, isso, influenciar na escolha do adequado modelo de biela e tirante.

As ruínas dos modelos experimentais, com exceção de um dos modelos que apresentou ruína de pilar, ocorreram por ruptura da biela de compressão. As forças de ruína foram maiores que as teóricas estimadas, demonstrando que o método de cálculo utilizado não foi eficiente para previsão dessas forças, mostrando-se conservador. Já os modelos

numéricos apresentaram forças de convergência semelhante aos modelos experimentais. Em alguns modelos numéricos houve escoamento da armadura longitudinal da estaca, fato não observado nos modelos experimentais já que não havia instrumentação nas barras da armadura das estacas.

A contribuição de estribos horizontais na absorção de forças também colaborou para o aumento das forças de ruína dos modelos, fato que não é considerado na previsão, adotando-se modelos teóricos.

A força última nas barras da armadura principal dos blocos se deu na região central, e, apresentaram forças menores na seção em que a armadura é interceptada pelo plano que contém o eixo da estaca, demonstrando a influência dos campos de tensão de compressão na distribuição de tensões de tração nessa região. Nos modelos com pilares retangulares alongados essa redução foi menor. Nos modelos numéricos verificou-se que as barras de armadura dos blocos com pilares alongados, apesar da redução de tensões do em seções transversais contidas entre o centro dos blocos e as extremidades, apresentaram deformações na região entre a face externa da estaca a face do bloco. Esse fato demonstrou que a seção transversal dos pilares influencia nas solicitações do tirante. Sugere-se, portanto, que as barras da armadura do tirante, nesses casos, devem ser ancoradas com gancho.

Nas análises feitas ficou demonstrado que as forças nas barras da armadura dos pilares diminuem ao longo de seu comprimento de ancoragem no bloco, mas são totalmente transferidas para o bloco a partir de certa profundidade, dependendo da seção transversal do pilar e da quantidade e distribuição de barras do pilar. A diminuição das forças no bloco ocorre por causa da força ação de compressão da biela. Apesar dessa constatação concluiu-se que isso não é o suficiente para reduzir o comprimento de ancoragem, em pilares com compressão centrada, já que em blocos com pilares de seção retangular as solicitações são diferentes em barras de extremidade e centrais. Sugere-se, em face dos resultados, a não redução do comprimento de ancoragem, ou, o estudo de cada caso particular.

Foi possível observar a influência das diferentes seções transversais e diferentes taxas de armadura de pilares na formação das regiões nodais. Pode se comprovar que na região nodal logo abaixo do pilar atua uma tensão reduzida que deve ser parte das verificações das regiões nodais nos blocos sobre estacas, semelhantes aos estudados neste trabalho.

Como relação ao comportamento das regiões nodais inferiores (junto às estacas) concluiu-se que há influência da seção dos pilares alongados nas suas resistências. Além disso, os modelos numéricos não comprovaram a hipótese de Delalibera (2006) que sugeriu

um método para cálculo de estacas considerando que estas não são solicitadas em sua totalidade, o que influenciaria também o modelo de bielas e tirantes para blocos sobre duas estacas.

A partir das análises realizadas sugeriu-se um modelo de bielas e tirantes simplificado, verificando-se as regiões nodais superiores e inferiores contemplando algumas conclusões desta pesquisa. Para as regiões nodais determinaram-se parâmetros de resistência com os valores experimentais e teóricos. Sugere-se adotar valores como parâmetros de resistência que estejam a favor da segurança.

Com o intuito de contribuir para futuras pesquisas envolvendo o estudo do elemento de fundação bloco sobre estacas, apresentam-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- Realizar análise experimental e numérica de blocos com estacas de concreto pré-moldadas e estacas metálicas com diferentes seções transversais;
- Desenvolver uma análise experimental de blocos sobre estacas de concreto armado com armadura longitudinal instrumentada na região da ligação com o bloco;
- Realizar análise numérica de blocos sobre estacas com pilares de seções formadas por vários retângulos (formatos de L, U), e, blocos com associação de vários pilares;
- Analisar experimentalmente blocos sobre um número grande estacas (a partir de 5 estacas);
- Realizar análise experimental e numérica de blocos com estacas solicitadas à tração;
- Utilizar a topologia para aplicação de modelos de bielas e tirantes em diferentes tipos de blocos sobre estacas.

Como sugestão da banca no ato da defesa, incluiu-se neste trabalho um anexo, no formato digital, com as fotos dos ensaios dos modelos experimentais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ADEBAR, P., and ZHOU, Z. (1993). Bearing Strength of Compressive Struts Confined by Plain Concrete, **ACI Structural Journal**, V. 90, No. 5, p. 534-541, Set/Out.

ADEBAR, P.; ZHOU, Z. (1996) Design of Deep Pile Caps by Strut-and-Tie Models. **ACI Structural Journal**, v. 93, n. 4, p. 1-12, Jul-Ago.

AÏTCIN, P.-C. (2000) **Concreto de alto desempenho**. PINI, São Paulo.

ALONSO, U.R. (1983). **Exercícios de Fundações**, São Paulo, Edgard Blücher.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1983). **Design Handbook**, v.1: Beam, one—way slabs, brackets, footings and pile caps. (ACI 340. IR-84) ACI SP-17, Detroit, USA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1995). **ACI 318M – Building code requirements for reinforced concrete**. Detroit, USA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2002). **SP-208, Examples for the design of structural concrete with strut-and-tie models**. Michigan, USA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2005). **ACI 318-05 – Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)**. Detroit, USA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2008) **ACI 318-08 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, Farmington Hills, USA.

ANDRADE, J. R. L. (1989). **Dimensionamento estrutural de elementos de fundação**. São Carlos, EESC-USP. (Notas de Aula).

ANDOLFATO R. (2009). **Desenvolvimento das técnicas de produção de blocos de concreto para alvenaria estrutural na escala (1:4)**. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, SP.

ANSYS User's Manual (2010). **Theory Manual**. ANSYS revision 10.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2014). **NBR 6118:2007 – Projeto de estruturas de concreto- Procedimento**. Rio de Janeiro.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2010). **NBR 6122:2010 – Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2007). **NBR 6118:2007 – Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2007). **NBR 7480:1996 – Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2002). **NBR 6152:2002 – Materiais metálicos – determinação das propriedades mecânicas à tração: método de ensaio**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 8522:2003 – Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR NM67:1998 – Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR NM33:1998 – Concreto - Amostragem de concreto fresco**. Rio de Janeiro.

BARROS, R. (2009). **Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

BARROS, R., GIONGO, J.S. (2010). Análise de tensões nas regiões nodais em blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice embutido. **Anais do III Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas**, Abril, Rio de Janeiro.

BARROS, R. (2013). **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido utilizado na ligação pilar-fundação**. São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

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

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

BURKE JR., J.U. (1978). **Blocos rígidos sobre apoios diretos**. São Paulo, Maubertec.

CALAVERA, J. (1991). **Calculo de estructuras de cimentacion**. Instituto Tecnico de Materiales y Construcciones. 3ª Edição. Madrid, Espanha.

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

CARVALHO, I. S. (1994). **Análise experimental de blocos sobre grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. (2009) **Tipos de Fundação e Métodos de Execução**. Notas de aula da disciplina Fundações. EESC, USP, São Carlos.

CLARKE, J. L. (1973). Behavior and design of pile caps with four piles. **Cement and Concrete Association**, London, 19 p. (Technical Report, n. 42.489).

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1970). CEB-FIP Recommendations particulières au calcul et à l'exécution dès semelles de fondation. **Bulletin D'Information**, Paris, n.73.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1990). CEB-FIP model code for concrete structures. **Bulletin D'Information**, Paris, n. 203-205, July.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1993). CEB-FIP: Model code 1990. **Bulletin D'Information**, Paris, n. 203-205.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN (2008). **EHE: Instrucción Española de Hormigón Armado**. Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, Madrid.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN (2001). **EHE: Instrucción Española de Hormigón Armado**. Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, Madrid.

CSA STANDARD A23.3-94 (1994). **Design of Concrete Structures**. Canadian Portland Cement Association, Ontario, Canadá;

CSA STANDARD A23.3-04 (2004). **Design of Concrete Structures with Explanatory Notes**. Canadian Portland Cement Association, Ontario, Canada.

DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. (2004). Influência da rigidez do bloco de coroamento nos estaqueamentos em linha. **46º Congresso Brasileiro do Concreto**. CDROM, Florianópolis, SC.

DELALIBERA, R. G. (2006). **Análise experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica**. São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

EUROPEAN STANDARD (2004). **Eurocode 2: Design of concrete structures**. European Committee for Standardization, EN 1992-1-1, 2004.

FUSCO, P.B. (1994). **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo, Editora Pini Ltda.

HOBBS, N. B.; STEIN, P. (1957). An investigation into the stress distribution in pile caps with some notes on design. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers.**, v. 57, pg. 559-628.

ITURRIOZ, I.; D'AVILA, V. M. R.; RAUSH, A. (2000). Análise experimental computacional de um bloco de estacas de concreto armado. XXXIX Jornadas Sul-Americanas de engenharia estrutural, In: CD-ROOM;

IYER, P. K.; SAM, C. (1991). 3-D elastic analysis of three-pile caps. **Journal of Engineering Mechanics**, ASCE, v. 117, n. 12, p. 2862-2883, Dec.

IYER, P. K.; SAM, C. (1992). Three-dimensional analysis of pile caps. **Computers and Structures**, v. 42, n. 3, p. 395-411, Feb;

IYER, P. K.; SAM, C. (1995). Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete four-pile caps. **Computers and Structures**, v. 57, n.4, p. 605-622.

KOTINDA, T.I. (2006). **Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga**. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

MACHADO, C. P. (1979). Elementos especiais estruturais de concreto armado. São Paulo, FDTE- EPUSP - IPT. (Notas de Aula), v1;

MAREK FILHO, C. A. (2010). **Análise do Comportamento de Blocos sobre Quatro Estacas com Cálice Embutido**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

MARQUES, J.; JIRSA, J. (1975). A study of a Hooked Bar Anchorages in Beam Joints, **ACI Journal**, May.

MARTINELLI, D. A. O., TAKEYA, T., (1974). Ruína das Ligações Laje-Pilar nas Bordas de Lajes Cogumelo. São Carlos. **Relatório parcial apresentado à Fundação de Amparo à Pesquisa Científica do Estado de São Paulo**.

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

MEHTA, P.K., MONTEIRO, P.J.M (2008). **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. 3 ed. São Paulo: IBRACON.

MEHTA, P.K., AÏTCIN, P-C. (1990). Principles underlying production of high-performance concrete. **Cement, Concrete & Aggregates**, Philadelphia: American Society for Testing Materials.

MELO, L.R.T. (2011). **Monitoração de modelos físicos reduzidos para investigação do comportamento de estruturas em escala real**. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

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

MINOR, J.; JIRSA, J. (1975). Behavior of Bent Bar Anchorages, ACI Journal, p.141-149, April;

MOLINA, J.C. (2008). **Análise do comportamento dinâmico da ligação formada por barras de aço coladas para tabuleiros mistos de madeira e concreto para pontes**. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A.; CABRE, M. (2000). Hormigón armado. 14ª Edición basada em EHE ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo. Gustavo Gili, Barcelona, Espanha.

MUNHOZ, F. S. (2004-a). **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

MUNHOZ, F. S.; DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. (2004-b). Avaliação da rigidez de blocos de coroamento em estaqueamentos paralelos com ações verticais excêntricas. **46º Congresso Brasileiro do Concreto**. CDROM, Florianópolis, SC.

MUNHOZ, F. S.; BARROS, R. ; GIONGO, J. S. (2010). Análise do comportamento de um bloco de concreto armado sobre seis estacas para um pilar com seção transversal composta de retângulos. **52º Congresso Brasileiro do Concreto**. CDROM, Fortaleza, CE.

NOGUEIRA, C.G., LEONEL, E.D., VENTURINI, W.S. Modelos para Análise Não-Linear de Estruturas em Concreto Armado usando o Método dos Elementos Finitos. **9º Simpósio de Mecânica Computacional**, São João Del-Rei, MG.

NORI, V.V.; THARVAL, M. (2007). Design of pile caps – Strut and tie model method. **The indian concrete journal**, Point of view. p. 13-19, Abril.

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

OLIVEIRA, D. S. (2013). **Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas**. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

Proença, S. P. B., (1988). **Sobre Modelos Matemáticos do Comportamento Não-linear do Concreto: Análise Crítica e Contribuições**. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

RAUSH, A.; D'ASCENSO, N.; GOLDSCHMIDT, P.; NATALINI, M. (1997). Analisis experimental sobre cabezales de pilotes sometidos a cargas verticales. **XXVIII Jornadas Sul-Americanas de engenharia estrutural**, v. 1, p. 309-318, São Carlos.

SABNIS, G. M.; GOGATE, A. B. (1984). Investigation of thick slab (Pile Cap) behavior. **ACI Journal**. Title n. 81-5, p. 35-39, Jan/Feb.

SILVA, R. C.; GIONGO, J. S. (2000). **Modelos de bielas e tirantes**. Projeto REENGE, São Carlos, EESC – USP.

SCHAFER, K., SCHLAICH, J. (1988). Consistent design of structural concrete using strut and tie models. In: **Coloquio sobre comportamento e projeto de estruturas**, 5, Rio de Janeiro. Anais. PUC/RJ.

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

SCHLAICH, J., SCHAFER, K., JENNEWEIN, M. (1987). Towards a consistent design of structural concrete. **PCI Journal**, v.32, n.3, p.74-150, May-June.

SOUZA, R. A. (2004). **Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades**. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

SOUZA, R. A.; KUCHMA, D. A.; PARK, J.; and BITTENCOURT, T. N. (2007), Non-Linear Finite Element Analysis of Four-Pile Caps Supporting Columns Subjected to Generic Loading, **Computers and Concrete**, V. 4, No. 5, pp. 363-376.

SOUZA, R. A.; KUCHMA, D.; PARK, J.; BITTENCOURT, T. (2009). Adaptable Strut-and-Tie Model for Design and Verification of Four-Pile Caps. **ACI Structural Journal**, v. 106, n. 2, p.142-150, mar.-abr.

SUZUKI, K.; OTSUKI, K.; TSUBATA, T. (1998). Influence of Bar Arrangement on Ultimate Strength of Four-Pile Caps. **Transactions of the Japan Concrete Institute**, V. 20, pp. 195-202.

SUZUKI, K.; OTSUKI, K.; TSUBATA, T. (1999). Experimental Study on Four-Pile Caps with Taper. **Transactions of the Japan Concrete Institute**, V. 21, pp. 327-334.

SUZUKI, K.; OTSUKI, K.; TSUHIYA, T. (2000). Influence of Edge Distance on Failure Mechanism of Pile Caps. **Transactions of the Japan Concrete Institute**, V. 22, pp. 361-36

SUZUKI, K., and OTSUKI, K., (2002). Experimental Study on Corner Shear Failure of Pile Caps, **Transactions of the Japan Concrete Institute**, V. 23, 2002

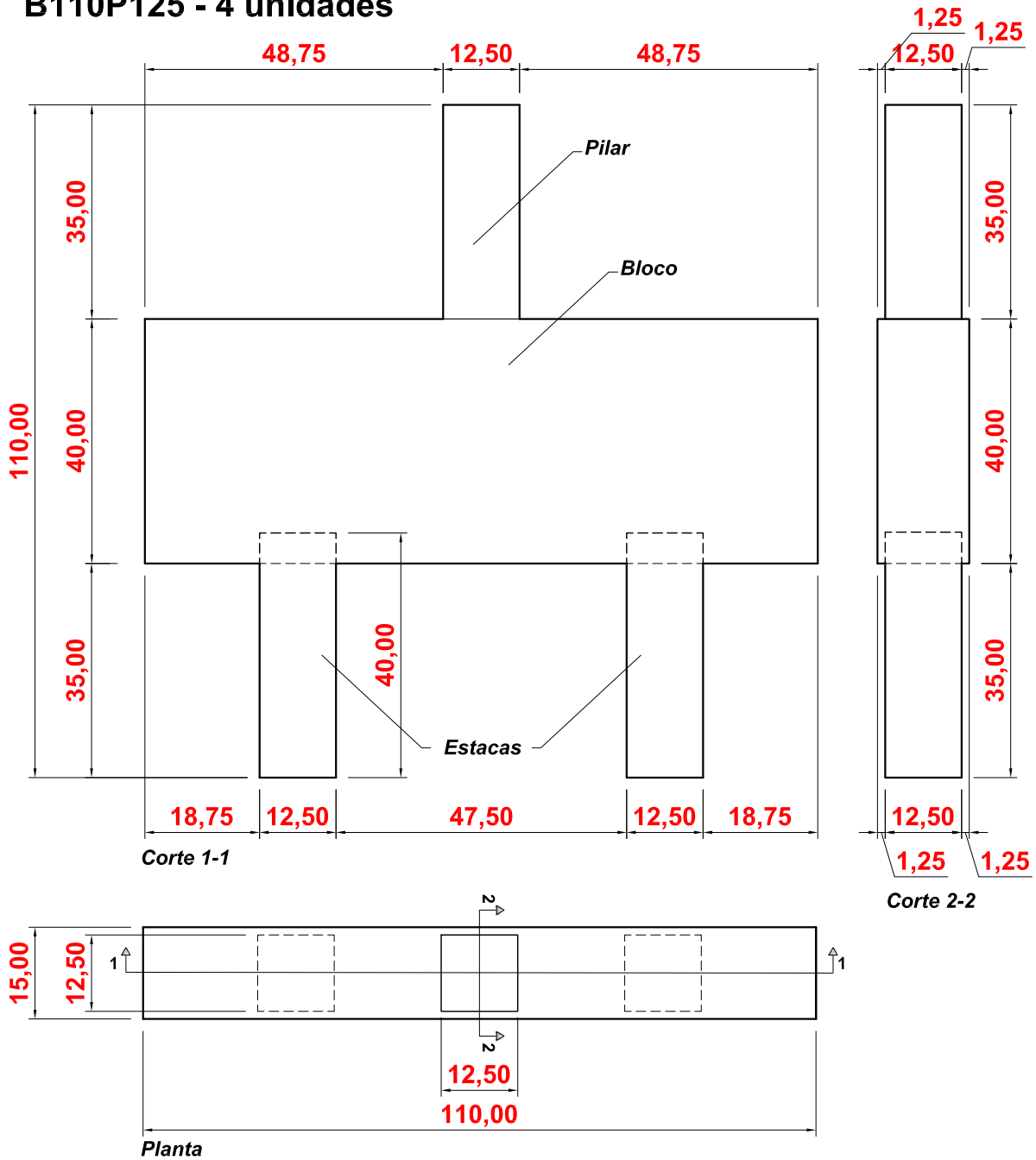
TAYLOR, H. P. J., CLARKE, J. L. (1976). Some detailing problems in concrete frame structures. **The Structural Engineer**, London, v.54, n. 1, p. 19-32, January

TJHIN, T. N.; KUCHMA, D. (2002). Computer-Based Tools for Design by Strut-and-Tie Method: Advances and Challenges. **ACI Structural Journal**, p. 586-594, September-October.

WOLANSKI, A. J. B.S. (2004). **Flexural behavior of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis**. Tese (mestrado). Faculty of the Graduate School, Marquette University. Milwaukee, Wisconsin.

ANEXO A - Projeto de Fôrmas

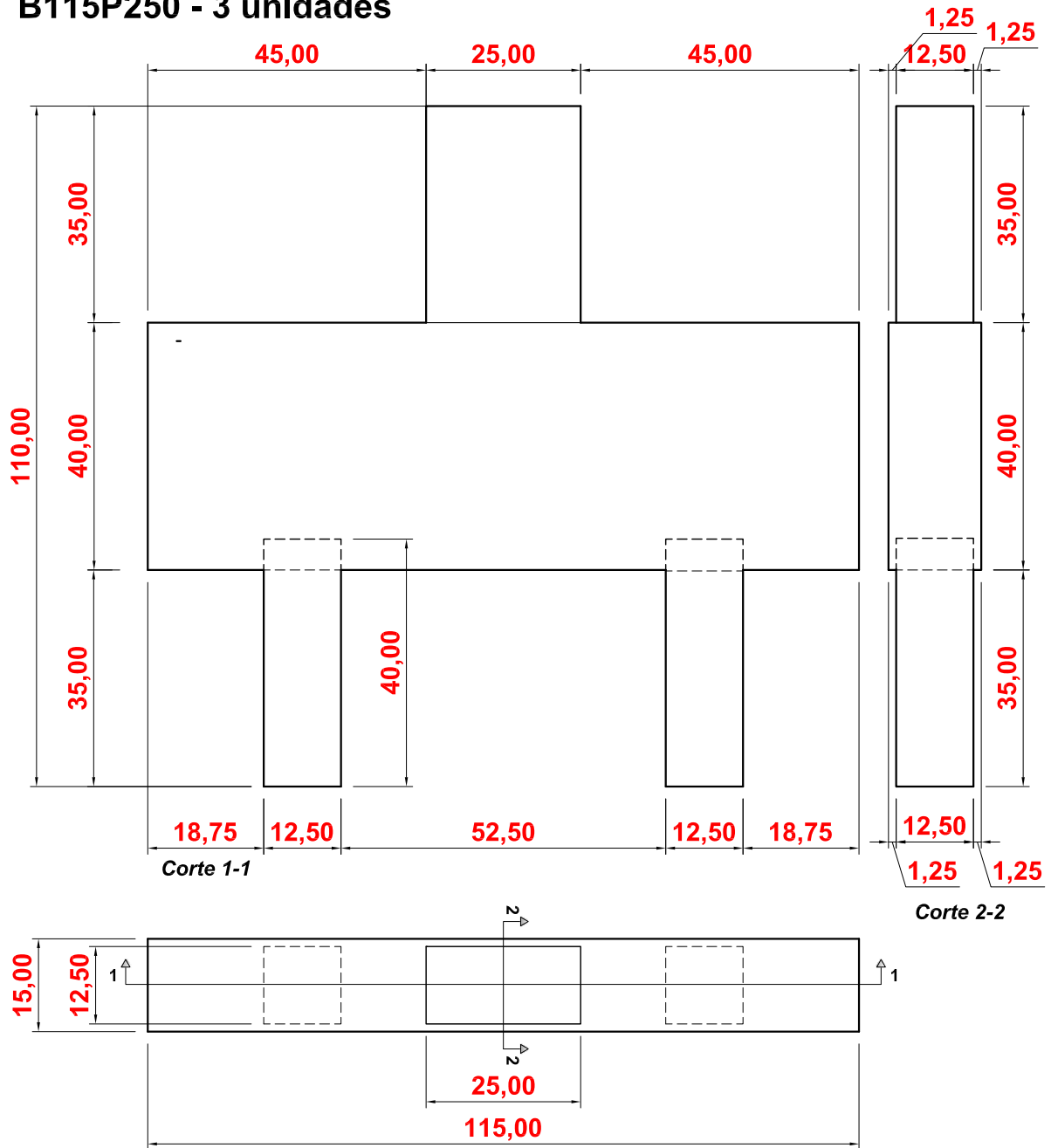
B110P125 - 4 unidades



MEDIDAS EM CENTÍMETROS

Doutoranda FABIANA STRIPARI MUNHOZ	Telefone
Local Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	Data 22.01.13
Assunto BLOCO 2 ESTACAS - B110P125	Cliente LE - SET- EESC - USP
Escala sem escala	Folha 01/10

B115P250 - 3 unidades



MEDIDAS EM CENTÍMETROS

Doutoranda
FABIANA STRIPARI MUNHOZ

Telefone

Local
Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

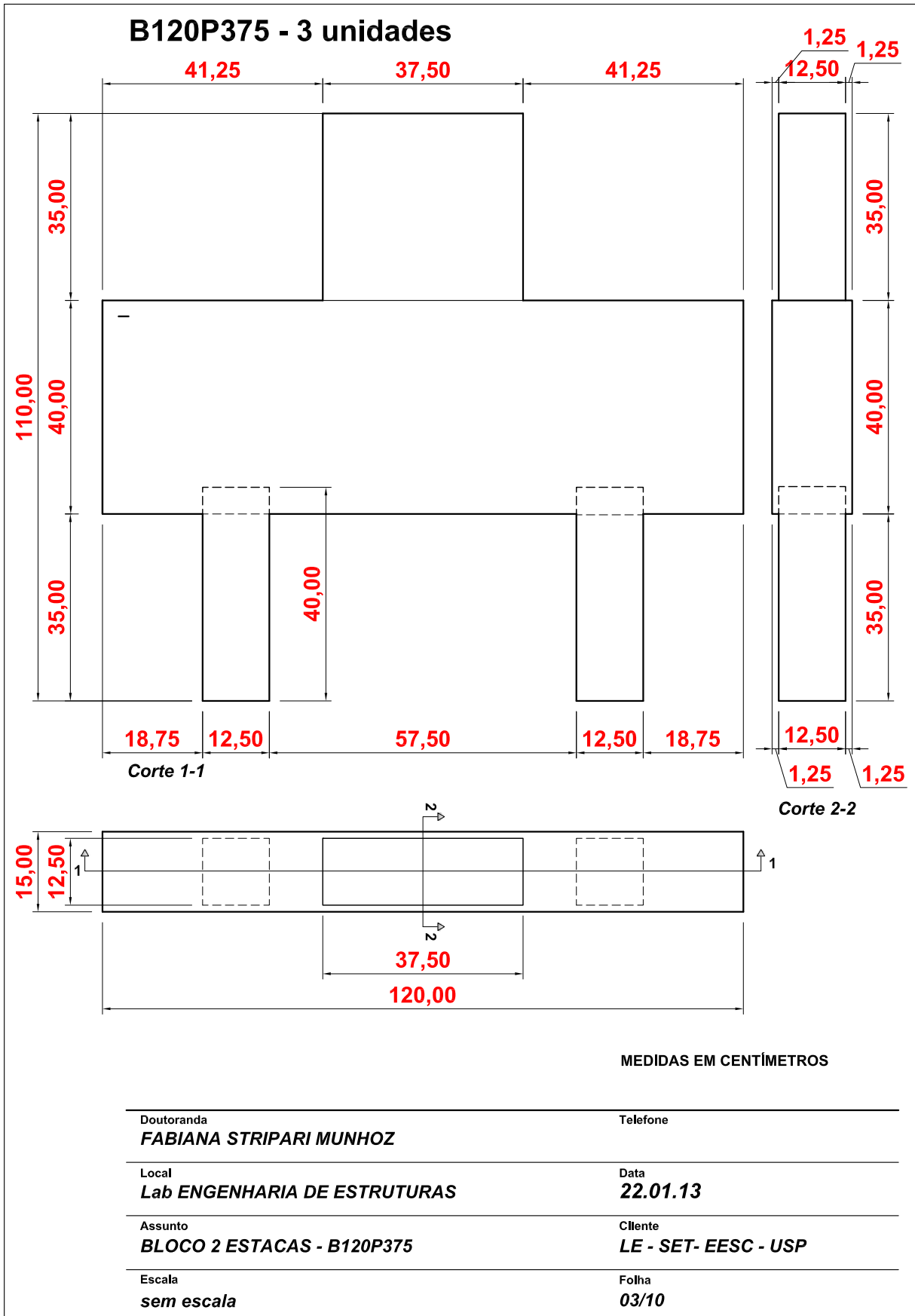
Data
22.01.13

Assunto
BLOCO 2 ESTACAS - B115P250

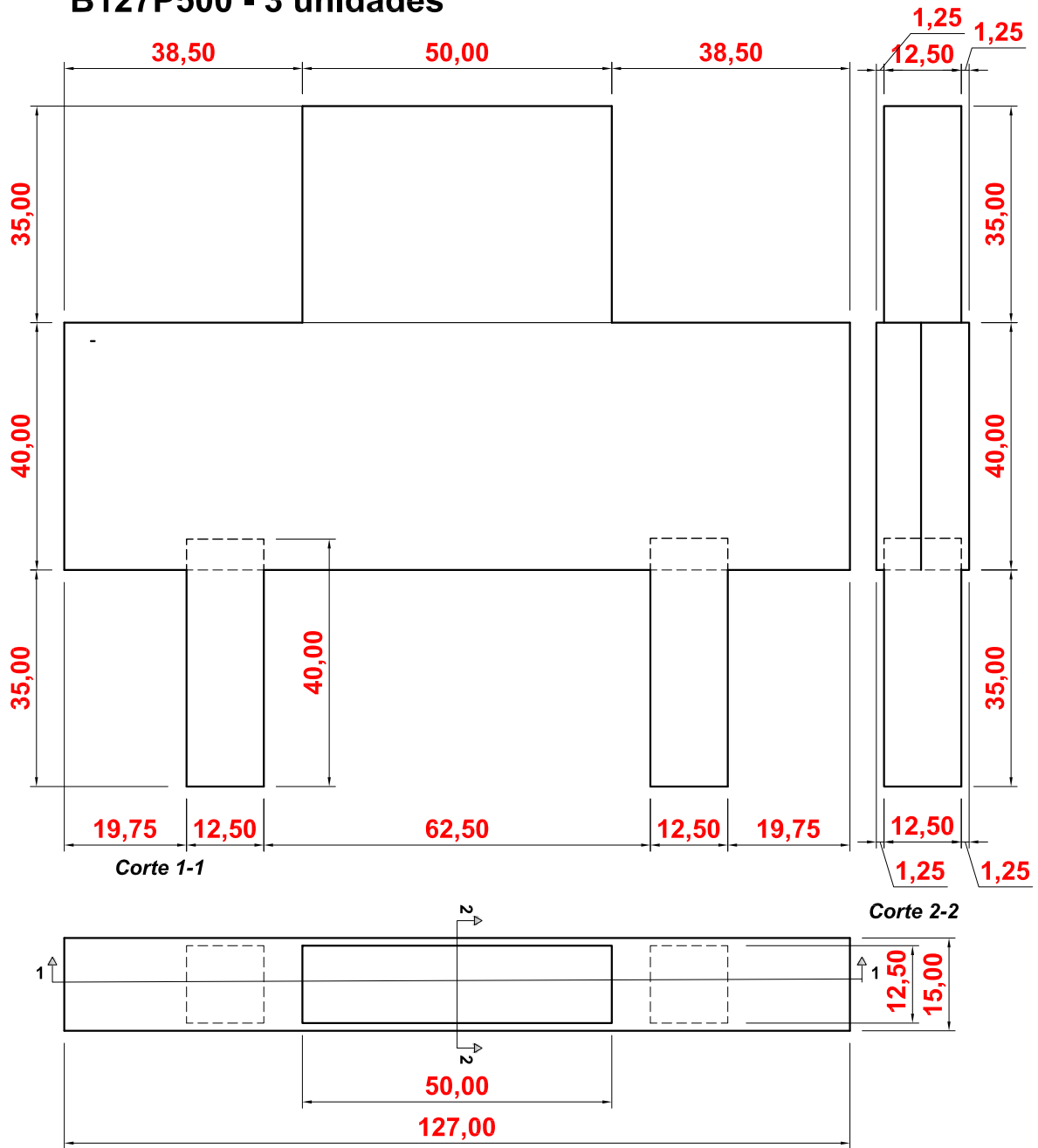
Cliente
LE - SET- EESC - USP

Escala
sem escala

Folha
02/10

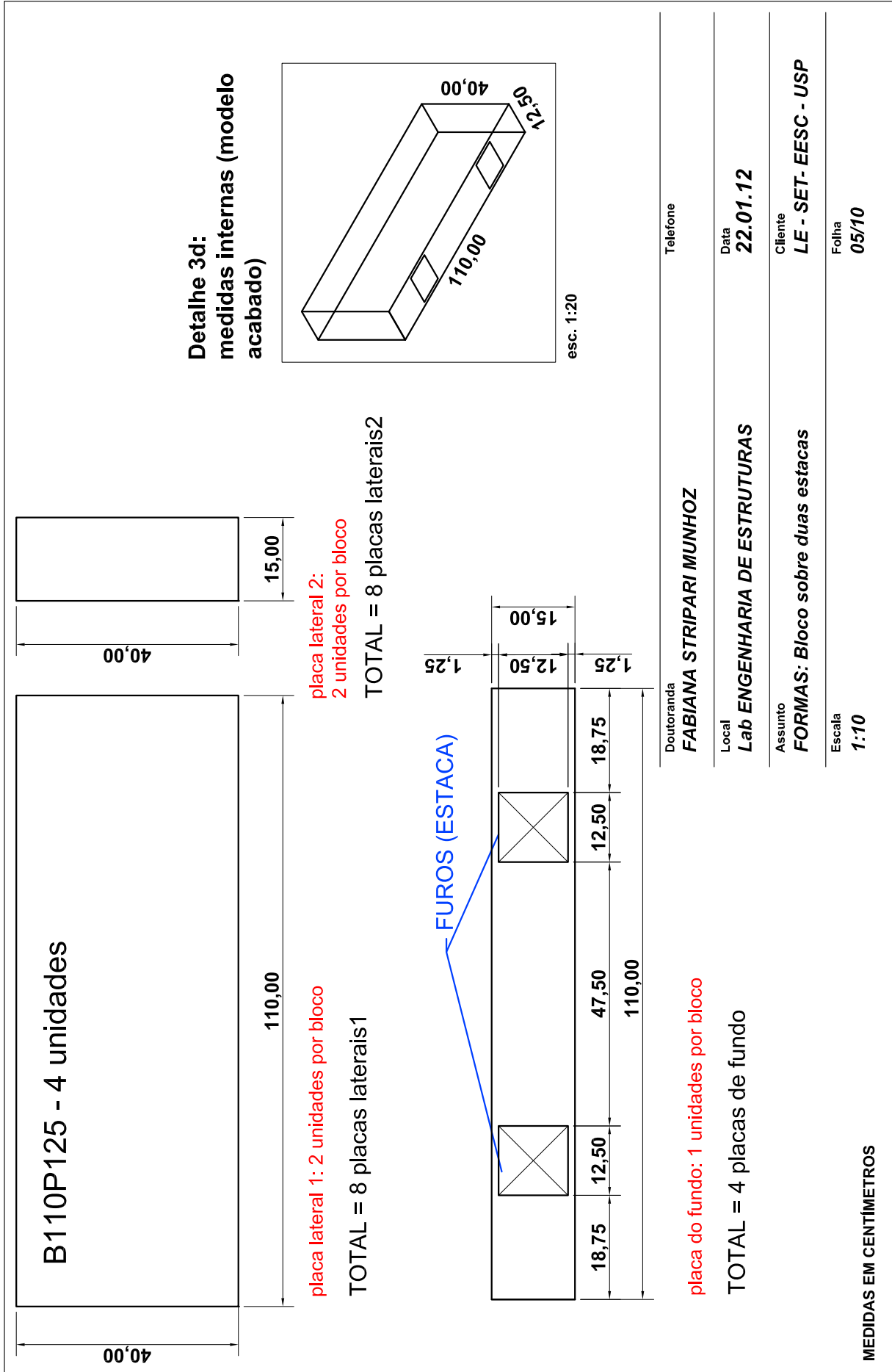


B127P500 - 3 unidades

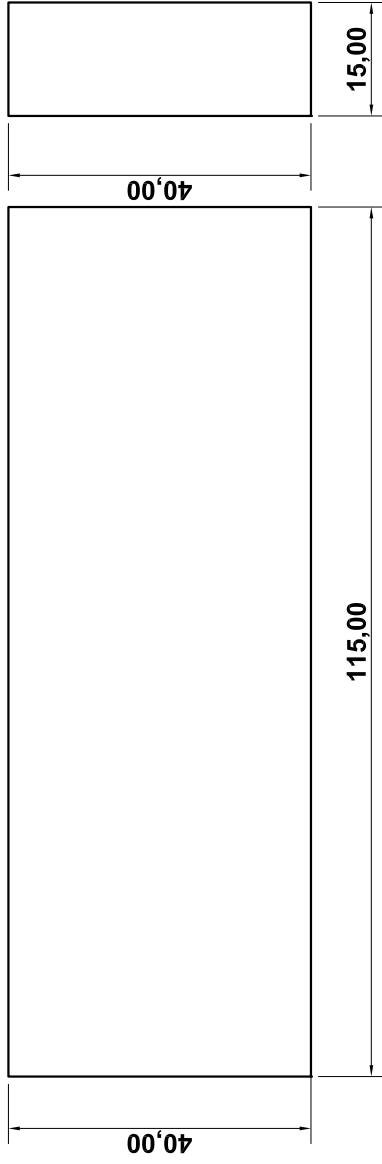


MEDIDAS EM CENTÍMETROS

Doutoranda FABIANA STRIPARI MUNHOZ	Telefone
Local Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	Data 22.01.13
Assunto BLOCO 2 ESTACAS - B127P500	Cliente LE - SET- EESC - USP
Escala sem escala	Folha 04/10



B115P250 - 4 unidades

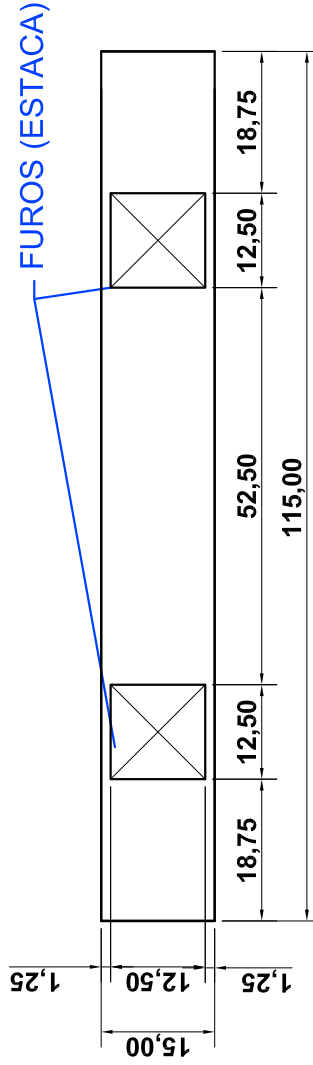


placa lateral 1: 2 unidades por bloco

TOTAL = 8 placas laterais1

placa lateral 2: 2 unidades por bloco

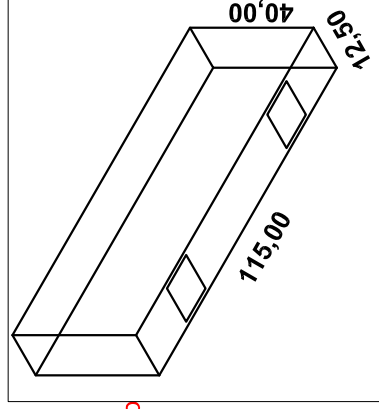
TOTAL = 8 placas laterais2



placa do fundo: 1 unidades por bloco

TOTAL = 4 placas de fundo

**Detalhe 3d:
medidas internas (modelo
acabado)**

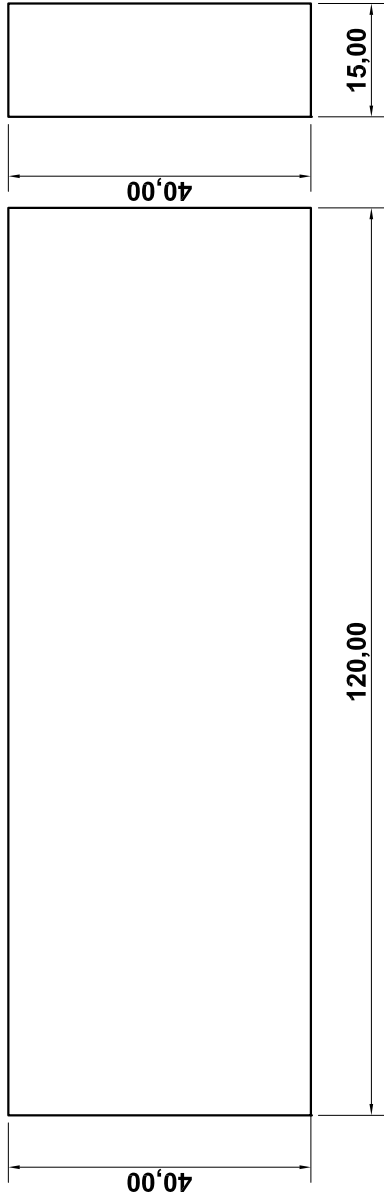


esc. 1:20

Doutoranda	FABIANA STRIPARI/MUNHOZ	Telefone
Local	Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	Data
Assunto	FORMAS: Bloco sobre duas estacas	Cliente
Escala	1:10	LE - SET- EESC - USP
		Folha
		06/10

MEDIDAS EM CENTÍMETROS

B120P375 - 4 unidades

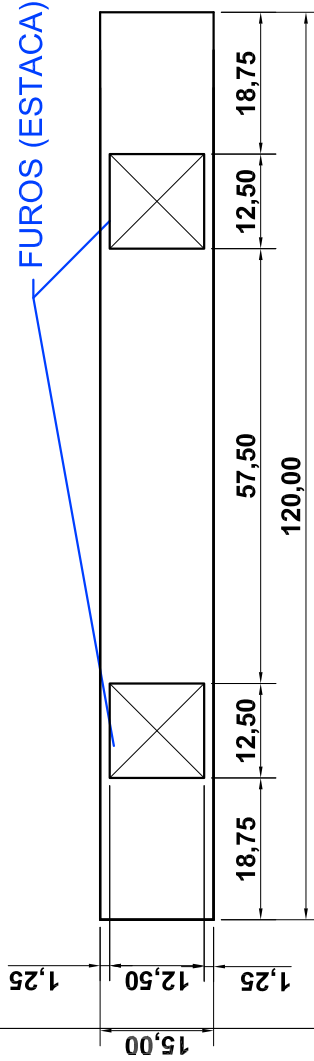


placa lateral 1: 2 unidades por bloco

TOTAL = 8 placas laterais1

placa lateral 2: 2 unidades por bloco

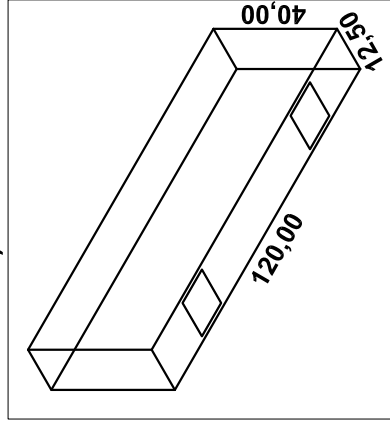
TOTAL = 8 placas laterais2



placa do fundo: 1 unidades por bloco

TOTAL = 4 placas de fundo

Detalhe 3d:
medidas Internas (modelo
acabado)



esc. 1:20

Telefone

Doutoranda
FABIANA STRIPARI MUNHOZ

Data
22.01.12

Local
Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Cliente
LE - SET- EESC - USP

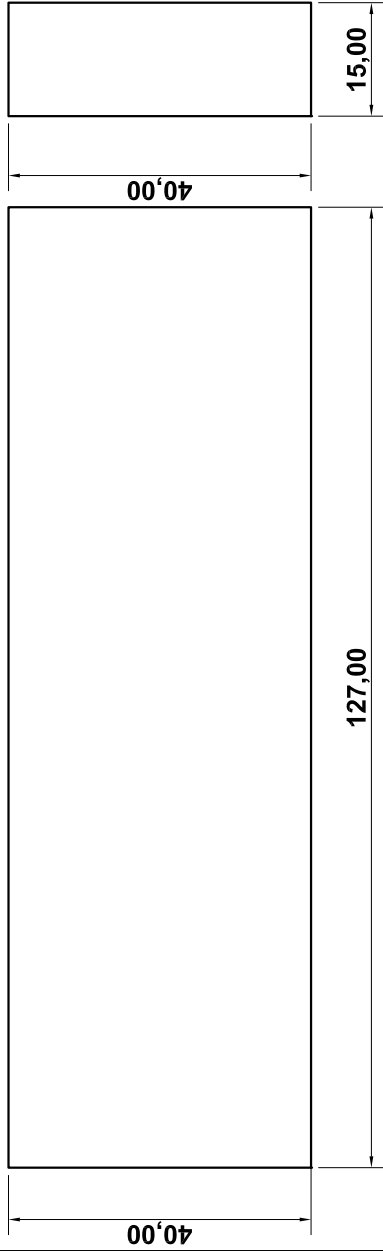
Assunto
FORMAS: Bloco sobre duas estacas

Folha
07/10

Escala
1:10

MEDIDAS EM CENTÍMETROS

B127P500 - 4 unidades



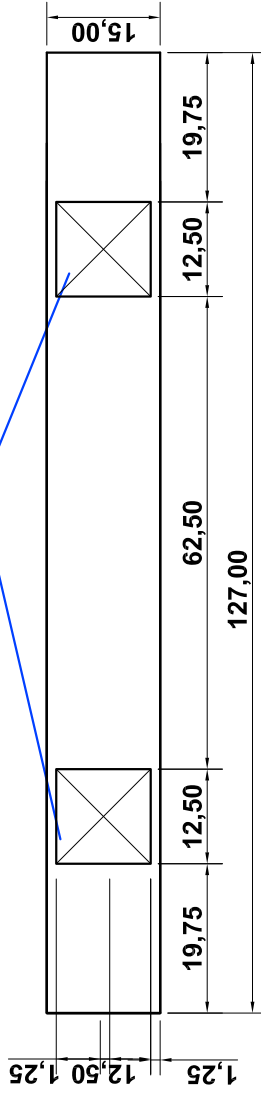
placa lateral 1: 2 unidades por bloco

TOTAL = 8 placas laterais1

placa lateral 2:
2 unidades por bloco

TOTAL = 8 placas laterais2

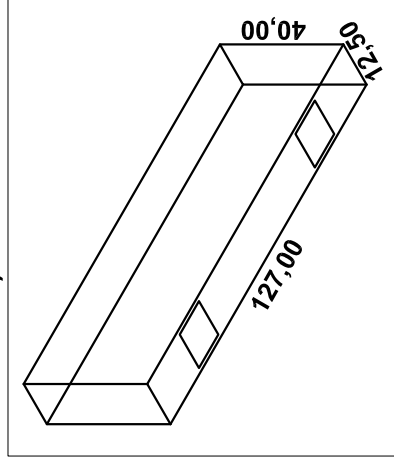
FUROS (ESTACA)



placa do fundo: 1 unidades por bloco

TOTAL = 4 placas de fundo

**Detalle 3d:
medidas internas (modelo
acabado)**



esc. 1:20

Doutoranda

FABIANA STRIPARI MUNHOZ

Telefone

Local

Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Data

22.01.13

Assunto

FORMAS: Bloco sobre duas estacas

Cliente

LE - SET- EESC - USP

Escala

1:10

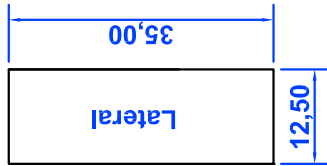
Folha

08/10

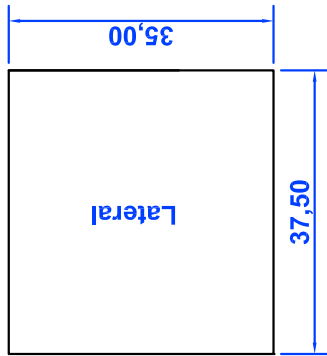
MEDIDAS EM CENTÍMETROS

Forma de pilares

P375 (4 unidades)



2 placas por pilar



2 placas por pilar

TOTAL para 4 unidades:

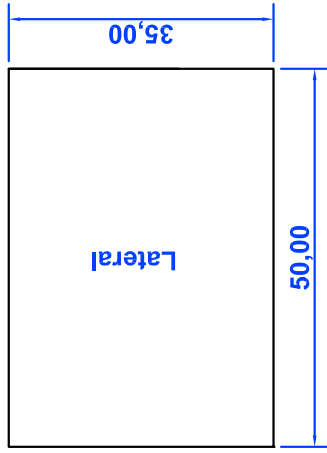
8 placas (12,5x35,0)

8 placas (37,5x35,0)

P500 (4 unidades)



2 placas por pilar



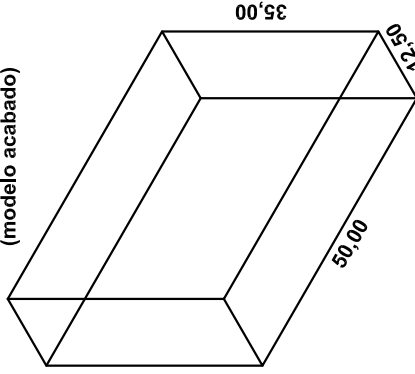
2 placas por pilar

TOTAL para 4 unidades:

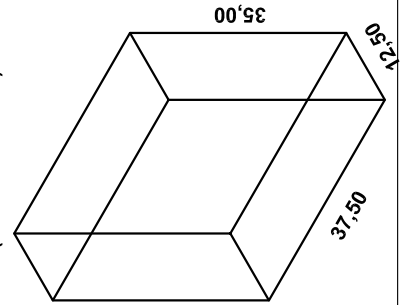
8 placas (12,5x35,0)

8 placas (50,0x35,0)

MEDIDAS INTERNAS (modelo acabado)



MEDIDAS INTERNAS (modelo acabado)

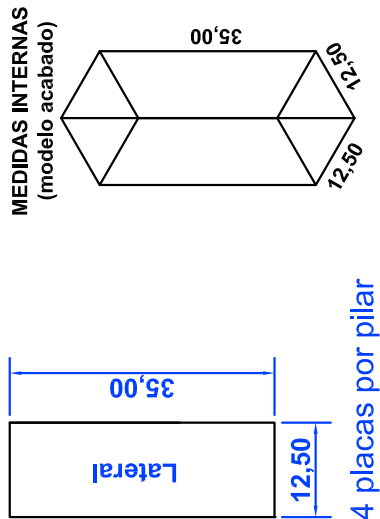


MEDIDAS EM CENTÍMETROS

Doutoranda	FABIANA STRIPARI MUNHOZ	Telefone
Local	Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	Data
Assunto	FORMAS de PILARES e ESTACAS	22.01.13
Escala	1:10	Ciente
		LE - SET- EESC - USP
		Folha
		09/10

Forma de pilares e estacas

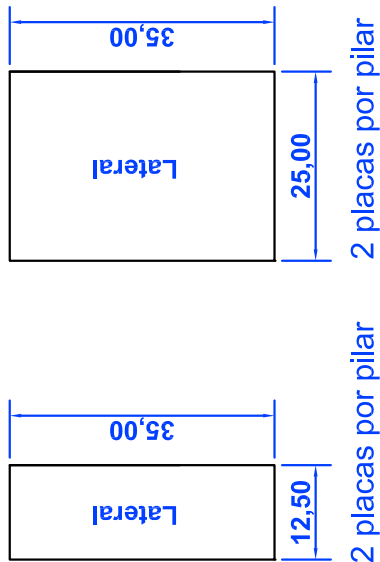
P125 (4 unidades)



4 placas por pilar

TOTAL para 4 unidades :
16 placas (12,5x35,0)

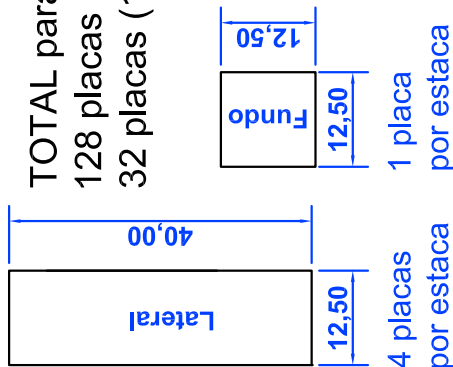
P250 (4 unidades)



2 placas por pilar

TOTAL para 4 unidades:
8 placas (12,5x35,0)
8 placas (25,0x35,0)

ESTACAS (32 unidades)

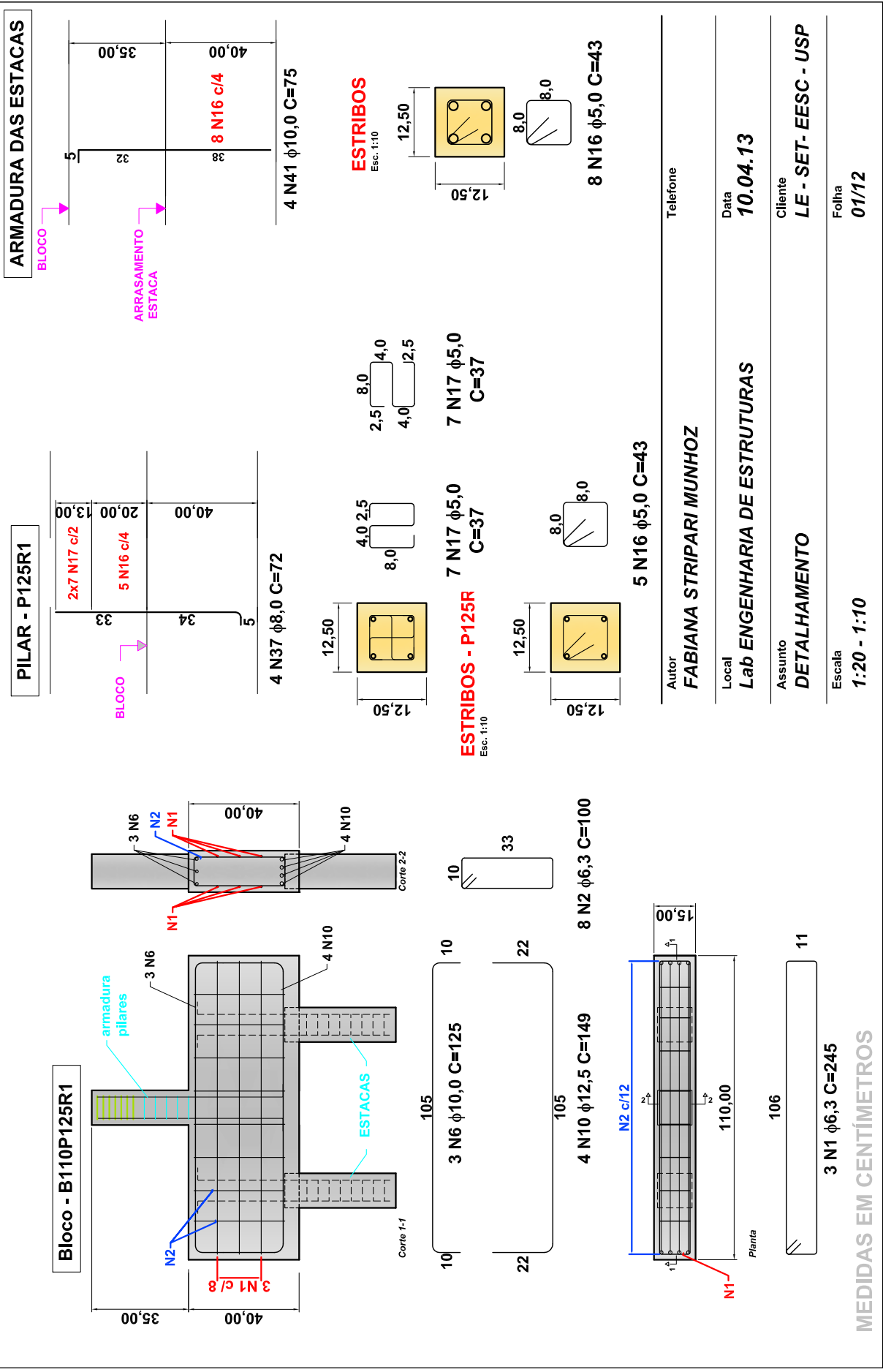


4 placas por estaca
1 placa por estaca

TOTAL para 32 unidades
128 placas (12,5x40,0)
32 placas (12,5x12,5)

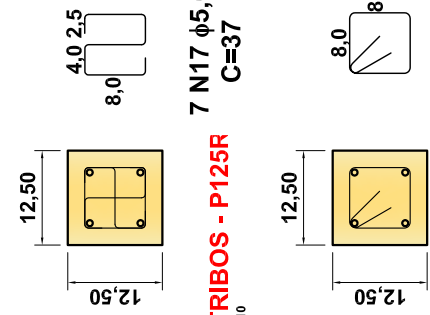
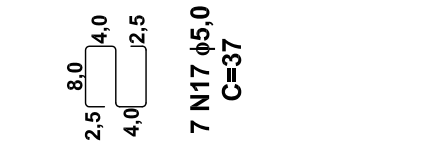
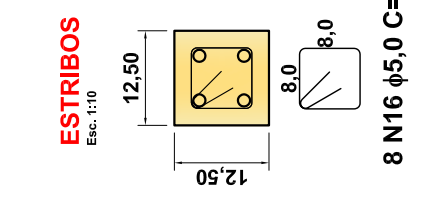
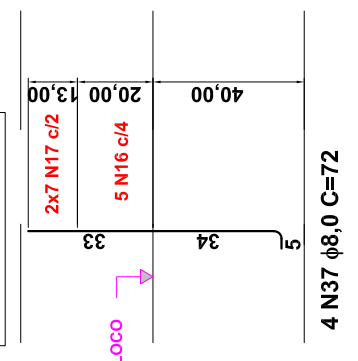
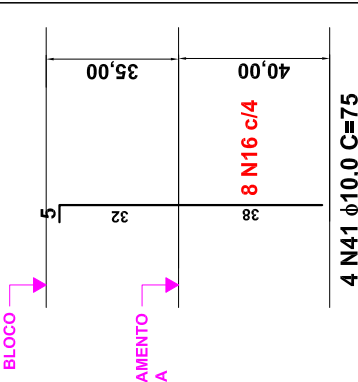
MEDIDAS EM CENTÍMETROS	
Doutoranda	Telefone
FABIANA STRIPARI MUNHOZ	
Local	Data
Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	22.01.13
Assunto	Cliente
FORMAS de PILARES e ESTACAS	LE - SET- EESC - USP
Escala	Folha
1:10	10/10

ANEXO B - Projeto de detalhamento da armadura



ARMADURA DAS ESTACAS

PILAR - P125R1

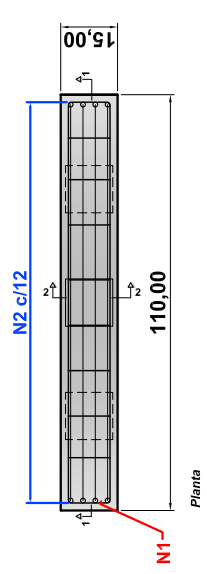
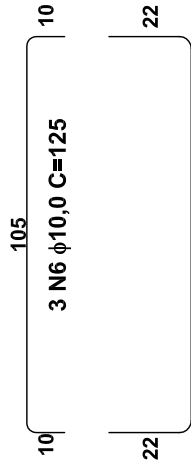
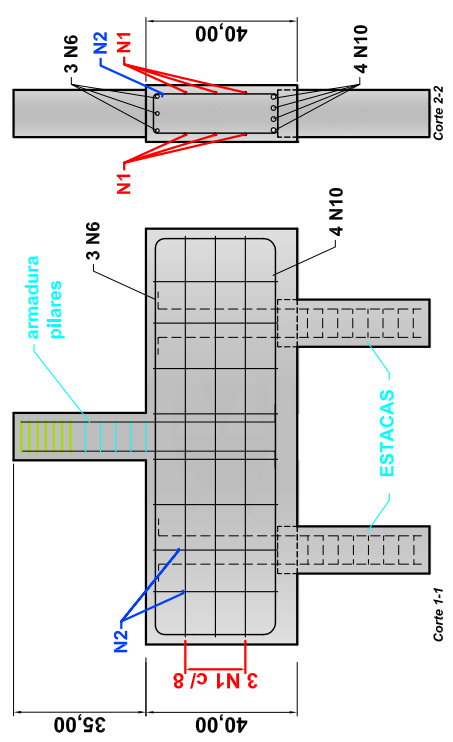


ESTRIBOS Esc. 1:10

ESTRIBOS Esc. 1:10

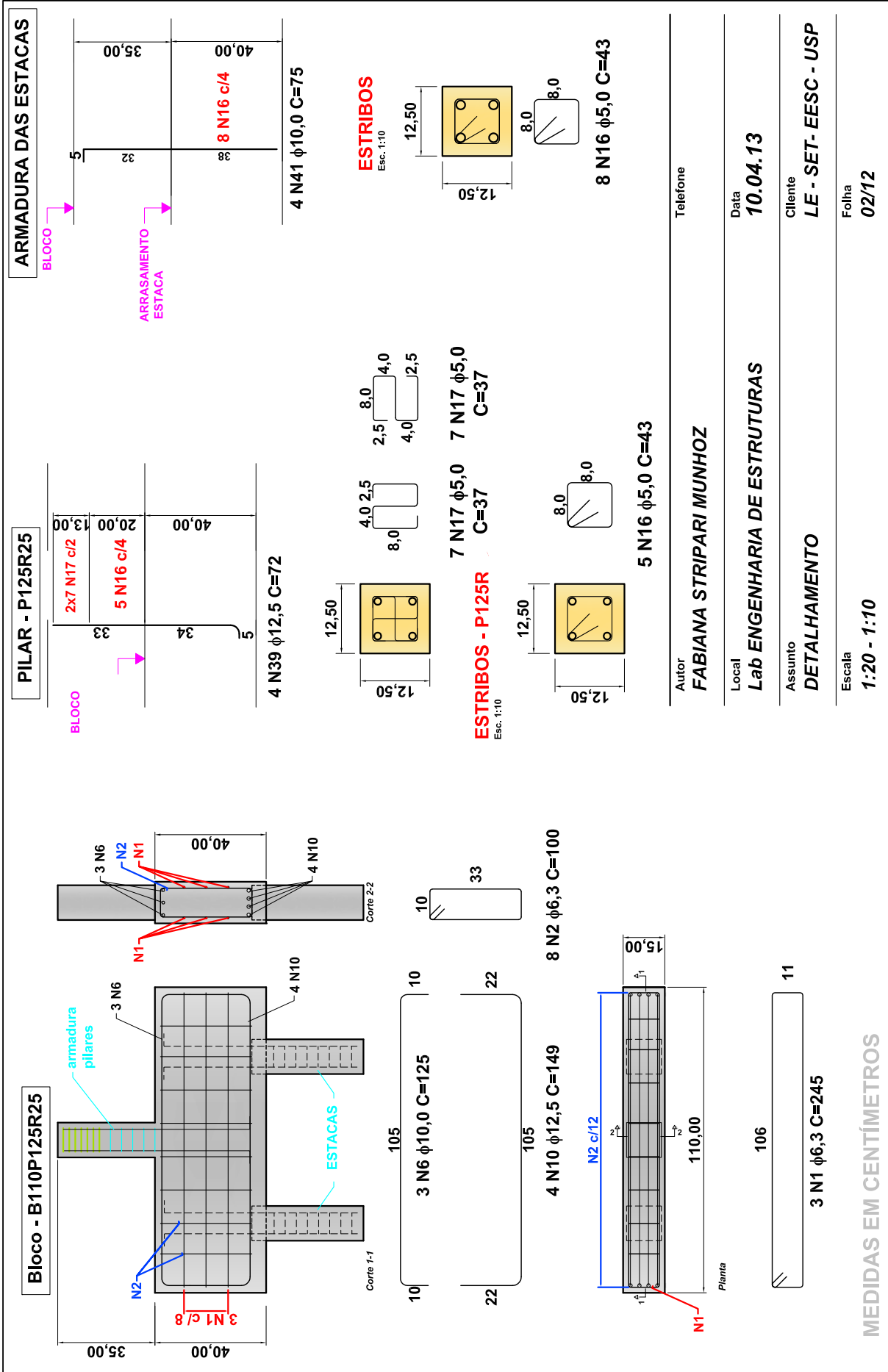
ESTRIBOS Esc. 1:10

Bloco - B110P125R1



MEDIDAS EM CENTÍMETROS

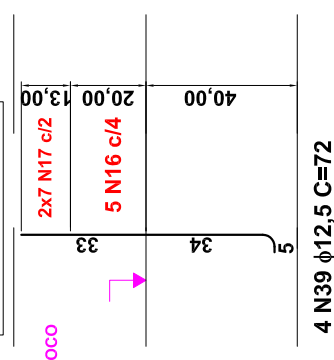
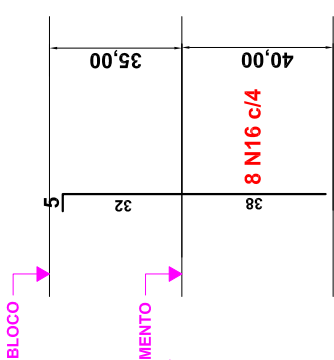
Autor	FABIANA STRIPARI MUNHOZ	Telefone	
Local	Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	Data	10.04.13
Assunto	DETALHAMENTO	Cliente	LE - SET - EESC - USP
Escala	1:20 - 1:10	Folha	01/12



ARMADURA DAS ESTACAS

PILAR - P125R25

Bloco - B110P125R25



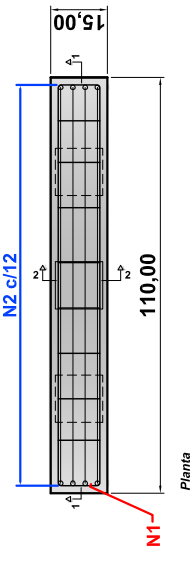
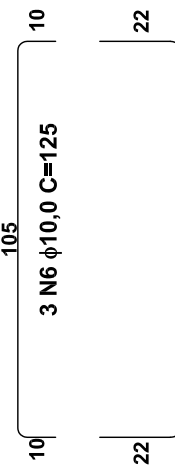
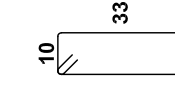
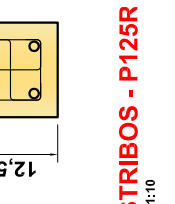
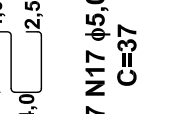
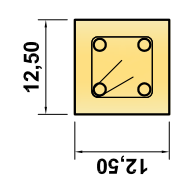
ESTRIBOS

ESTRIBOS - P125R

ESTRIBOS

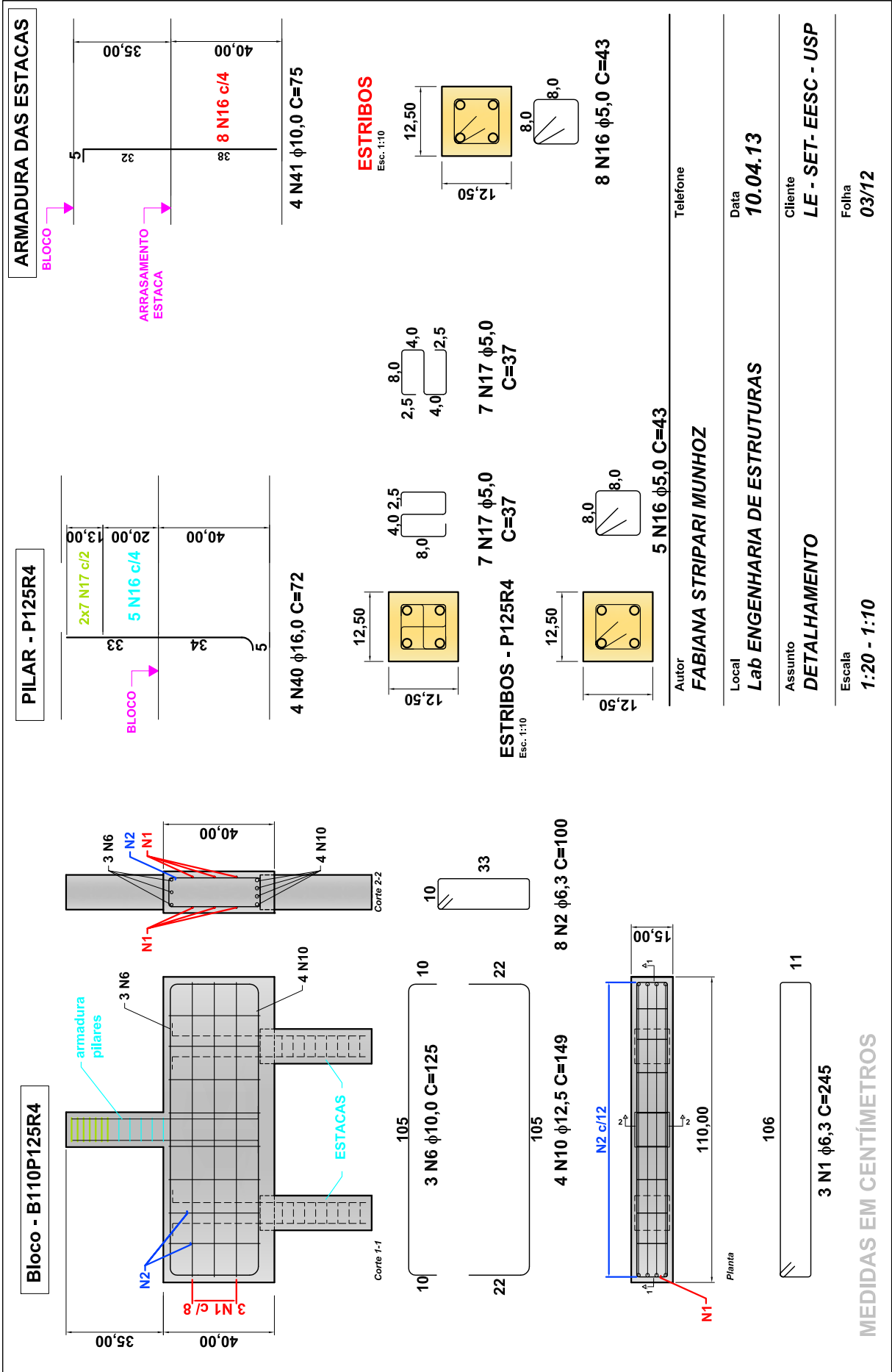
Corte 2-2

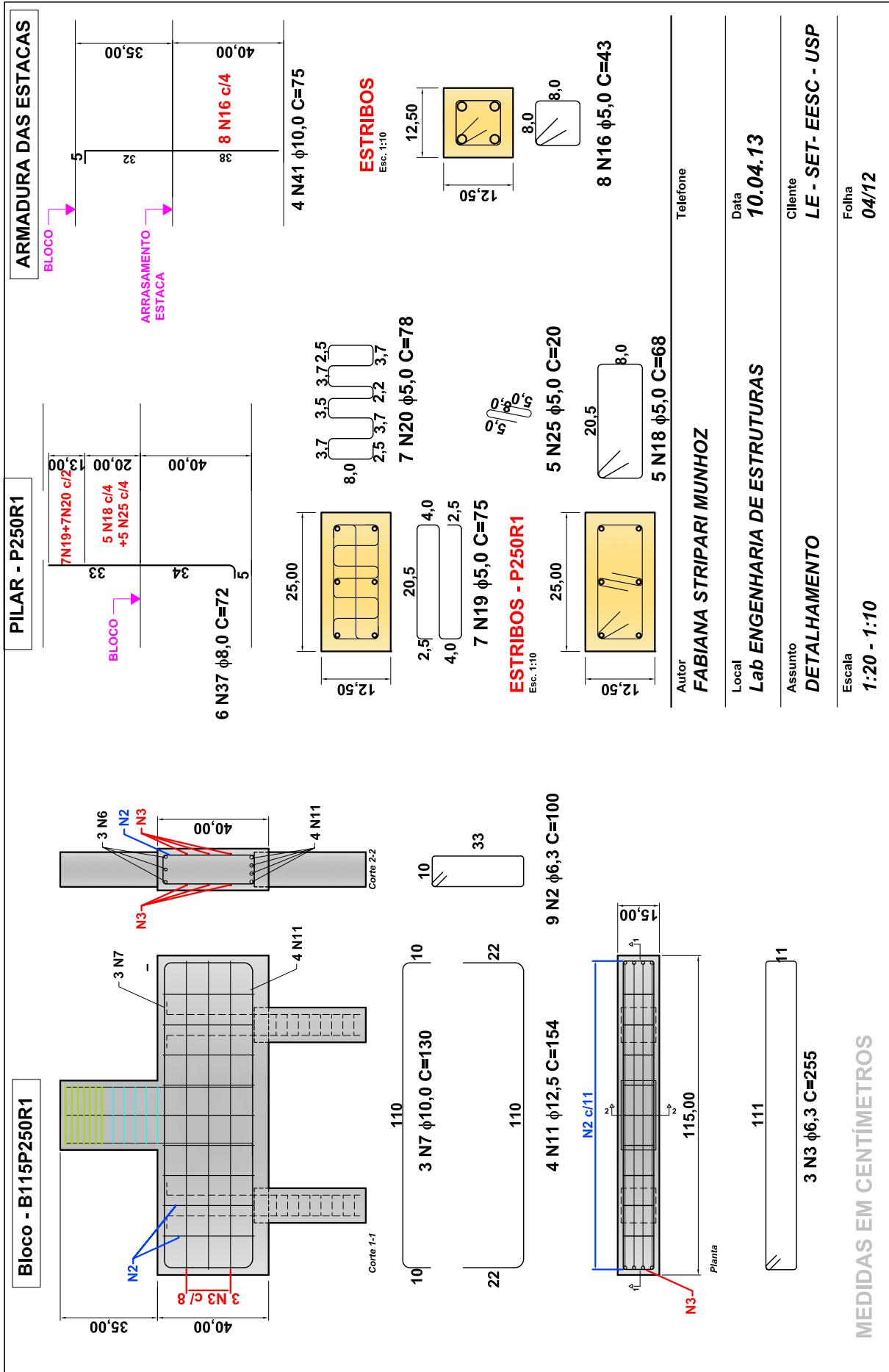
Corte 1-1



Autor	FABIANA STRIPARI MUNHOZ	Telefone
Local	Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	Data
Assunto	DETALHAMENTO	10.04.13
Escala	1:20 - 1:10	Cliente
		LE - SET - EESC - USP
		Folha
		02/12

MEDIDAS EM CENTIMETROS

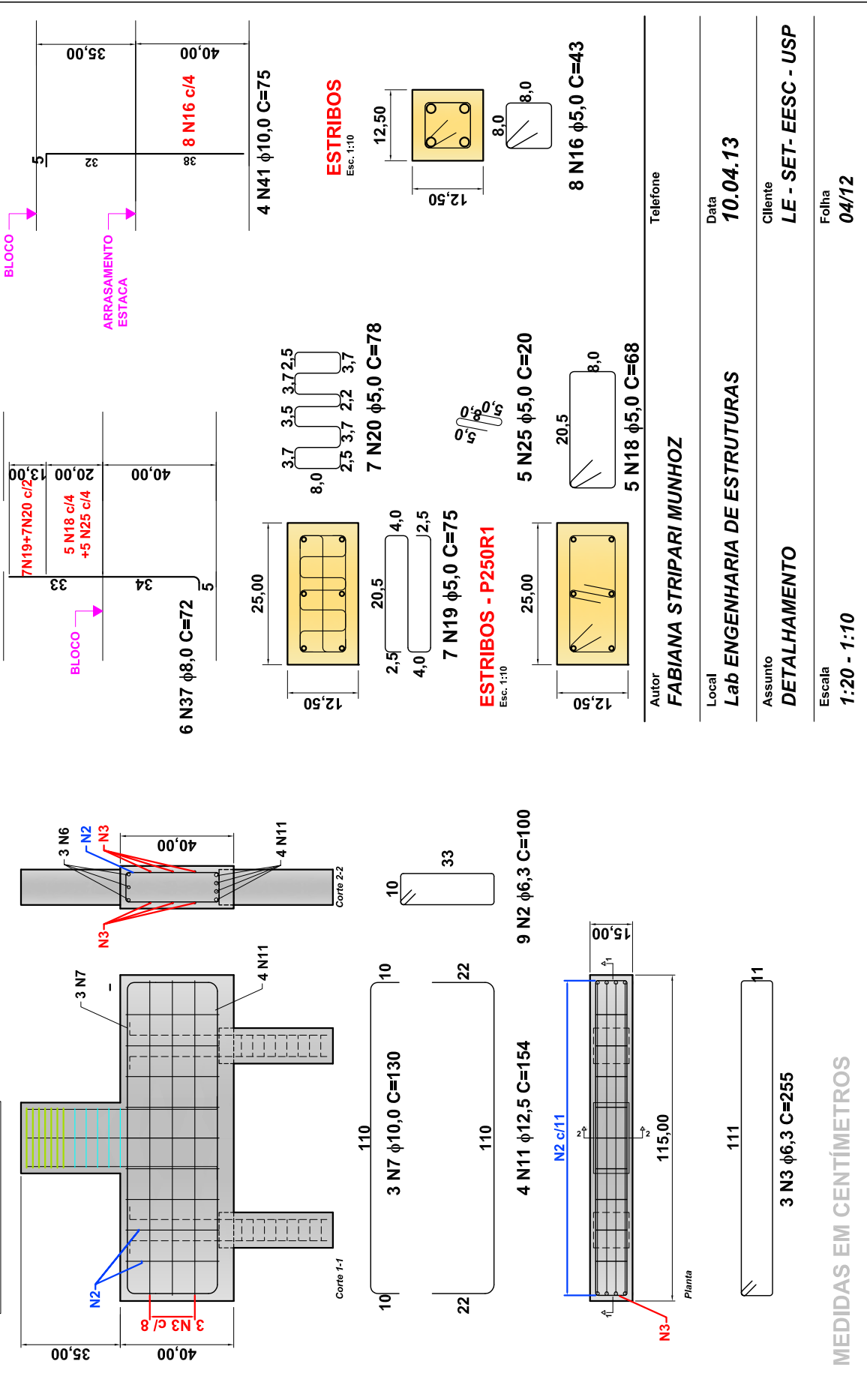


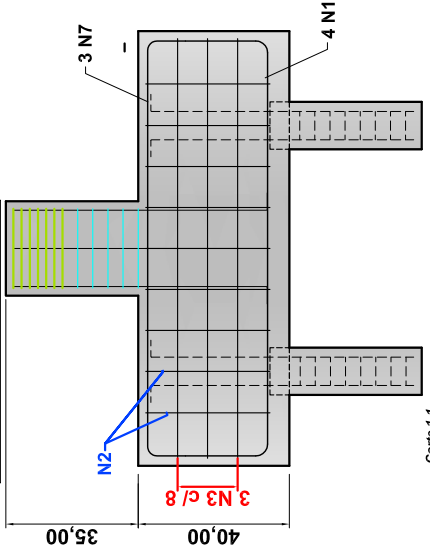
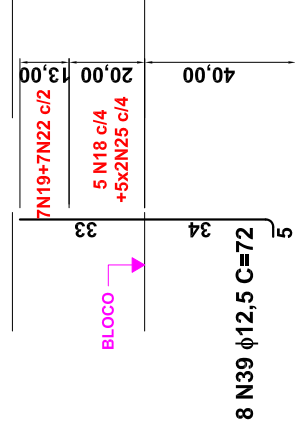
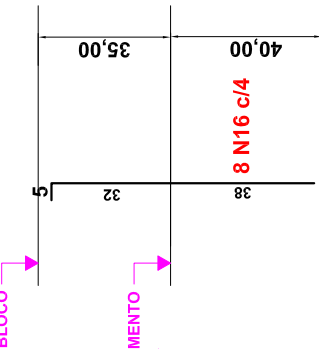
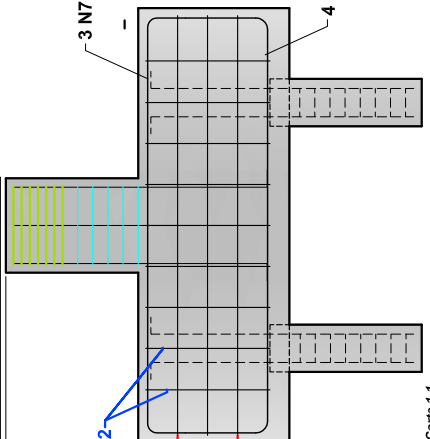
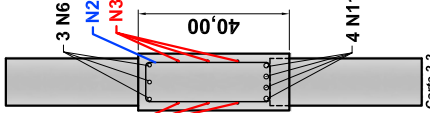
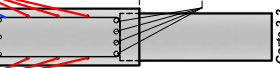
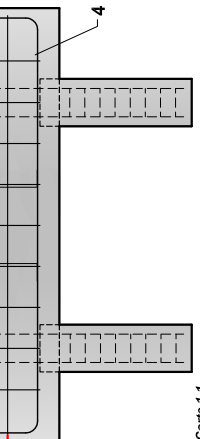
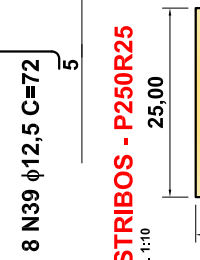
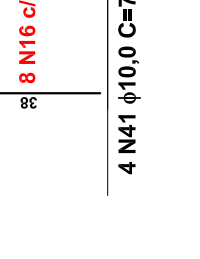

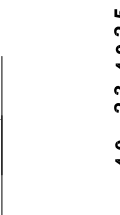

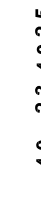
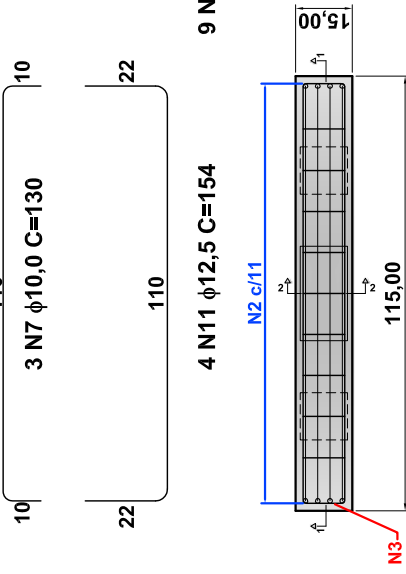

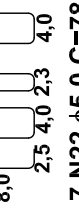
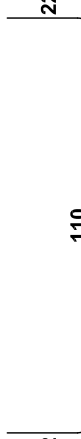

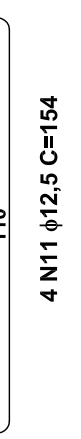

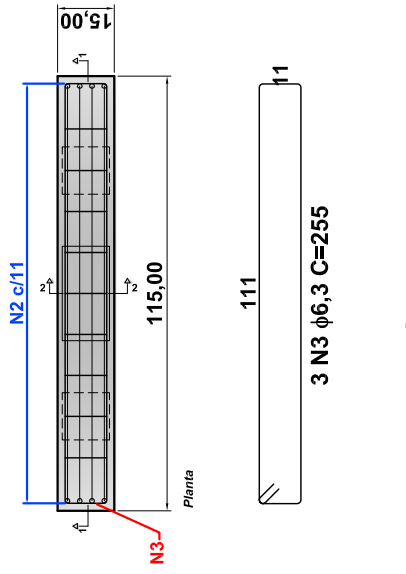
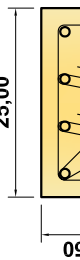
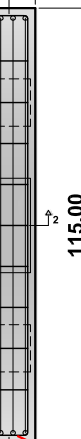
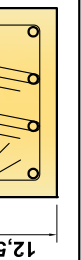


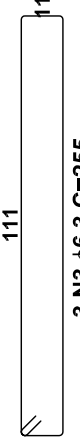




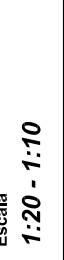




ARMADURA DAS ESTACAS

PILAR - P250R1

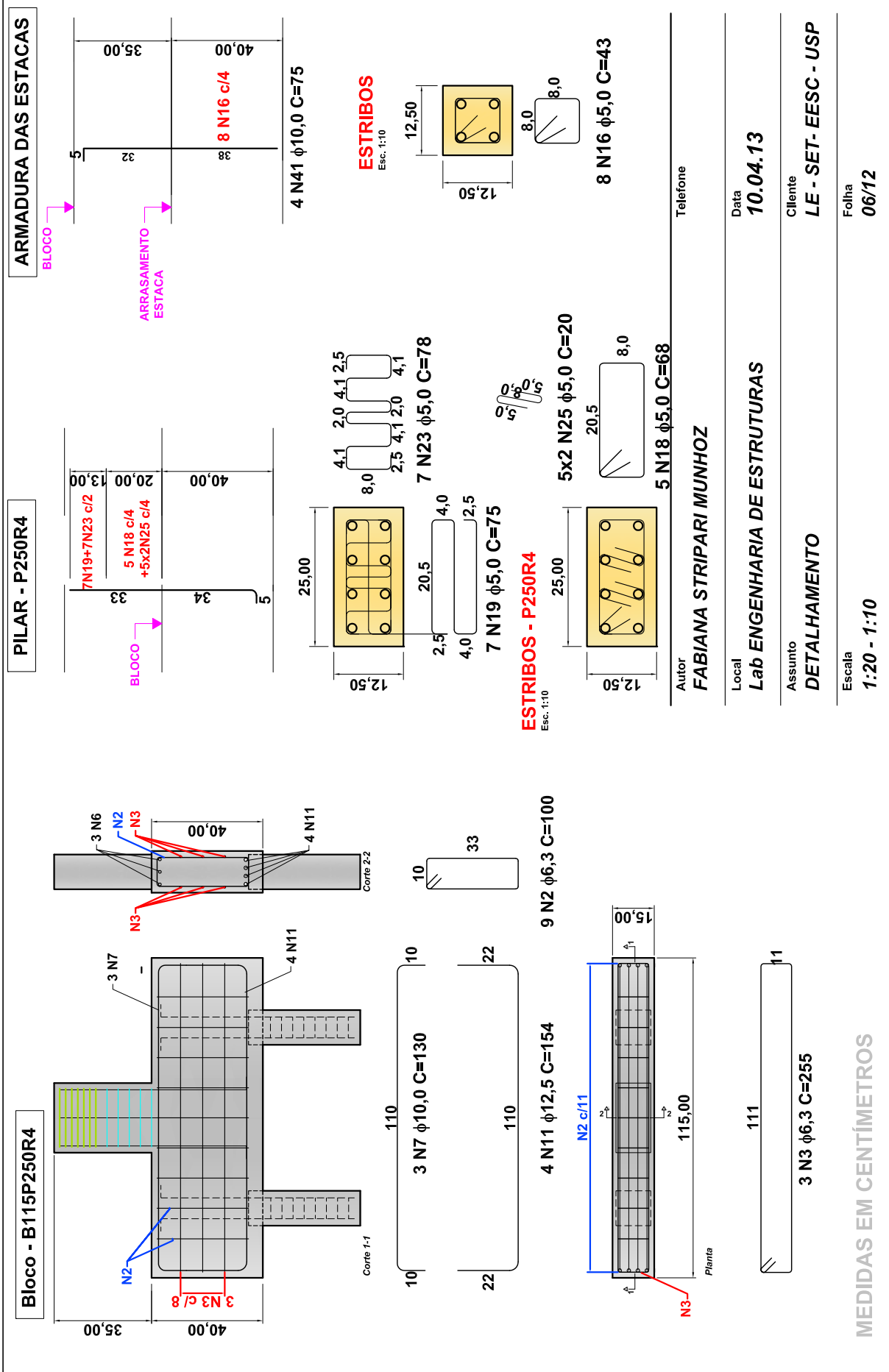
Bloco - B115P250R1

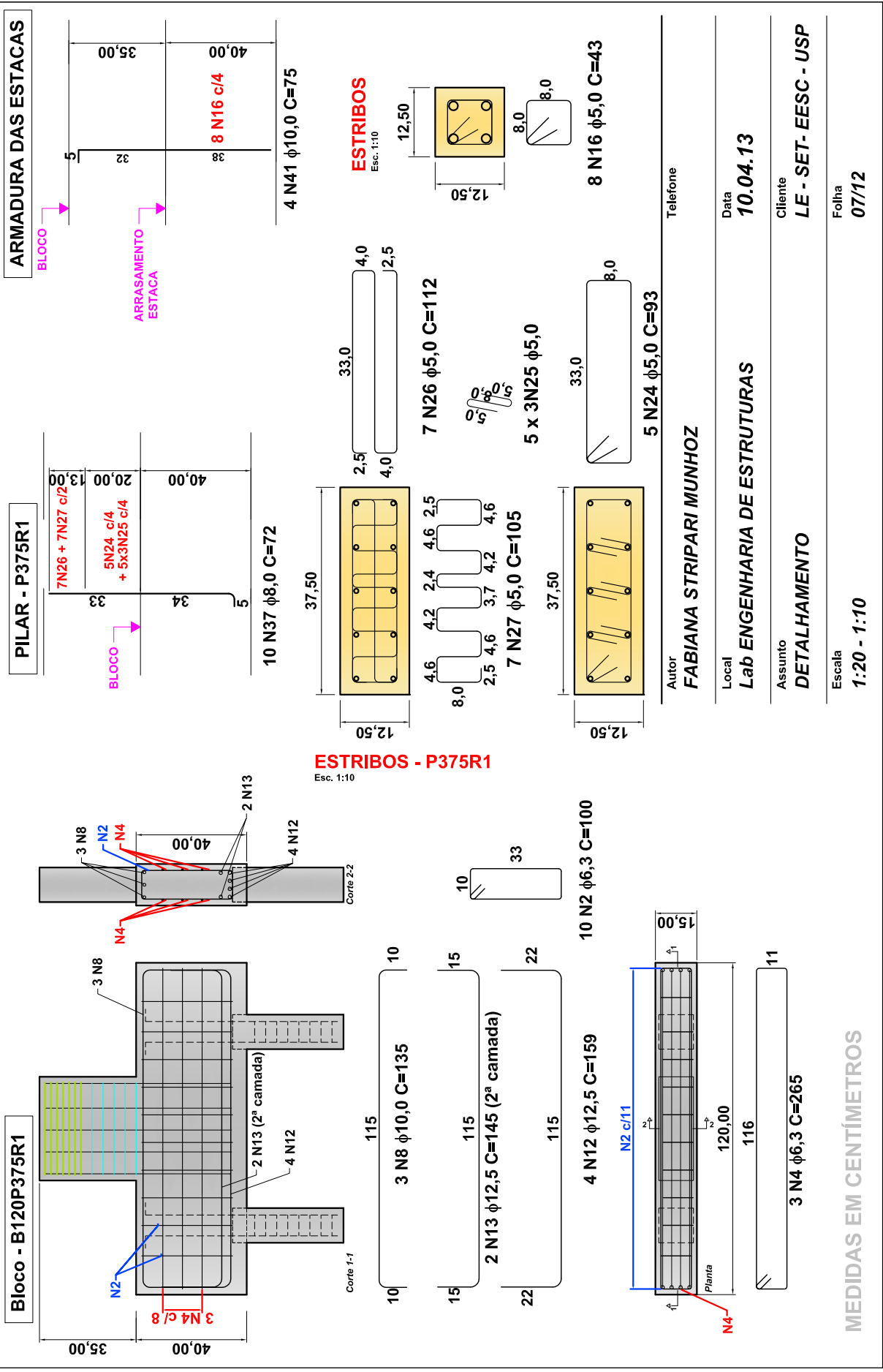


<p>Bloco - B115P250R25</p> 	<p>PILAR - P250R25</p> 	<p>ARMADURA DAS ESTACAS</p> 
<p>Corte 1-1</p> 	<p>BLOCO</p>	<p>BLOCO</p>
<p>3 N6 N2 N3</p> 	<p>ARRASAMENTO ESTACA</p>	<p>ARRASAMENTO ESTACA</p>
<p>40,00</p> 	<p>8 N39 φ12,5 C=72</p>	<p>8 N16 c/4</p>
<p>10 3 N7 φ10,0 C=130</p> 	<p>ESTRIBOS - P250R25 Esc. 1:10</p> 	<p>ESTRIBOS Esc. 1:10</p> 
<p>22 4 N11 φ12,5 C=154</p> 	<p>7 N22 φ5,0 C=78</p> 	<p>4 N41 φ10,0 C=75</p>
<p>110 9 N2 φ6,3 C=100</p> 	<p>5x2 N25 φ5,0 C=20</p> 	<p>8 N16 φ5,0 C=43</p>
<p>15,00 115,00 N2 c/11</p> 	<p>7 N19 φ5,0 C=75</p> 	<p>5 N18 φ5,0 C=68</p> 
<p>10 3 N3 c/8</p> 	<p>7 N19 φ5,0 C=75</p> 	<p>8 N16 φ5,0 C=43</p>
<p>22 110</p> 	<p>5x2 N25 φ5,0 C=20</p> 	<p>8 N16 φ5,0 C=43</p>
<p>15,00 115,00 N2 c/11</p> 	<p>7 N19 φ5,0 C=75</p> 	<p>8 N16 φ5,0 C=43</p>
<p>11 3 N3 φ6,3 C=255</p> 	<p>7 N19 φ5,0 C=75</p> 	<p>8 N16 φ5,0 C=43</p>
<p>11 3 N3 φ6,3 C=255</p> 	<p>7 N19 φ5,0 C=75</p> 	<p>8 N16 φ5,0 C=43</p>
<p>111</p> 	<p>7 N19 φ5,0 C=75</p> 	<p>8 N16 φ5,0 C=43</p>
<p>111 3 N3 φ6,3 C=255</p> 	<p>7 N19 φ5,0 C=75</p> 	<p>8 N16 φ5,0 C=43</p>
<p>111</p> 	<p>7 N19 φ5,0 C=75</p> 	<p>8 N16 φ5,0 C=43</p>
<p>111</p> 	<p>7 N19 φ5,0 C=75</p> 	<p>8 N16 φ5,0 C=43</p>

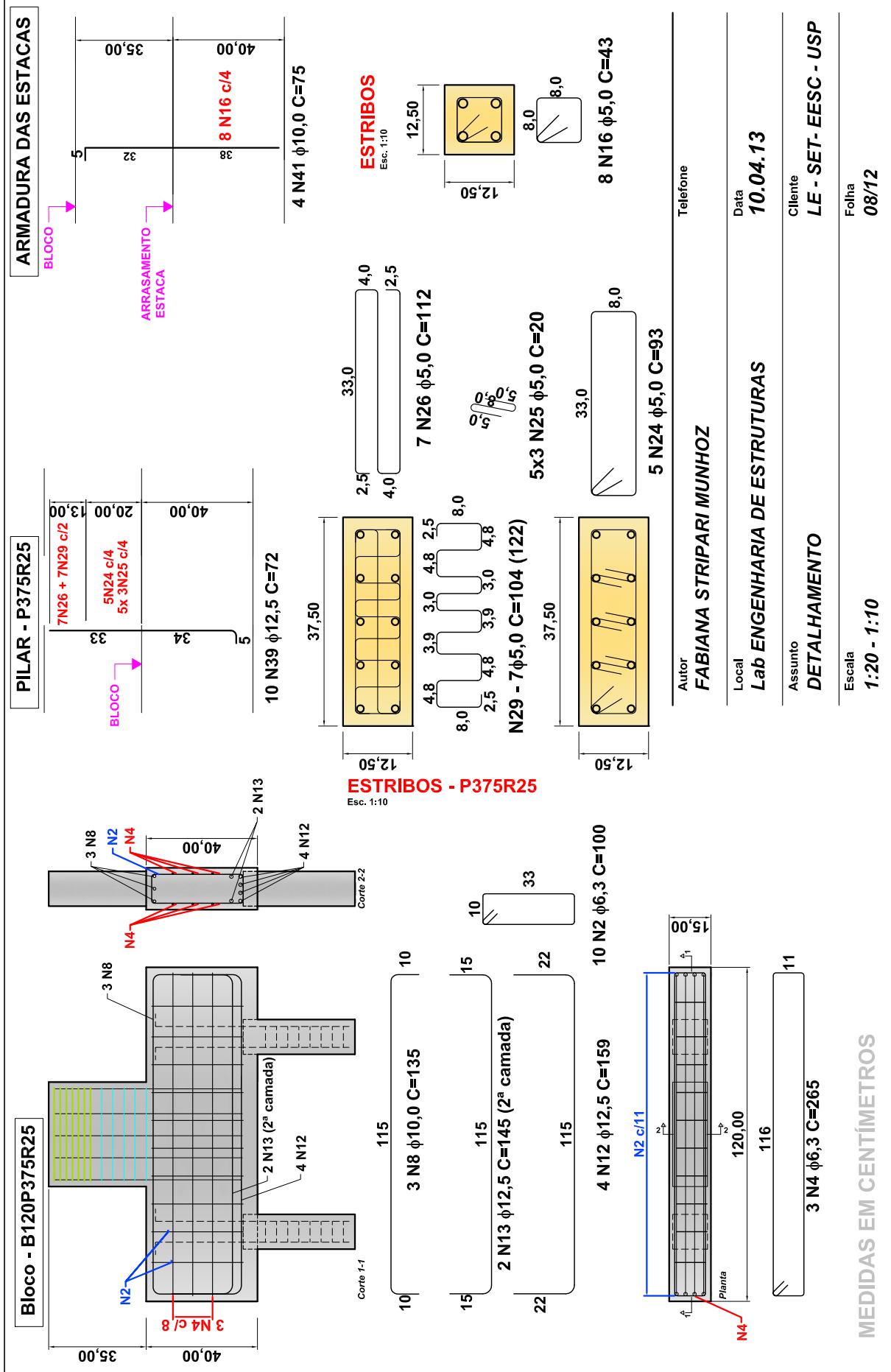
Autor: **FABIANA STRIPARI MUNHOZ**
 Local: **Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**
 Assunto: **DETALHAMENTO**
 Escala: **1:20 - 1:10**
 Data: **10.04.13**
 Cliente: **LE - SET - EESC - USP**
 Folha: **05/12**
 Telefone:

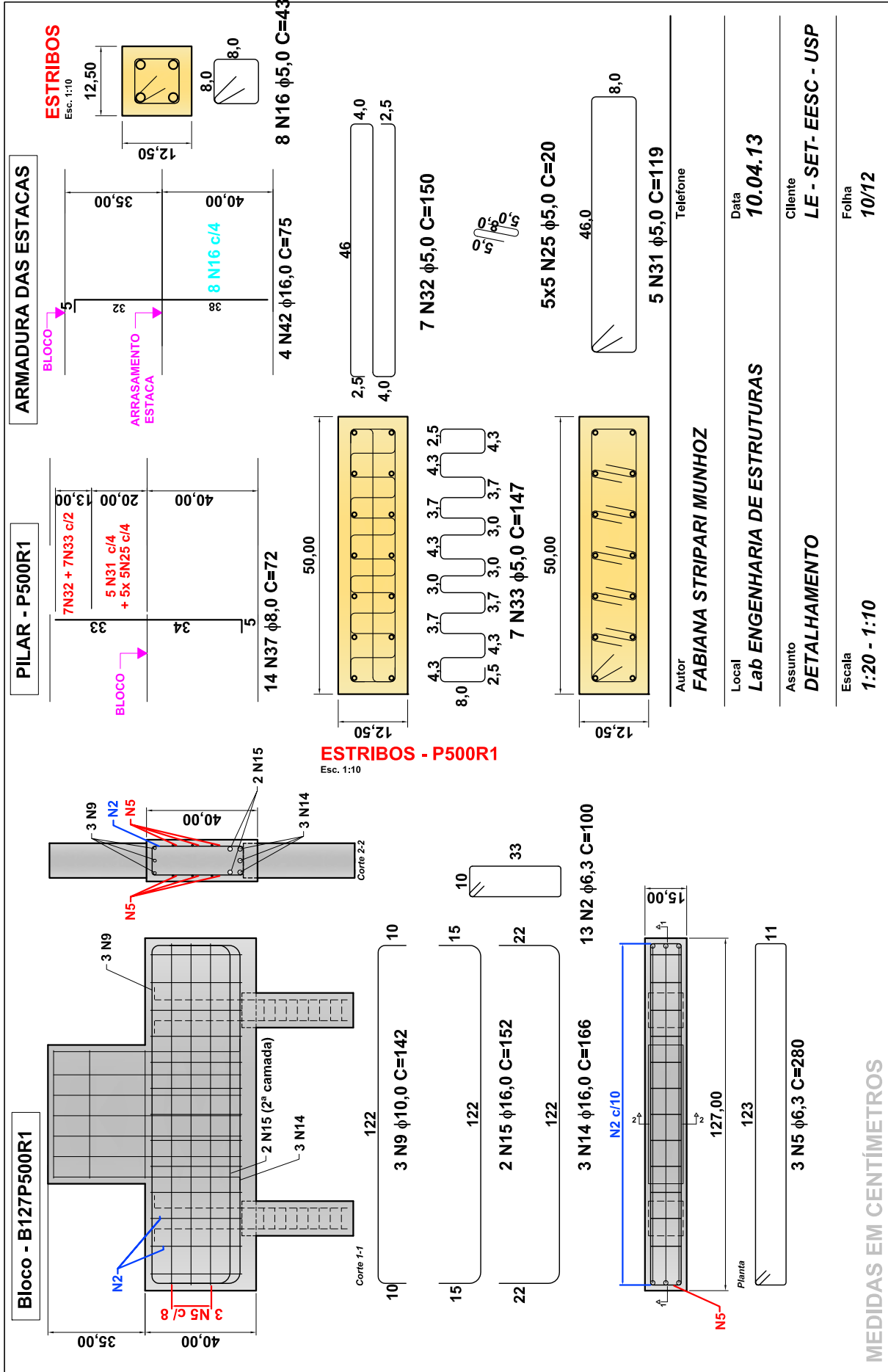
MEDIDAS EM CENTÍMETROS

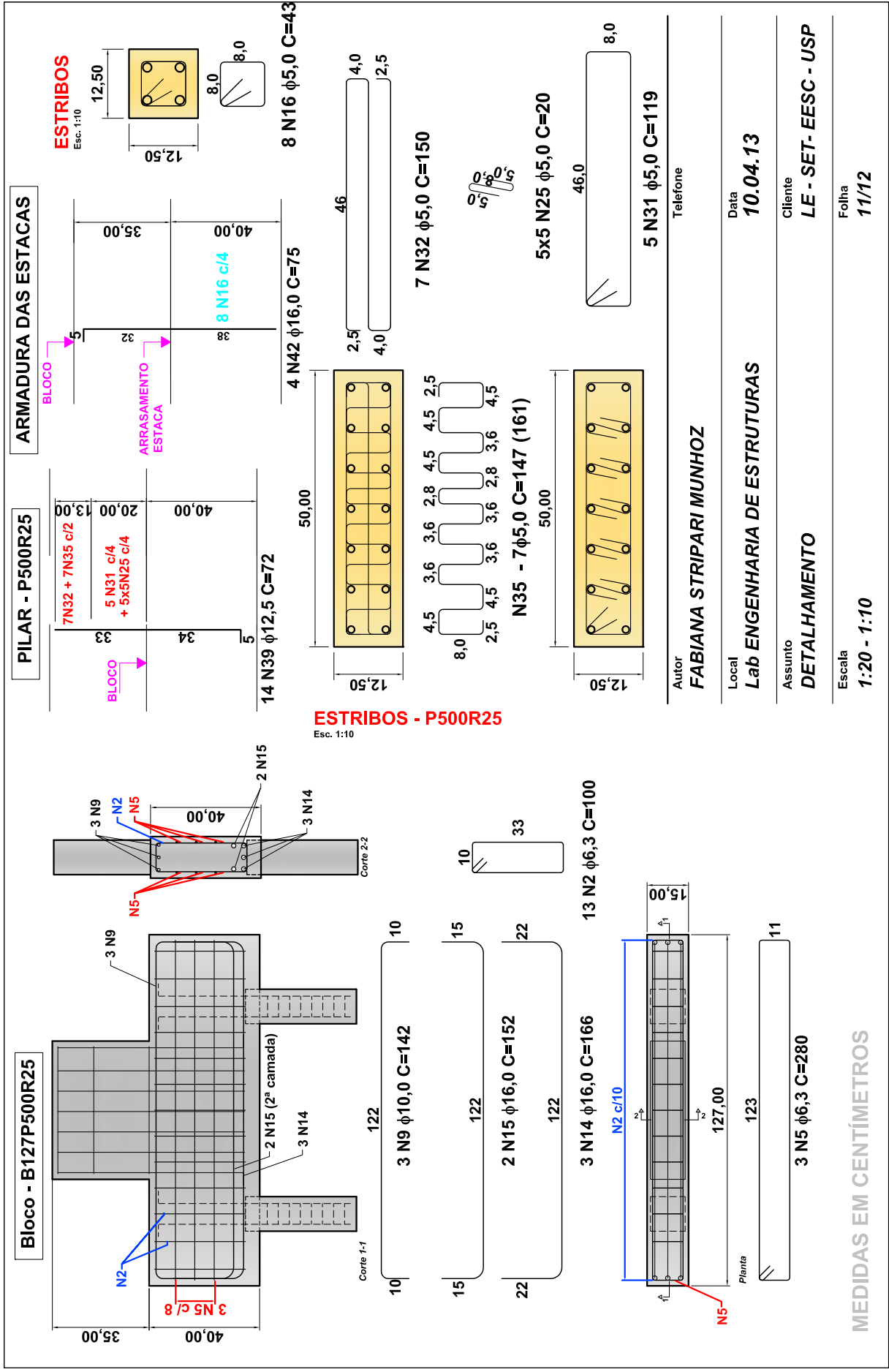




Autor	FABIANA STRIPARI MUNHOZ	Telefone
Local	Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	Data
Assunto	DETALHAMENTO	10.04.13
Escala	1:20 - 1:10	Cliente
		LE - SET-EEESC - USP
		Folha
		07/12





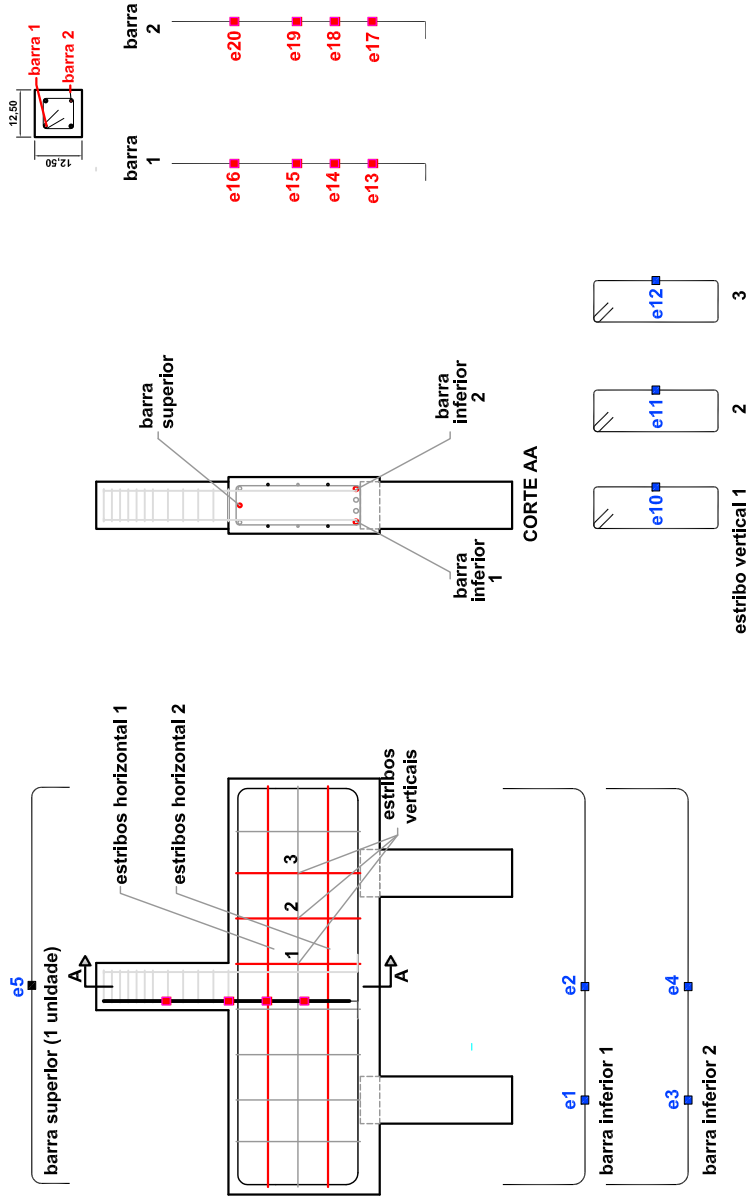


Autor	FABIANA STRIPARI MUNHOZ
Local	Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
Data	10.04.13
Assunto	DETALHAMENTO
Ciliente	LE - SET- EESC - USP
Telefone	
Escala	1:20 - 1:10
Folha	11/12

ANEXO C - Projeto de instrumentação da armadura

Modelos da série B110

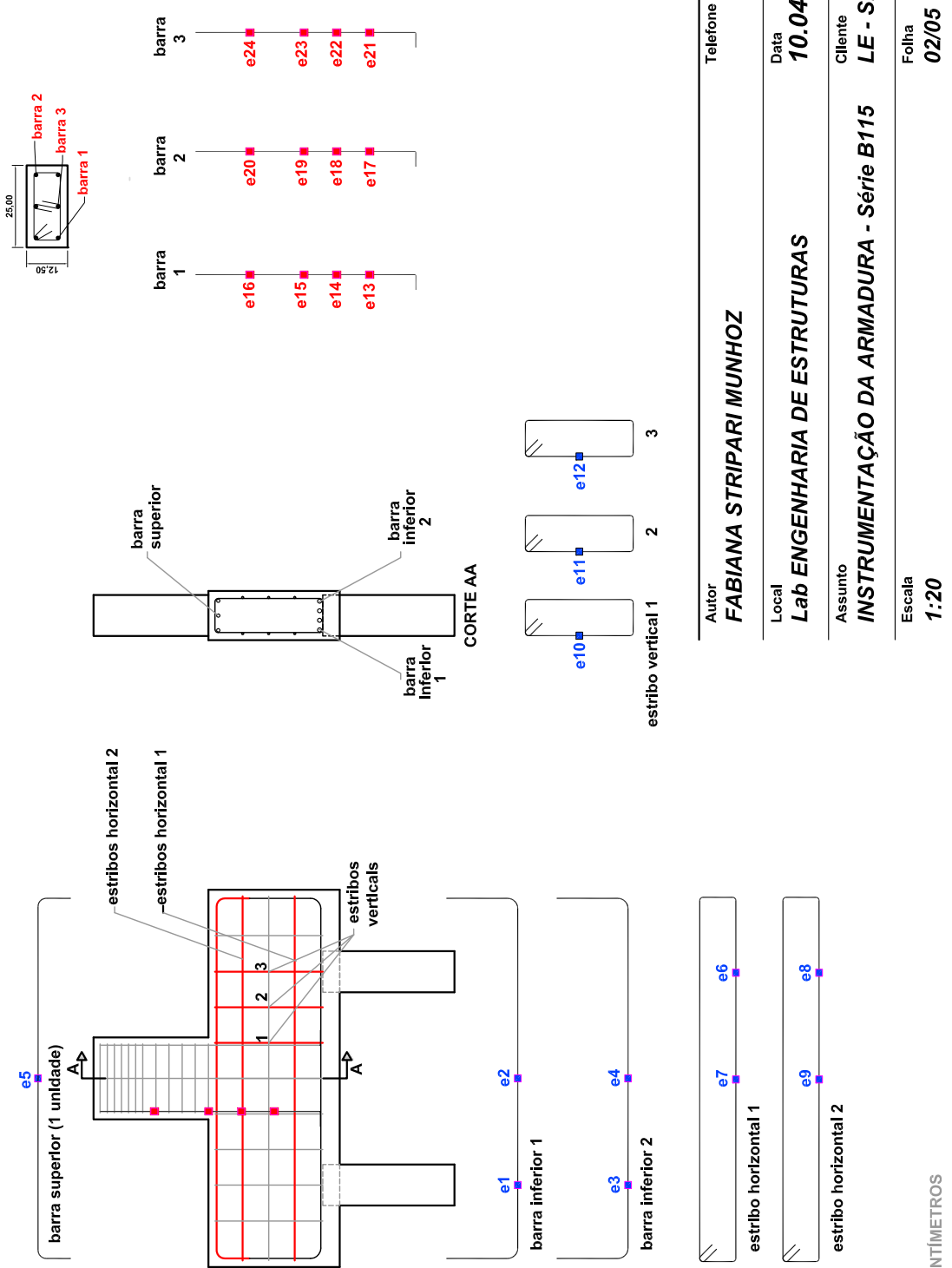
PILARES



Autor	FABIANA STRIPARI MUNHOZ	Telefone
Local	Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	Data
Assunto	INSTRUMENTAÇÃO DA ARMADURA - Série B110	10.04.13
Escala	1:20	Cliente
		LE - SET- EESC - USP
		Folha
		01/05

Modelos da série B115 - PILARES P250R1

PILARES

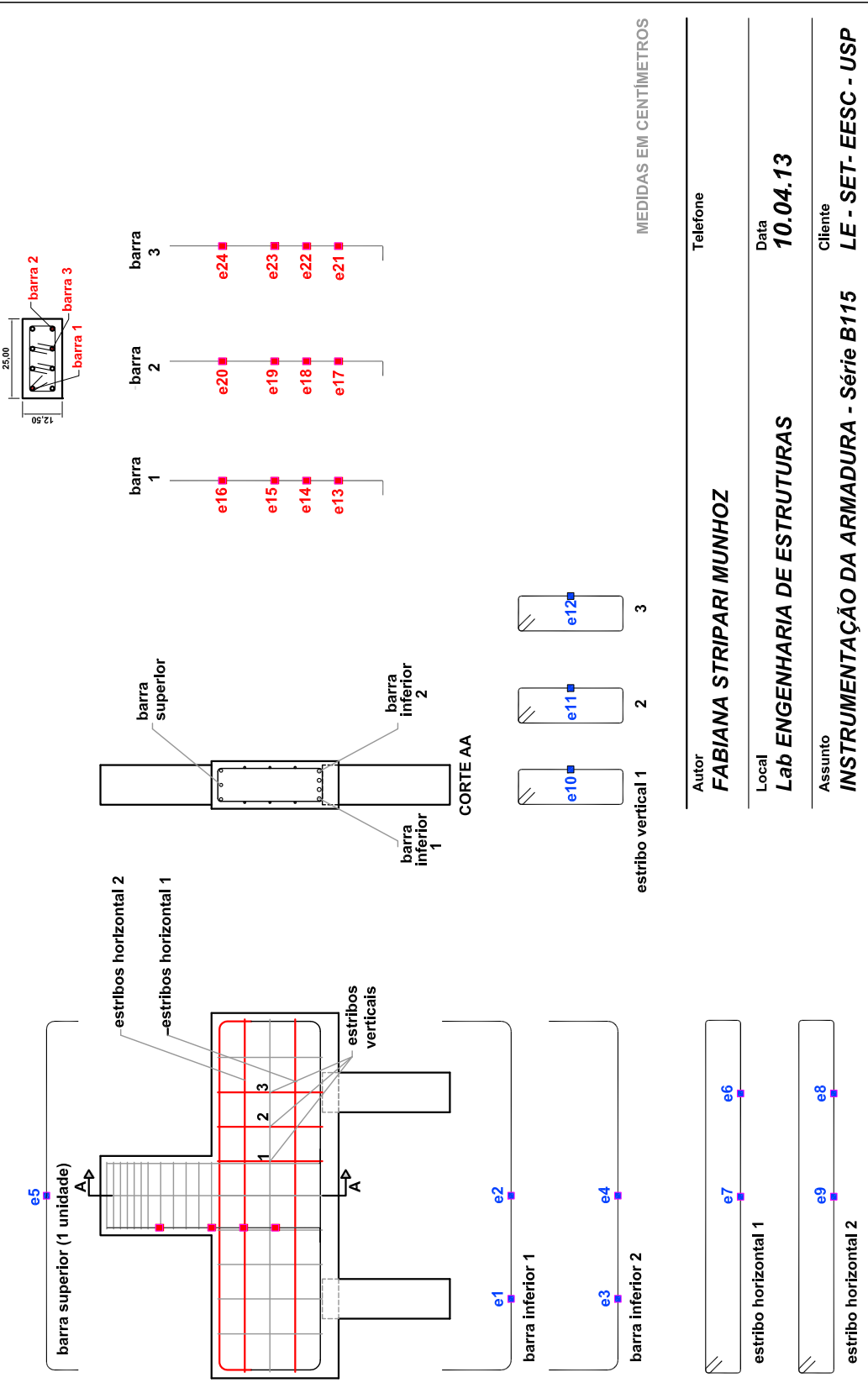


Autor	FABIANA STRIPARI MUNHOZ	Telefone
Local	Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	Data
Assunto	INSTRUMENTAÇÃO DA ARMADURA - Série B115	10.04.13
Cliente	LE - SET- EESC - USP	Folha
Escala	1:20	02/05

MEDIDAS EM CENTÍMETROS

Modelos da série B115 - PILARES P250R25 e P250R4

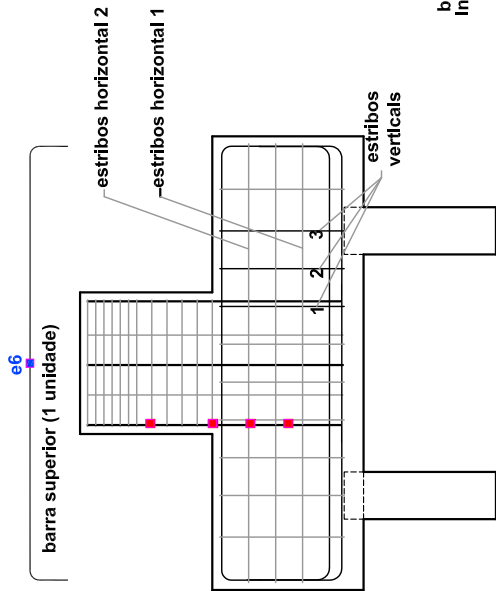
PILARES



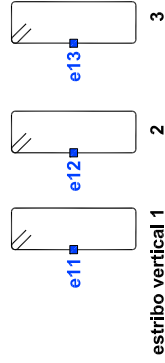
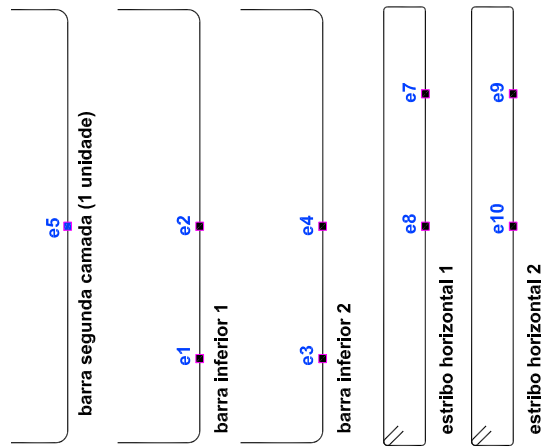
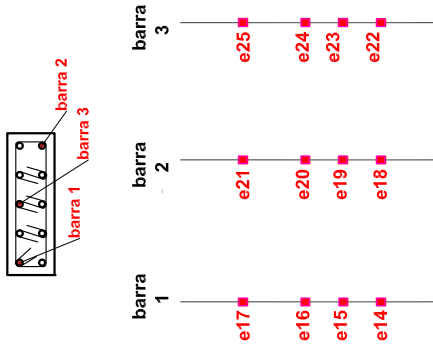
MEDIDAS EM CENTÍMETROS

Autor	FABIANA STRIPARI MUNHOZ	Telefone
Local	Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	Data
Assunto	INSTRUMENTAÇÃO DA ARMADURA - Série B115	10.04.13
Cliente	LE - SET- EESC - USP	
Escala	1:20	Folha
		03/05

Modelos da série B120



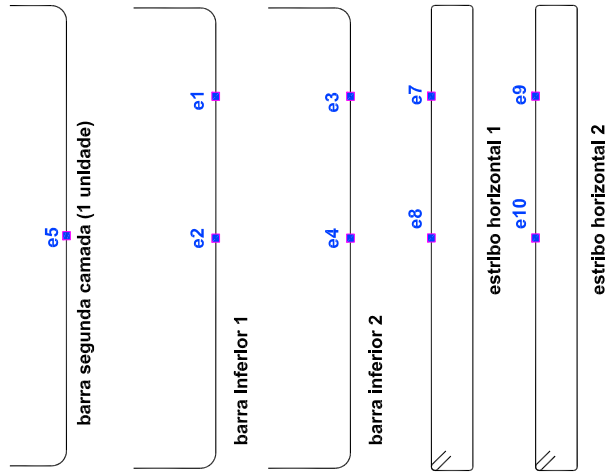
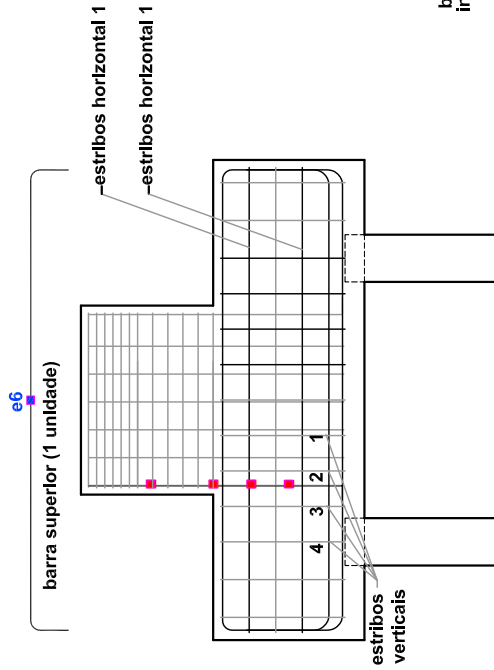
PILARES



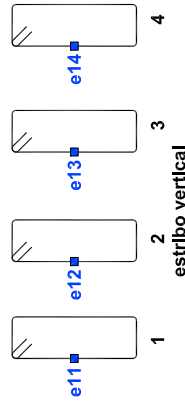
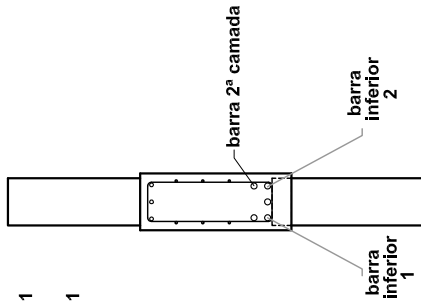
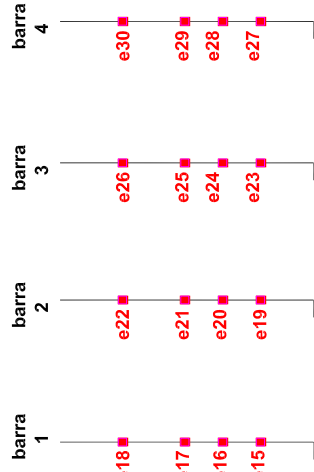
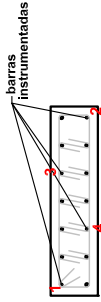
MEDIDAS EM CENTÍMETROS

Autor	FABIANA STRIPARI MUNHOZ	Telefone	
Local	Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	Data	10.04.13
Assunto	INSTRUMENTAÇÃO DA ARMADURA - Série B120	Cliente	LE - SET- EESC - USP
Escala	1:20	Folha	04/05

Modelos da série B127



PILARES



MEDIDAS EM CENTÍMETROS

Autor	FABIANA STRIPARI MUNHOZ	Telefone	
Local	Lab ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	Data	10.04.13
Assunto	INSTRUMENTAÇÃO DA ARMADURA - Série B127	Cliente	LE - SET - EESC - USP
Escala	1:20	Folha	05/05

ANEXO D - Deformações na face dos blocos

D1. Apresentação dos resultados dos Transdutores de deslocamento

Foram colados na face do bloco dois transdutores de deslocamento com cursos de 2,5 cm e uma haste metálica totalizando comprimento inicial de 16 cm. O uso da haste teve a finalidade de tomar as medidas em um comprimento maior.

Os transdutores foram colados inclinados orientados pela inclinação do ângulo θ definido em projeto. Os transdutores foram posicionados no centro da linha inclinada (eixo da biela). As figuras 1 e 2 mostram as posições, os detalhes do transdutor e da haste metálica e um exemplo de modelo durante o ensaio.

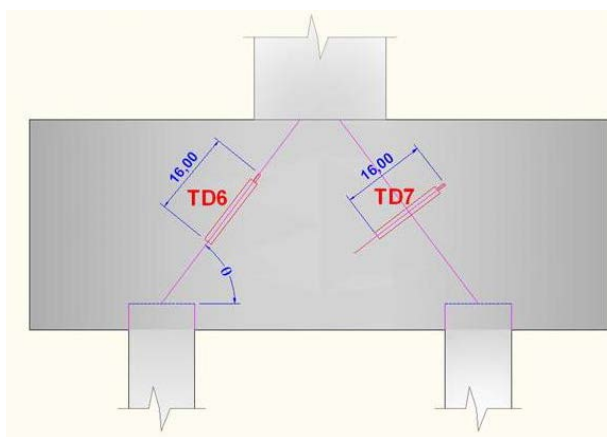


Figura 1 – Posição dos transdutores de deslocamentos colocados na face do concreto (cm)



A - Modelo com os transdutores durante ensaio



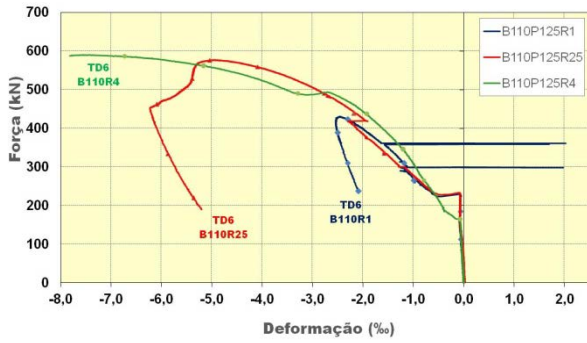
B - Detalhes dos transdutores e haste adicional

Figura 2 – Detalhes dos transdutores de deslocamentos colocados na face do concreto

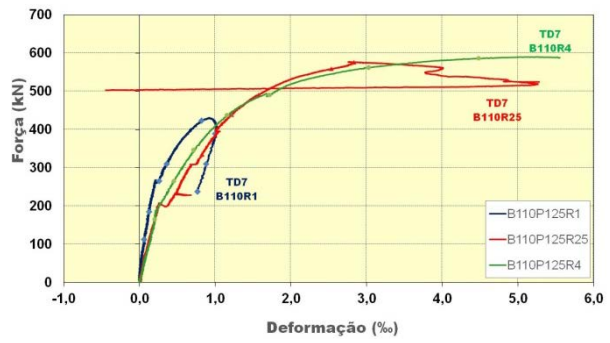
Como mostra a figura 2 o transdutor de número TD6 mediu as deformações de compressão (valores negativos nos gráficos). O transdutor de número TD7 foi colado do

outro lado do bloco, no sentido perpendicular às deformações de compressão, com o objetivo de medir deformações de tração (valores positivos nos gráficos).

As figuras 3, 4, 5 e 6 mostram as curvas de força-deformação obtidas a partir da leitura de deslocamentos nos transdutores inclinados TD6 e TD7.



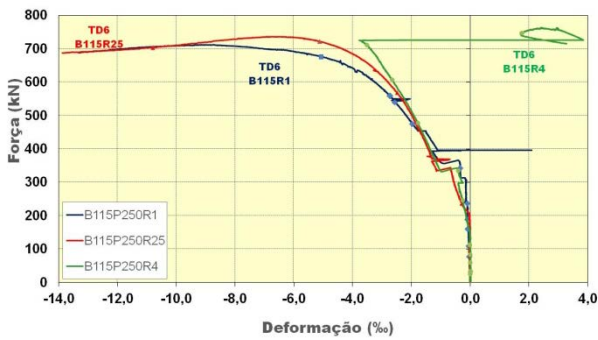
A - Transdutor TD6 – Série B110



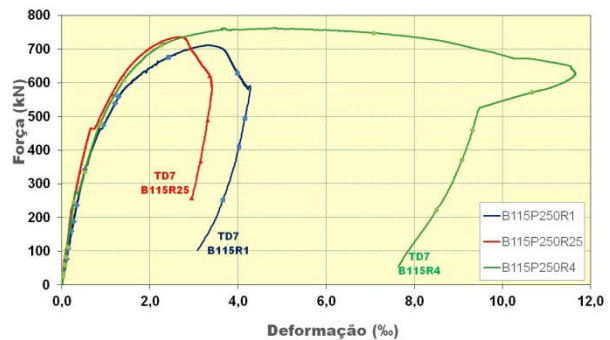
B - Transdutor TD7- Série B110

Figura 3 – Curva Força-deformação medidos pelos transdutores de deslocamento inclinados – Série B110

Pode-se observar nas curvas apresentadas na figura 3 que o modelo B110P125R4 apresentou perda de rigidez mais precoce que os demais modelos da mesma série.



A - Transdutor TD6 – Série B115



B - Transdutor TD7- Série B115

Figura 4 – Curva Força-deformação medidos pelos transdutores de deslocamento inclinados – Série B115

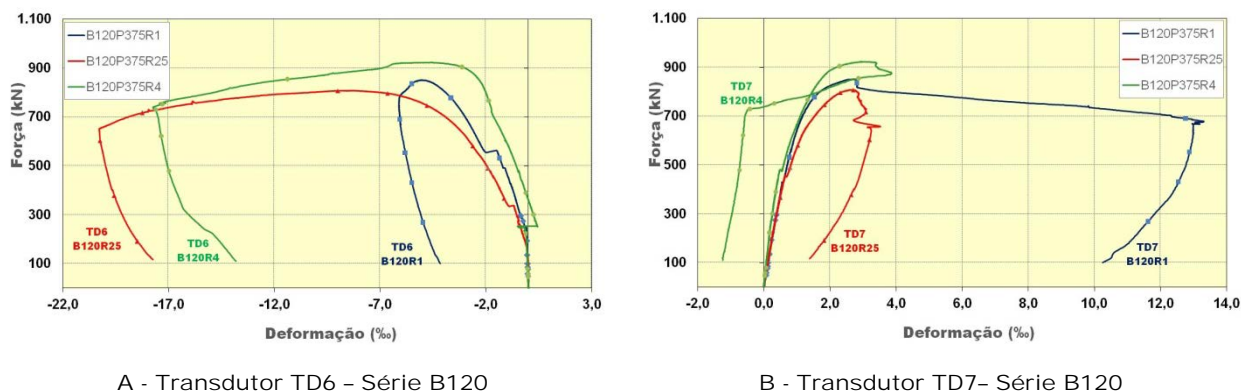


Figura 5 – Curva Força-deformação medidos pelos transdutores de deslocamento inclinados – Série B120

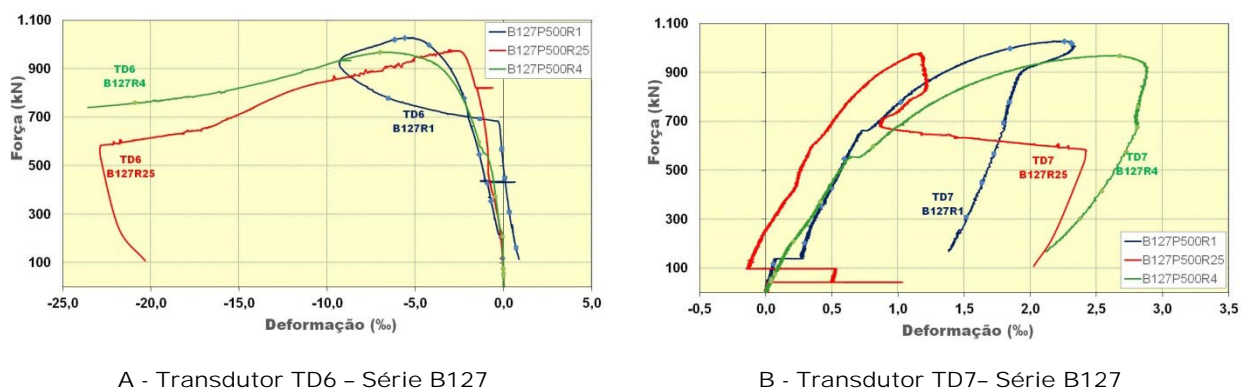


Figura 6 – Curva Força-deformação medidos pelos transdutores de deslocamento inclinados – Série B127

D2. Apresentação das deformações medidas com os extensômetros mecânicos

O uso dos extensômetros mecânicos teve o objetivo de medir as deformações nas faces dos modelos, a fim de se saber as deformações na face do bloco.

Para estas medidas utilizaram-se pastilhas de aço coladas em determinados pontos da face. As pastilhas foram dispostas na forma de uma roseta retangular, mostrada na figura 7. Em função das deformações obtidas nas direções 0° , 45° e 90° , foi possível calcular as deformações e direções principais, utilizando-se as expressões 1 e 2.

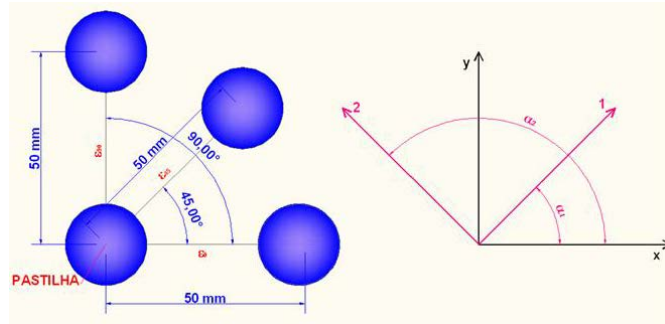


Figura 7 – Pastilhas dispostas em forma de roseta para cálculo de deformações principais

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{2} \cdot \left[\varepsilon_0 + \varepsilon_{90} \pm \sqrt{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{90})^2 + (2 \cdot \varepsilon_{45} - \varepsilon_0 - \varepsilon_{90})^2} \right] \quad (1)$$

$$\alpha_{1,2} = \frac{1}{2} \cdot \arctan g \frac{(2 \cdot \varepsilon_{45} - \varepsilon_0 - \varepsilon_{90})}{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{90})} \quad (2)$$

Sendo:

ε_1 e ε_2 : deformações principais;

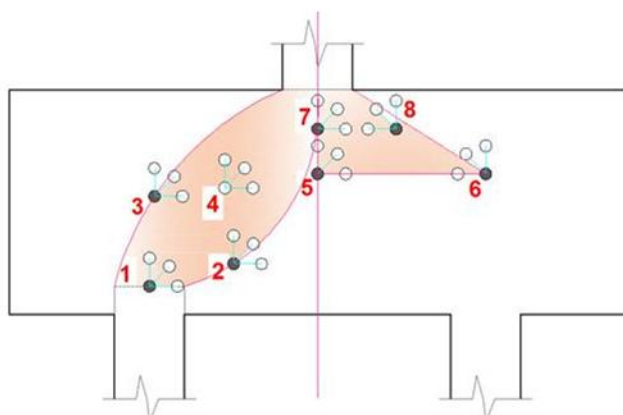
ε_0 , ε_{45} e ε_{90} : deformações nas direções 0° , 45° e 90° ; respectivamente,

α_1 e α_2 = direções principais.

A utilização desses instrumentos foi baseada no trabalho de Delalibera (2006). Neste estudo vários pontos nas faces dos modelos foram instrumentados, mapeando a biela de compressão, os resultados de deformações foram satisfatórios. Os ensaios dos modelos de Delalibera (2006) foram realizados em pórtico com controle de força, portanto, para cada leitura que ele realizava era parado o ensaio. Neste trabalho utilizou-se controle de deslocamento da máquina hidráulica, o que confere resultados mais precisos, mas não era possível parar os ensaios para a colheita de dados nos extensômetros mecânicos, portanto, para cada ponto analisado há uma diferença de forças. Foram feitas aproximadamente quatro leituras em cada ponto, duas antes da fissuração e duas depois. É importante salientar que as diferenças entre uma leitura e outra eram pequenas antes da fissuração, notando-se pequenas deformações, portanto não são apresentadas todas as medidas feitas, as deformações apresentadas nas tabelas (1 a 12) representam a última leitura antes da fissuração e a última leitura feita.

Conforme já definido no capítulo 3, a localização dos pontos levou em consideração a simetria dos modelos, de um lado pontos de 1 a 4 teve o objetivo de medir as deformações nas bielas, o ponto 1 está localizado na intersecção do eixo da estaca com o eixo da biela (conforme o projeto), os pontos 2 e 3 foram posicionados distante 5 cm da linha que delimita a biela de projeto, e o ponto 4 estava no centro da linha que representa o

eixo da biela. Do outro lado posicionaram-se os pontos 5 e 7 no eixo do pilar distantes 7 cm e 15 cm abaixo da face superior do bloco, os pontos 6 e 8 correspondem à inclinação da linha que delimita uma área ampliada que é influenciada pela distribuição de tensões, já estudada por Fusco (1994). A figura 8 mostra os detalhes dos pontos instrumentados com extensômetros mecânicos.



A - Posição dos extensômetros no modelo



B - Detalhe dos extensômetros mecânicos no modelo durante o ensaio

Figura 8 – Detalhes dos extensômetros mecânicos colocados na face do concreto

Convertendo-se as leituras em deformações unitárias, ou seja, subtraindo-se cada leitura do valor inicialmente registrado e dividindo-se pelo comprimento total, obtiveram-se os valores de deformações nas direções 0° , 45° e 90° . Aplicando-se nas equações 1 e 2 obtiveram-se os valores das deformações e direções principais apresentados nas tabelas 1 a 12.

Tabela 1 - Deformações na face do bloco - modelo B110P125R1

B110P125R1					
Ponto	Força (kN)	Deformações Principais (%)		Direções Principais ($^\circ$)	
		ϵ_1	ϵ_2	α_1	α_2
1	30	0,13	-0,49	7,47	97,47
	220	0,23	-0,45	18,95	108,95
2	35	-0,20	-0,40	-39,36	50,64
	240	0,05	-1,19	-31,12	58,88
3	40	1,42	-1,58	-13,46	76,54
4	45	0,34	-0,34	34,74	124,74
	250	0,90	-0,12	-3,91	86,09
5	50	-0,08	-3,48	-34,30	55,70
6	55	9,47	-8,87	-43,90	46,10
	260	8,86	-8,86	-44,63	45,37
7	60	1,32	-1,64	-43,48	46,52
	280	1,96	-2,54	44,39	134,39
8	65	1,94	-0,38	35,49	125,49
	300	11,85	-10,29	44,04	134,04

Tabela 2 - Deformações na face do bloco - modelo B110P125R25

B110P125R25					
Ponto	Força (kN)	Deformações Principais (%)		Direções Principais (°)	
		ϵ_1	ϵ_2	α_1	α_2
1	100	0,41	-1,21	40,76	130,76
	530	-0,12	-4,38	17,93	107,93
2	110	2,06	-1,08	-20,45	69,55
	545	4,04	-1,02	-41,50	48,50
3	120	0,66	-4,54	-22,20	67,80
	560	0,66	-3,02	-25,83	64,17
4	135	2,80	0,02	-29,60	60,40
	445	6,01	-0,79	-42,41	47,59
5	150	2,10	0,54	26,14	116,14
	460	2,60	-2,74	-38,86	51,14
6	165	0,04	-0,44	-40,29	49,71
	475	0,20	-0,64	42,30	132,30
7	190	2,33	-3,75	-36,70	53,30
	500	7,80	-4,22	27,60	117,60
8	220	1,20	-3,14	30,85	120,85
	515	-0,13	-5,29	-24,56	65,44

Tabela 3 - Deformações na face do bloco - modelo B110P125R4

B110P125R4					
Ponto	Força (kN)	Deformações Principais (%)		Direções Principais (°)	
		ϵ_1	ϵ_2	α_1	α_2
1	50	2,45	-0,35	-18,73	71,27
	415	7,01	-2,81	-30,64	59,36
2	75	-0,14	-2,98	26,82	116,82
	430	1,69	-14,31	-24,23	65,77
3	100	0,26	-1,36	26,51	116,51
	445	2,70	-2,40	44,91	134,91
4	115	0,16	-0,36	-45,02	44,98
	130	0,41	-0,41	-7,02	82,98
5	460	4,66	-1,16	19,72	109,72
	145	2,17	-0,21	-17,39	72,61
6	475	2,28	-5,32	-28,42	61,58
	160	17,31	-17,15	40,14	130,14
7	500	11,07	-19,55	36,67	126,67
	175	3,11	-1,11	25,98	115,98
8	515	0,35	-3,25	25,21	115,21

Tabela 4 - Deformações na face do bloco - modelo B115P250R1

B115P250R1					
Ponto	Força (kN)	Deformações Principais		Direções Principais	
		(‰)		(°)	
		ϵ_1	ϵ_2	α_1	α_2
1	50	0,76	-1,18	44,14	134,14
	550	0,71	-0,51	-13,71	76,29
2	60	0,04	0,00	45,02	135,02
	575	0,23	-2,01	21,79	111,79
3	75	0,12	-0,94	-17,90	72,10
	600	0,08	-0,70	-16,24	73,76
4	90	-0,18	-0,24	-9,22	80,78
	620	0,05	-0,23	-25,37	64,63
5	105	0,93	-1,77	34,59	124,59
	635	0,97	-1,65	32,32	122,32
6	120	1,90	-2,00	-40,75	49,25
	650	2,47	-6,43	-30,06	59,94
7	135	0,55	-0,67	39,36	129,36
	675	2,32	-3,02	-43,63	46,37
8	150	0,13	-0,73	31,14	121,14
	700	1,45	-1,83	-41,70	48,30

Tabela 5 - Deformações na face do bloco - modelo B115P250R25

B115P250R25					
Ponto	Força (kN)	Deformações Principais		Direções Principais	
		(‰)		(°)	
		ϵ_1	ϵ_2	α_1	α_2
1	50	0,06	-0,10	-38,00	52,00
	280	0,20	-0,30	43,88	133,88
2	60	0,33	-0,25	-16,85	73,15
	300	2,38	-0,68	-23,31	66,69
3	70	0,08	-2,34	17,45	107,45
	350	0,09	-2,29	15,65	105,65
4	80	1,86	-0,34	-22,51	67,49
	380	4,04	-0,24	44,49	134,49
5	90	0,04	-0,24	-22,51	67,49
	460	9,16	-0,24	30,37	120,37
6	100	0,07	-3,49	3,38	93,38
	500	4,14	-4,38	4,05	94,05
7	110	0,80	-3,16	-17,58	72,42
	680	0,48	-2,44	-14,34	75,66
8	120	1,00	-0,98	-0,87	89,13
	720	0,69	-0,13	-23,50	66,50

Tabela 6 - Deformações na face do bloco - modelo B115P250R4

B115P250R4					
Ponto	Força (kN)	Deformações Principais		Direções Principais	
		(‰)		(°)	
		ϵ_1	ϵ_2	α_1	α_2
1	75	0,51	-0,11	29,21	119,21
	635	0,49	-0,11	32,16	122,16
2	83	0,58	-1,30	8,65	98,65
	650	0,69	-1,57	33,55	123,55
3	94	0,20	0,02	41,85	131,85
	700	0,05	-1,23	29,53	119,53
4	103	0,11	-0,49	22,51	112,51
	403	0,22	-0,78	28,17	118,17
5	110	2,58	-0,86	17,78	107,78
	445	2,63	0,03	34,40	124,40
6	125	3,10	-5,14	-37,12	52,88
	480	3,21	-5,19	-34,76	55,24
7	140	0,78	-1,16	44,73	134,73
	500	0,33	-0,37	36,82	126,82
8	165	2,88	-8,06	-36,23	53,77
	580	15,00	-3,30	10,81	100,81

Tabela 7 - Deformações na face do bloco - modelo B120P375R1

B120P375R1					
Ponto	Força (kN)	Deformações Principais		Direções Principais	
		(‰)		(°)	
		ϵ_1	ϵ_2	α_1	α_2
1	60	-0,10	-0,20	-39,36	50,64
	340	2,01	-1,59	4,97	94,97
2	65	0,58	-0,70	-44,13	45,87
	410	2,43	-0,91	-29,89	60,11
3	75	-0,11	-0,41	7,98	97,98
	460	-0,11	-0,41	-11,61	78,39
4	80	0,01	-0,29	37,05	127,05
	500	4,35	-7,27	-41,36	48,64
5	105	0,12	-0,16	22,51	112,51
	545	0,24	-0,74	44,44	134,44
6	150	0,09	-0,57	23,76	113,76
	650	0,15	-0,71	-24,42	65,58
7	165	-0,11	-0,71	17,12	107,12
	700	0,27	-3,27	28,98	118,98
8	170	2,33	-0,37	-24,62	65,38
	750	2,30	-0,36	-24,64	65,36

Tabela 8 - Deformações na face do bloco - modelo B120P375R25

B120P375R25					
Ponto	Força (kN)	Deformações Principais (%)		Direções Principais (°)	
		ϵ_1	ϵ_2	α_1	α_2
1	80	0,06	0,04	22,51	112,51
	325	0,12	-0,22	-32,51	57,49
2	90	0,68	-0,02	34,27	124,27
	400	0,40	-0,36	-13,96	76,04
3	100	0,16	-0,40	-40,96	49,04
	470	2,70	-0,70	27,05	117,05
4	110	2,52	-2,14	44,16	134,16
	500	1,56	-1,20	43,36	133,36
5	120	1,43	-0,07	-21,97	68,03
	550	1,29	0,11	-11,99	78,01
6	140	0,51	-0,41	-38,15	51,85
	600	1,12	-1,26	-44,78	45,22
7	160	0,23	-0,09	17,36	107,36
	650	1,03	-0,55	13,61	103,61
8	180	1,18	-1,90	-33,56	56,44
	700	0,80	-2,56	-26,37	63,63

Tabela 9 - Deformações na face do bloco - modelo B120P375R4

B120P375R4					
Ponto	Força (kN)	Deformações Principais (%)		Direções Principais (°)	
		ϵ_1	ϵ_2	α_1	α_2
1	30	-0,04	-0,12	31,73	121,73
	300	-0,11	-0,29	31,73	121,73
2	35	0,00	-0,14	40,96	130,96
	360	0,20	-0,06	42,82	132,82
3	40	1,26	-1,94	-4,32	85,68
	400	1,01	-1,93	-5,50	84,50
4	45	0,17	-0,31	31,19	121,19
	450	0,09	-0,41	35,80	125,80
5	50	0,10	0,08	-22,51	67,49
	500	0,30	0,12	-9,22	80,78
6	60	0,07	-0,61	11,38	101,38
	550	0,19	-0,75	12,74	102,74
7	65	0,33	-1,07	-28,97	61,03
	600	0,35	-1,35	-19,65	70,35
8	85	3,27	0,31	33,72	123,72
	700	5,92	-1,66	-23,90	66,10

Tabela 10 - Deformações na face do bloco - modelo B127P500R1

B127P500R1					
Ponto	Força (kN)	Deformações Principais (‰)		Direções Principais (°)	
		ϵ_1	ϵ_2	α_1	α_2
1	40	0,10	-0,16	-38,52	51,48
	415	1,28	-0,54	-21,17	68,83
2	50	0,45	-2,83	-22,76	67,24
	520	0,35	-1,27	-26,01	63,99
3	60	0,00	-0,46	-24,30	65,70
	800	-0,08	-0,42	32,51	122,51
4	65	0,44	-0,48	-42,54	47,46
	850	0,82	-1,56	31,19	121,19
5	0-80	0,13	-0,05	31,73	121,73
	900	0,10	-0,02	22,51	112,51
6	90	0,87	-0,73	-39,64	50,36
	980	0,64	-0,70	-42,89	47,11
7	130	0,58	-3,22	27,00	117,00
	1010	0,85	-2,69	35,08	125,08
8	140	1,12	-12,50	-11,73	78,27
	1020	-1,16	-7,96	-35,05	54,95

Tabela 11 - Deformações na do bloco - modelo B127P500R25

B127P500R25					
Ponto	Força (kN)	Deformações Principais (‰)		Direções Principais (°)	
		ϵ_1	ϵ_2	α_1	α_2
1	50	-0,12	-0,74	34,63	124,63
	320	4,32	-3,70	-4,09	85,91
2	55	0,05	-0,39	35,80	125,80
	470	1,05	-0,41	40,29	130,29
3	65	-0,11	-0,35	-12,23	77,77
	625	2,07	-0,89	13,90	103,90
4	80	0,80	-1,52	-43,54	46,46
	740	1,17	-1,37	-23,78	66,22
5	90	-0,04	-0,76	9,72	99,72
	870	3,49	-0,67	30,19	120,19
6	115	2,30	-2,92	41,61	131,61
	900	8,19	-6,99	42,53	132,53
7	130	0,03	-1,49	20,92	110,92
	915	-0,02	-2,56	44,80	134,80
8	150	5,48	-2,36	42,24	132,24
	930	9,15	-2,87	30,92	120,92

Tabela 12 - Deformações na face do bloco - modelo B127P500R24

B127P500R4					
Ponto	Força (kN)	Deformações Principais (‰)		Direções Principais (°)	
		ϵ_1	ϵ_2	α_1	α_2
1	50	0,00	-0,34	-29,53	60,47
	310	0,03	-2,87	24,75	114,75
2	55	0,34	-2,10	21,18	111,18
	600	1,24	-0,18	-15,63	74,37
3	65	-0,02	-0,90	12,12	102,12
	700	-0,21	-1,63	12,56	102,56
4	70	1,48	-1,12	39,71	129,71
	750	-0,23	-0,77	6,50	96,50
5	75	-0,02	-0,04	22,51	112,51
	800	-0,05	-0,11	22,51	112,51
6	90	0,01	-0,37	-16,01	73,99
	850	0,94	-0,30	-28,43	61,57
7	105	-0,25	-0,65	-7,38	82,62
	900	-0,30	-0,64	1,68	91,68
8	115	0,65	-2,17	-29,18	60,82
	970	2,21	-0,93	-17,06	72,94

Durante o ensaio algumas pastilhas descolaram por isso não foi possível realizar algumas leituras.

