

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS – UFG
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL – EEC
CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL – CMEC

ADELSON CÂNDIDO MESQUITA

**A INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO PILAR-BLOCO NOS MECANISMOS DE RUPTURA
DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO SOBRE DUAS ESTACAS**

Área de Concentração: Estruturas e Materiais de Construção

Orientador: Rodrigo Gustavo Delalibera, Dr.

Goiânia
2015

ADELSON CÂNDIDO MESQUITA

**A INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO PILAR-BLOCO NOS MECANISMOS DE RUPTURA
DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO SOBRE DUAS ESTACAS**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Materiais de Construção
Orientador: **Rodrigo Gustavo Delalibera, Dr.**

GOIÂNIA
2015



Termo de Ciência e de Autorização para Disponibilizar as Teses e Dissertações Eletrônicas (TEDE) na Biblioteca Digital da UFG

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás-UFG a disponibilizar gratuitamente através da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações - BDTD/UFG, sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou download, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

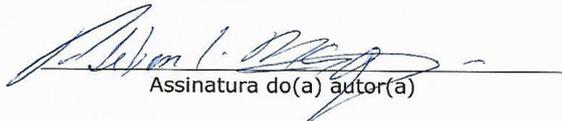
1. Identificação do material bibliográfico: **Dissertação** **Tese**

2. Identificação da Tese ou Dissertação

Autor(a):	Adelson Cândido Mesquita				
CPF:		E-mail:	adelsonmesquita@gmail.com		
Seu e-mail pode ser disponibilizado na página? <input checked="" type="checkbox"/> Sim <input type="checkbox"/> Não					
Agência de fomento:		Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior	Sigla:	CAPES	
Pais:	Brasil	UF:GO	CNPJ:		
Título:	A Influência da Ligação Pilar-Bloco nos Mecanismos de Ruptura de Blocos de Fundação Sobre Duas Estacas				
Palavras-chave:	Blocos sobre duas estacas, concreto armado, fundações				
Título em outra língua:	The Influence of Connecting Pile Cap-Column in the Mechanisms of Break in the Two Pile Caps				
Palavras-chave em outra língua:	Two pile caps, reinforced concrete, foundations				
Área de concentração:	Estruturas e materiais de construção				
Data defesa: (27/11/2015)					
Programa de Pós-Graduação:	Curso de Mestrado em Engenharia Civil CMEC-UFG				
Orientador(a):	Rodrigo Gustavo Delalibera, Dr.				
CPF:		E-mail:	dellacivil@gmail.com		
Co-orientador(a):					
CPF:		E-mail:			

3. Informações de acesso ao documento:

Liberação para disponibilização? total parcial


Assinatura do(a) autor(a)

Data: 26 / 01 / 2016

Ficha catalográfica elaborada automaticamente
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a), sob orientação do Sibi/UFG.

Mesquita, Adelson Cândido

A Influência da Ligação Pilar-Bloco nos Mecanismos de Ruptura de Blocos de Fundação Sobre Duas Estacas [manuscrito] / Adelson Cândido Mesquita. - 2015.

165 f.: il.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil (EEC) , Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Goiânia, 2015.

Bibliografia. Anexos.

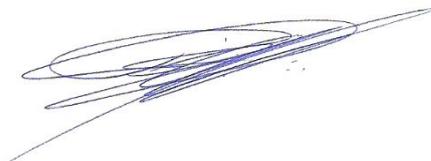
Inclui siglas, abreviaturas, símbolos, gráfico, tabelas, lista de figuras, lista de tabelas.

1. Blocos sobre duas estacas. 2. Concreto armado. 3. Fundações. I. Delalibera, Rodrigo Gustavo, orient. II. Título.

**A INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO PILAR-BLOCO NOS MECANISMOS DE RUPTURA
DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO SOBRE DUAS ESTACAS**

ADELSON CÂNDIDO MESQUITA

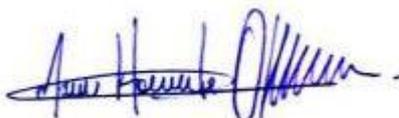
**Dissertação defendida e aprovada em 27 de novembro de 2015, pela Banca
Examinadora constituída pelos professores:**



**Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera
(ORIENTADOR)**



**Prof. Dr. Wellington Andrade da Silva
(EXAMINADOR INTERNO)**



**Prof. Dr. Marcos Honorato de Oliveira (UnB)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

Aos meus pais, Valdeci e Rosemira, minha esposa Naly Regina, meus irmãos Thiago, Lívia e Niviamar, meus sobrinhos Maria Clara, Arthur Lima, Arthur Brás, Alice, Alana e Heloísa e meus sogros Rodovalter e Eliete.

Bendito o homem que deposita a confiança
no Senhor, e cuja a esperança é o Senhor.

Jeremias 17;7

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus pelo dom da vida e pelas oportunidades que me foram concedidas.

Aos meus pais, Valdeci e Rosemira, pelos cuidados e carinhos que foram dispensados a mim, durante toda a vida. Este trabalho é apenas uma continuação da educação e dos ensinamentos que tive a oportunidade de receber.

À minha esposa Naly Regina, pelo amor, companheirismo atenção e paciência demonstrados nesses seis anos juntos. Sem o seu apoio e suas palavras de incentivo este trabalho não teria sido concluído.

Ao meu irmão Thiago pela amizade e parceria de sempre; às minhas irmãs Livia e Niviamar; meus sobrinhos Maria Clara, Arthur Lima, Arthur Brás, Alice, Alana e Heloísa e meus sogros Rodovalter e Eliete. A todos vocês agradeço, sobretudo, por terem entendido as faltas constantes no convívio familiar.

Ao Professor Doutor Rodrigo Gustavo Delalibera agradeço pela orientação neste trabalho, pelos ensinamentos e, principalmente, pelos exemplos de profissional competente, ético e dedicado. Estes exemplos servirão como base não somente para a minha vida profissional, como também para a pessoal.

Ao Eng. Civil Anderson Souza Rocha, amigo e sócio da SRocha Consultoria e Projetos Ltda, pela paciência e companheirismo demonstrados neste e em outros desafios profissionais assumidos.

Ao Msc. Flávio Mamede Pereira Gomes pelo auxílio nas simulações e análises numéricas apresentadas neste trabalho.

Aos professores Ph.D Ronaldo Bastos Gomes e Ph.D Gilson Natal Guimarães, pelos incentivos e palavras duras, porém necessários, em momentos delicados desse trabalho.

Aos amigos e colegas de mestrado e funcionários da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, pelo apoio dado a esta pesquisa.

CRÉDITOS

Este trabalho só foi possível graças ao incentivo de instituições públicas e privadas que, por meio de sugestões e parecerias técnica-financeiras contribuíram para a execução e finalização do mesmo:

- À CAPES pelo apoio financeiro que permitiu a dedicação necessária para o andamento e conclusão dessa pesquisa;

- À Prémoldação Indústria de Pré-Moldados Ltda, em nome do Eng. Civil Sílvio Campos Filho, pela doação das barras de aço e dos serviços executados de corte e dobra da armadura;

- À Concreto Redimix do Brasil S.A, em nome do Eng. Civil Luíz Carlos, pela doação do aglomerante, dos agregados e dos aditivos para produção do concreto utilizado neste trabalho;

- Ao laboratório Carlos Campos Consultoria e Projetos Ltda, na pessoa do Eng. Civil Denílson Pereira Rocha, pela caracterização dos materiais utilizados para produção do concreto utilizado neste trabalho;

- Ao Curso de Mestrado Em Engenharia Civil – CMEC, da Universidade Federal de Goiás, em nome do seu corpo docente, pelos ensinamentos adquiridos durante o mestrado;

- À Eletrobrás FURNAS S.A. pelo apoio na simulações computacionais desenvolvida;

- À Pontifícia Universidade Católica de Goiás – PUC-GO, pelos ensaios de caracterização das barras de aço utilizadas.

Resumo da Dissertação apresentada à EEC/UFG como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

A INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO PILAR-BLOCO NOS MECANISMOS DE RUPTURA DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO SOBRE DUAS ESTACAS

O trabalho proposto teve por objetivo os estudos experimental e modelagem computacional, do comportamento de blocos rígidos de concreto armado sobre duas estacas, com cálice parcialmente embutido, submetidos à ação de forças centradas. Foram adotados modelos variando-se o tipo de conformação das paredes dos pilares e do cálice. Essa variável foi escolhida, pois imagina-se que para os blocos com cálices parcialmente embutidos a escolha de parede lisa ou rugosa muda de modo significativo a distribuição dos fluxos de tensões de compressão e tração modificando desta maneira o modelo de biela e tirante empregado no dimensionamento. Sendo assim, por meio da investigação dessa variável, pretendeu-se analisar a influência do tipo de conformação das paredes da ligação provoca sobre o comportamento estrutural do bloco. Características como diâmetros de estacas, dimensões de pilar, geometria dos blocos e taxa de armadura não foram consideradas variáveis, a fim de que não houvesse diferenças na formação dos campos e trajetórias de tensões. A etapa experimental deste trabalho baseou-se pela caracterização dos materiais que compõem às peças (concreto e aço), além da construção e ensaio de 3 conjuntos pilares-blocos de concreto armado, sendo um conjunto usado como referência (bloco monolítico), um conjunto com ligação rugosa e um conjunto com ligação lisa. Através dos ensaios, verificou-se que o conjunto com ligação rugosa obteve desempenho superior a 66% do conjunto monolítico, enquanto que o conjunto com ligação lisa obteve desempenho de apenas 36%. Na etapa de análise computacional, foram realizadas simulações tridimensionais, baseadas no Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando-se o programa ANSYS®, (ANalyser SYStem - ANSYS, INC, versão 14.0). Foi considerado comportamento do material como não-linear, fissuração do concreto e a influência das armaduras no comportamento estrutural dos blocos. Foi verificada também, a variação dos resultados experimentais e teóricos com o modelo de treliça utilizado em projetos, além do modelo de Bielas e Tirantes.

Palavras - chave: Blocos sobre duas estacas, Concreto armado, Fundações.

MESQUITA, A.C. **A influência da ligação pilar-bloco nos mecanismos de ruptura de blocos de fundação sobre duas estacas.** 2015. 165f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFG. Goiânia, 2015.

Abstract of Dissertation presented to EEC/UFG as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

THE INFLUENCE OF CONNECTING PILE CAP-COLUMN IN THE MECHANISMS OF BREAK IN THE TWO PILE CAPS

The proposed dissertation aimed to experimental studies and computational modeling of the behavior of two pile caps, with sockets embedded, subjected to the center load. Models varying the type of conformation of the column and walls of the cup were adopted. This variable was chosen because it was found that for glasses partially embedded blocks with the choice of smooth or rough wall changes significantly the distribution of the flows of compressive stress and tensile thus modifying the strut and tie model using in the design. Thus, through the investigation of this variable, we analyzed the influence of the conformation of the walls connecting the structural behavior of the pile cap. Features such as diameters of piles, pillar dimensions, geometry of the blocks and reinforcement ratio were not considered variables, so that there were no differences in the formation of fields and stress paths. The experimental part of this dissertation was based on the characterization of the materials that make up the parts (concrete and steel), and the construction and testing three two pile caps, one reference (monolith), with rough and connection with smooth connection. Through trials, it was found that the obtained pile cap with rough connection performance equal to 66% of the monolithic pile cap, while pile cap binding obtained with smooth performance of only 36%. In the numerical step, numerical simulations were performed using the ANSYS ® (SYStem Analyser - ANSYS, INC, version 14.0) program, based on the Finite Element Method (FEM). Considered behavior no-linearity of concrete and steel, and the influence of reinforcement in structural behavior of the pile caps. Will also checked the variation of the experimental and theoretical results with the lattice model used in design, beyond the strut and tie model.

Keywords: Two pile caps, Reinforced concrete, Foundations.

MESQUITA, A.C. **The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps.** 2015. 165f. Dissertation (Master in Civil Engineering) – UFG. Goiânia, 2015.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	iv
LISTA DE SÍMBOLOS	v
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	22
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	22
1.2. JUSTIFICATIVA	27
1.3. OBJETIVOS	27
1.4. METODOLOGIA	28
1.5. DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS.....	29
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	30
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	30
2.2. PESQUISAS COM ÊNFASE EXPERIMENTAL	30
2.2.1. Hobbs e Stein (1957)	30
2.2.2. Bléivot e Frémy (1967).....	31
2.2.3. Mautoni (1972)	34
2.2.4. Taylor e Clarke (1976).....	36
2.2.5. Adebar et al. (1990)	38
2.3. PESQUISAS COM ÊNFASE NUMÉRICA.....	41
2.3.1. Iyer e Sam (1991)	41
2.3.2. Iyer e Sam (1995-a)	42
2.3.3. (Iyer e Sam (1995-b).....	43
2.3.4. Munhoz (2004)	44
2.3.5. Delalibera (2006)	45
2.4. LIGAÇÕES PILAR FUNDAÇÃO.....	46
2.5. ANALOGIA DE BIELAS E TIRANTES	49
2.6. RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS PARA BLOCOS.....	52
CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL	54
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	54
3.2. DESCRIÇÃO, DIMENSIONAMENTO E PROJETO DOS MODELOS	54
3.3. MATERIAIS E MÉTODOS PARA CONSTRUÇÃO DOS MODELOS.....	75
3.3.1. Formas	75

3.3.2. Armadura	77
3.3.3. Estacas	79
3.3.4. Concreto.....	80
3.4. EXECUÇÃO DOS MODELOS	88
3.5. INSTRUMENTAÇÃO	91
3.6. REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS	92
CAPÍTULO 4 – SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL	95
4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	95
4.2. ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS.....	95
4.3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	97
4.4. APOIOS E APLICAÇÃO DA CARGA.....	98
4.5. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	99
CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS	105
5.1. RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	105
5.2. RESULTADOS NUMÉRICOS	120
CAPÍTULO 6 – CONCLUSÃO	127
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	130
ANEXO A.....	133
ANEXO B.....	143

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de superfícies de ruptura.....	22
Figura 2 - Exemplos de fundações superficiais	23
Figura 3 - Exemplos de fundações profundas	24
Figura 4 - Bloco sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido.....	26
Figura 5 – Exemplos de regiões B e D	30
Figura 6 - Modelo de bloco ensaiado por Hobbs & Stein (1957) - Armadura curva	31
Figura 7 - Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiadas por Blévoet e Frémy (1967)	32
Figura 8 - Modelos de blocos sobre três estacas ensaiadas por Blévoet e Frémy (1967)	33
Figura 9 - Modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiadas por Blévoet & Frémy (1967)	34
Figura 10 - Blocos ensaiados por (Mautoni 1972)	35
Figura 11 – Arranjos das armaduras utilizadas nos modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiadas por Taylor e Clarke (1976).....	37
Figura 12 – Tipos de ancoragem utilizadas nos modelos de blocos sobre quadro estacas ensaiadas por Taylor e Clarke (1976).....	37
Figura 13 – Formas de ruínas apresentadas nos modelos de blocos sobre quadro estacas ensaiadas por Taylor e Clarke (1976).....	38
Figura 14 – Arranjos das armaduras utilizadas nos modelos de blocos sobre quatro e seis estacas ensaiadas por Adebar et al.(1990)	39
Figura 15 – Modelo de biela e tirante sugerido por Adebar et al. (1990)	40
Figura 16 – Bloco sobre três estacas analisado por Iyer e Sam (1991).....	41
Figura 17 – Arranjos das armaduras utilizadas nos modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiadas por Iyer e Sam (1995)	43
Figura 18 – Simulação numérica estudada por Munhoz (2004).....	44
Figura 19 – Rede de elementos finitos e armadura discretizada (DELALIBERA, 2006).....	45
Figura 20 – Fluxo de tensões de compressão (DELALIBERA, 2006)	46
Figura 21 – Tipos de ligações pré-moldadas pilar-fundação – adaptada do PCI (1988), <i>apud</i> Canha (2004)	47
Figura 22 – Modelos de cálices existentes	48
Figura 23 – Tipos de conformação da parede do cálice e do pilar	49
Figura 24 – Definição da geometria das bielas e tirantes aplicados em blocos Silva e Giongo (2000), <i>apud</i> Delalibera (2006)	50
Figura 25 – Aplicação do caminho de carga em blocos sobre duas estacas Munhoz (2004), <i>apud</i> Delalibera (2006).....	51
Figura 26 – Dimensões dos modelos em planta baixa	57
Figura 27 – Cálculo das dimensões dos modelos na seção transversal	58
Figura 28 – Polígono de forças na região superior (a) e inferior (b).....	60
Figura 29 – Propriedades geométricas do bloco monolítico	69
Figura 30 – Propriedades geométricas do bloco pré-moldado com conformação lisa da parede do cálice e do pilar.....	70

Figura 31 – Propriedades geométricas do bloco pré-moldado com conformação rugosa da parede do cálice e do pilar	71
Figura 32 – Detalhamento esquemático do bloco monolítico	72
Figura 33 – Detalhamento esquemático dos blocos pré-moldados com conformações rugosas e lisas das paredes dos cálices e dos pilares	73
Figura 34 – Marcação das dimensões da forma	75
Figura 35 – Corte e montagem da forma	75
Figura 36 – Forma do bloco sendo montada	76
Figura 37 – Chapas de isopor para criação de parede rugosa do cálice	76
Figura 38 – Chapas de isopor para criação de sulco de encaixe da estaca	76
Figura 39 – Forma do pilar rugoso	76
Figura 40 – Forma do pilar liso	76
Figura 41 – Desmoldante utilizado nas formas	77
Figura 42 – Passagem de desmoldante/preparo das peças para concretagem	77
Figura 43 – Armadura do do pilar	78
Figura 44 – Armadura do liso/monolítico	78
Figura 45 – Armadura do bloco monolítico	78
Figura 46 – Chapas metálicas sobre roletes em substituição das estacas	79
Figura 47 – Chapas metálicas sobre roletes em substituição das estacas	79
Figura 48 – Coleta de materiais no estoque da concreteira	80
Figura 49 – Microconcreto utilizado para moldagem dos pilares e das ligações	81
Figura 50 – Representação dos ensaios do concreto no estado fresco segundo (ABNT NBR 15823:2010).....	83
Figura 51 – Ensaios de caracterização do concreto no estado fresco	84
Figura 52 – Ensaios de caracterização do concreto no estado endurecido	86
Figura 53 – Gráficos dos ensaios de resistência à compressão e tração do concreto utilizado	87
Figura 54 – Processo de fabricação do concreto	89
Figura 55 – Concretagem dos modelos; modelos após desforma	90
Figura 56 – Mapeamento das posições dos extensômetros elétricos de resistência e dos relógios comparadores nos blocos	91
Figura 57 – Instrumentação dos modelos	92
Figura 58 – Detalhes da prensa.....	93
Figura 59 – Esquema do ensaio	94
Figura 60 – Modelo sendo posicionado para ensaio	94
Figura 61 – Elementos finitos utilizados para modelagem dos modelos	96
Figura 62 – Superfície de ruptura do elemento Solid 65, concrete - ANSYS®	98
Figura 63 – Malha de elementos finitos (modelado ¼ do modelo) – Bloco monolítico.....	100
Figura 64 – Armadura discretizada – Bloco monolítico.....	100
Figura 65 – Elementos utilizados para modelagem – Bloco monolítico.....	101
Figura 66 – Malha de elementos finitos (modelado ¼ do modelo) – Blocos lisos e rugoso..	101
Figura 67– Armadura discretizada – Blocos liso e rugoso	102
Figura 68 – Elementos utilizados para modelagem – Blocos liso e rugoso	102
Figura 69 – Restrições de apoio e aplicação da carga no pilar	103
Figura 70 – Elementos para simulação do atrito: Conta 173 e Targe 170 - ANSYS®	104

Figura 71 – Blocos ensaiados experimentalmente – identificação do ângulo de inclinação das bielas.....	108
Figura 72 – Bloco monolítico após a ruptura: formação das bielas de compressão identificadas pelo mapa de fissuração.....	109
Figura 73 – Bloco com conformação rugosa do pilar e do cálice após a ruptura: formação das bielas de compressão identificadas pelo mapa de fissuração	110
Figura 74 – Bloco com conformação lisa do pilar e do cálice após a ruptura: não foi observada a formação de bielas de compressão.....	110
Figura 75 – Deslocamento horizontal, bloco monolítico	122
Figura 76 – Tensão principal de compressão, bloco monolítico	122
Figura 77 – Tensão principal de tração, bloco monolítico	122
Figura 78 – Tensões nas barras de aço, bloco monolítico	122
Figura 79 – Fluxo das tensões principais de compressão; bloco monolítico.....	122
Figura 80 – Direção das tensões no concreto, bloco monolítico	122
Figura 81 – Deslocamento horizontal, bloco rugoso	123
Figura 82 – Tensão principal de compressão, bloco rugoso.....	123
Figura 83 – Tensão principal de tração, bloco rugoso.....	123
Figura 84 – Tensões nas barras de aço, bloco rugoso	123
Figura 85 – Fluxo das tensões principais de compressão; bloco rugoso	123
Figura 86 – Direção das tensões no concreto; bloco rugoso	123
Figura 87 – Deslocamento horizontal, bloco liso	124
Figura 88 – Tensão principal de compressão, bloco liso.....	124
Figura 89 – Tensão principal de tração, bloco liso.....	124
Figura 90 – Tensões nas barras de aço, bloco liso.....	124
Figura 91 – Fluxo das tensões principais de compressão; bloco liso	124
Figura 92 – Direção das tensões no concreto; bloco liso	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Propriedades geométricas dos modelos ensaiados	55
Tabela 2 – Área de aço principal do tirante dos blocos	74
Tabela 3 – Área de aço complementar superior dos blocos	74
Tabela 4 – Área de aço complementar estribos verticais e horizontais dos blocos	74
Tabela 5 – Área de aço dos pilares	74
Tabela 6 – Propriedades mecânicas das barras de aço	78
Tabela 7 – Resultados do ensaio de determinação da habilidade passante – Método Caixa L	85
Tabela 8 – Resultados do ensaio de espalhamento e do tempo de escoamento – Método do Cone de Abrans	85
Tabela 9 – Resultados do ensaio de viscosidade plástica – Método do Funil V	85
Tabela 10 – Resultados dos ensaios de resistência do concreto	87
Tabela 11 – Tabela do f_{ck} e f_{ctk} estimado dos modelos nas datas dos ensaios	88
Tabela 12 – Resumo dos elementos e critérios utilizados na modelagem	99
Tabela 13 – Forças últimas dos blocos ensaiados	106
Tabela 14 – Tensões nas zonas nodais inferior e superior dos blocos	106
Tabela 15 – Relações entre as tensões nodais	107
Tabela 16 – Inclinação das bielas, em função das forças	107
Tabela 17 – Forças nas barras de aço da armadura principal de tração	108
Tabela 18 – Correlação entre as análises numéricas e experimentais	121

LISTA DE SÍMBOLOS

ϕ_{est}	Diâmetro das estacas
\emptyset	Diâmetro da armadura calculada;
γ_c	Coefficiente de ponderação de resistência do concreto, tomado igual a 1,4
ω	Coefficiente de área de aço dos pilares
ν	Força normal reduzida adimensional
μ	Momento reduzido
$\sigma_{zn,i}$	Tensão na zona nodal inferior
α	Inclinação da biela de compressão em relação ao plano horizontal
a	Dimensão de um bloco em uma determinada direção
$A_{biela,e}$	Relação entre a área da seção transversal da estaca e da biela junto à estaca
$A_{biela,p}$	Relação entre a área da seção transversal do pilar e da biela na base do pilar
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_c	Área da seção transversal do concreto
a/c	Relação água-cimento do concreto
ACI	American Concrete Institute
A_e	Área da seção transversal da estaca
ANSYS®	ANalyser SYStem – programa computacional
a_p	Dimensão do pilar na mesma direção considerada do bloco
$A_{s,ef}$	Área de aço principal do tirante, efetiva
$A_{s,malha}$	Área de aço dos estribos verticais e/ou horizontais
$A_{s,min}$	Área de aço mínima
A_{st}	Área de aço principal do tirante, calculada
$A_{s'}$	Área de aço na face superior do bloco, calculada
$A_{s',ef}$	Área de aço principal do tirante, calculada

B_{Lx}	Comprimento do bloco
B_{Ly}	Largura do bloco
c	Distância entre o eixo das estacas e a face do bloco
CAA	Concreto auto-adensável
CEB	Comite Euro-Internacional du Béton
cm	Centímetros
CMEC	Curso de Mestrado em Engenharia Civil
$\cos \alpha$	Co-seno de determinado ângulo α
CP	Cimento Portland
CSA	Canadian Portland Cement Association
d	Altura útil do bloco
e_{adot}	Excentricidade mínima adotada
EHE	Instrucción Española de hormigón armado
Ext	Extensômetro elétrico de resistência
ε_y	Deformação das barras de aço
f_{bd}	Resistência de aderência
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência de característica do concreto à compressão
$f_{ctk,inf}$	Resistência característica a tração direta do concreto
f_{yd}	Resistência de cálculo do aço ao escoamento
f_{yk}	Resistência característica do aço ao escoamento
F_{teo}	Força teórica de compressão aplicada no pilar
GO	Goiás
GPa	Gigapascal
h	Altura total do bloco
h_c	Espessura da parede do cálice

h_p	Altura do pilar
h_x	Abertura do cálice na direção x
h_y	Abertura do cálice na direção y
kN	Quilonewton
l_b	Comprimento de ancoragem básico
$l_{b,nec}$	Comprimento de ancoragem necessário
$l_{b,min}$	Comprimento de ancoragem mínimo
L_{emb}	Comprimento de embutimento do pilar
L_{est}	Distância entre os eixos das estacas
M_{dmim}	Momento de cálculo mínimo
M_{dx}	Momento de cálculo, na direção x
M_{dy}	Momento de cálculo, na direção y
MEF	Método dos elementos finitos
mm	Milímetros
MPa	Megapascal
N_d	Carga característica
N_k	Carga de cálculo
R_{cc}	Força teórica na biela do pilar
R_{ce}	Força teórica na biela na estaca
R_{est}	Reação na estaca mais solicitada
$\sin \alpha$	Seno de determinado ângulo α
$\tan \alpha$	Tangente de determinado ângulo α
UFG	Universidade Federal de Goiás

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As fundações são os elementos de ligação entre a superestrutura e o solo, ou seja, é a parte da estrutura de uma edificação que transmite ao terreno que a suporta, de maneira técnica e economicamente satisfatória, o seu peso próprio, bem como as ações que a estrutura (ou edificação) está submetida.

As fundações são convencionalmente separadas em dois grandes grupos: fundações superficiais (ou diretas) e as fundações profundas. A distinção entre esses dois tipos de fundações é feita segundo o critério de que uma fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não atinja a superfície do terreno. Como os mecanismos de ruptura de base atingem, acima dela, tipicamente duas vezes sua menor dimensão, a norma ABNT NBR 6122:2010 determina que as fundações profundas sejam aquelas cujas bases estão implantadas à uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão e a pelo menos 3 metros de profundidade, conforme ilustrado na Figura 1.

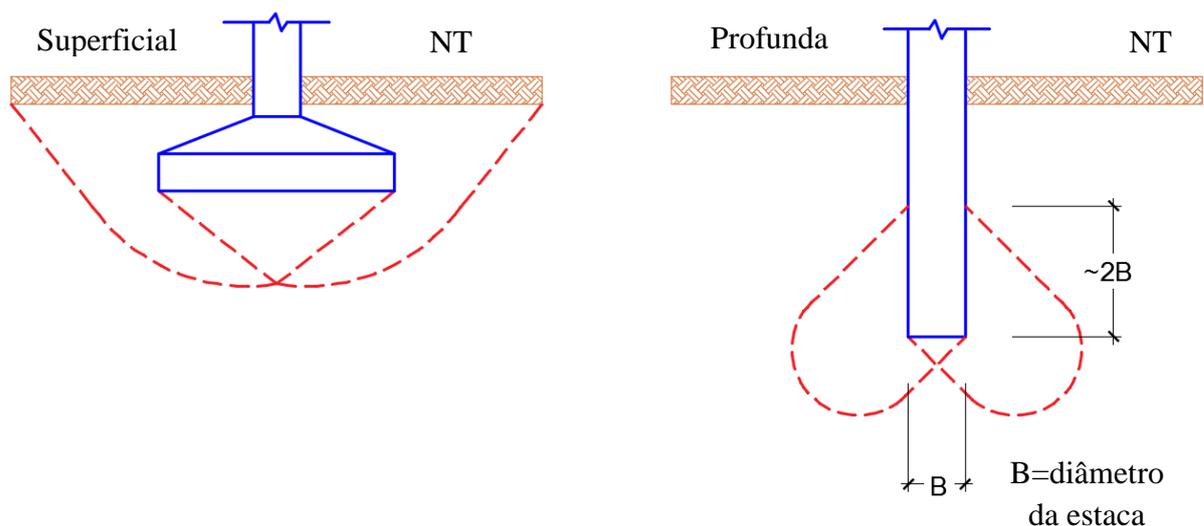


Figura 1 - Tipos de superfícies de ruptura

A escolha do tipo de fundação conveniente para cada edificação depende de alguns fatores, como a tecnologia construtiva disponível na região da edificação, condições

econômicas do executor, características geotécnicas do terreno, intensidade das ações, edificações limítrofes, entre outras. De posse desses fatores e das combinações entre eles, o engenheiro determina qual tipo de fundação adequada para cada situação.

Quando as camadas superficiais do solo conseguem absorver às cargas de projeto, as fundações indicadas são as superficiais. Estas transmitem as cargas ao solo somente através de pressões distribuídas sob sua base. Como exemplo de fundações superficiais, podemos citar os blocos, as sapatas, as grelhas e os radiers, ilustrados na Figura 2.

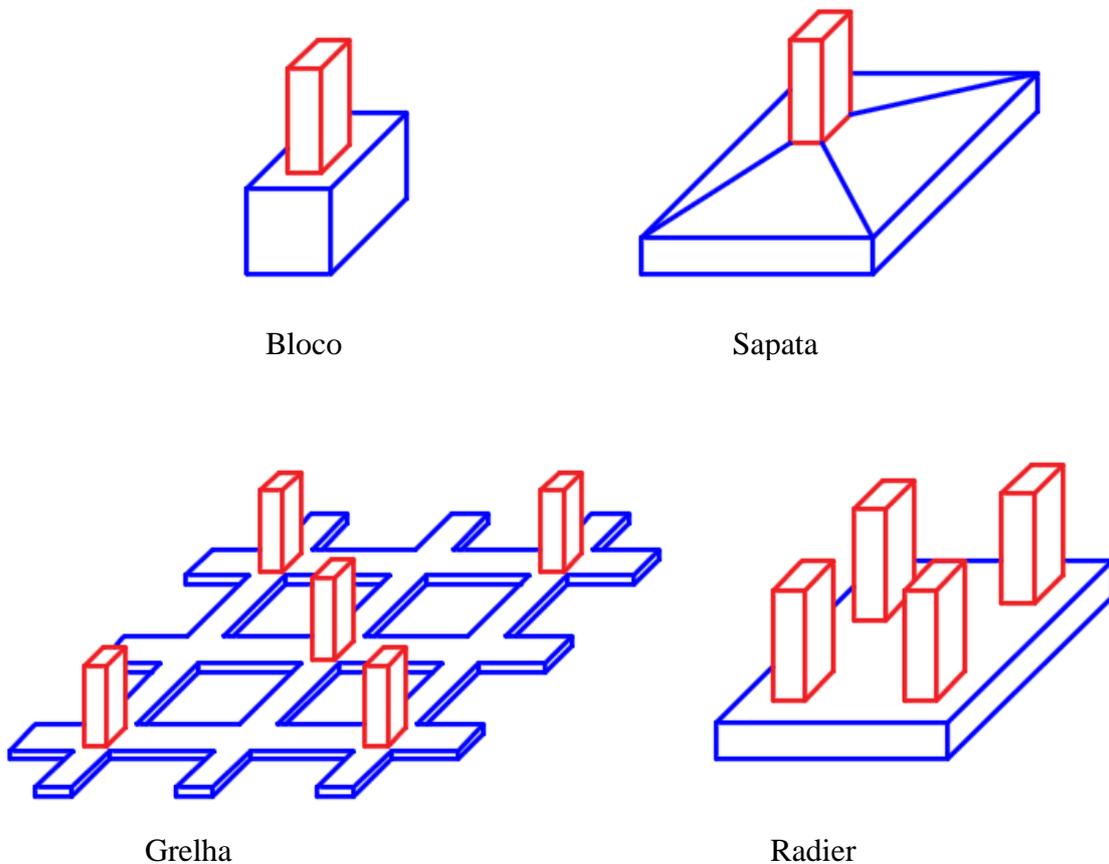


Figura 2 - Exemplos de fundações superficiais

Caso contrário, quando o solo não é capaz de absorver às cargas nas camadas superficiais, as fundações indicadas são as profundas. Estas transmitem a carga ao solo por sua superfície lateral (resistência de atrito do fuste) ou pela base (resistência de ponta) ou por combinação das duas. Como exemplo de fundações profundas, podemos citar os vários tipos de estacas, os tubulões a céu aberto e a ar comprimido e o caixão, ilustrados na Figura 3.

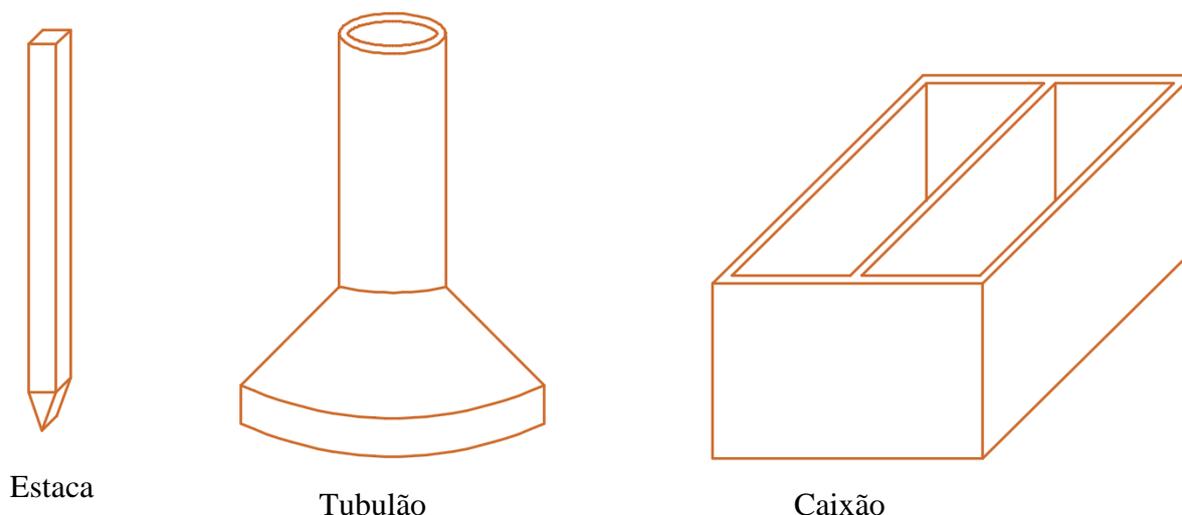


Figura 3 - Exemplos de fundações profundas

Por meio de estudos sobre a escolha do tipo de fundação a ser utilizada em uma determinada obra, quando a fundação for com estaca, faz-se necessário à construção de outro elemento estrutural: o bloco de coroamento ou também denominado bloco sobre estacas. Estes blocos de fundações são estruturas de volume que têm a função de solidarizar as cabeças das estacas e transferir de forma eficaz as ações dos pilares aos elementos de fundação.

Apesar da importância do elemento bloco de fundações, ele não permite a inspeção visual quando em serviço. Sendo assim, é importante o conhecimento de seu real comportamento. Em geral, o seu dimensionamento é similar ao das sapatas, diferenciando-se dessas pelo fato de se ter cargas concentradas no bloco devido à reação das estacas. Os modelos mais adequados ao dimensionamento de estruturas de volume são os modelos tridimensionais e bielas e tirantes.

As dimensões em planta dos blocos sobre estacas dependem da disposição das estacas, adotando-se, em geral, o menor espaçamento possível entre elas, para evitar a necessidade da utilização de armadura de suspensão entre as mesmas. Esse espaçamento é adotado igual a 2,5 vezes o seu diâmetro no caso de estacas pré-moldadas e 3,0 vezes o diâmetro se as estacas forem moldadas no local. Quando se estabelece as distâncias mínimas entre as estacas, evita-se o efeito de grupo nos blocos de coroamento. Em ambos os casos, a distância entre os eixos das estacas não pode ser inferior a 60 cm. Deve-se ainda respeitar uma distância mínima entre as faces das estacas e as extremidades do bloco, com intuito de melhorar as condições de ancoragens das barras de aço principais de tração-tirante (MUNHOZ, 2004).

Obedecendo a essas recomendações, as dimensões dos blocos são minimizadas resultando na maioria das vezes em blocos rígidos. Entretanto, por razões diversas, o espaçamento entre as estacas pode ser aumentado, resultando em um bloco flexível. Portanto, quanto à rigidez, os blocos são classificados como flexíveis ou rígidos.

O comportamento estrutural e o dimensionamento dependem da classificação do bloco quanto à rigidez, utilizando-se os mesmos critérios das sapatas, segundo a ABNT NBR 6118:2014. No caso de blocos rígidos o modelo estrutural adotado para cálculo e dimensionamento deve ser tridimensional, linear ou não, e modelos de bielas e tirantes tridimensionais, sendo esses últimos os preferidos por definir melhor a distribuição de forças no bloco. A ABNT NBR 6118:2014 não traz em seu texto recomendações para verificação e dimensionamento deste elemento, apenas sugere quais os critérios a utilizar e recomendações dos valores das tensões limites junto às zonas nodais inferior (ligação estaca-bloco) e superior (ligação pilar-bloco). Contudo, não há recomendações da determinação da forma geométrica das escoras.

Ao utilizar modelo de bielas e tirantes, considera-se a formação de regiões descontínuas (conhecidas como regiões D), que são regiões onde a distribuição de tensões é não linear e que não são válidas as hipóteses de Bernoulli (conhecidas como regiões B, onde há variação linear na tensão atuante na seção transversal). Neste modelo, as verificações de compressão nas bielas são oriundas do Modelo de Blévet e Frémy (1967). As tensões nas regiões nodais, sugeridas pela ABNT NBR 6118:2014 têm valores inferiores às tensões limites sugeridos por Blévet e Frémy (1967), pois consideram o efeito deletério das tensões de tração junto às zonas nodais com existência de tração. Porém, junto às zonas nodais em que não ocorrem tração, ou seja, nós com compressão apenas, a ABNT NBR 6118:2014 não considera o efeito do comportamento triaxial do concreto, reduzindo o valor da tensão nodal igual $0,58 \cdot f_{cd}$ (ou $0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd}$), em função do efeito Rüschi, do efeito do aumento da resistência do concreto ao longo do tempo e do fator de forma e velocidade entre os ensaios dos corpos-de-prova e do comportamento da estrutura. O Código Modelo do CEB-FIP (1990) sugere geometrias para os nós das regiões nodais, sendo possível realizar as verificações de tensões nessas regiões.

O modelo de bielas e tirantes pode ser adotado considerando o fluxo de tensões na estrutura, utilizando o processo do caminho das mínimas forças, sugerido por Schlaich et al. (1987). Estas tensões podem ser obtidas por meio de uma análise elástica e linear ou não,

utilizando métodos numéricos, como por exemplo, o Método dos Elementos Finitos (DELALIBERA, 2006).

Quando utiliza-se estruturas pré-moldadas, é necessário, após a execução das estacas e do bloco, a colocação do pilar. Após o posicionamento do pilar, é necessário garantir a solidarização da superestrutura com a fundação. Utiliza-se então um elemento, denominado de ligação, que tem como principal objetivo estrutural a transferência dos esforços entre os elementos (pilar e bloco), e permitir a interação estrutural entre os mesmos. Essas ligações são regiões de descontinuidade, onde ocorrem concentrações de tensões e constituem um ponto delicado no que se refere ao dimensionamento e montagem das estruturas de concreto pré-moldado, por possuírem grande influência no comportamento estrutural das mesmas.

Segundo Campos (2010), as ligações podem ocorrer de diferentes formas: por meio de chapa de base, por emenda da armadura com graute e bainha, por emenda de armaduras salientes e por cálice, que será estudada neste trabalho.

A união da superestrutura, por meio de cálice, no bloco de fundações é realizada embutindo um trecho do pilar (comprimento de embutimento) em uma abertura do elemento de fundação que possibilite seu encaixe. Normalmente o cálice é construído sobre o bloco, mas utilizam-se também blocos com cálice embutido ou parcialmente embutido. A Figura 4 a seguir, apresenta um conjunto pilar-bloco, com cálice parcialmente embutido.

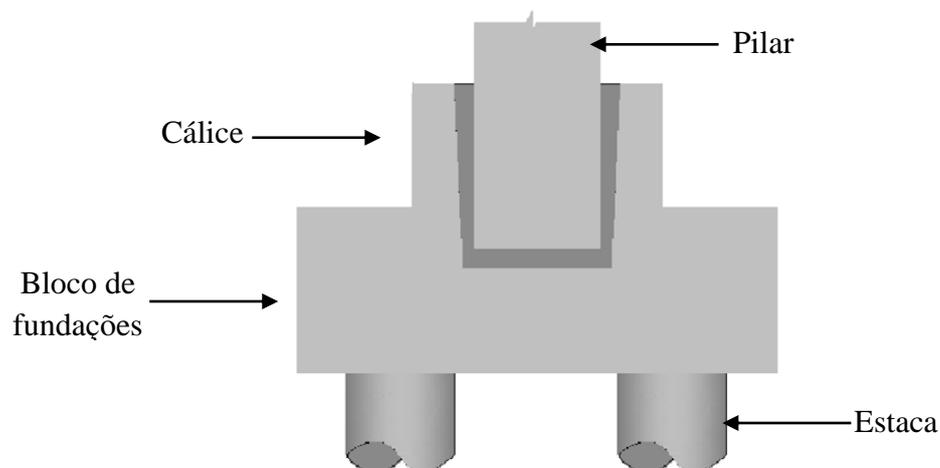


Figura 4 - Bloco sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido

1.2. JUSTIFICATIVA

Utilizar o sistema construtivo com concreto pré-moldado é uma maneira de se industrializar o processo de construção civil. Este sistema, por ser produzido em indústrias, permite o cumprimento dos prazos contratados, a redução do desperdício de materiais e mão de obra através de controle de qualidade, aumentar a produtividade e racionalidade. No Brasil, o tipo de ligação mais usual é a que utiliza blocos sobre estacas com cálice.

Este trabalho justifica-se, entre outros motivos, pela importância que o elemento estrutural bloco sobre estaca têm na estrutura de uma edificação. A impossibilidade de se inspecionar visualmente o comportamento deste elemento quando em serviço, a falta de conhecimento da forma geométrica das bielas de compressão, a incerteza dos mecanismos de transmissão das ações atuantes no pilar para o bloco, o de ruína, além de poucas informações técnicas existentes no meio técnico corrobora a necessidade desta pesquisa.

Outro fator interessante é contribuir com informações referentes aos estudos das interferências e consequências que os diferentes tipos de superfície de contato entre as paredes do cálice e do pilar exercem tanto no comportamento da ligação, bem como no desempenho do elemento estrutural.

1.3. OBJETIVOS

O principal objetivo desta pesquisa consiste em analisar e discutir o comportamento estrutural da ligação pilar-fundação por meio de cálice em blocos sobre duas estacas, através de análises experimentais e numéricas. Para isso, alguns objetivos específicos foram propostos:

- analisar a influência da ligação pilar-fundação por meio de cálice parcialmente embutido no bloco sobre estacas;
- analisar a formação das bielas de compressão por meio de resultados experimentais e computacionais;
- identificar qual a melhor solução entre as conformações das paredes do pilar e cálice, isto é, lisa ou rugosa;

1.4. METODOLOGIA

A metodologia empregada neste trabalho foi àquela relativa a trabalhos com ênfase em análise numérica e experimental. Após definição dos modelos a serem estudados, foram confeccionados três modelos, em escala real, dos blocos, sendo um conjunto bloco e pilar monolítico para referência (considerando pilar e bloco concretados juntos), um bloco com conformação das paredes do cálice e das paredes do pilar pré-moldado lisas e um bloco com conformação das paredes do cálice e das paredes do pilar pré-moldado rugosas.

Após a construção dos modelos, os mesmos foram ensaiados. Foram realizados, também, ensaios para caracterização e determinação das propriedades mecânicas das barras de aço utilizadas, conforme norma ABNT NBR 8548:1984, ensaios de corpos-de-prova cilíndricos de concreto, para controle da resistência à compressão e à tração, conforme normas, ABNT NBR 5739:2007, ABNT NBR 7680:2015 e ABNT NBR 5738:2015, além da determinação do módulo de elasticidade do concreto e do graute utilizados, conforme norma ABNT NBR 8522:2008.

A última etapa do trabalho consistiu nas análises por meio de modelagens computacionais baseadas nos métodos dos elementos finitos - MEF. As não-linearidades física e geométrica foram consideradas. A fissuração do concreto e a armadura do bloco também foram levadas em consideração. Para a análise não-linear dos blocos via elementos finitos, utilizou-se o programa ANSYS® (ANalyser SYStem). O ANSYS® é um programa para análise não-linear de estruturas, desenvolvido pela empresa ANSYS, Inc e possui em sua biblioteca alguns métodos para discretização de elementos, entre eles, o método dos elementos finitos, utilizado neste trabalho.

Por fim, os resultados experimentais e numéricos foram coletados, e foram desenvolvidas as análises dos resultados experimentais e numéricos e as conclusões apresentadas.

1.5. DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

CAPÍTULO 1: *Introdução* - apresenta as considerações iniciais referentes à pesquisa, justificativas, objetivos, metodologia empregada e descrição dos capítulos do trabalho;

CAPÍTULO 2: *Revisão bibliográfica* - apresenta um breve resumo, que é um apanhado geral dos trabalhos desenvolvidos a respeito do tema, obtendo resultados e informações importantes para o desenvolvimento deste trabalho;

CAPÍTULO 3: *Programa experimental* - apresenta à descrição, dimensionamento, projeto e construção dos modelos, os materiais e métodos empregados, os procedimentos para caracterização dos materiais e a descrição dos ensaios;

CAPÍTULO 4: *Simulação computacional* - apresenta a descrição das simulações computacionais realizadas, os elementos finitos utilizados, características dos modelos e valores adotados para os parâmetros utilizados pelo programa;

CAPÍTULO 5: *Análise dos resultados* - apresenta os resultados obtidos nos ensaios experimentais e nas simulações computacionais realizadas, com ênfase nas deformações, deslocamentos, fissuração e fluxo de tensões;

CAPÍTULO 6: *Conclusão* - apresenta as conclusões bem como as considerações finais, em função das análises dos resultados obtidos neste trabalho. Também serão feitas algumas sugestões para trabalhos futuros a respeito deste tema;

Referências bibliográficas - apresenta o material bibliográfico utilizado como embasamento para este trabalho.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A revisão bibliográfica está dividida em cinco partes, sendo elas, a saber: a primeira parte discorre sobre as pesquisas realizadas com ênfase experimental; a segunda parte expõe as pesquisas baseadas em simulações computacionais; a terceira apresenta pesquisas realizadas com blocos pré-moldados, que possuem cálice; a quarta expõe os critérios utilizados na analogia de bielas e tirantes e a quinta discorre acerca de recomendações utilizadas em algumas normas.

2.2. PESQUISAS COM ÊNFASE EXPERIMENTAL

2.2.1. Hobbs e Stein (1957)

Por muitos anos os blocos sobre estacas eram tratados como vigas apoiadas, sujeitos e dimensionados para combater os efeitos de momento fletor e força cortante. Não existia literatura disponível que contemplasse teorias para peças curtas onde as zonas de perturbação envolvem todos os pontos do elemento (conhecidas como regiões D). A Figura 5 exemplifica a subdivisão que uma estrutura apresenta, quando consideram-se as trajetórias de tensões.

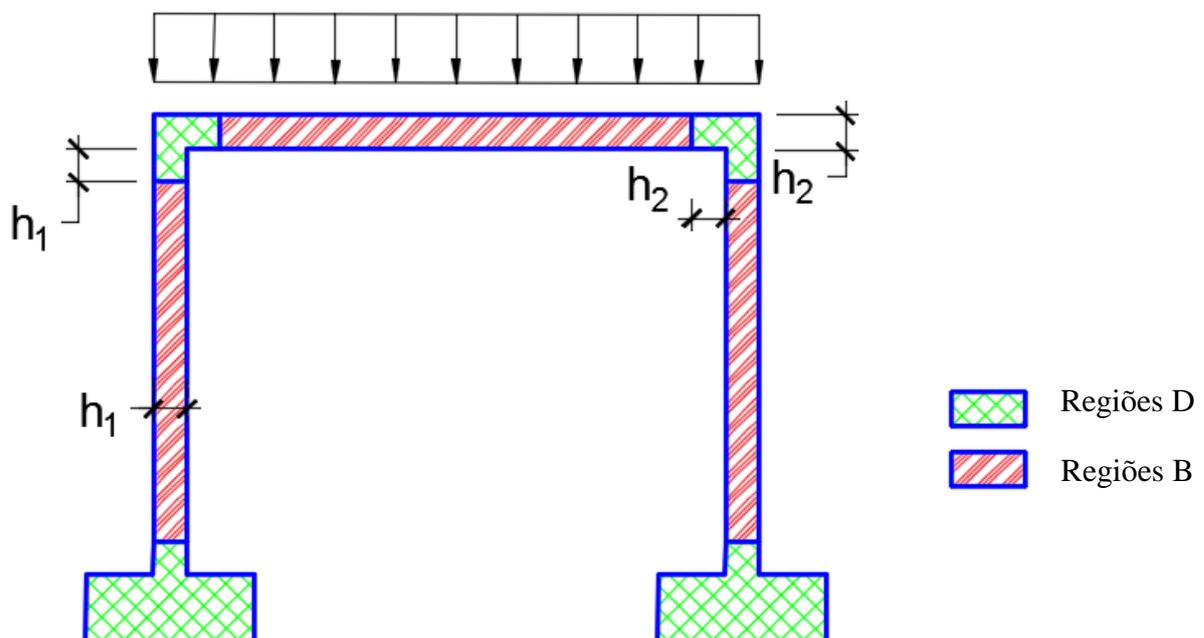


Figura 5 – Exemplos de regiões B e D

Os primeiros estudos que consideraram o esquema de analogia de treliça para blocos sobre dois apoios foram realizados em 1944 por Magnel *apud* Mautoni (1972). Posteriormente, em Hobbs e Stein (1957), por meio de análises teóricas e experimentais em setenta modelos de blocos em escala reduzida na relação 1:3, desenvolveram uma solução analítica baseada na teoria da elasticidade bidimensional. Através de comparações dos resultados teóricos e experimentais, os autores concluíram que caso a armadura principal fosse curva, conforme a Figura 6, poderia obter economia em sua área de aço.

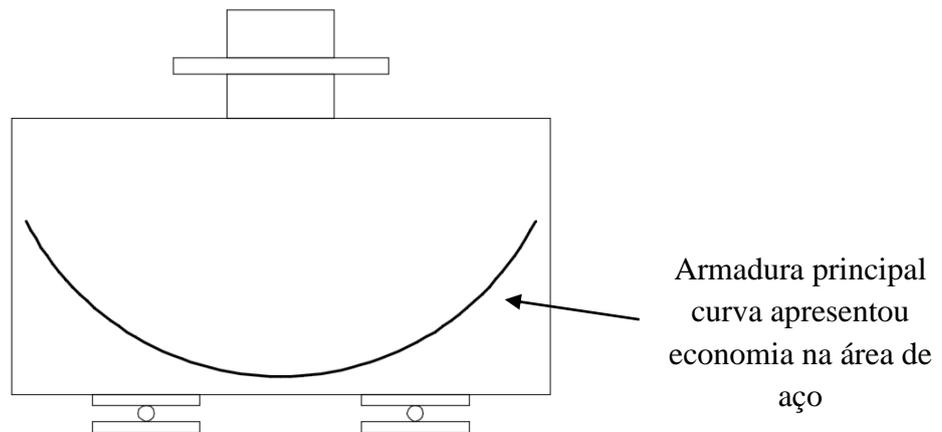


Figura 6 - Modelo de bloco ensaiado por Hobbs & Stein (1957) - Armadura curva

2.2.2. Blévet e Frémy (1967)

A partir da década de 60 que tema de blocos sobre estacas ganhou destaque, principalmente, por estudos realizados na França. Blévet e Frémy (1967), com a finalidade de estudar a influência de diferentes arranjos de armadura e a aplicabilidade da teoria das bielas, realizaram ensaios em cem modelos de blocos sobre duas, três e quatro estacas.

Para os modelos de blocos sobre duas estacas, foram moldados e ensaiados blocos com largura de 40 cm, estacas com diâmetro de 30 cm e pilares com geometria de 30 x 30 cm. A inclinação da biela em relação à face inferior do bloco foi adotada maior do que 40°. A armadura principal de tração apresentava dois tipos de arranjos diferentes: um modelo possuía barras lisas com ganchos e outro modelo possuía barras com saliências sem ganchos.

A Figura 7 a seguir apresenta os detalhes dos modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévet e Frémy (1967).

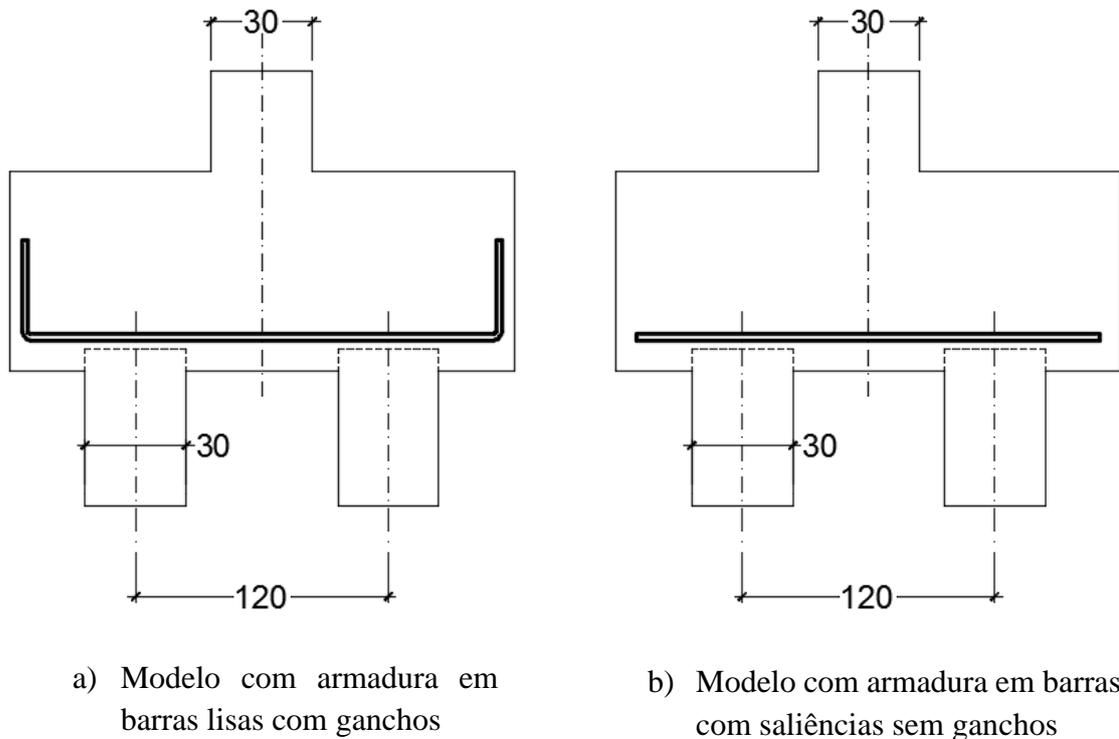


Figura 7 - Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévet e Frémy (1967)

Blévet e Frémy (1967) observaram o surgimento de várias fissuras antes da ruína desses modelos. Essas ruínas ocorreram pelo esmagamento da biela de concreto junto ao pilar ou junto à estaca ou simultaneamente junto ao pilar e à estaca. Observaram também que houve o escorregamento das barras nos modelos armados com barras com saliências, sem ganchos.

Para os modelos de blocos sobre três estacas, foram moldados e ensaiados blocos utilizando quatro diferentes tipos de arranjos de armadura: a) armadura segundo os lados do bloco, unindo as estacas; b) armadura em laço contornando as estacas; c) armaduras dispostas nas medianas passando pela projeção do pilar; d) combinação entre as armaduras segundo os lados e medianas; e) armadura em malha. Blévet e Frémy propuseram o estudo da influência do tipo de arranjo de armadura, comprovar o comportamento do método das bielas, além do efeito da punção, nas ruínas dos modelos. Estes modelos de blocos sobre três estacas estão detalhados através da Figura 8.

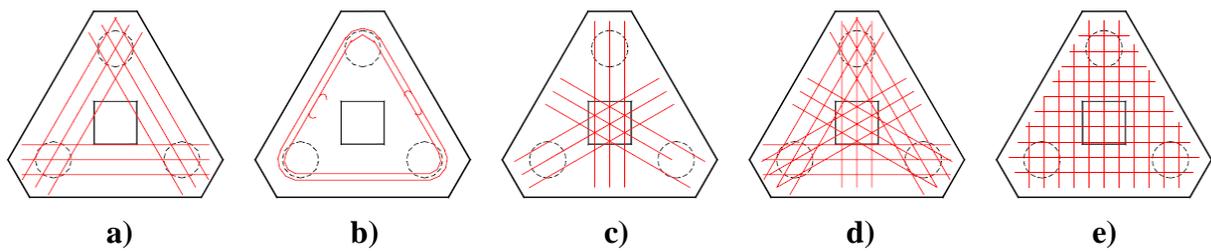


Figura 8 - Modelos de blocos sobre três estacas ensaiadas por Blévoet e Frémy (1967)

A ruína dos modelos ensaiados se deu, na maioria dos casos, por tração do concreto (fendilhamento) na região das estacas, em virtude do surgimento de fissuras. Essas fissuras, em relação às faces laterais dos blocos, surgiram em maior ocorrência nos modelos c), d) e e), evidenciando a eficácia das armaduras segundo lados e em laço - modelos a) e b). Porém, os modelos mostraram-se ineficientes com relação à fissuração nas faces inferiores dos blocos.

O modelo e) se mostrou, dentre todos, o de pior eficiência, apresentando força última 50% do valor calculado. Os demais modelos foram eficientes; porém a armadura segundo os lados foi preponderante.

Com relação à inclinação das bielas, os modelos com ângulo menor que 40° e maior que 55° apresentaram forças últimas ensaiadas menores do que as obtidas pela analogia das bielas, portanto, contra a segurança. Os modelos com ângulos de inclinação das bielas entre 40° e 55° apresentaram forças últimas ensaiadas maiores do que às calculadas e ocorreram após o escoamento da armadura principal.

Blévoet e Frémy (1967) observaram que quando respeitado o ângulo de inclinação das bielas de 40° como limite inferior, não há risco de ruína por punção dos blocos, uma vez que não houve ruína por punção dos blocos ensaiados.

Para os modelos de blocos sobre quatro estacas, foram moldados e ensaiados blocos utilizando cinco diferentes tipos de arranjos de armadura: a) armadura segundo os lados do bloco, unindo as estacas; b) armadura em laço contornando as estacas; c) armadura segundo as diagonais do bloco, sobre as estacas; d) combinação das armaduras das diagonais sobre as estacas e em laço contornando as mesmas; e) armadura em malha. A seguir, a Figura 9 apresenta os detalhes dos modelos de blocos sobre quatro estacas.

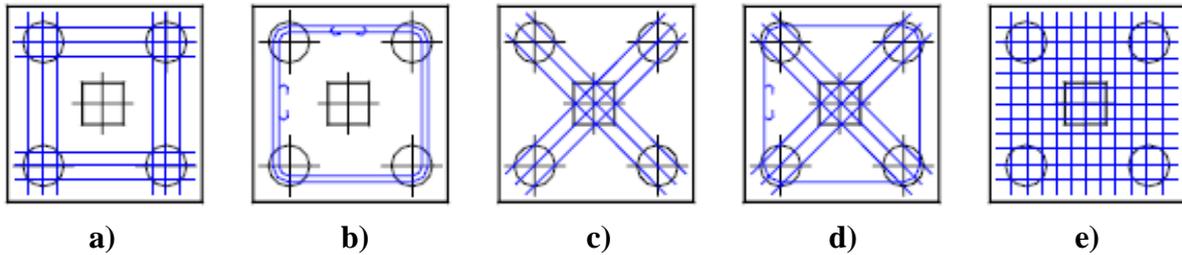


Figura 9 - Modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiadas por Blévoit & Frémy (1967)

A ruína dos modelos ensaiados também se deu na região das estacas em virtude do surgimento de fissuras saindo das mesmas. Essas fissuras ocorreram de forma excessiva na face inferior do modelo b), evidenciando a necessidade de utilização da armadura secundária em malha. Já o modelo c) apresentou fissuras excessivas para forças reduzidas.

O modelo e) se mostrou, dentre todos, o de pior eficiência, apresentando eficiência de 80%. Os demais modelos foram eficientes.

Blévoit e Frémy (1967) observaram que não houve ruína por punção dos blocos e que os resultados dos modelos ensaiados foram coerentes com a teoria do método das bielas aplicada para dimensionamento.

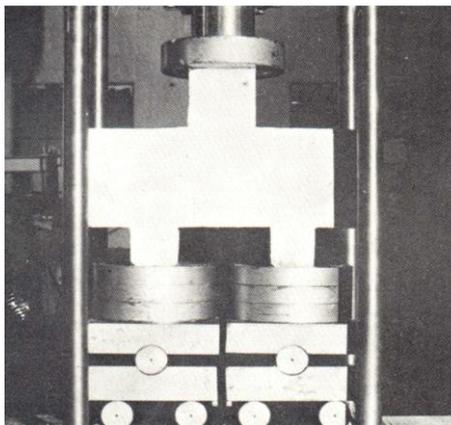
A ruína dos modelos ensaiados também se deu na região das estacas em virtude do surgimento de fissuras saindo das mesmas. Essas fissuras ocorreram de forma excessiva na face inferior do modelo b), evidenciando a necessidade de utilização da armadura secundária em malha. Já o modelo c) apresentou fissuras excessivas para forças reduzidas.

2.2.3. Mautoni (1972)

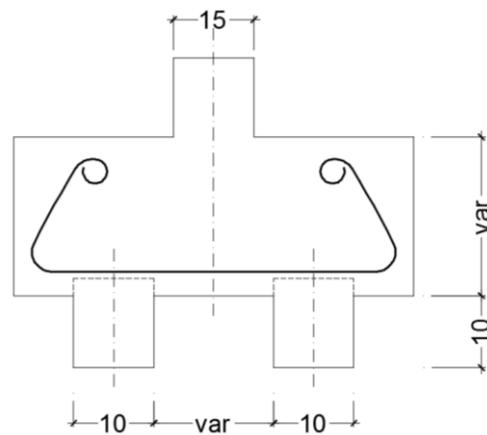
Os estudos de Mauton (1972) tinham como objetivo caracterizar os mecanismos de ruptura e estabelecer um método para determinar a força última correspondente, tendo em vista a ruptura das bielas, por meio de uma expressão que leva em consideração a taxa crítica de armadura. Para tal objetivo, os modelos foram ensaiados apoiados sobre articulações móveis. A força foi aplicada através de um prato com articulação esférica fixa sobre o pilar.

Os modelos foram moldados para o estudo de blocos sobre duas estacas, mas podem também contemplar os estudos de consolos sem armadura de costura. Foram ensaiados vinte blocos com dois tipos de arranjos de armadura: laçada contínua na horizontal e armadura em bigode.

O arranjo da armadura em bigode era composto por barras inclinadas, cada uma com dois trechos semicirculares, contendo ainda ganchos nas extremidades. Esta configuração tinha a intenção de melhorar as condições de ancoragem. Já o arranjo da armadura em laçada contínua foi disposto em camadas, suas extremidades eram semicirculares separados por um trecho central retangular. Os modelos tinham largura de 15 cm. Como variáveis, possuíam dimensões de altura e vão entre estacas diferentes, conforme ilustrados a seguir, na Figura 10.



a) Esquema de ensaio



b) Detalhe da armadura em bigode

Figura 10 - Blocos ensaiados por (Mautoni 1972)

Mautoni (1972) observou que as fissuras iniciaram quando as forças estavam próximas de 40% das forças de ruína. A primeira fissura surgiu no meio do vão, na face inferior do bloco, junto à armadura de tração. A fissuração estabilizou quando as forças atingiram 70% da força última. Outra constatação foi que as fissuras formaram-se paralelamente às bielas de compressão.

As ruínas dos modelos ocorreram sempre por fendilhamento da biela de compressão, apresentando plano de ruptura entre a face interna da estaca e a face interna do

pilar. Essa ruína caracteriza-se por ruína frágil, ou seja, não ocorreu o escoamento das barras de armadura do tirante. Esse comportamento não é considerado adequado, uma vez que o ideal é a ruína ocorrer simultaneamente pelo esmagamento da biela de compressão e do escoamento da armadura. Mautoni (1972) pode constatar as desvantagens que cada arranjo da armadura apresentou em sua pesquisa. A armadura em bigode apresentou grande consumo de aço com inconvenientes nas ancoragens. A armadura laçada contínua apresentou dificuldades para execução e redução da altura útil do bloco, em função das várias camadas de barras de aço utilizadas.

2.2.4. Taylor e Clarke (1976)

Taylor e Clarke (1976) realizaram ensaios com a intenção de verificar a influência do arranjo da armadura no comportamento estrutural do blocos sobre quatro estacas. Foram estudados três formas de distribuições de barras de armadura e quatro tipos diferentes de ancoragens. Estes estudos, mesmo tendo sido realizado para blocos sobre quatro estacas, são importantes e os resultados referentes às ancoragens das barras da armadura principal podem ser utilizados em blocos sobre duas estacas.

Foram moldados e ensaiados doze blocos quadrados, com dimensões de 75 e 95 cm; as estacas tinham diâmetro igual a 20 cm e o espaçamento entre elas era de 40 cm (duas vezes o diâmetro das estacas). A altura dos modelos foi adotada em 45 cm. Segundo Barros (2013), estas dimensões indicam que a biela de compressão possuía inclinação superior a 60° , valor este superior ao recomendado por Blévoit e Frémy (1967). Os três diferentes tipos de arranjos de armadura utilizados foram: a) armadura em malha, b) armadura segundo os lados; c) armadura segundo as diagonais do bloco, sobre as estacas. Os quatro diferentes tipos de ancoragens foram: 1) ancoragem reta; 2) ancoragem com gancho, próximo à parede do bloco; 3) ancoragem com gancho (estendendo até à face superior do bloco); 4) ancoragem até à face superior do bloco, com gancho na extremidade. A Figura 11 a seguir apresenta os detalhes dos arranjos das armaduras enquanto a Figura 12 apresenta os detalhes das ancoragens utilizadas nos ensaios.

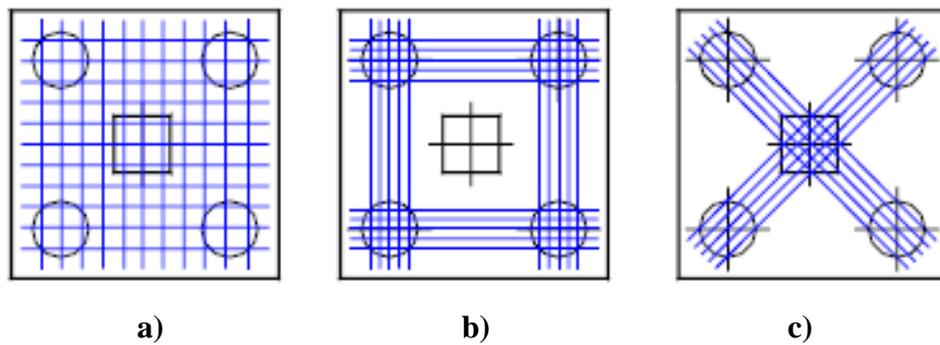


Figura 11 – Arranjos das armaduras utilizadas nos modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiadas por Taylor e Clarke (1976)

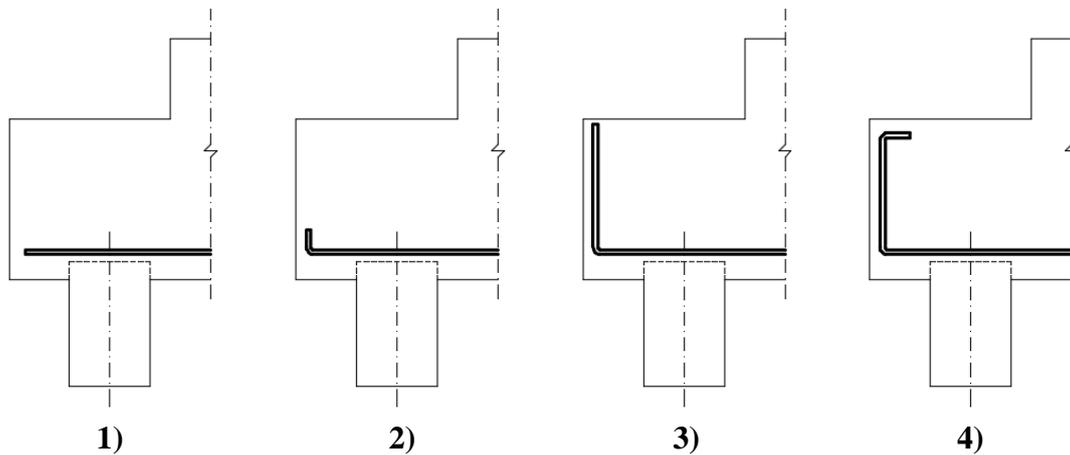


Figura 12 – Tipos de ancoragem utilizadas nos modelos de blocos sobre quadro estacas ensaiadas por Taylor e Clarke (1976)

Para as cargas iniciais, os comportamentos dos modelos foram praticamente semelhantes, apresentando fissuras verticais que se formaram nas linhas dos eixos das estacas, nas quatro faces dos blocos. Fissuras inclinadas, paralelas à biela de compressão, surgiram de modo brusco, em duas ou mais faces do bloco. Essas fissuras foram responsáveis pelas ruínas dos modelos, por fendilhamento. Foram observadas duas formas diferentes de ruína. A primeira é semelhante à ruptura de vigas por cisalhamento, conforme indicado na Figura 13.a enquanto a segunda está indicada na Figura 13.b.

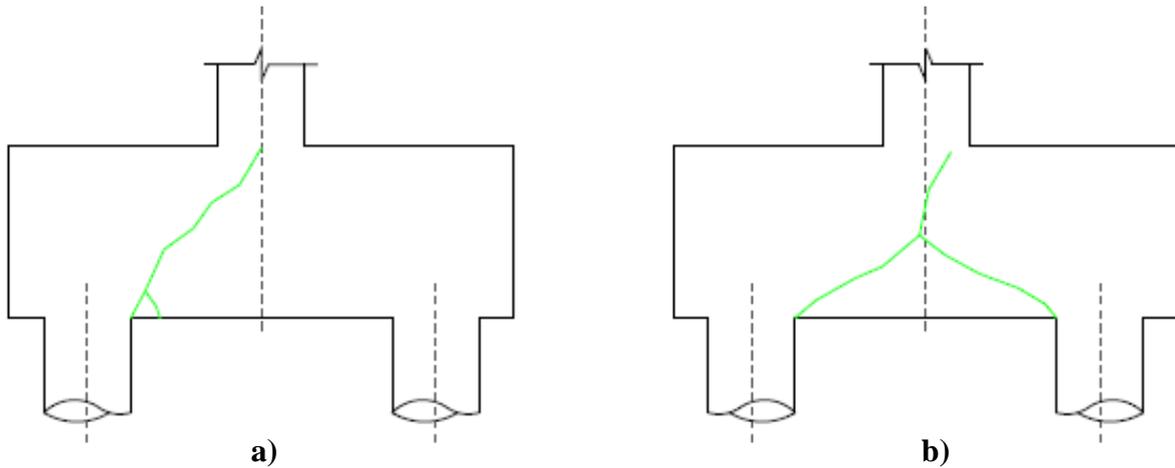


Figura 13 – Formas de ruínas apresentadas nos modelos de blocos sobre quadro estacas ensaiadas por Taylor e Clarke (1976)

Os resultados mostraram que os blocos com arranjo da armadura segundo os lados e com ancoragens tipo 1) e 2) apresentaram forças últimas 15% superiores aos blocos armados com armadura em malha. Já os blocos com arranjo da armadura em malha apresentaram praticamente as mesmas forças últimas que os blocos armados com arranjo segundo as diagonais do bloco, sobre estacas.

O modelo com arranjo da armadura em malha se mostrou mais suscetível à influência de ancoragem. Para este arranjo, a ancoragem do tipo 3) apresentou um aumento na força última da ordem de 30%. Taylor e Clarke (1976) explicam este aumento da capacidade de resistência à força cortante, pela ancoragem ter funcionado, provavelmente, como armadura de suspensão. Também foi verificado que a ancoragem do tipo 4) não obteve nenhum aumento adicional.

2.2.5. Adebar et al. (1990)

Com a finalidade de validar a utilização do modelo tridimensional de bielas e tirantes para o dimensionamento de blocos sobre estacas os autores Adebar et al. (1990) realizaram estudos em seis blocos de concreto armado sobre quatro e sobre seis estacas.

Os modelos possuíam estacas com diâmetro de 20 cm; a altura útil era em torno de 60 cm e a força era aplicada em uma área de 30 cm x 30 cm. Os arranjos das armaduras são apresentados na Figura 14 a seguir.

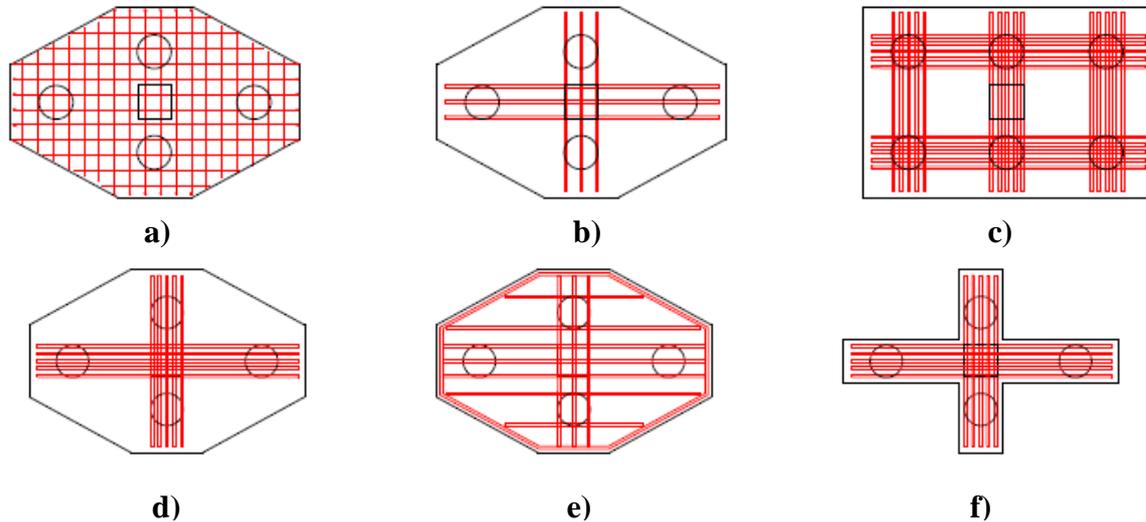


Figura 14 – Arranjos das armaduras utilizadas nos modelos de blocos sobre quatro e seis estacas ensaiadas por Adebar et al.(1990)

Adebar et al. (1990) pretenderam estudar a relação força *versus* deslocamento, intensidade das forças de reação sobre as estacas, deformações nas barras de armaduras longitudinais, e as forças que provocaram fissuração e ruína dos modelos ensaiados.

Os blocos seguiram critérios de dimensionamento do ACI 318 (1983), ou observando as recomendações do método de bielas e tirantes, ou mesclando os dois métodos, de modo que as diferenças entre os modelos fossem os arranjos das armaduras. A armadura longitudinal do bloco a) foi distribuída em forma de malhas, dimensionado conforme critérios ACI 318 (1983), gerando assim a menor área de barras de aço entre os modelos. Utilizando os critérios do modelo de bielas e tirantes, os blocos b), c), e d) foram dimensionados, porém o bloco d) possuía o dobro da armadura do bloco b). O bloco e) foi dimensionado conforme os critérios do modelo de bielas e tirantes, com as mesmas propriedades do bloco d), incluindo a armadura de distribuição conforme critério do ACI 318 (1983). Com a finalidade de comparar os critérios de dimensionamento, bloco f) foi detalhado com armadura idêntica ao do bloco d), porém possuía reentrância nos quatro lados. Segundo o ACI 318 (1983) a força de ruína deste

modelo deveria ser inferior ao do bloco d), ao passo que conforme o modelo de bielas e tirantes, a força seria igual para os mesmos modelos.

Adebar et al. (1990) concluíram que os resultados experimentais não foram coerentes com os critérios de dimensionamento do ACI 318 (1983), uma vez que este método não leva em consideração a altura útil do bloco e por não considerar a influência da quantidade e distribuição das barras da armadura longitudinal. Os blocos com maior altura, na eminência da ruína, sofreram grandes deformações, uma vez que não tiveram flexibilidade para distribuir as forças nas estacas. Os blocos não se comportaram como vigas submetidas à flexão. O método das bielas e tirantes se aproximou mais do comportamento estrutural dos blocos ensaiados. A ruína do bloco se deu quando as bielas de compressão não suportaram as tensões de tração (fendilhamento), em decorrência da expansão das tensões de compressão. As bielas de compressão não romperam por esmagamento do concreto.

Adebar et al. (1990) propuseram ainda, um modelo refinado para representar as bielas e tirantes, através de resultados experimentais e numéricos obtidos pelo Método dos Elementos Finitos. Conforme ilustra Figura 15 a seguir, observa-se a expansão das tensões de compressão na biela de concreto e o surgimento de tensões de tração perpendicular à biela. Dessa forma, os autores sugeriram a existência de um tirante extra perpendicular à biela, com o intuito de absorver essas tensões. O tirante pode ser de concreto, desde que a resistência à tração do material seja respeitada (BARROS, 2013).

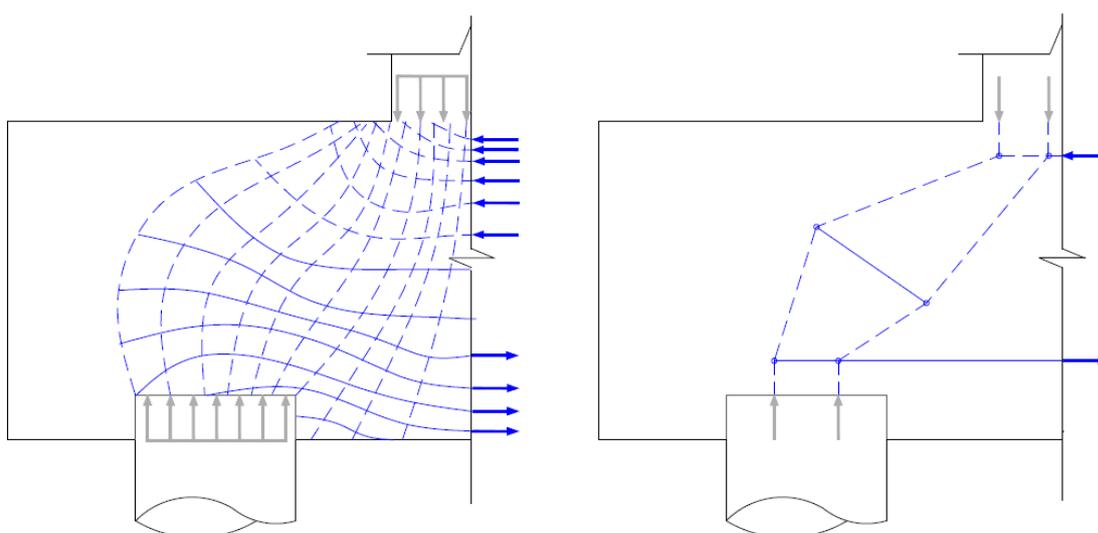


Figura 15 – Modelo de biela e tirante sugerido por Adebar et al. (1990)

2.3. PESQUISAS COM ÊNFASE NUMÉRICA

2.3.1. Iyer e Sam (1991)

Por meio de análise elástica linear tridimensional, os autores Iyer e Sam (1991) estudaram o comportamento de blocos sobre três estacas. Neste método, as distribuições de tensões nos blocos foram obtidas em função das condições de contorno, considerando a superposição de quatro soluções elásticas tridimensionais, para um bloco retangular submetido a diversos carregamentos em suas faces. O bloco estudado é apresentado a seguir na Figura 16.

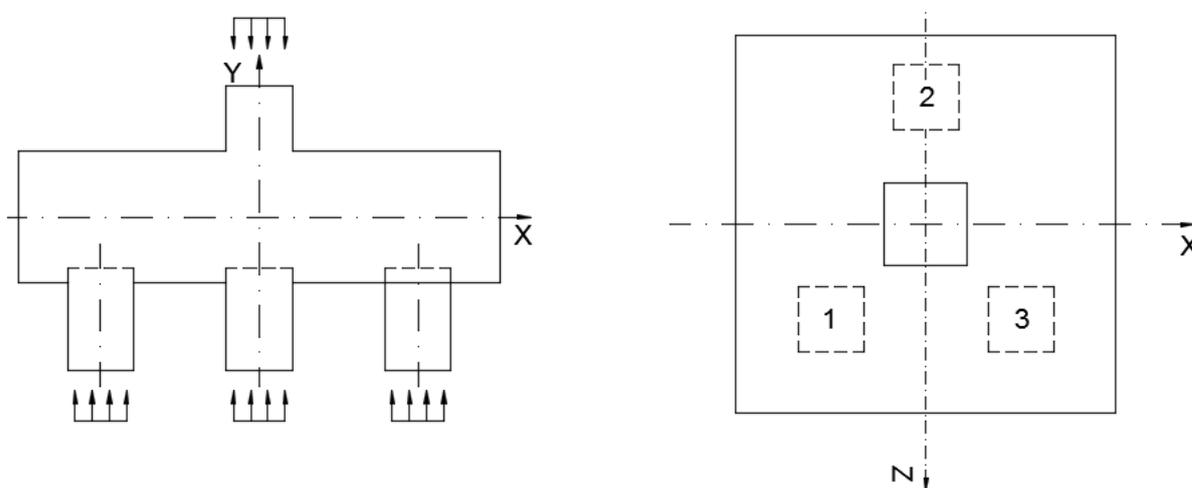


Figura 16 – Bloco sobre três estacas analisado por Iyer e Sam (1991)

Embora os blocos fossem em concreto armado, admitiu-se que os mesmos tinham comportamento elástico e linear, além de material homogêneo e isotrópico, pois a distribuição de tensões sugere uma solução inicial fornecendo critérios para estudos mais refinados.

Analisando as tensões máximas de tração na direção xz (figura 14) foram observados que o valor máximo na direção x foi desenvolvido ao longo do plano $y-z$ com a face do bloco na região entre as estacas 1 e 3 considerando a relação entre altura e espaçamento entre as estacas igual a unidade. Esta região mudava de posição em direção ao centro de gravidade, conforme essa relação diminuía. O mesmo ocorreu com a relação de tensão de tração máxima

na direção z, mas a região compreendida ficou próxima a face do pilar junto à estaca 2. (MUNHOZ, 2004)

Iyer e Sam (1991) concluíram que tanto o método de analogia de treliça Blévoit e Frémy (1967) quanto a teoria de flexão, que considera o bloco como sendo uma viga apoiada em estacas, não conferem com as localizações e magnitudes de tensões máximas com precisão, demonstrando assim que os resultados obtidos são insatisfatórios.

Os mesmos ensaios foram executados de forma análoga ao ano anterior, por Iyer e Sam (1992), dessa vez, porém, foram utilizados blocos sobre duas e quatro estacas.

2.3.2. Iyer e Sam (1995-a)

Iyer e Sam (1995-a) realizaram uma pesquisa utilizando análises numéricas seguindo o Método dos Elementos Finitos com o estudo tridimensional não-linear. Para blocos sobre quatro estacas, não foram levados em conta nesse estudo a fluência do concreto e também o fenômeno da aderência aço-concreto. O objetivo desse trabalho era de observar os resultados de força e deslocamento, as deformações das armaduras, as formações de fissuras e a força de ruína. Para a consideração da não linearidade os modelos foram submetidos a carregamentos diferentes, foi admitido o comportamento multiaxial de compressão do concreto, incluindo as deformações plásticas, fissuração do concreto, escoamento da armadura, o fenômeno *tension-stiffening* e a alteração do coeficiente de Poisson.

Iyer e Sam (1995-a) concluíram que para pequenas intensidades de forças o comportamento de viga foi predominante no bloco, e para intensidades maiores os blocos resistiram através da ação das bielas de compressão; os arranjos da armadura não influenciaram nesse resultado. Também foram observados que nas regiões de concreto na base do pilar com as regiões de concreto no topo das estacas, foram esmagadas e romperam por punção nas regiões do pilar e das estacas. A utilização do modelo não-linear pelo Método dos Elementos Finitos com modelo tridimensional, demonstrou com clareza e precisão o comportamento e a força última dos blocos de concreto.

2.3.3. (Iyer e Sam (1995-b))

Iyer e Sam (1995-b) também pesquisaram o comportamento estrutural dos blocos de acordo com o tipo do arranjo da armadura. Foram analisados numericamente três blocos, cada um sobre quatro estacas, com as mesmas propriedades mecânicas e geométricas, diferentes entre si apenas pelo tipo do arranjo da armadura utilizada. Os arranjos utilizados para a pesquisa foram: a) armadura distribuída em malha, b) armadura distribuída entre as estacas segundo os lados do bloco; c) armadura distribuída segundo as diagonais do bloco, sobre as estacas, passando pela projeção do pilar. A Figura 17 a seguir ilustra os arranjos das armaduras utilizadas.

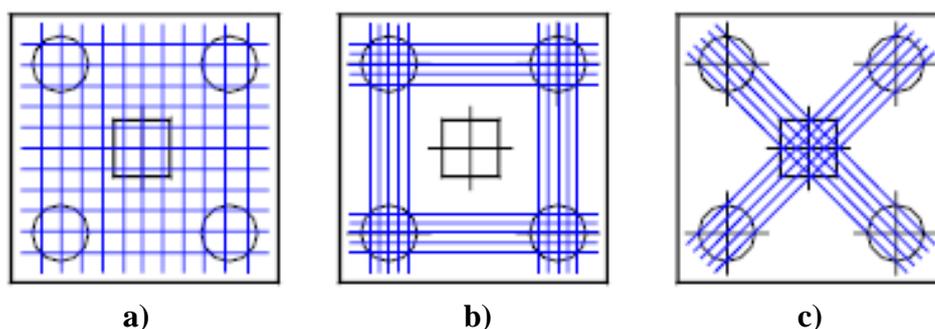


Figura 17 – Arranjos das armaduras utilizadas nos modelos de blocos sobre quatro estacas ensaiadas por Iyer e Sam (1995)

Os pesquisadores concluíram que a armadura que foi distribuída em malha apresentou maior capacidade portante ao bloco e a armadura distribuída entre as estacas foi a que apresentou a menor força última, mostrando assim resultados divergentes a outros pesquisadores que realizaram pesquisas experimentais. A provável causa desse problema ocorreu em função do elemento finito utilizado para modelagem do concreto no bloco não foi capaz de transmitir as forças para outros elementos que continham os elementos das barras de aço da armadura.

2.3.4. Munhoz (2004)

Munhoz (2004) desenvolveu o seu trabalho com a intenção de estudar o comportamento de blocos rígidos de concreto armado sobre uma, duas, três, quatro e cinco estacas, que foram submetidos a ação de força centrada, com o objetivo de contribuir para o estudo de critérios de projetos. A análise numérica foi realizada por programa baseado no Método dos Elementos Finitos, e o material considerado foi de comportamento elástico linear. A Figura 18 a seguir apresenta detalhes dos modelos.

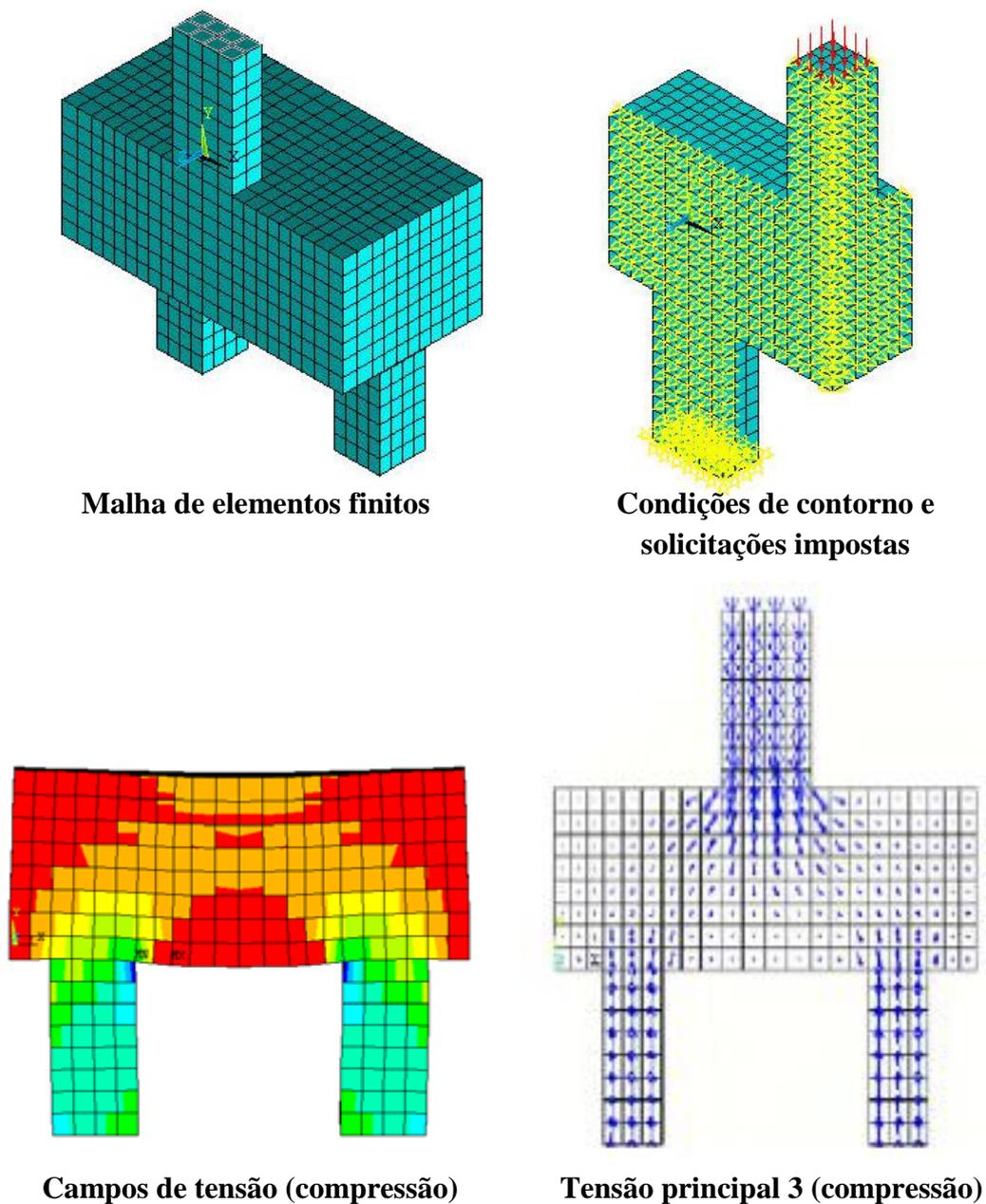


Figura 18 – Simulação numérica estudada por Munhoz (2004)

Foram utilizados resultados obtidos por meio de modelos analíticos. Também foram analisados os processos de dimensionamento adotados em projeto, onde se constatou grande variabilidade dos resultados. Os modelos adotados variavam os diâmetros das estacas e dimensões de pilar, para verificação das diferentes trajetórias de tensões. Foi demonstrado nesse estudo a influência da variação da geometria de estacas e pilares no projeto de blocos sobre estacas, e a revisão dos critérios para os arranjos das armaduras principais.

2.3.5. Delalibera (2006)

Delalibera (2006) realizou sua pesquisa com o objetivo de analisar e discutir o comportamento de blocos de concreto armado sobre duas estacas, que foram submetidos a forças centradas e excêntricas; para tal, foram realizadas análises numéricas e experimentais.

Na análise numérica foi utilizado modelo tridimensional não-linear com o Método dos Elementos Finitos através do programa Ansys®. A Figura 19 ilustra a modelagem dos modelos. Nessa pesquisa foi considerado fatores como a fissuração do concreto e a influência das armaduras no comportamento estrutural dos blocos. Com essa análise foi possível observar o comportamento e a forma geométrica das bielas de compressão, que foi de extrema valia para o melhor entendimento do modelo de Bielas e Tirantes aplicado a blocos de concreto armado sobre duas estacas; a geometria analisada difere da usualmente sugerida por outros autores.

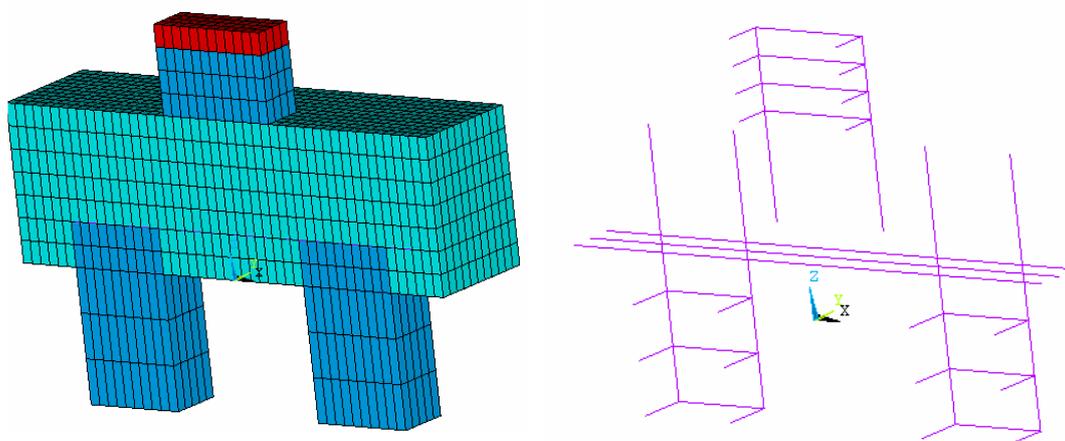


Figura 19 – Rede de elementos finitos e armadura discretizada (DELALIBERA, 2006)

Na análise experimental o principal objetivo era de observar de forma mais abrangente a geometria das bielas de compressão; foram instaladas instrumentações nos blocos com extensômetros para que esses indicassem a geometria, conforme a Figura 20 a seguir. A análise experimental dos blocos onde foram aplicadas forças excêntrica permitiu observar que o comportamento das bielas e tirantes nesse caso diferem dos modelos observados quando a força aplicada é centrada.

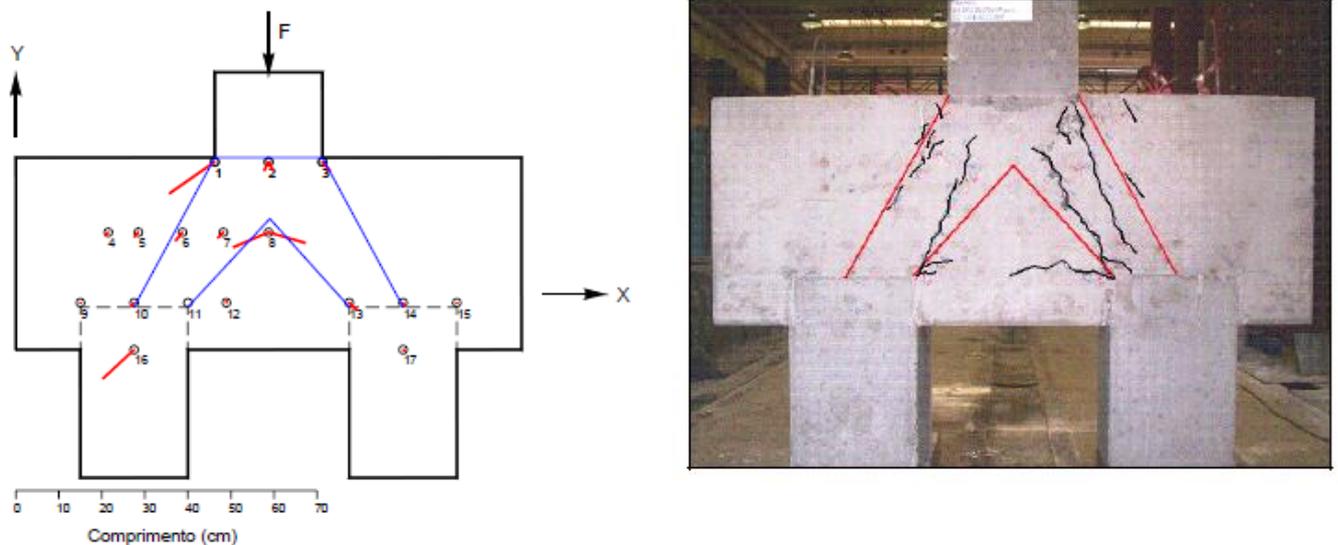


Figura 20 – Fluxo de tensões de compressão (DELALIBERA, 2006)

Nessa pesquisa também foi avaliada a eficiência dos ganchos das barras de aço que compõem os tirantes, onde foi possível observar que os ganchos podem ser omitidos sem prejuízo da segurança estrutural dos blocos.

2.4. LIGAÇÕES PILAR FUNDAÇÃO

Nas obras onde as estruturas são pré-moldadas existe um elemento denominado de ligação, que tem a função estrutural principal de fazer a transferência dos esforços aplicados no pilar, para o bloco de fundação, que em seguida serão transmitidos às estacas. Eles também permitem a integração estrutural entre blocos e pilares, o que garante a solidarização da superestrutura com a fundação.

Essas ligações se tornam pontos delicados por possuírem regiões de descontinuidade, onde ocorrem a concentração de tensões; o dimensionamento desse elemento de ligação possui grande influência no comportamento estrutural de uma estrutura pré-moldada e podem ser executados de quatro formas; cálice, chapa de base, emenda da armadura com bainha e graute e emenda da armadura saliente e concretagem posterior, como estudado por Canha (2004) e apresentados na Figura 21 a seguir.

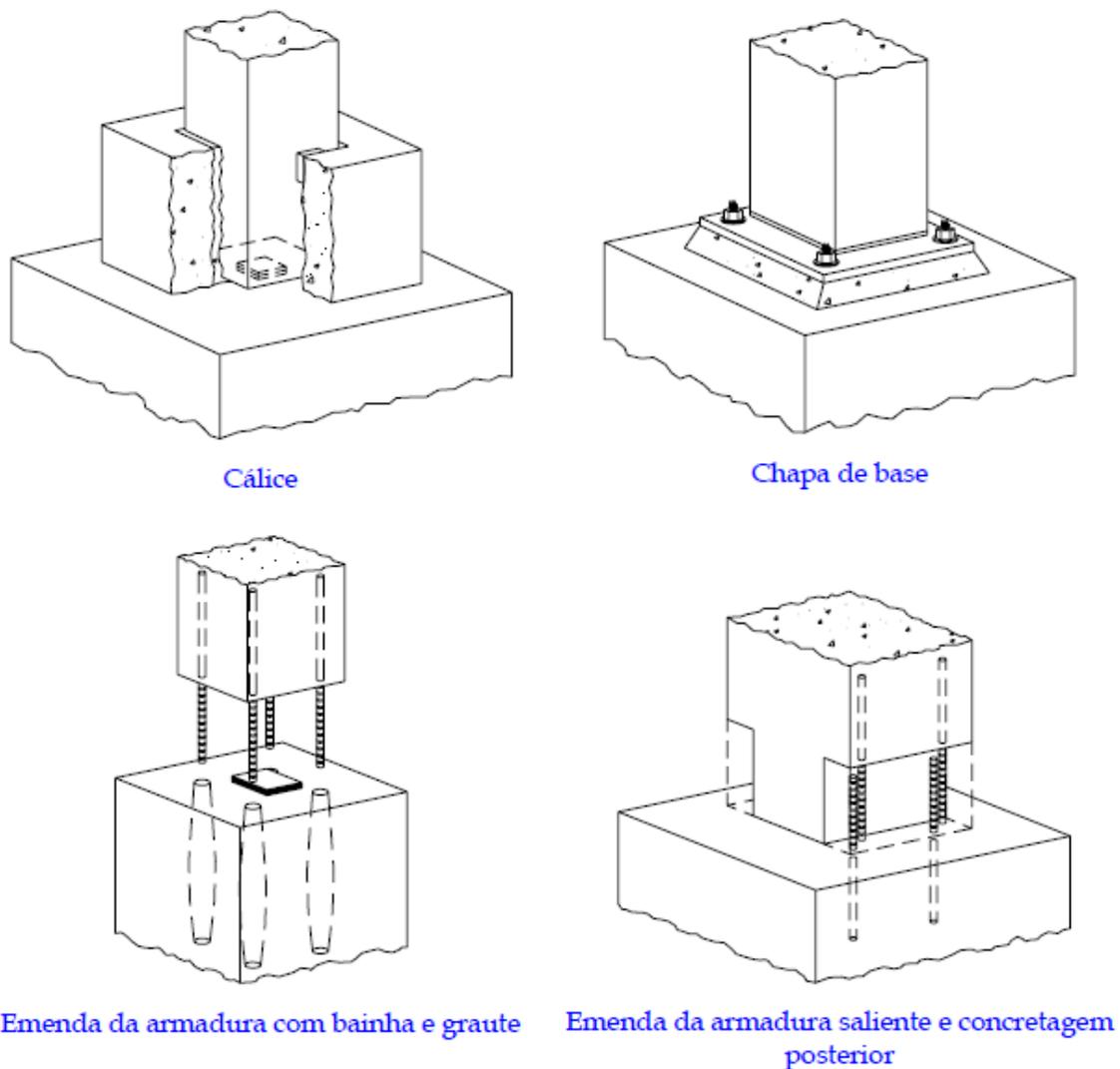


Figura 21 – Tipos de ligações pré-moldadas pilar-fundação – adaptada do PCI (1988), *apud* Canha (2004)

Como este trabalho foi desenvolvido considerando o elemento de ligação pilar fundação por meio de cálice parcialmente embutido, serão apresentadas algumas informações importantes sobre este elemento. A sua ligação consiste no embutimento de um trecho do pilar denominado comprimento de embutimento em uma conformação existente no bloco já executado, possibilitando dessa forma o encaixe entre os elementos; após o encaixe concluído é feito a solidarização das peças através de graute ou concreto. Além do cálice estudado nessa pesquisa (parcialmente embutido) existem ainda dois outros tipos de cálices: o totalmente embutido e o cálice externo. As diferenças entre eles podem ser melhores observadas a seguir na Figura 22.

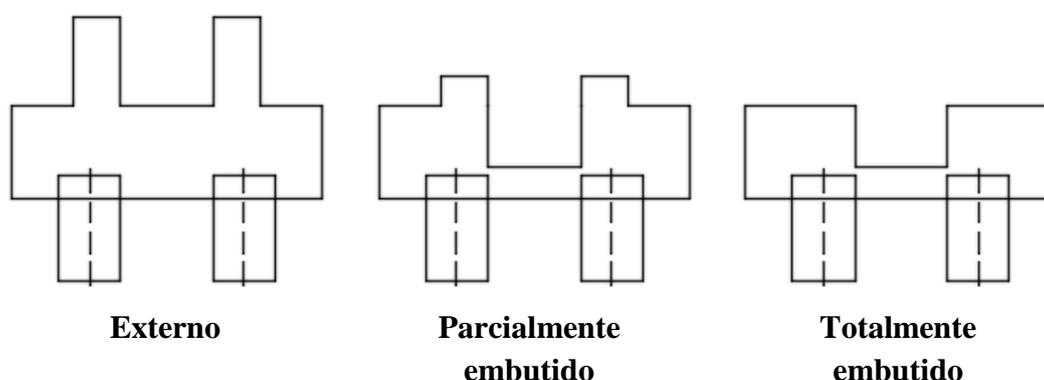


Figura 22 – Modelos de cálices existentes

As superfícies de contato do pilar e do bloco podem ser lisas ou rugosas, o que permite ainda dentro do elemento de ligação de cálice mais duas variações para a escolha no momento do dimensionamento do tipo de ligação a utilizar, conforme a Figura 23 a seguir. A execução dessa superfície rugosa nada mais é que a criação de ranhuras nas paredes do cálice do bloco de fundação, e também criadas ao longo do comprimento de embutimento do pilar pré-moldado. O emprego dessa rugosidade na área de encaixe das peças melhora a transmissão de esforços na ligação, ocasionando o funcionamento do conjunto do pilar e da fundação de forma mais eficiente, através da chave de cisalhamento.

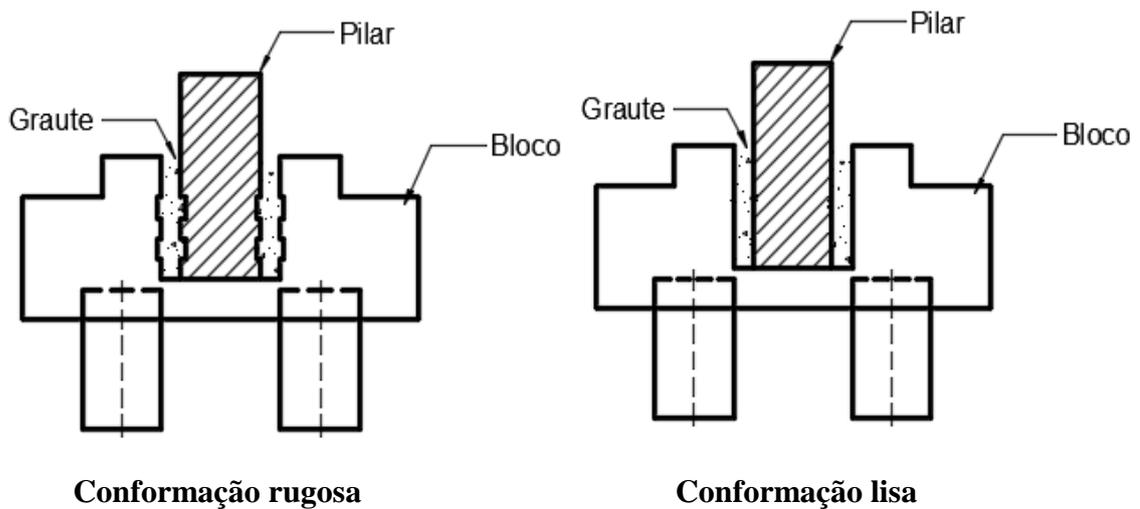


Figura 23 – Tipos de conformação da parede do cálice e do pilar

2.5. ANALOGIA DE BIELAS E TIRANTES

A analogia de bielas e tirantes é uma generalização da analogia de treliças, que foi introduzida no início do século passado por Ritter & Morsch, e é a concepção mais duradoura da história do concreto armado. Após vários anos de estudos e análises experimentais e analíticas, os pesquisadores sugeriram o aperfeiçoamento do modelo proposto mantendo a ideia básica, e o resultado das pesquisas sugeriram o uso de uma treliça (Trelliça de Morsch) generalizada, onde a inclinação das diagonais comprimidas passou a ser adotada de maneira compatível com os modelos ensaiados. No modelo original essa inclinação era sempre constante com valor igual a 45° .

Os modelos de bielas e tirantes são representações dos campos de tensão nos elementos estruturais de concreto armado, onde as bielas representam campos de tensão de compressão, enquanto os tirantes representam campos de tensão de tração que devem ser absorvidos por barras de aço.

Ao utilizar modelo de bielas e tirantes, considera-se a formação de regiões descontínuas (conhecidas como regiões D), que são regiões onde a distribuição de tensões é não linear e que não são válidas as hipóteses de Bernoulli (conhecidas como regiões B, onde há variação linear na tensão atuante na seção transversal).

Segundo Macgregor (1998) *apud* Delalibera (2006), as bielas e os tirantes são dispostos de tal maneira que os centros de gravidade de cada membro da treliça e as linhas de ação de todas as ações externamente aplicadas coincidam em cada nó, como mostra a Figura 24 a). Esta exigência pode limitar as dimensões das bielas. A região nodal do apoio na Figura 24 a) é redesenhada com armadura distribuída em camadas na Figura 24 b) e com cobertura maior na Figura 24 c). Simplificadamente, o modelo pode ser representado como mostrado na Figura 24 d), onde as bielas de compressão são substituídas por linhas tracejadas e os tirantes por linhas contínuas.

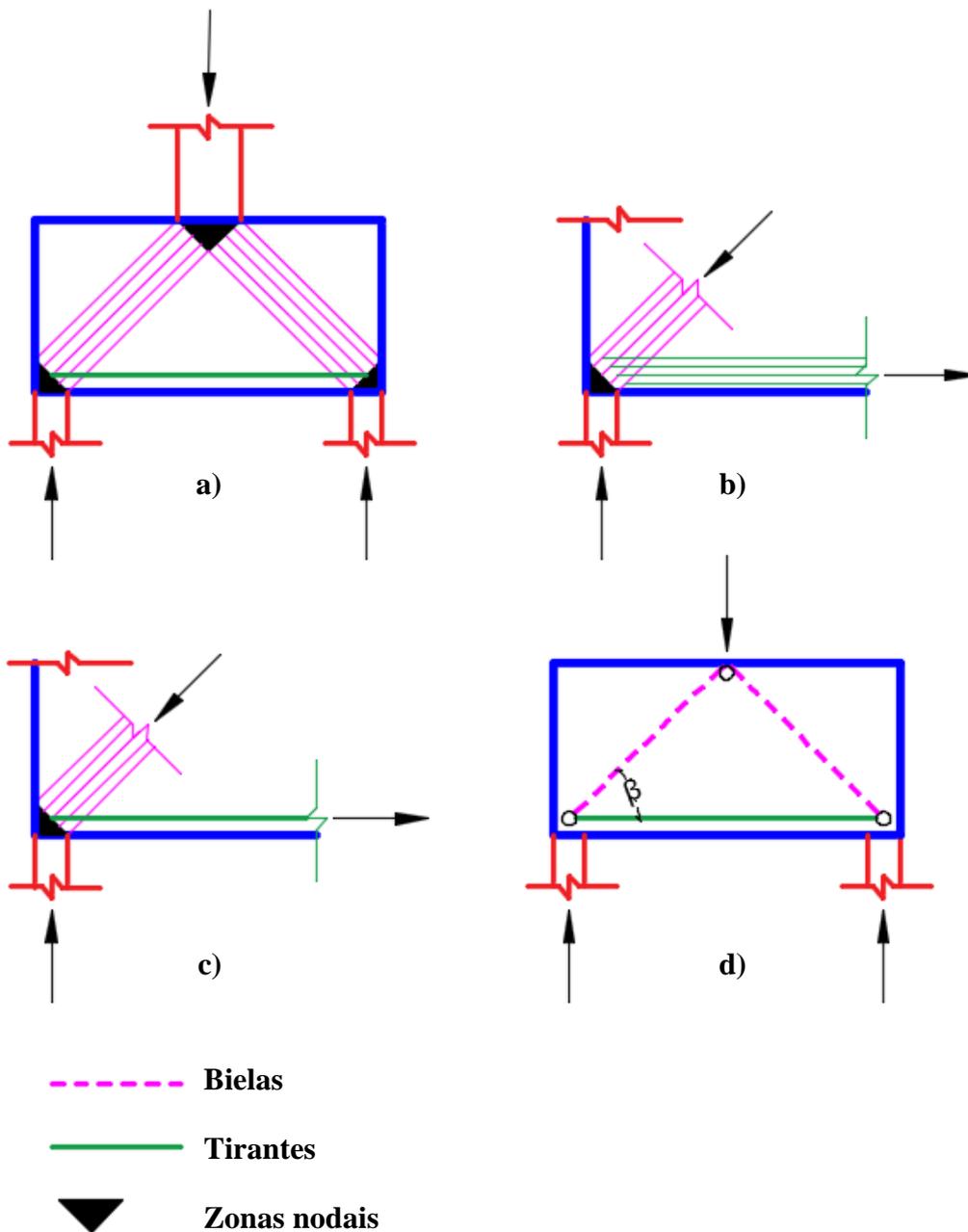


Figura 24 – Definição da geometria das bielas e tirantes aplicados em blocos
Silva e Giongo (2000), *apud* Delalibera (2006)

Silva e Giongo (2000) dizem que o modelo de bielas e tirantes pode ser desenvolvido de forma imediata através dos fluxos de tensões na estrutura, usando o processo do caminho de carga. Se forem adotadas tensões elásticas e suas direções principais obtidas de uma análise elástica, essa análise pode ser desenvolvida através do Método dos Elementos Finitos. As bielas seguiram a direção média das tensões de compressão ou os elementos mais importantes (bielas e tirantes) podem ser posicionados no centro de gravidade dos diagramas de tensão correspondentes. Vários pesquisadores utilizam o fluxo de tensões principais para a geração automática dos modelos de bielas e tirantes.

Para a determinação do fluxo de tensões utilizam-se análises plásticas alterando as posições das bielas e dos tirantes, aumentando assim a resistência da estrutura; com isso é possível determinar a força última da estrutura.

Munhoz (2004) mostrou uma sequência para a aplicação do método de caminho de carga em blocos sobre duas estacas, conforme a Figura 25; as forças distribuídas no contorno devem ser substituídas por forças concentradas equivalentes; todos os caminhos de cargas devem ser desenhados alinhados e não podem se interceptar; ações opostas devem ser interligadas por caminhos de carga os mais curtos possíveis; linhas curvas devem ser substituídas por linhas retas, que representam as bielas e tirantes e se preciso for bielas e tirantes devem ser adicionados para equilibrar os nós.

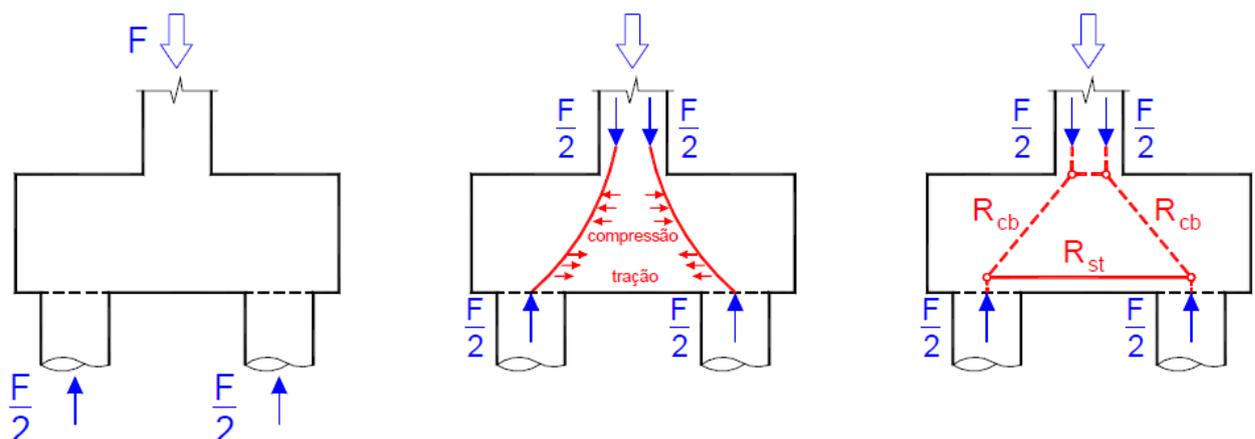


Figura 25 – Aplicação do caminho de carga em blocos sobre duas estacas Munhoz (2004), *apud* Delalibera (2006)

Com o conhecimento do modelo ideal para determinada região da estrutura, as forças atuantes nas bielas e tirantes serão calculados através do equilíbrio entre as forças externas e internas.

2.6. RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS PARA BLOCOS

Será apresentado nesse item uma breve explanação sobre os procedimentos normativos a respeito se blocos sobre estacas. As principais recomendações estão presentes nas normas ABNT NBR 6118:2014, EHE (2002), pelo ACI 318 (1983), pelo CSA Standard A23.3 (1994) e pelo boletim do CEB-FIP (1970).

A ABNT NBR 6118:2014 não cita em seu texto nenhuma recomendação para verificação do cisalhamento nos blocos, valor limite das tensões nas bielas e nas regiões nodais. A norma sugere a utilização de modelos tridimensionais, lineares ou não. E o modelos de bielas e tirantes recomendado por melhor definir a distribuição de esforços no interior o elemento estrutural.

Seguindo critérios da ABNT NBR 6118:2014 os blocos podem ser classificados como rígido ou flexível. O bloco rígido é o que tem o comportamento estrutural definido por flexão nas duas direções, porém com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas. Além disso, não pode ser considerada a hipótese das seções planas. A norma ainda recomenda que as barras da armadura principal sejam distribuídas em faixas de larguras iguais a 1,2 vez o diâmetro da estaca. A equação abaixo define a altura mínima para que o bloco seja classificado como rígido.

$$h \geq \left(\frac{a - a_p}{3} \right) \quad \text{Eq. 1}$$

Sendo:

a: dimensão do bloco em uma determinada direção;

a_p : dimensão do pilar na mesma direção;

h: altura do bloco.

Os blocos flexíveis são os que tem comportamento semelhante ao de vigas. A norma ainda recomenda que seja realizado análises mais completas em relação a distribuição das ações nas estacas, dos tirantes de tração, e até a necessidade de verificar à punção.

A norma espanhola EHE (2002) recomenda a utilização do modelo de bielas e tirantes para o dimensionamento dos elementos caracterizados pela região D. Além de valores limites para tensões nas bielas e nas regiões nodais. No bloco flexível o dimensionamento da armadura longitudinal do é feito através de uma seção de referência; nessa situação recomenda-se a utilização de armadura com distribuição em malha caso o bloco seja solicitado por momentos fletores nas duas direções.

O ACI 318 (1983) não classifica os blocos como flexíveis ou rígidos, porém indica o uso da teoria de flexão para os blocos em que a distância entre estacas é superior em pelo menos duas vezes a altura útil do bloco. Nesse caso é necessário que seja calculado o momento fletor na seção que passa pela face do pilar considerando todas as forças que atuam em um dos lados da referida seção, e em relação ao cisalhamento é necessário verificar o mesmo em uma seção de referência distante $\frac{d}{2}$ (altura útil) da face do pilar.

Vale ressaltar que no apêndice do ACI 318 (1983) estão definidos valores limites para tensões nas bielas e regiões nodais, assim como valor mínimo de inclinação da biela. Ainda recomenda que quando a relação entre a distância entre estacas e a altura útil do bloco for inferior a dois, pode ser utilizado os modelos de bielas e tirantes.

A norma canadense CSA Standard A23.3 (1994) também não classifica os blocos como rígidos ou flexíveis porém a distinção é feita através de parâmetros definidos pela altura útil do bloco e a distância entre estaca. Quando a distância entre estacas é inferior a duas vezes a altura útil do bloco, a recomendação é que se utilize o modelo de bielas e tirantes; nesse modelo são verificados tensões nas regiões nodais e nas bielas, e também é considerado o confinamento do concreto no interior do bloco. Já nos blocos onde a relação da distância entre estacas e a altura útil for superior a dois, o dimensionamento é feito semelhante ao dimensionamento de vigas, e consiste na verificação dos momentos fletores e a força cortante.

O boletim 73 do CEB-FIP (1970) utiliza a teoria de viga para dimensionamento e verificações das tensões normais e tangenciais que são realizadas através de seções pré-determinadas, método que exige verificações de segurança para tensões normais e tangenciais com esforços solicitantes, determinados em seções transversais particulares. Essa norma diverge com a ABNT NBR 6118:2014 que considera que blocos rígidos não seguem a hipótese de seções planas.

CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo apresenta os critérios para dimensionamento e detalhamento dos modelos que fizeram parte do programa experimental desenvolvido ao longo da pesquisa. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção Civil e Estruturas da Universidade Federal de Goiás. Além disso, são apresentados os materiais, com suas respectivas propriedades mecânicas (concreto e aço) e por último os métodos utilizados para construção, instrumentação e realização dos ensaios.

No dimensionamento de um elemento estrutural que é analisado experimentalmente, primeiramente deve-se definir o que se pretende investigar (DELALIBERA, 2006). Neste caso, pretendeu-se analisar qual a interferência que os diferentes tipos de superfície de contato entre as paredes do cálice e do pilar exercem tanto no comportamento da ligação, bem como no desempenho estrutural de blocos de fundações sobre duas estacas, com cálice parcialmente embutido. Para tanto, foram construídos e ensaiados em laboratório três modelos de blocos de concreto armado sobre duas estacas, variando-se o tipo de conformação das paredes dos pilares e do cálice.

3.2. DESCRIÇÃO, DIMENSIONAMENTO E PROJETO DOS MODELOS

Os três modelos de blocos de concreto armado construídos foram um monolítico (pilar e bloco concretados juntos), tomado como referência e dois modelos de blocos para pilares pré-moldados. Um dos modelos para pilares pré-moldados possuía a interface cálice-pilar com superfície rugosa e o outro, interface cálice-pilar com superfície lisa.

Para dimensionamento dos modelos, utilizaram-se as recomendações indicadas pelos autores Blévt e Frémy (1967), bem como as prescrições normativas da ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 6122:2010.

Quando da elaboração de um projeto de fundações de blocos sobre estacas, a definição do tipo de estaca a ser utilizada é a primeira decisão do engenheiro. De posse das informações disponíveis, opta-se por estacas cravadas ou perfuradas; se as mesmas irão

transmitir as ações dos pilares para o solo pela resistência de ponta e/ou atrito lateral. Posteriormente, determina-se a quantidade necessária de estacas para a carga solicitada e, conseqüentemente, as reações em cada uma delas. Com o número de estacas necessárias calculadas, faz-se a distribuição em planta, em relação ao pilar.

Com a intenção de que não se tenha em um mesmo bloco, estacas com cargas diferentes, recomenda-se que as estacas estejam dispostas de modo que o centro de estaqueamento coincida com o centro geométrico do bloco e, conseqüentemente, com o centro do pilar. Outro fator importante a considerar na distribuição das estacas, é ter o menor volume possível do bloco.

As geometrias dos elementos se mantiveram constantes, para todos os modelos. Foram adotados pilares e estacas quadrados com dimensões de 20 x 20 cm. O comprimento adotado (B_{Lx}) foi de 100 cm enquanto a largura (B_{Ly}) foi igual a 50 cm. A altura dos modelos (h) foi adotada em 30 cm. A tabela 1 abaixo apresenta um resumo das dimensões dos modelos ensaiados. Os critérios utilizados bem como os cálculos para obtenção destes valores estão expostos nos parágrafos a seguir.

Tabela 1 – Propriedades geométricas dos modelos ensaiados

Blocos	Dimensão da estaca (cm)	Dimensão do pilar (cm)	B_{Lx} (cm)	B_{Ly} (cm)	e_{adot} (cm)	h (cm)
Monolítico/ Rugoso/ Liso	20 x 20	20 x 20	100	50	0,92	30

A distância entre os eixos das estacas (L_{est}), foi obtida seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118:2014 para blocos rígidos para estacas pré-moldadas. Desta forma a referida distância, para estacas pré-moldadas, foi determinada pela equação a seguir:

$$L_{est} = 2,5 \cdot \phi_{est}$$

Eq. 2

Sendo:

ϕ_{est} , o diâmetro ou comprimento da aresta da estaca.

Desta forma, a distância entre os eixos das estacas foi adotada igual a 2,5 vezes o diâmetro das mesmas, ou seja, 50 cm. Fez-se necessário, também, esta distância em função da limitação de espaço para a utilização do equipamento de ensaio no interior do laboratório.

Já o cálculo da distância do eixo da estaca até a face do bloco (c), está conforme a equação a seguir:

$$c = 15 + \frac{\phi_{est}}{2} \quad \text{Eq. 3}$$

Com c e ϕ_{est} sendo expressos em centímetros.

Desta forma, chega-se ao valor apresentado anteriormente para o comprimento total dos blocos, encontrado pela seguinte equação:

$$B_{Lx} = L_{est} + 2.c \quad \text{Eq. 4}$$

$$B_{Lx} = 100 \text{ cm}$$

Também por limitação dos equipamentos para ensaio, adotou-se a largura (B_{Ly}) igual a 50 cm.

A Figura 26 a seguir apresenta os detalhes contendo às dimensões dos modelos estudados neste trabalho.

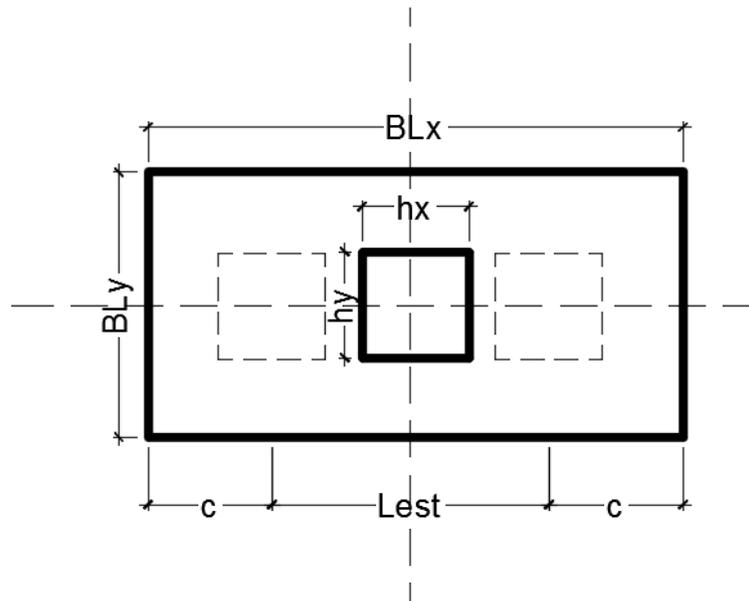


Figura 26 – Dimensões dos modelos em planta baixa

Com as dimensões em planta baixa já determinadas, o cálculo da altura dos elementos foi definido de modo a se ter o ângulo de inclinação da biela em relação ao plano horizontal $\alpha = 56,31^\circ$. A inclinação da biela em relação ao plano horizontal foi obtida em função do arcotangente da altura útil do bloco e em relação à distância medida entre o eixo da estaca até a um quarto da dimensão do pilar, medida no sentido do eixo longitudinal do bloco. Este valor é inferior ao valor limite permitido pela ABNT NBR 6118:2014, cujo ângulo é igual a $63,43^\circ$. A altura útil do bloco (d), foi obtida pela equação a seguir:

$$d = \tan \alpha \cdot \left(\frac{L_{est}}{2} - \frac{h_x}{4} \right) \quad \text{Eq. 5}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

A altura total do bloco seguiu a recomendação de Montoya et al. (2000), a qual, sugere que a estaca deve ser embutida no bloco cerca de 10 cm. Dessa forma a altura total do bloco (h) foi determinada utilizando a equação:

$$h = d + 10 \quad \text{Eq. 6}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

A ABNT NBR 6118:2014 considera a classificação para os blocos de concreto armado sobre estacas, como rígidos, desde que seja respeitada a relação exposta abaixo. Caso a relação não seja satisfeita, os blocos são considerados como blocos flexíveis:

$$h \geq \left(\frac{a - a_p}{3} \right) \quad \text{Eq. 7}$$

Sendo:

a, a dimensão do bloco em uma determinada direção;

a_p , a dimensão do pilar na mesma direção considerada.

Desta forma, os modelos analisados nesta pesquisa são considerados como blocos rígidos. A Figura 27 a seguir exemplifica o cálculo da altura dos elementos.

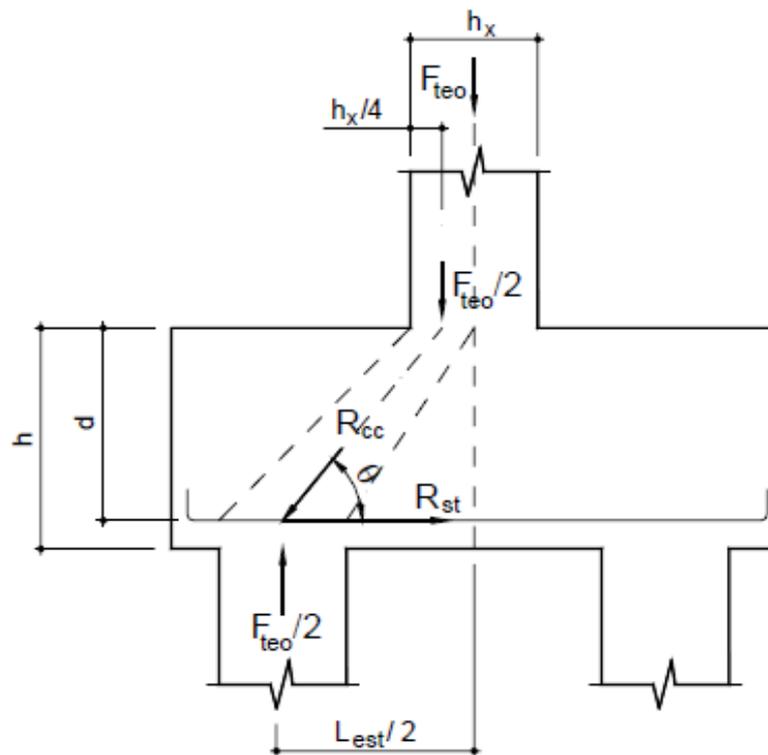


Figura 27 – Cálculo das dimensões dos modelos na seção transversal

Após as dimensões dos modelos terem sido definidas, procederam-se às verificações das tensões nas regiões nodais superiores (ligação pilar-bloco) e inferiores (ligação estaca-bloco). Por meio dessas verificações, pode-se determinar a capacidade portante dos modelos, dimensionar a armadura principal de tração (tirante) e o pilar para aplicação das cargas. Para estes dimensionamentos, adotou-se o maior valor calculado nas verificações.

Conforme sugerido por Blévy e Frémy (1967), as tensões nas regiões nodais superior e inferior são verificadas pelas equações abaixo:

$$\sigma_{zn,s} = \frac{R_{cc}}{A_{biela,p}} \leq 1,40 \cdot f_{ck} \quad \text{Eq. 8}$$

$$\sigma_{zn,i} = \frac{R_{ce}}{A_{biela,e}} \leq f_{ck} \quad \text{Eq. 9}$$

Sendo:

$A_{biela,p}$, relação entre a área da seção transversal do pilar e da biela na base do pilar:

$$A_{biela,p} = \frac{A_p}{2} \cdot \sin \theta;$$

$A_{biela,e}$; relação entre a área da seção transversal da estaca e da biela junto à estaca:

$$A_{biela,e} = A_e \cdot \sin \theta;$$

R_{cc} , força teórica na biela do pilar;

R_{ce} , força teórica na biela na estaca;

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

R_{est} , reação na estaca mais solicitada;

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

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

Ao resolver as expressões, os valores encontrados para as tensões nas regiões nodais foram:

$$A_{biela,p} = \frac{A_p}{2} \cdot \sin \theta; \quad A_{biela,p} = \frac{20 \cdot 20}{2} \cdot \sin 56,31^\circ; \quad A_{biela,p} = 166,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{biela,e} = A_e \cdot \sin \theta; \quad A_{biela,e} = 20 \cdot 20 \cdot \sin 56,31^\circ; \quad A_{biela,e} = 332,82 \text{ cm}^2$$

$$\frac{R_{cc}}{A_{biela,p}} = 1,40 \cdot f_{ck}; \quad R_{cc} = 1,40 \cdot 3,0 \cdot 166,41; \quad R_{cc} = 698,93 \text{ kN}$$

$$\frac{R_{ce}}{A_{biela,e}} = f_{ck}; \quad R_{ce} = 3,0 \cdot 332,82; \quad R_{ce} = 998,46 \text{ kN}$$

Depois de calculadas as forças teóricas nas bielas na estaca e no pilar, conforme demonstrado na Figura 28 a seguir, que representa o polígono de forças, obtiveram-se a força teórica aplicada no pilar - F_{teo} e na estaca.

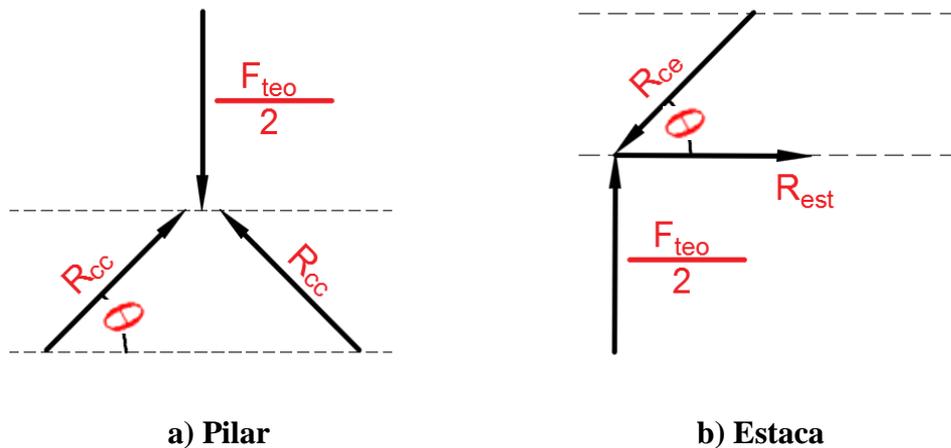


Figura 28 – Polígono de forças na região superior (a) e inferior (b)

$$\frac{F_{teo}}{2} = R_{cc} \cdot \sin 56,31^\circ \quad F_{teo} = 1.163,09 \text{ kN} \quad \text{Eq. 10}$$

$$\frac{F_{teo}}{2} = R_{ce} \cdot \sin 56,31^\circ \quad F_{teo} = 1.661,55 \text{ kN} \quad \text{Eq. 11}$$

Desta forma, a força de ruína prevista para os modelos foi considerada como 1.163,09 kN. A partir deste valor, pode-se dimensionar a quantidade de barras de aço

necessárias para absorver as tensões de tração na face inferior do bloco. Fazendo o equilíbrio dos nós na figura b) anterior, tem-se que:

$$R_{est} = R_{ce} \cdot \cos 56,31^\circ \qquad R_{est} = 387,70 \text{ kN} \qquad \text{Eq. 12}$$

A área de aço necessária para o tirante resistir à carga solicitada foi calculada pela expressão abaixo:

$$A_{st} = \frac{R_{est}}{f_{yk}} \qquad A_{st} = \frac{387,70}{50} \qquad A_{st} = 7,75 \text{ cm}^2 \qquad \text{Eq. 13}$$

Adotou-se como sendo a resistência do aço ao escoamento - f_{yk} , o valor característico normativo pela ABNT NBR 6118:2014, cujo valor é 500 MPa.

Dessa forma, foi adotada como área de aço principal do tirante 4 Ø 16,0 mm, o que gerou uma área de aço efetiva $A_{s,ef} = 8,04 \text{ cm}^2$.

Também foi feita a verificação de ancoragem das barras de aço principal do tirante, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118:2014, no seu item 9.4.

Para os blocos sobre estacas, a ancoragem das barras da armadura deve ser garantida a partir da face da estaca, porém a ABNT NBR 6118:2014 não especifica se é a face interna, externa ou a que engloba o centro geométrico da estaca. Existem divergências também entre os diversos autores sobre esta posição.

Um fator divergente entre normas refere-se à existência ou não do gancho na armadura principal de tração. A ABNT NBR 6118:2014 admite que todos os tirantes dos blocos sobre estacas sejam projetados com ganchos, já, a CSA Standard A23.3 (1994), sugere ancoragem reta.

Neste trabalho, optou-se por utilizar a face interna da estaca como sendo a posição inicial para ancoragem da armadura. Também, adotou-se a utilização de gancho na armadura principal de tração.

Abaixo estão apresentados os critérios utilizados na verificação da ancoragem da armadura principal de tração. Inicialmente, o comprimento de ancoragem necessário, comprimento de ancoragem básico, resistência de aderência, resistência característica a tração direta inferior e comprimento de ancoragem mínimo foram obtidos, respectivamente pelas expressões:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{st}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad \text{Eq. 14}$$

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad \text{Eq. 15}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad \text{Eq. 16}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad \text{Eq. 17}$$

$$l_{b,min} \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \emptyset \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Eq. 18}$$

Sendo:

$l_{b,nec}$, comprimento de ancoragem necessário;

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

$\alpha = 0,7$, para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho maior ou no máximo igual a três vezes o diâmetro da barra a ancorar;

l_b , comprimento de ancoragem básico;

A_{st} , área de aço calculada;

$A_{s,ef}$, área de aço efetiva;

$l_{b,min}$, comprimento de ancoragem mínimo;

\emptyset , diâmetro da armadura calculada;

f_{yd} , resistência de cálculo do aço ao escoamento;

f_{bd} , resistência de aderência;

$f_{ctk,inf}$, resistência característica a tração direta do concreto;

f_{ck} , resistência característica a compressão do concreto;

η_1 , 2,25 para barras nervuradas;

η_2 , 1,0 para situações de boa aderência;

η_3 , 1,0 para barras de aço com diâmetros menores a 32 mm;

γ_c , coeficiente de segurança do concreto, tomado igual a 1,4;

Assim, para os modelos estudados nesta pesquisa, obtiveram os seguintes resultados:

$$f_{ctk,inf}=0,21 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \qquad f_{ctk,inf}=0,21 \cdot 30^{\frac{2}{3}}=2,03 \text{ MPa}$$

$$f_{bd}=\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \qquad f_{bd}=2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{2,03}{1,4}=3,26 \text{ MPa}$$

$$l_b=\frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \qquad l_b=\frac{1,6}{4} \cdot \frac{435}{3,26}=53,4 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \emptyset \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \qquad l_{b,min} \begin{cases} 0,3 \cdot 53,4 \\ 10 \cdot 1,6 \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \qquad l_{b,min}=16,0 \text{ mm}$$

Desta forma, o valor calculado para a ancoragem necessária é de 53 cm. Porém, com a adoção dos ganchos, o valor do comprimento de ancoragem básico pode ser reduzido em

70% do valor calculado, perfazendo assim em uma ancoragem igual a 37 cm. Por facilidade de execução das armaduras, o valor adotado neste trabalho foi igual a 51 cm, a partir da face interna da estaca.

Apesar de a ABNT NBR 6118:2014 não citar em seu texto a necessidade de se utilizar armaduras complementares em blocos sobre estacas, algumas normas e autores internacionais pesquisados indicam a sua utilização, tais como CEB-FIP (1970), Cavallera (1991), Montoya et al. (2000). A explicação desses autores seria a utilização dessa armadura para absorver possíveis tensões provocadas por excentricidades acidentais oriundas das locações das estacas e dos pilares; outro motivo seria limitar as aberturas das fissuras que se originam nas laterais dos blocos.

Nesta pesquisa, considerou-se a orientação do boletim nº 73 do CEB-FIP (1970), que recomenda que a armadura posicionada na face superior do bloco não deve ter área de aço inferior a 10% da área de aço da armadura de tração, conforme expressão abaixo:

$$A_{s'}=0,1.A_{st} \qquad A_{s'}=0,1 \cdot 7,75 \qquad A_{s'}=0,78 \text{ cm}^2 \qquad \text{Eq. 19}$$

Dessa forma, foi adotada como área de aço superior 3 Ø 6,3 mm, o que gerou uma área de aço efetiva $A_{s',ef} = 0,94 \text{ cm}^2$.

Este mesmo boletim estabelece que as armaduras dos estribos verticais e horizontais sejam determinadas em função da largura do bloco - B_{LY} . Porém, caso a largura do bloco exceda a metade da altura total do bloco - h deve-se substituí-la por $h/2$.

$$A_{s, \text{malha}}=0,0020 \cdot B_{LY} \cdot s; \qquad B_{LY} > \frac{h}{2} \quad \therefore \quad A_{s, \text{malha}}=0,0020 \cdot \frac{h}{2} \cdot s \qquad \text{Eq. 20}$$

$$A_{s, \text{malha}}=0,0020 \cdot \frac{30}{2} \cdot 100; \qquad A_{s, \text{malha}}=3,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dessa forma, foi adotada como armadura dos estribos verticais e horizontais $\text{Ø}6,3 \text{ mm/m}$.

Como se pretendia que os ensaios fizessem uso apenas de cargas centradas aplicadas ao pilar, os cálices lisos e rugosos, bem como os pilares, foram dimensionados seguindo as recomendações de pequena excentricidade. Admitiu-se que a força normal tenha excentricidade inferior a $0,15 \cdot h_p$. Esta consideração implica que a excentricidade provoca no pilar apenas tensões de compressão. Os valores utilizados estão expostos nas equações abaixo:

$$N_k=1.700,00 \text{ kN} \quad N_d=1,4 \cdot 1.700,00 \quad \therefore \quad N_d=2.380,00 \text{ kN} \quad \text{Eq. 21}$$

$$e_x=0,92 \text{ cm} \quad e_y=0,92 \text{ cm} \quad \therefore \quad M_{dx}=M_{dy}=22 \text{ kN.m} \quad \text{Eq. 22}$$

Conforme sugerido por El Debs et al. (2011) a espessura parede do cálice - h_c deve ser o maior valor entre 10 cm e um terço da abertura do cálice - $\frac{h_x}{3}$ e $\frac{h_y}{3}$. Desta forma, o valor adotado foi igual a 10 cm.

O comprimento de embutimento (L_{emb}), definido pela ABNT NBR 9062:2006, para pilares pré-moldados com paredes rugosas, é de 40 cm. A rugosidade deve ser igual a 1 centímetro a cada 10 centímetros. Porém, por critério de projeto, adotou-se o comprimento de embutimento (L_{emb}) de 30 cm e a rugosidade de 5 cm a cada 10 cm. Estes valores foram adotados pela facilidade de construção desta superfície na indústria ou na obra, ao utilizar ripas de madeira encontradas comercialmente, com dimensões de 1 e 5 cm. Apesar do comprimento de embutimento ser menor do que especificado pela ABNT NBR 9062:2006, ele está de acordo com a EN (1991-1), dado por h_{xp} ou h_{yp} , sendo os mesmos definidos como as dimensões do pilar.

Outro item recomendado pela ABNT NBR 9062:2006 para a determinação do comprimento de embutimento do pilar, refere-se ao comprimento necessário para a ancoragem das barras de aço da armadura do pilar para transferência de tensões para o bloco. Este comprimento de embutimento L_{emb} deve ser superior ao comprimento de ancoragem. No caso

deste trabalho, considerando o diâmetro das barras de aço longitudinais nervuradas do pilar iguais a 16 mm, classe CA-50, condição de boa aderência e concreto com resistência característica à compressão igual a 48,0 MPa, o valor deste comprimento seria de 18 cm.

A ABNT NBR 6118:2014 indica ainda um efeito favorável da biela junto ao pilar, devido à existência de grande concentração de tensões de compressão nesta região, podendo ser aplicado um coeficiente redutor para o comprimento de embutimento L_{emb} que, segundo Fusco (1994) é igual a 0,60, ou seja, $L'_{emb}=0,60.L_{emb}$, o que resultou um valor igual a 11 cm.

O dimensionamento do pilar seguiu as prescrições da norma ABNT NBR 6118:2014, exceção feita à área de seção mínima de concreto para os pilares que são exigidos 420 cm², condição necessária em função das limitações para realização dos ensaios. Pretendendo evitar a ruína dos pilares antes da ruína dos modelos, o concreto dos pilares teve $f_{ck} = 48,0$ MPa, maior que o concreto utilizado pelos blocos. Diferentemente dos blocos, no caso dos pilares, foram considerados os coeficientes de minoração dos materiais γ_c concreto e γ_s do aço, além da majoração dos esforços γ_f .

$$N_k=1.700,00 \text{ kN} \qquad N_d=1,4 \cdot 1.700,00 \qquad \therefore \qquad N_d=2.380,00 \text{ kN}$$

$$e_x=0,92 \text{ cm} \qquad e_y=0,92 \text{ cm} \qquad \therefore \qquad M_{dx}= M_{dy}=22 \text{ kN.m}$$

No pilar, ocorre à ação do momento fletor, oriundo da excentricidade adotada igual a 0,92 cm. Portanto, verifica-se se o momento produzido pela existência da excentricidade da força de compressão aplicada no topo do pilar foi maior ou menor que o momento mínimo fornecido pela expressão abaixo. Nos casos em que esse momento foi menor que o momento mínimo, adotou-se o momento mínimo, caso contrário, adotou-se o momento determinado em função da excentricidade da força de compressão.

$$M_{dmin} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h_{xp}) \qquad M_{dmin} = 2.380,00 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,20) \qquad \text{Eq. 23}$$

$$M_{dmin} = 50 \text{ kN.m} > M_{dx} = M_{dy} = 22 \text{ kN.m} \quad \therefore \quad M_d = 50 \text{ kN.m}$$

Utilizando os mesmos valores e critérios apresentados anteriormente e os ábacos para dimensionamento dos pilares sujeitos à flexão compostas com armadura bilateral simétrica, determinou-se o número de barras de aço necessárias para os pilares.

A carga central reduzida foi obtida pela expressão:

$$v = \frac{N_d}{h_{xp} \cdot h_{yp} \cdot f_{cd}} \qquad v = \frac{2.380,00}{20 \cdot 20 \cdot \frac{4,8}{1,4}} \qquad v = 1,73 \qquad \text{Eq. 24}$$

Os momentos reduzidos, que apresentam os mesmos valores nas direções x e y foram obtidos pela expressão:

$$\mu = \frac{M_d}{h_{xp}^2 \cdot h_{yp} \cdot f_{cd}} \qquad \mu = \frac{50 \cdot 100}{20^2 \cdot 20 \cdot \frac{4,8}{1,4}} \qquad \mu = 0,18 \qquad \text{Eq. 25}$$

Com os valores calculados para a carga centrada reduzida - v e para os momentos reduzidos - μ , e consultando o ábaco específico, obteve-se o coeficiente $\omega = 1,0$. Dessa forma, a área de aço calculada é:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \qquad A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_s = \frac{1 \cdot 20 \cdot 20 \cdot \frac{4,8}{1,4}}{\frac{50}{1,15}} \qquad A_s = 31,5 \text{ cm}^2 \qquad \text{Eq.}$$

Assim, foi adotada como área de aço para os pilares 16 Ø 16,0 mm, o que gerou uma área de aço efetiva $A_{s,ef} = 32,17 \text{ cm}^2$.

Foi feita ainda a verificação se esta área de aço calculada é maior do que a mínima determinada pela ABNT NBR 6118:2014, calculada conforme a expressão abaixo:

$$A_{s,min} = \left(0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_c \quad A_{s,min} = \left(0,15 \cdot \frac{2.380,00}{\frac{50}{1,15}} \right) \geq 0,004 \cdot 20 \cdot 20 \quad \text{Eq. 27}$$

$$A_{s,min} = 8,21 \geq 1,60 \quad A_{s,min} = 8,21 \text{ cm}^2 \quad \therefore \quad A_s > A_{s,min}$$

Para os estribos, foram adotadas barras de aço com Ø 6,3 mm espaçados a cada 5 cm. Além dos estribos foi necessária a utilização de uma armadura de fretagem na cabeça do pilar. Essa armadura é primordial para absorver às tensões elevadas nessa região em função da intensidade da força aplicada. Essa armadura foi composta por barras de aço com Ø 6,3 mm, colocada em toda a seção transversal do pilar, com espaçamento igual a 5 cm.

Desta forma, os pilares foram construídos com seção de 20 x 20 cm e altura total de 50 cm. O comprimento de embutimento foi adotado igual a 30 cm.

As figuras a seguir apresentam os projetos finais, bem como os detalhamentos das armaduras dos modelos executados para a pesquisa.

As tabelas a seguir apresentam informações sobre as armaduras utilizadas no arranjo dos modelos executados para a pesquisa.

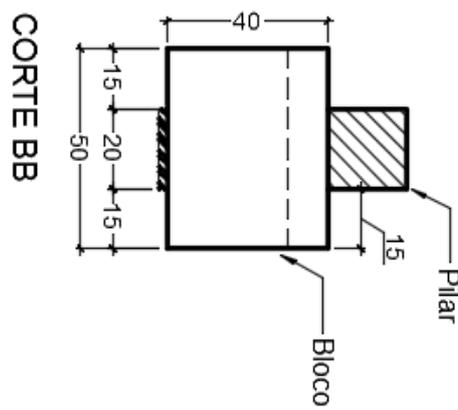
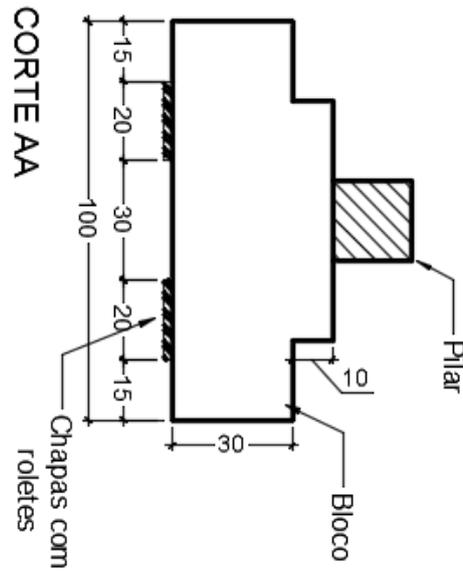
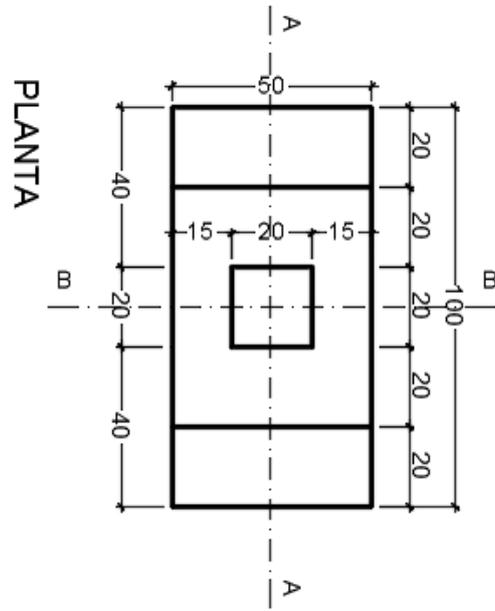


Figura 29 – Propriedades geométricas do bloco monolítico

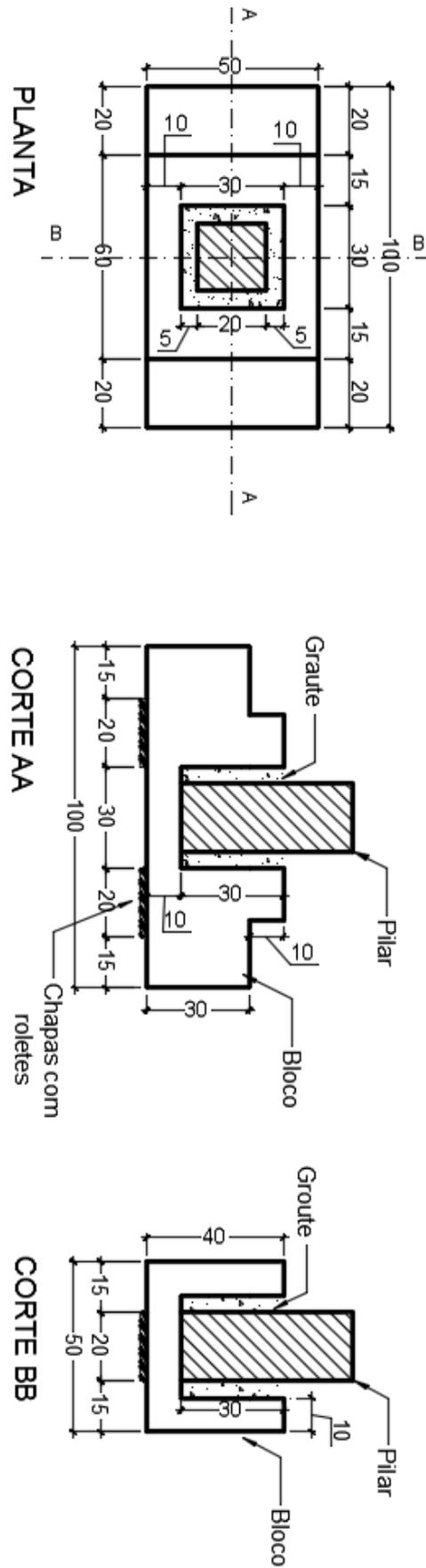


Figura 30 – Propriedades geométricas do bloco pré-moldado com conformação lisa da parede do cálice e do pilar

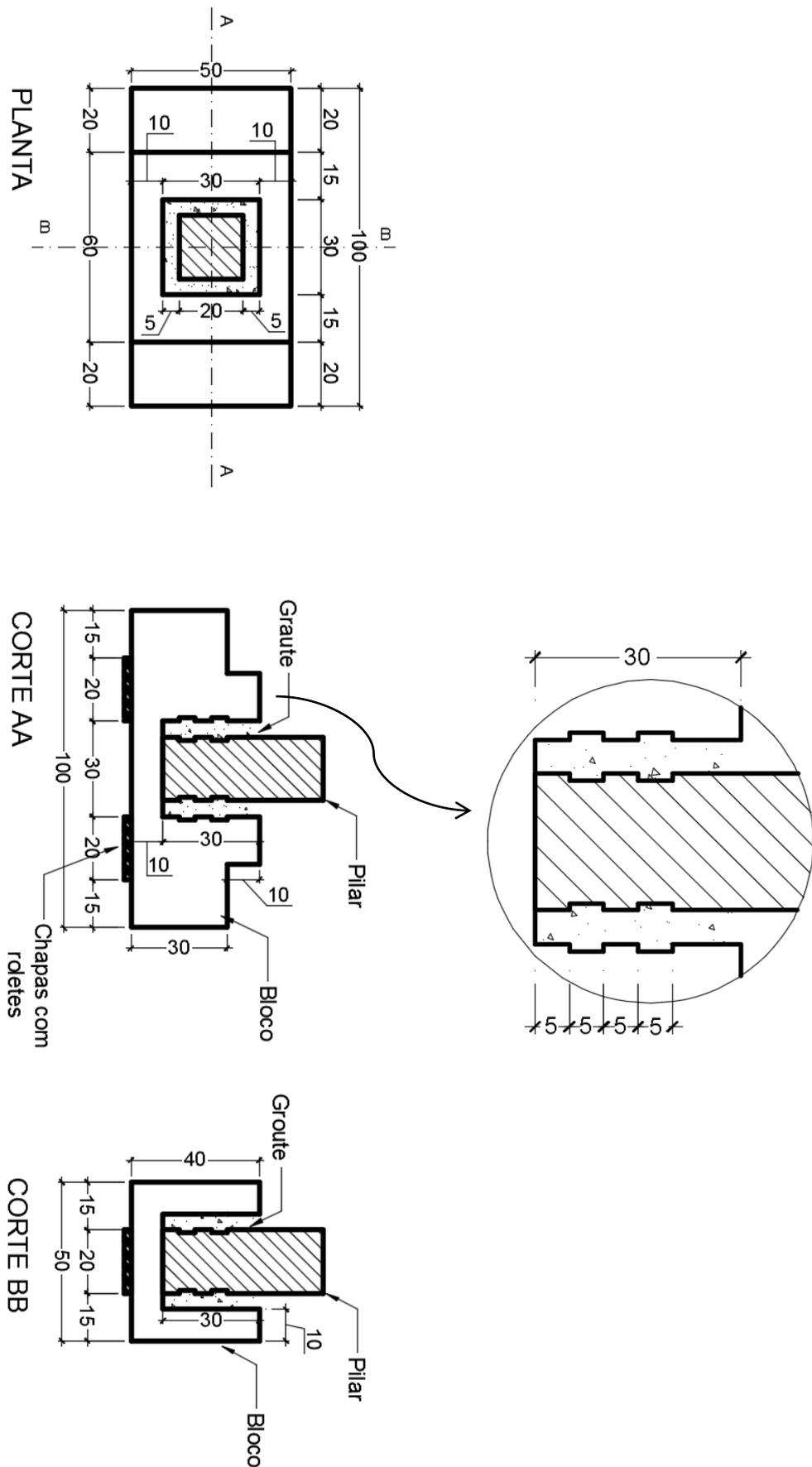


Figura 31 – Propriedades geométricas do bloco pré-moldado com conformação rugosa da parede do cálice e do pilar

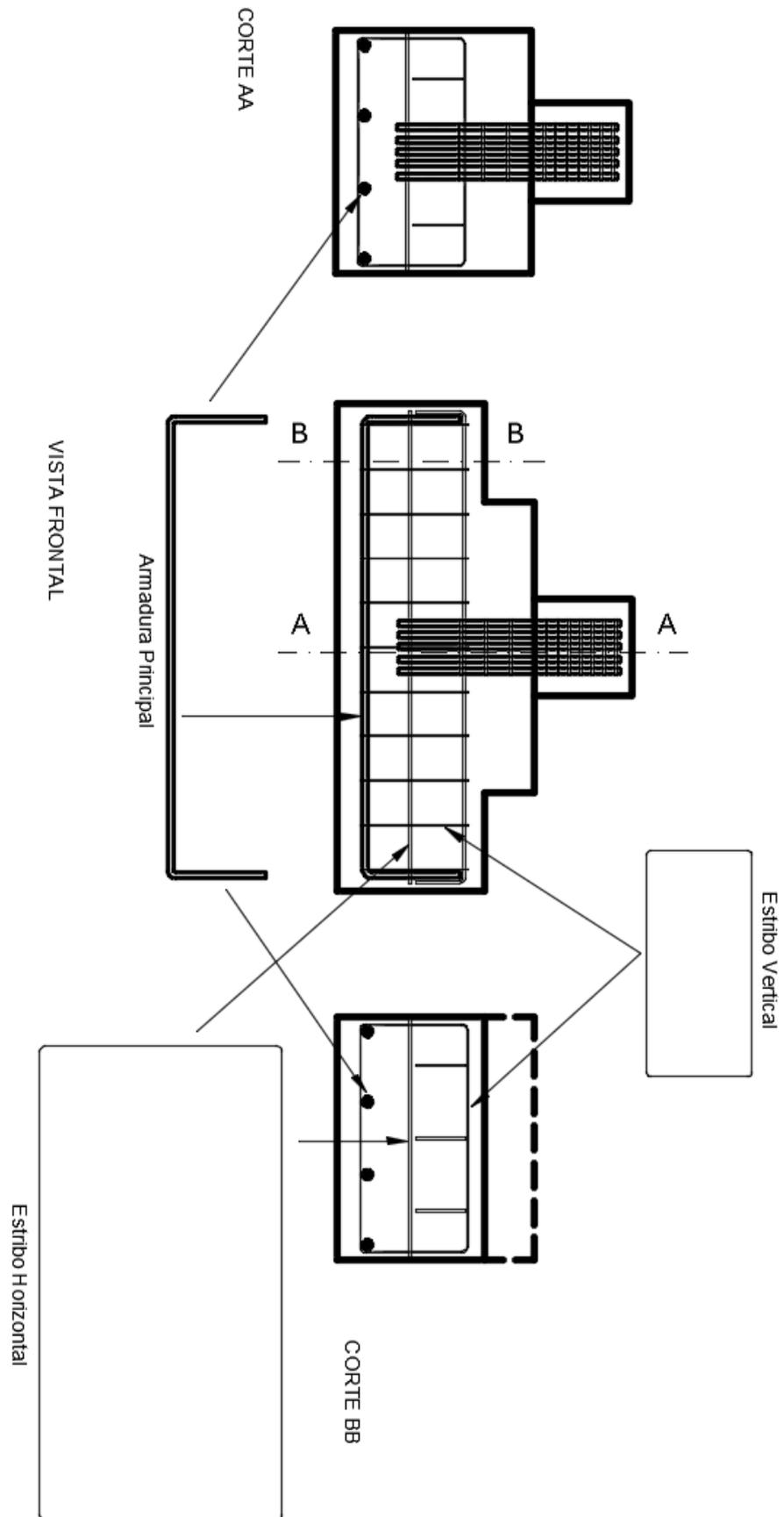


Figura 32 – Detalhamento esquemático do bloco monolítico

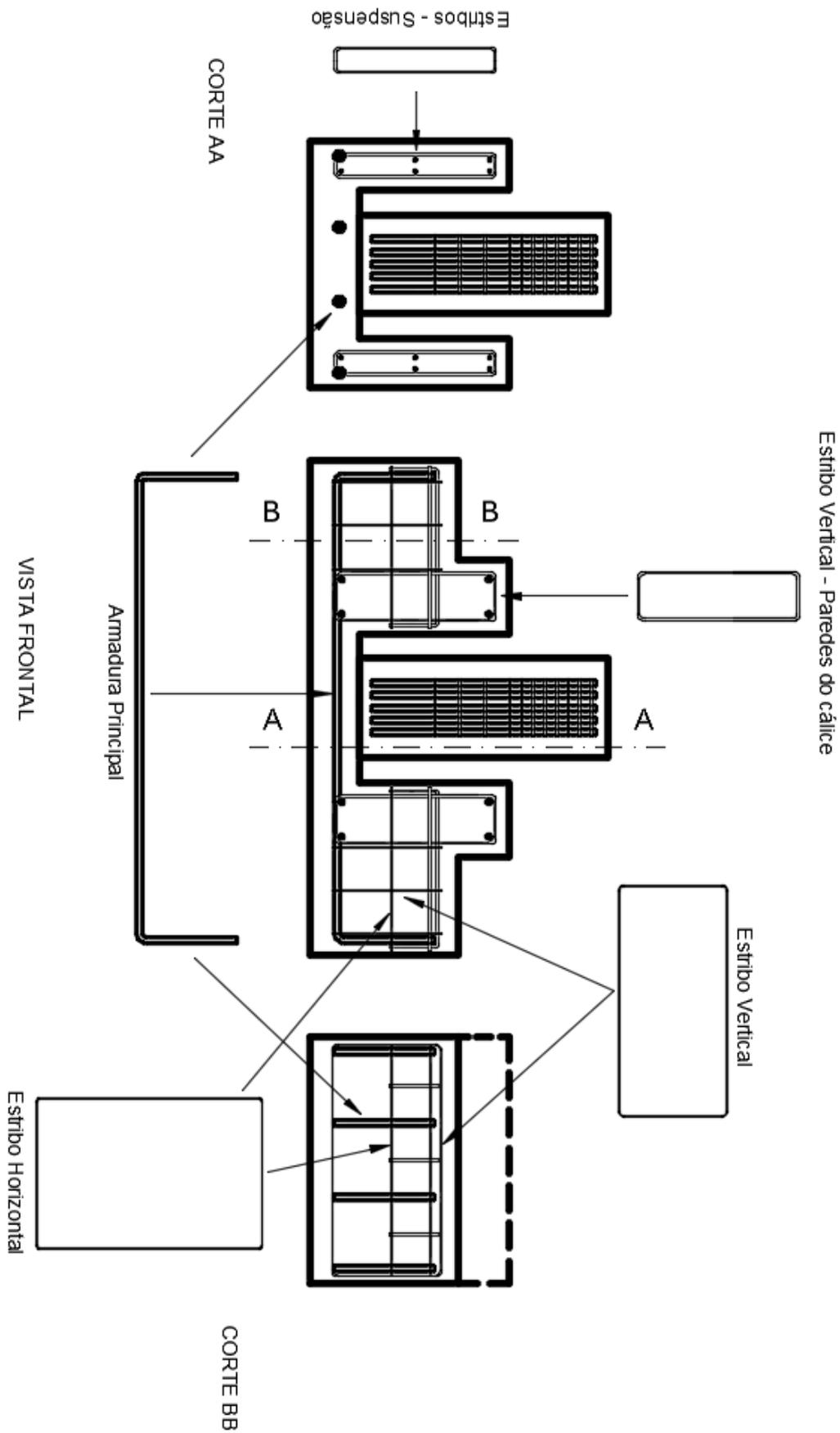


Figura 33 – Detalhamento esquemático dos blocos pré-moldados com conformações rugosas e lisas das paredes dos cálices e dos pilares

Tabela 2 – Área de aço principal do tirante dos blocos

Blocos	Armadura Principal		
	$A_{st} - \text{cm}^2$	$A_{st,adot} - \text{cm}^2$	$A_{st,ef} - \text{cm}^2$
Monolítico/ Rugoso/ Liso	7,75	4 Ø 16,0	8,04

Tabela 3 – Área de aço complementar superior dos blocos

Blocos	Armadura Complementar		
	$A_{s'} - \text{cm}^2$	$A_{s',adot} - \text{cm}^2$	$A_{s',ef} - \text{cm}^2$
Monolítico/ Rugoso/ Liso	0,78	3 Ø 6,3	0,94

Tabela 4 – Área de aço complementar estribos verticais e horizontais dos blocos

Blocos	Estribos verticais – cm^2		Estribos horizontais – cm^2	
	$A_{s,malha}$	$A_{s,malha,adot}$	$A_{s,malha}$	$A_{s,malha,adot}$
Monolítico/ Rugoso/ Liso	3,0	Ø6,3mm c/10	3,0	Ø6,3mm c/10

Tabela 5 – Área de aço dos pilares

Blocos	N_d (kN)	M_d (kN.m)	M_{dmin} (kN.m)	A_s (cm^2)	$A_{s,min}$ (cm^2)	$A_{s,adot}$	$A_{s',ef}$ (cm^2)	Estribos
Monolítico/ Rugoso/ Liso	2.380,0	22,0	50,0	31,5	8,21	16 Ø 16,0	32,17	Ø6,3 c/ 5 cm

Observa-se pelas figuras e tabelas acima expostas, que foram adotados arranjos iguais para os modelos. A intenção foi a padronização da montagem das armaduras e das formas, diminuindo assim os efeitos que essas variáveis poderiam provocar no comportamento estrutural dos modelos.

3.3. MATERIAIS E MÉTODOS PARA CONSTRUÇÃO DOS MODELOS

3.3.1. Formas

As formas para moldagem das peças foram montadas, seguindo-se as geometrias apresentadas nas figuras anteriores. Foram utilizadas chapas madeira de compensada plastificada com 18 mm de espessura, fornecidas, cortadas e montadas pelo laboratório de estruturas do CMEC (Curso de Mestrado Em Engenharia Civil – UFG). Foram montadas três jogos de formas dos blocos/pilares, sendo utilizada uma para cada modelo. As figuras abaixo apresentam os processos de corte e montagem das formas. Além da madeira compensada, foram utilizados ainda caibros, pregos e silicone para vedação da forma uma vez que o concreto utilizado foi auto-adensável.

Para a construção da superfície rugosa no modelo com rugosidade na interface cálice-pilar, foram posicionados peças de isopor, com espessura de 1,0 cm. Também foram colocadas peças de isopor nas posições das estacas, para posterior encaixe das chapas metálicas que substituíram as mesmas. Estas chapas estarão detalhadas posteriormente.

As figuras 34 a 40 a seguir apresentam a montagem das formas dos modelos, bem como a colocação das peças de isopor.



Figura 34 – Marcação das dimensões da forma



Figura 35 – Corte e montagem da forma

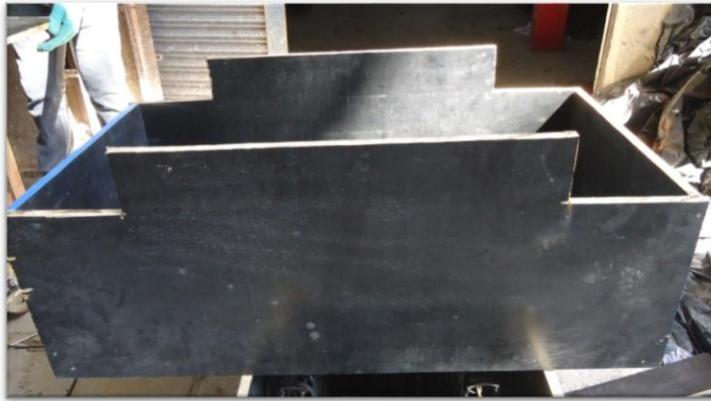


Figura 34 – Forma do bloco sendo montada



Figura 35 – Chapas de isopor para criação de parede rugosa do cálice

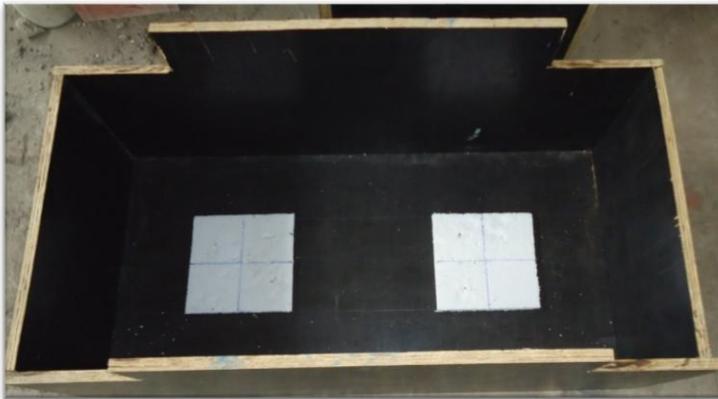


Figura 36 – Chapas de isopor para criação de sulco de encaixe da estaca



Figura 38 – Forma do pilar liso



Figura 37 – Forma do pilar rugoso

Após a construção e montagem das formas, as mesmas foram colocadas sobre superfície plana e nivelada. Antes das armaduras serem posicionadas, as formas foram untadas com produto desmoldante, nome Desmol, fabricado pela empresa Otto Baumgart-Vedacit. Este desmoldante forma uma fina camada oleosa entre o concreto e a forma, impedindo a aderência entre ambos. A intenção foi de proteger os modelos no ato da desforma. O produto foi diluído

em água, conforme solicitação do fabricante. Maiores detalhes nas figuras 41 e 42 que se seguem abaixo.

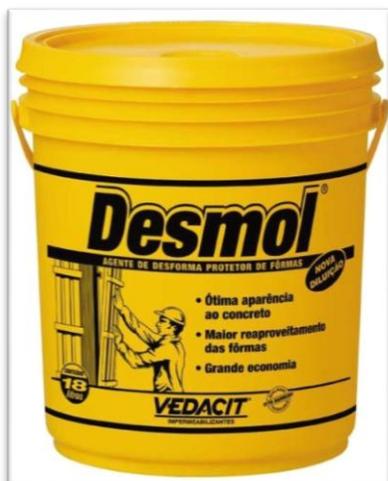


Figura 391 – Desmoldante utilizado nas formas



Figura 42 – Passagem de desmoldante/preparo das peças para concretagem

3.3.2. Armadura

As barras de aço utilizadas para montagem da armadura dos modelos foram da marca Gerdau, doadas pela empresa Prémoldação Indústria de Pré-Moldados Ltda, sendo executados os serviços de corte e dobra mecânica em sua sede, em Anápolis – GO. Posteriormente, as mesmas foram montadas no laboratório de estruturas do CMEC (Curso de Mestrado Em Engenharia Civil – UFG).

Os blocos foram detalhados com 4 barras de 16 mm com aço classe CA-50 para a armadura principal de tração (tirante); estribos horizontais e verticais com diâmetros de 6,3 mm, espaçados a cada 10 cm.

Os pilares foram detalhados com 16 barras de 16 mm com aço classe CA-50 para a armadura principal; estribos com diâmetros de 6,3 mm, espaçados a cada 5 cm.

O valor característico da resistência ao escoamento f_{yk} das barras de aço de 16 mm foi igual a 559 MPa e a deformação das barras de aço relativa à esta resistência ϵ_y igual a

3,46%. Para as barras de 6,3 mm, obteve-se para o valor para f_{yk} igual a 523 MPa e ϵ_y igual a 2,77%. A tabela abaixo apresenta os resultados dos ensaios para determinação das propriedades mecânicas das barras de aço utilizados nos modelos ensaiados. As figuras 43, 44 e 45 a seguir apresentam as armaduras dos modelos.

Tabela 6 – Propriedades mecânicas das barras de aço

\varnothing_{nom} (mm)	C.P.	Comp. (cm)	Massa (g)	$\varnothing_{efetivo}$ (mm)	f_{yd} (MPa)	ϵ_y (‰).	$f_{y,m}$ (MPa)	$\epsilon_{y,m}$ (‰).	f_u (MPa)	Classe
6,3	01	81,3	201,4	6,61	530	2,82	523	2,77	735	CA-50
	02	83,4	206,6	6,64	519	2,73				
	03	85,2	211,1	6,60	521	2,77				
16	01	80,4	1032	16,02	564	3,51	559	3,46	714	CA-50
	02	79,5	1020	15,96	561	3,42				
	03	79,2	1017	15,87	553	3,46				



Figura 413 – Armadura do pilar



Figura 424 – Armadura do bloco liso/monolítico



Figura 405 – Armadura do bloco monolítico

3.3.3. Estacas

Em virtude de limitações impostas pelos instrumentos para realização dos ensaios, as estacas em concreto foram substituídas por dois conjuntos de chapas metálicas apoiadas sobre roletes também metálicos. Esses conjuntos serviram como aparelhos de apoio, com a finalidade de simular as estacas, restringindo os deslocamentos verticais e permitindo os deslocamentos horizontais. A intenção dos roletes metálicos foi simular a rotação das estacas junto ao solo, após o bloco ser solicitado pelos esforços de força normal, força cortante e momento, corroborando com as condições de contorno adotadas nos modelos de dimensionamento.

Para concretagem dos blocos, foram colocadas chapas de isopor nas posições das estacas. Dessa forma, foram criados sulcos, com espessura de 5 mm. Estes sulcos foram os locais aonde os conjuntos das chapas foram encaixados.

Para o posicionamento dos mesmos, os conjuntos foram apoiados na base móvel do aparelho de ensaio. Posteriormente, os blocos foram apoiados, com apoio de um macaco mecânico. As figuras 46 e 47 a seguir mostram os detalhes dos conjuntos de chapas sobre roletes.

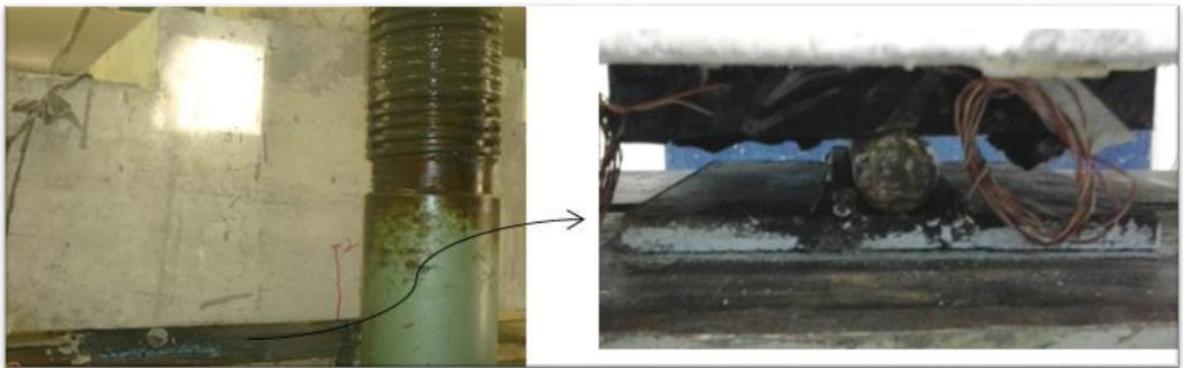


Figura 43 – Chapas metálicas sobre roletes em substituição das estacas



Figura 44 – Chapas metálicas sobre roletes em substituição das estacas

3.3.4. Concreto

A construção dos blocos foi feita utilizando-se concreto auto-adensável. Este concreto foi produzido no laboratório de estruturas do CMEC (Curso de Mestrado em Engenharia Civil – UFG). A utilização deste concreto justifica-se pelas pesquisas desenvolvidas pelo CMEC acerca do concreto auto-adensável. Os materiais para construção do mesmo foram doados pela empresa Concreto Redimix do Brasil S.A.

Os materiais foram coletados junto à sede da concreteira pelos alunos do CMEC (Curso de Mestrado em Engenharia Civil – UFG), conforme a Figura 45 a seguir, e entregues na sede do laboratório Carlos Campos Consultoria e Projetos Ltda, ambas em Goiânia. No laboratório, com a supervisão do engenheiro civil Denílson Pereira Rocha, responsável pela área de concreto, os materiais foram caracterizados, secos, e armazenados em sacos em quantidades suficientes para fabricação conforme capacidade da betoneira do laboratório de estruturas do CMEC. Além da doação dos materiais, a concreteira forneceu também o traço utilizado para obtenção de concreto com $f_{ck} = 30,0$ MPa. Dessa forma, no laboratório, o estudo de dosagem se concentrou na verificação do traço informado.



Figura 45 – Coleta de materiais no estoque da concreteira

Como os pilares precisavam ter f_{ck} superior ao dos blocos, uma vez que não eram objeto dos estudos, o processo de concretagem se dividiu em três partes, a saber:

Parte 1 – Moldagem e concretagem dos blocos;

Parte 2 – Moldagem e concretagem dos pilares;

Parte 3 – Moldagem e concretagem da ligação dos pilares pré-moldados nos cálices dos respectivos blocos com conformação de paredes lisa e rugosa.

Para o concreto dos pilares e também das ligações, em função da alta taxa de armadura dos pilares e da necessidade de f_{ck} elevado, utilizou-se microconcreto tipo graute industrial, marca Bautech, ilustrado na Figura 46, com resistências médias à compressão e à tração com valores iguais a 48,0 MPa e 4,2 MPa respectivamente. O módulo de elasticidade aferido foi igual a 22,0 GPa.

Este microconcreto, fornecido em embalagens plásticas com 25 quilos cada possui massa específica igual a 2,20 g/cm³ e granulometria menor que 1,5 mm, conforme especificações fornecidas pelo fabricante. A Figura 46 a seguir apresenta o microconcreto utilizado.



Figura 46 – Microconcreto utilizado para moldagem dos pilares e das ligações

Para o concreto auto-adensável foi utilizado o cimento do grupo InterCement, marca Cimpor, tipo CP-II – F40 (cimento Portland composto com filer). Conforme fornecido pelo fabricante, o cimento possui massa específica igual a 3,04 g/cm³, módulo de finura na peneira #200 igual a 0,29, área específica Blaine igual a 4.119,8 cm²/g, tempo de início e fim

de pega iguais a 140 e 183 minutos respectivamente e resistência a compressão aos 28 dias igual a 39,4 MPa.

Foram utilizados dois tipos de agregados miúdos, a saber: areia natural, proveniente da região de Caiapó-GO, tipo quartzosa apresentando massa específica igual a 2,65 g/cm³ módulo de finura igual a 1,15, índice de materiais pulverulentos igual 0,6% e dimensão máxima do agregado igual 0,6 mm, classificando a mesma como areia fina. E areia artificial lavada (pedra britada), proveniente da região de Goianira-GO, tipo granítica apresentando massa específica igual 2,68 g/cm³, módulo de finura igual a 3,20, índice de materiais pulverulentos igual 4,50%, dimensão máxima do agregado igual 4,8 mm, classificando a mesma como areia média-grossa.

Foram utilizados agregados graúdos de pedra britada de origem granítica, com diâmetros diferentes, provenientes da região de Goianira-GO, O primeiro tipo teve dimensão máxima do agregado igual a 12,5 mm, classificando o mesmo como brita 0, massa específica igual a 2,67 g/cm³, módulo de finura igual a 6,05 e índice de materiais pulverulentos igual 0,5%. O segundo tipo teve dimensão máxima do agregado igual a 25,0 mm, classificando o mesmo como brita 1, massa específica igual a 2,68 g/cm³, módulo de finura igual a 7,10 e índice de materiais pulverulentos igual 0,4%.

O traço em massa do concreto utilizado na moldagem dos blocos foi igual a 1 : 2,05 ; 1,36 ; 1,14 ; 0,76 : 0,67 (cimento, areia natural, areia artificial, brita 0, brita 1 e relação água cimento – a/c).

Para atingir a fluidez e coesão necessárias para um concreto auto-adensável, ainda foram utilizados 0,6% de aditivo polifuncional, 0,4% de aditivo superplastificante e 6% de sílica ativa, ambos em relação ao consumo de cimento.

O aditivo polifuncional utilizado foi da marca Grace Brasil Ltda (Graceconstruction), tipo Tec-Mult 822. Possui massa específica igual variando entre 1,14 g/cm³ a 1,20 g/cm³. O valor adicionado ficou dentro do especificado pelo fabricante (0,4% a 1,0%).

O aditivo superplastificante utilizado foi da marca Sika Brasil Ltda, tipo ViscoCrete 6.500. Possui massa específica igual a 1,08 g/cm³. O valor adicionado ficou dentro do especificado pelo fabricante (0,3% a 0,65%) evitando-se assim os efeitos negativos de adição

excedente (forte exsudação, segregação e retardo excessivo, podendo levar ao não endurecimento do concreto ou a perda de resistência do mesmo).

A sílica ativa utilizada foi da marca Camargo Corrêa S.A., tipo Silmix. Possui diâmetro médio igual a $0,2 \mu\text{m}$, massa específica igual a $2,22 \text{ g/cm}^3$.

Todos os ensaios de caracterização entregues pelo laboratório/concreteira encontram-se de forma detalhada no Anexo A. Para verificação das características do concreto no seu estado fresco, foram realizados os ensaios específicos para o concreto auto-adensável: ensaio do cone de Abrams (verificar abatimento/espalhamento), ensaio do funil em V (verificar a resistência à segregação) e ensaio da caixa L (verificar a coesão), conforme ilustram a Figura 47 e 51 a seguir. Todos os ensaios foram realizados conforme a ABNT NBR 15823:2010.

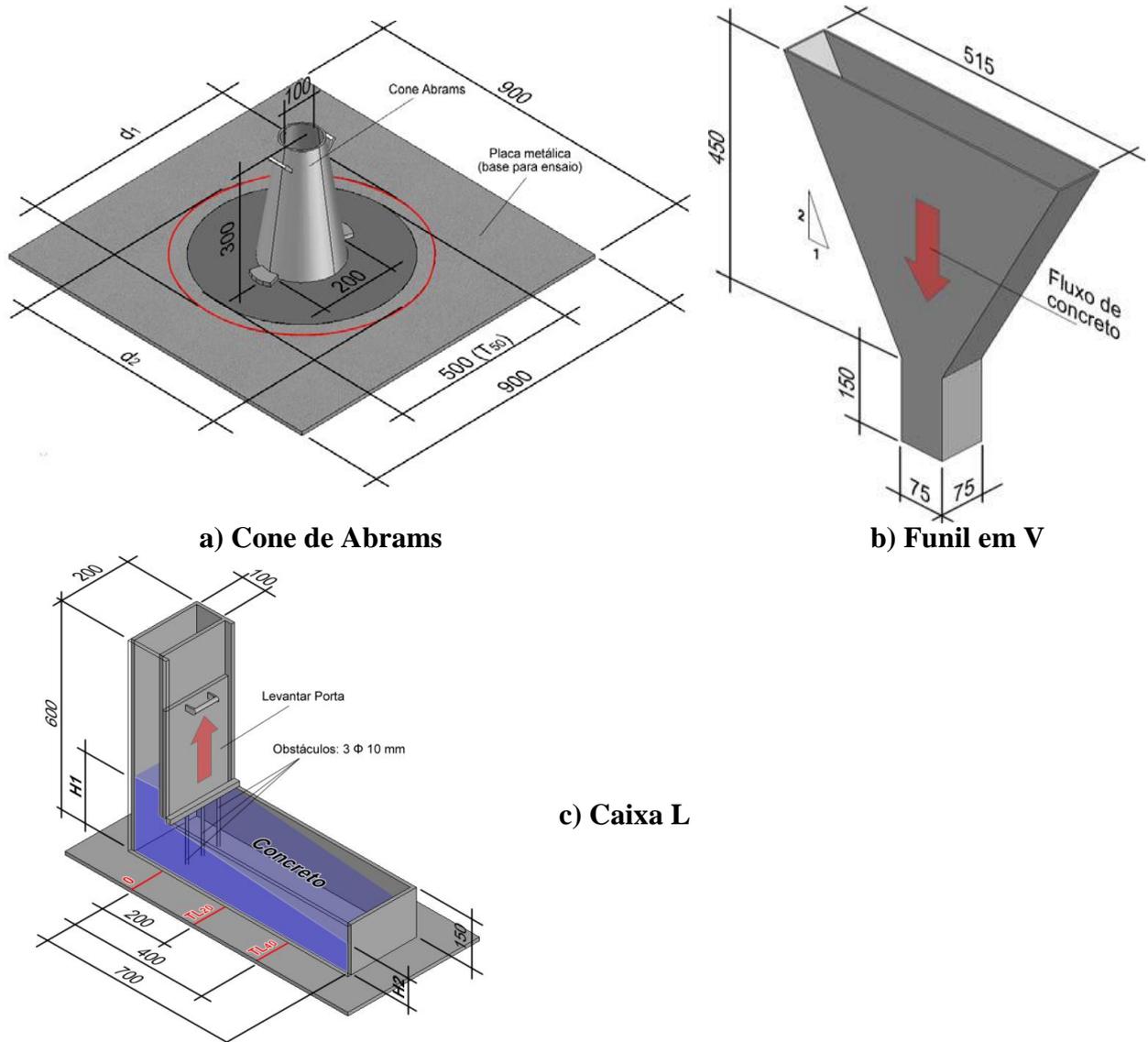


Figura 47 – Representação dos ensaios do concreto no estado fresco segundo ABNT NBR 15823:2010



a) Ensaio caixa L



b) Ensaio caixa L



c) Ensaio cone de Abrams



d) cone de Abrams



e) Ensaio funil V



f) Moldagem de corpos de provas

Figura 48 – Ensaio de caracterização do concreto no estado fresco

Tabela 7 – Resultados do ensaio de determinação da habilidade passante – Método Caixa L

Blocos	H1 (mm)	H2 (mm)	HP = H1/H2	Classe de habilidade passante
Monolítico	103	83	0,81	PL2
Rugoso	103	83	0,81	PL2
Liso	100	100	1,0	PL2

Notas:

H1: altura que o concreto permanece no início da caixa L

H2: altura que o concreto permanece na extremidade da caixa L

HP = H1/H2: razão entre as alturas da superfície do concreto

Tabela 8 – Resultados do ensaio de espalhamento e do tempo de escoamento – Método do Cone de Abrans

Blocos	SF (mm)	Classe de espalhamento
Monolítico	752	SF3
Rugoso	752	SF3
Liso	735	SF2

Notas:

SF: Média de espalhamento

Tabela 9 – Resultados do ensaio de viscosidade plástica – Método do Funil V

Blocos	T500 (s)	Classe de viscosidade plástica aparente
Monolítico	1,2	VS 1
Rugoso	1,2	VS 1
Liso	1,2	VS 1

Notas:

VS: Média de viscosidade plástica aparente

Para obter as propriedades mecânicas do concreto endurecido, realizaram-se ensaios de resistência à compressão de corpos de prova cilíndrico, resistência à tração por compressão diametral e ensaio de módulo de elasticidade. A Figura 49 a seguir ilustra a realização dos referidos ensaios.

As resistências médias à compressão e à tração do concreto utilizado na moldagem dos blocos, aos 28 dias, teve valores iguais a 44,5 MPa e 4,04 MPa respectivamente. O módulo de elasticidade foi igual a 31,2 GPa. Já para o microconcreto, as resistências médias à compressão e à tração foram 48,0 MPa e 4,2 MPa. O módulo de elasticidade aferido foi igual a 22,0 GPa.



a) Ensaio a compressão do concreto



b) Ensaio a compressão do concreto



c) Ensaio a tração



d) Ensaio a tração

Figura 49 – Ensaios de caracterização do concreto no estado endurecido

Tabela 10 – Resultados dos ensaios de resistência do concreto

Idade (dias)	f_{ck} – MPa	
	Compressão	Tração
4	24,11	3,06
7	27,50	3,42
15	34,80	3,44
20	39,50	4,10
47	52,74	4,21

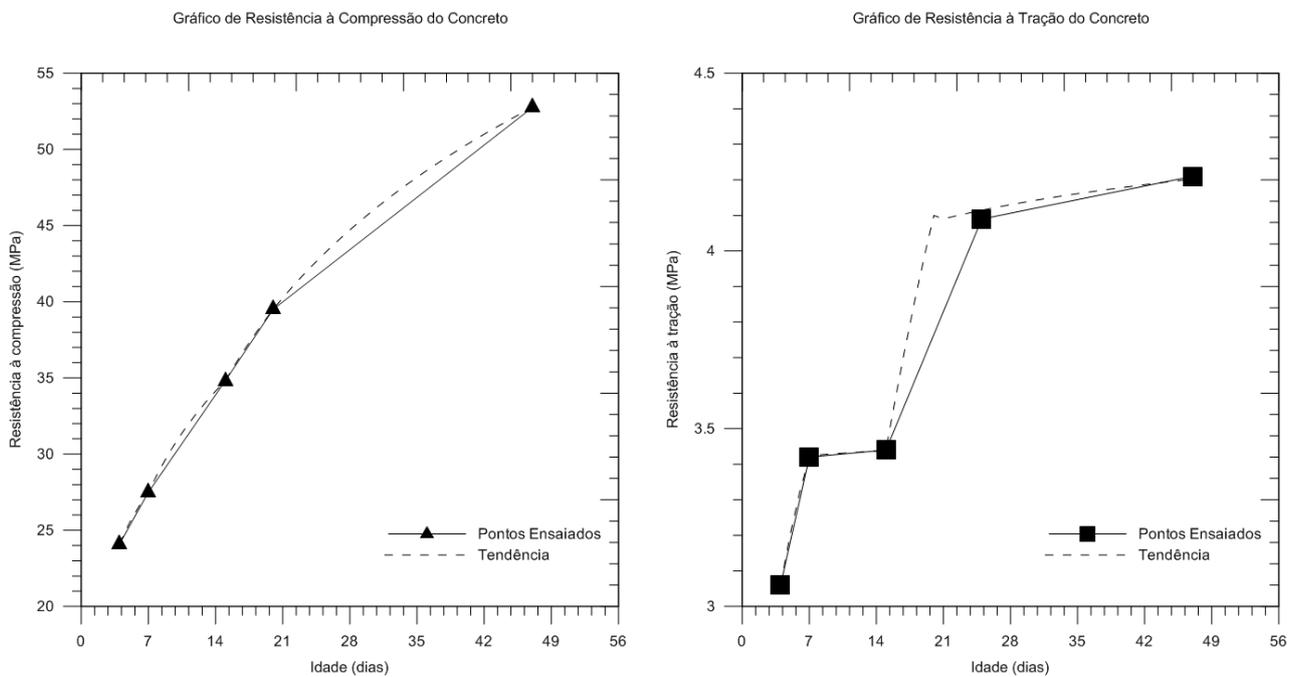


Figura 50 – Gráficos dos ensaios de resistência à compressão e tração do concreto utilizado

Como os modelos foram ensaiados em datas diferentes, para obtenção do f_{ck} correspondente à cada data de ensaio, utilizaram-se as curvas de tendência apresentadas nos gráficos acima expostos.

Para a resistência à compressão, a equação que representa a curva de tendência é dada por $f_{ck} = 11,612 \cdot \ln x + 5,8029$. Já para a resistência à tração, a equação que representa a curva de tendência foi dada por $f_{ctk} = 0,4935 \cdot \ln x + 2,395$. Em ambas equações, a variável

independente x refere-se à idade do ensaio, em dias. A tabela abaixo apresenta o f_{ck} e o f_{ctk} dos modelos obtidos nas datas dos ensaios:

Tabela 11 – Tabela do f_{ck} e f_{ctk} estimado dos modelos nas datas dos ensaios

Blocos	Data da Moldagem	Data do Ensaio	Idade (dias)	Resistência (MPa)	
				Compressão	Tração
Monolítico	04/07/13	26/07/13	23	42,21	3,94
Rugoso	04/07/13	27/07/13	24	42,71	3,96
Liso	04/07/13	25/07/13	22	41,70	3,92

3.4. EXECUÇÃO DOS MODELOS

A primeira parte da execução dos modelos, referente à concretagem dos blocos, foi executada no dia 04 de julho de 2013, iniciando às 11:30 horas e concluindo às 17:15 horas. Como o aglomerante e os agregados já haviam sido pesados e separados no laboratório, os mesmos foram sendo colocados na betoneira respeitando a seguinte ordem: parte da água, agregados graúdos, agregados miúdos, aglomerantes, sílica ativa, o restante da água, aditivo polifuncional e aditivo superplastificante.

Assim que finalizado o processo de mistura, foram feitos os ensaios das propriedades do concreto no estado fresco. Após a aferição e aprovação dessas propriedades, iniciou-se o lançamento do concreto, com a utilização de carrinho de mão, balde, colher de pedreiro, régua e desempenadeira para acabamento da superfície. Como o concreto foi auto-adensável, não se fez necessária utilização de vibrador mecânico.

Após a concretagem, iniciaram-se os procedimentos para uma boa cura dos modelos. Durante os sete primeiros dias, essa cura se deu por meio de aspersão de água associado à colocação de lona plástica sobre os mesmos, objetivando uma cura úmida com as peças ainda nas formas. A desforma das peças ocorreu no dia 08 de julho de 2013.

A segunda parte da execução dos modelos, referente à concretagem dos pilares pré-moldados, foi executada no dia 08 de julho de 2013. Para isso foi preparada a mistura recomendada pela fabricante do graute, adicionando-se a água na dosagem indicada e fazendo a mistura manual.

A terceira e última parte da execução dos modelos, referente à concretagem da ligação entre os elementos pré-moldados, foi executada no dia 11 de julho de 2013. Repetiu-se a etapa anterior para preparo da mistura. Os pilares foram posicionados sobre os respectivos blocos, com ajuda de cunhas de madeira, para garantir o prumo e a correta colocação.

As figuras 54 e 55 a seguir apresentam detalhes da execução dos modelos.



a) Aglomerante e agregados



b) Betoneira utilizada



c) Medição dos aditivos



d) Processo de mistura do concreto

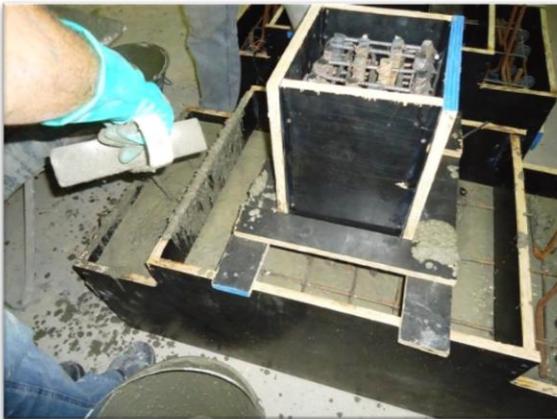
Figura 51 – Processo de fabricação do concreto



a) Concretagem do bloco liso



b) Concretagem do bloco liso



c) Concretagem do bloco monolítico



d) Concretagem do bloco rugoso



e) Pilar pré-moldado com parede



f) Modelos após a desforma

Figura 52 – Concretagem dos modelos; modelos após desforma

3.5. INSTRUMENTAÇÃO

Analisaram-se as deformações das barras de aço da armadura principal de tração do bloco (tirante), dos estribos horizontais e verticais. Os deslocamento relativos utilizados para a obtenção das deformações, foram feitas por meio de 9 extensômetros elétricos de resistência (EER), com bases iguais a 5,0 mm, da marca Excel Sensores. Os mesmos fora ligados ao aparelho de aquisição de dados Agilent 34970A. Todos os resultados obtidos durante os ensaios foram transmitidos para um computador e posteriormente analisados e elaborados os gráficos apresentados no capítulo 5.

Os locais definidos para a colagem dos extensômetros receberam tratamento adequado, iniciado logo após o término da montagem da armadura. Inicialmente, foi feita a regularização da superfície utilizando-se um esmeril. Em seguida foi utilizada lixa nº 200 para retirar as imperfeições deixadas; foram realizados então, limpeza com álcool isopropílico, seguida de um condicionador e de um neutralizador. Com a superfície regularizada e limpa os extensômetros foram colados utilizando-se cola “super bonder”. Para finalizar, fez-se a proteção dos extensômetros aplicando-se fita isolante.

Para medir os deslocamentos horizontais nos blocos, foram colocados 5 relógios comparadores.

As figuras 56 e 57 a seguir apresentam as posições onde foram instalados os extensômetros elétricos de resistências e os relógios comparadores.

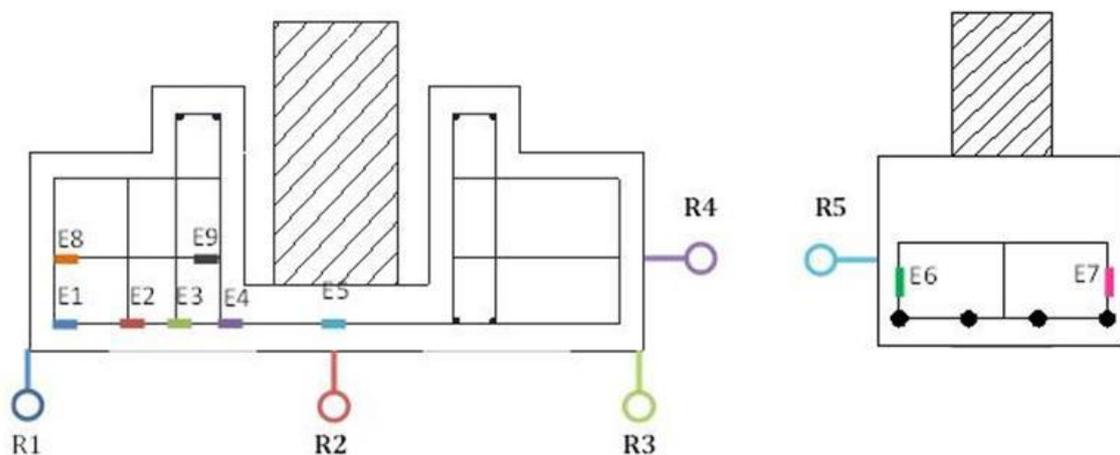


Figura 53 – Mapeamento das posições dos extensômetros elétricos de resistência e dos relógios comparadores nos blocos.



a) Colocação dos extensômetros



b) Armação com extensômetros



c) Armação com extensômetros posicionado



d) Relógios comparadores posicionados

Figura 54 – Instrumentação dos modelos

3.6. REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Os ensaios experimentais foram realizados nos laboratórios de Materiais de Construção e de Estruturas da Universidade Federal de Goiás, nos dias 25, 26 e 27 de julho de 2013. Foi utilizada prensa hidráulica, com capacidade de 3.000 kN e curso máximo de 1.000 mm. A intensidade das forças aplicadas foi medida pela leitora analógica da referida prensa. A estrutura de reação utilizada foi a base em concreto onde se encontra instalada a prensa. A Figura 5558 a seguir apresenta em maior detalhes a prensa.



a) Vista frontal da prensa



b) Vista lateral da prensa



c) Base da apoio móvel



d) Macaco mecânico para transporte

Figura 55 – Detalhes da prensa

A aplicação da força no topo do pilar ocorreu de forma constante, crescente e em passos de cargas divididos a cada 10 kN até a ruína dos modelos. Ao ser atingida cargas múltiplas de 10 kN procedeu-se às leituras dos extensômetros bem como dos relógios comparadores. Outro procedimento importante adotado foi à execução do panorama de fissuração dos blocos. A Figura 59 abaixo apresenta o esquema de ensaio utilizado. A Figura 560 apresenta o posicionamento do modelo para realização do ensaio.

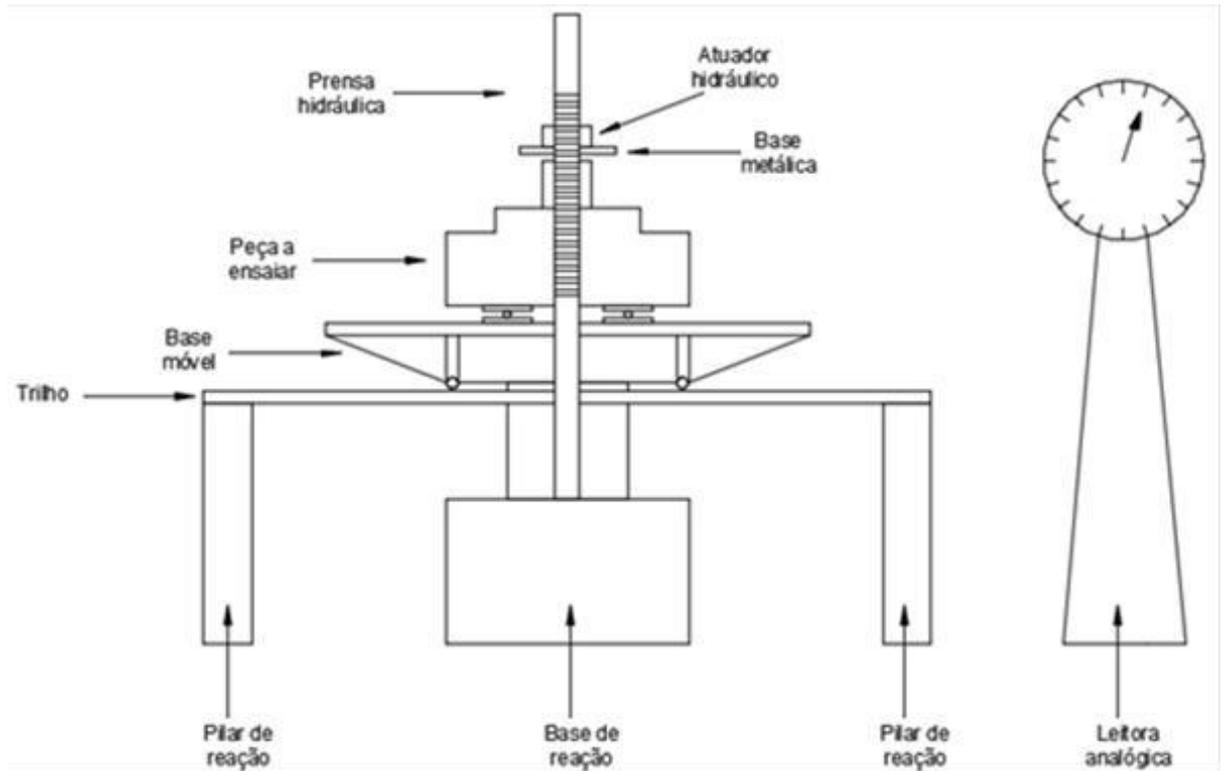


Figura 59 – Esquema do ensaio



Figura 60 – Modelo sendo posicionado para ensaio

CAPÍTULO 4 – SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com o intuito de melhor se compreender o comportamento estrutural dos modelos ensaiados experimentalmente, foram feitas simulações computacionais dos mesmos. Para esta análise, utilizou-se o programa de computador ANSYS® (ANalyser SYStem). O ANSYS® é um programa para análise não-linear de estruturas, desenvolvido pela empresa ANSYS, Inc e possui em sua biblioteca alguns métodos para discretização de elementos, entre eles, o método dos elementos finitos – MEF, utilizado neste trabalho. As não-linearidades física (materiais) e geométrica (blocos) foram consideradas. A fissuração do concreto e a armadura do bloco também foram levadas em consideração.

A princípio as geometrias dos modelos foram criadas através do programa de computador AutoCad® (Versão 2010) e, através da exportação dos desenhos em extensão .sat, foram importadas para o programa ANSYS®. Posteriormente, através do Programa de Simulação Computacional da empresa Eletrobrás Furnas, com a orientação do Eng. Civil Flávio Mamede P. Gomes, os estudos passaram a ser feitos considerando-se a criação de códigos de programação, conhecidos como APDL (ANSYS Parametric Design Language). A facilidade de se trabalhar através de códigos APDL se dá em função de arquivos reduzidos que são criados, além do ganho de velocidade nos estudos. Os códigos gerados nos estudos encontram-se no anexo B, deste trabalho.

Aproveitando a geometria simétrica dos modelos, com a finalidade de economia de tempo e esforço computacional para processamento dos mesmos, utilizou-se o recurso de simetria. Desta forma, apenas $\frac{1}{4}$ do elemento estrutural foi simulado.

4.2. ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

O elemento finito utilizado para modelagem dos elementos concreto e graute foi o SOLID65, cujas propriedades e funcionalidades são:

- é definido por oito nós, que possuem três graus de liberdade cada, correspondentes às translações nas direções x, y e z;

- reproduz o comportamento de deformações plásticas, fluência, fissuração na tração e esmagamento na compressão em três direções ortogonais, para valores que se encontrem acima dos respectivos valores limites indicados na configuração.

- após a fissuração, o módulo de elasticidade do concreto torna-se igual a zero na direção considerada. Após o esmagamento do concreto, o módulo de elasticidade do concreto torna-se igual a zero em todas as direções.

O elemento finito utilizado para modelagem dos elementos das barras de aço da armadura foi o LINK180, cujas propriedades são:

- é definido por dois nós, que possuem três graus de liberdade cada, correspondentes às translações nas direções x, y e z;

- reproduz o comportamento de deformações elástico-plásticas, escoamento à tração e tensão-compressão uniaxial.

Nos modelos, não foi considerado o fenômeno da aderência entre as barras de aço e o concreto. Apesar disso, os resultados das comparações entre resultados experimentais e numéricos mostraram-se satisfatórios.

A Figura 5661 a seguir apresenta os dois elementos finitos utilizados nas modelagens dos modelos.

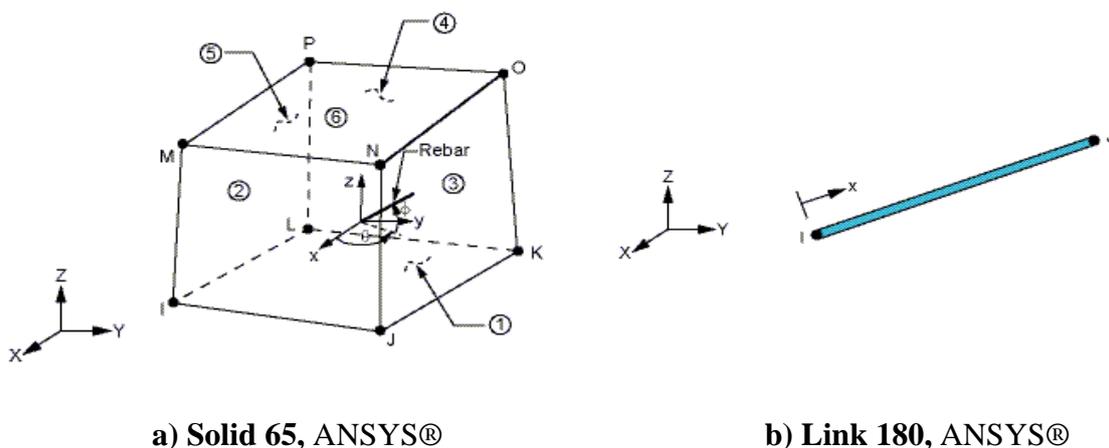


Figura 56 – Elementos finitos utilizados para modelagem dos modelos

4.3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

A simulação computacional do modelo do concreto armado o mais próximo do real é sempre um desafio para os pesquisadores da área. O concreto armado é um material quase frágil e possui diferentes comportamentos para compressão e tração (DELALIBERA, 2006).

Na compressão, a curva tensão *versus* deformação do concreto é elástica e linear até aproximadamente 30% da força última de compressão. Após esse ponto, o concreto perde rigidez e segue ganhando resistência até a força de ruptura. Depois disso, não há aumento da resistência sofrendo amolecimento. Na tração, a curva tensão *versus* deformação do concreto é aproximadamente elástica e linear até a tensão de tração máxima. Após esse ponto, o concreto fatura e sua resistência é nula (DELALIBERA, 2006).

Os parâmetros de entrada para configurar o elemento finito Solid 65 no ANSYS® são o módulo de elasticidade longitudinal do concreto - E_c , resistência última do concreto à compressão - F_c , e à tração - F_{ct} , coeficiente de Poisson - ν , e os coeficientes de transferência de cisalhamento tanto para fissuras abertas quanto para fissuras fechadas.

Para determinação destes parâmetros, foram utilizados os valores obtidos pelos ensaios de caracterização do concreto no estado endurecido (módulo de elasticidade longitudinal do concreto - E_c , resistência última do concreto à compressão - F_{ck} , e à tração - F_{ctk}). O coeficiente de Poisson - ν , adotado foi igual a 0,2 e os coeficientes de transferência de cisalhamento adotados foram iguais a 1 para as fissuras abertas e fechadas.

Foi utilizado o critério de ruptura Concrete fornecido pelo ANSYS®. O modelo é capaz de simular o comportamento do material concreto. Para a definição da superfície de ruptura se faz necessário apenas dois parâmetros: as resistências à compressão e tração últimas do concreto. O critério de ruptura Concrete é análogo ao critério de ruptura de Willam-Warnke.

O elemento finito Solid 65, permite que o fenômeno tension stiffening, que nada mais é, do que a rigidez residual do material entre fissuras seja considerada. Incorporam-se também ao modelo elementos de armadura, adequados para modelagem de estrutura de concreto armado. Em todas as análises numéricas o tension stiffening foi implementado (DELALIBERA, 2006).

Os parâmetros de entrada para configurar o elemento finito Link 180 no ANSYS® são o módulo de elasticidade do aço - E_s , coeficiente de Poisson - ν , resistência

característica ao escoamento e a área de aço referente às respectivas armaduras (tirante e estribos horizontais e verticais).

Para estes parâmetros, adotou-se comportamento elastoplástico perfeito, com módulo de elasticidade do aço - E_s igual a 210 GPa, coeficiente de Poisson - ν igual a 0,3 e a resistência característica ao escoamento igual a 500 MPa.

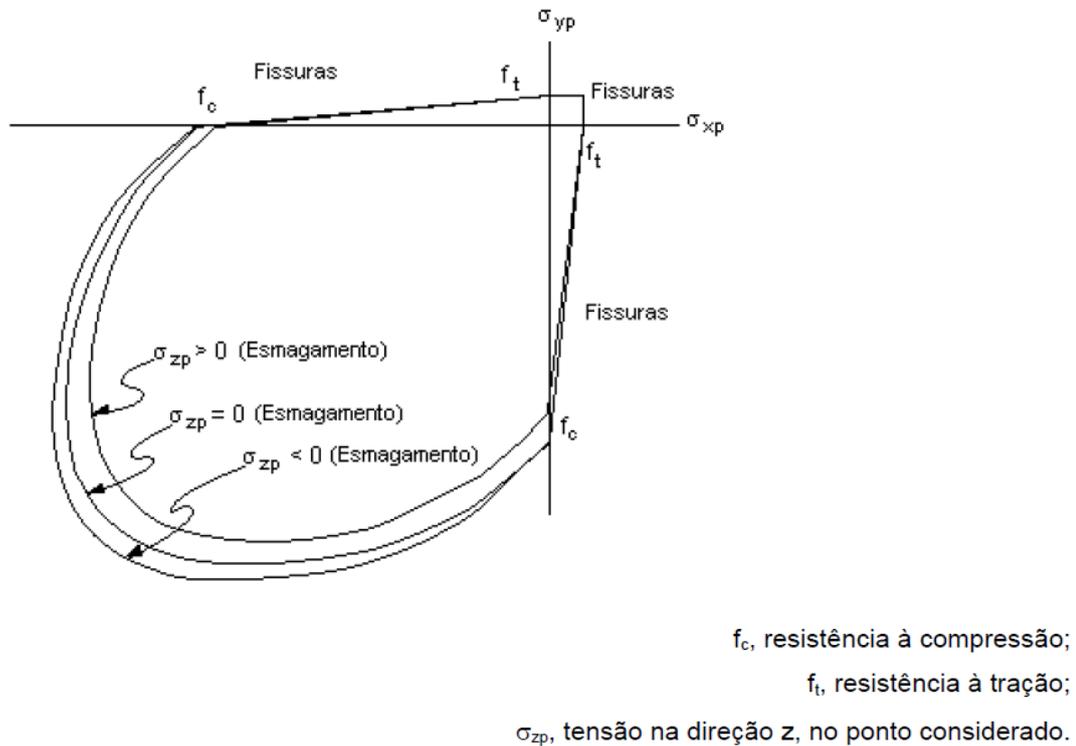


Figura 57 – Superfície de ruptura do elemento Solid 65, concrete - ANSYS®

4.4. APOIOS E APLICAÇÃO DA CARGA

Para modelar as chapas metálicas apoiadas sobre roletes, utilizou-se também o elemento link 180, com módulo de elasticidade do aço - E_s igual a 300 GPa e coeficiente de Poisson - ν igual a 0,3.

Nos apoios foram consideradas restrições horizontais (eixo x) e verticais (eixo y), e permitido a translação (eixo z) no centro da chapa metálica, simulando dessa forma o apoio em chapas metálicas apoiadas sobre os roletes, utilizados nos ensaios experimentais.

Como os ensaios experimentais foram realizados considerando a aplicação de força centrada, na simulações computacionais a aplicação da carga ocorreu diretamente nos nós

do topo do pilar, por meio de incrementos correspondentes aos passos de carga do ensaio experimental.

4.5. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Como o recobrimento utilizado na execução dos modelos foi adotado igual a 2,5 cm, o mesmo valor foi adotado como tamanho do elemento finito. Isto se deve à facilidade pra representação e construção dos elementos das armadura.

A tabela abaixo apresenta um resumo dos elementos, bem como, dos critérios utilizados na modelagem. As figuras 63 a 69 a seguir apresentam a malha de elementos finitos, bem como a armadura discretizada.

Tabela 12 – Resumo dos elementos e critérios utilizados na modelagem

Elemento estrutural	Elemento finito	Propriedades dos materiais	Informações adicionais
Pilar - concreto	Solid 65	$E_c = 22,0 \text{ GPa}$ $F_{ck} = 48,0 \text{ MPa}$ $F_{tk} = 4,20 \text{ MPa}$ $\nu = 0,2$	Comportamento plástico-concreto
Bloco monolítico - concreto	Solid 65	$E_c = 31,2 \text{ GPa}$ $F_{ck} = 42,21 \text{ MPa}$ $F_{tk} = 3,94 \text{ MPa}$ $\nu = 0,2$	Comportamento plástico-concreto
Bloco rugoso - concreto	Solid 65	$E_c = 31,2 \text{ GPa}$ $F_{ck} = 42,71 \text{ MPa}$ $F_{tk} = 3,96 \text{ MPa}$ $\nu = 0,2$	Comportamento plástico-concreto
Bloco liso - concreto	Solid 65	$E_c = 31,2 \text{ GPa}$ $F_{ck} = 41,70 \text{ MPa}$ $F_{tk} = 3,92 \text{ MPa}$ $\nu = 0,2$	Comportamento plástico-concreto
Graute	Solid 65	$E_c = 22,0 \text{ GPa}$ $F_{ck} = 48,0 \text{ MPa}$ $F_{tk} = 4,20 \text{ MPa}$ $\nu = 0,2$	Comportamento plástico-concreto
Apoio	Link 180	$E_s = 300,0 \text{ GPa}$ $\nu = 0,3$	Comportamento elastoplástico perfeito
Armaduras	Link 180	$E_s = 210,0 \text{ GPa}$ $\nu = 0,3$ $F_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$	Comportamento elastoplástico perfeito

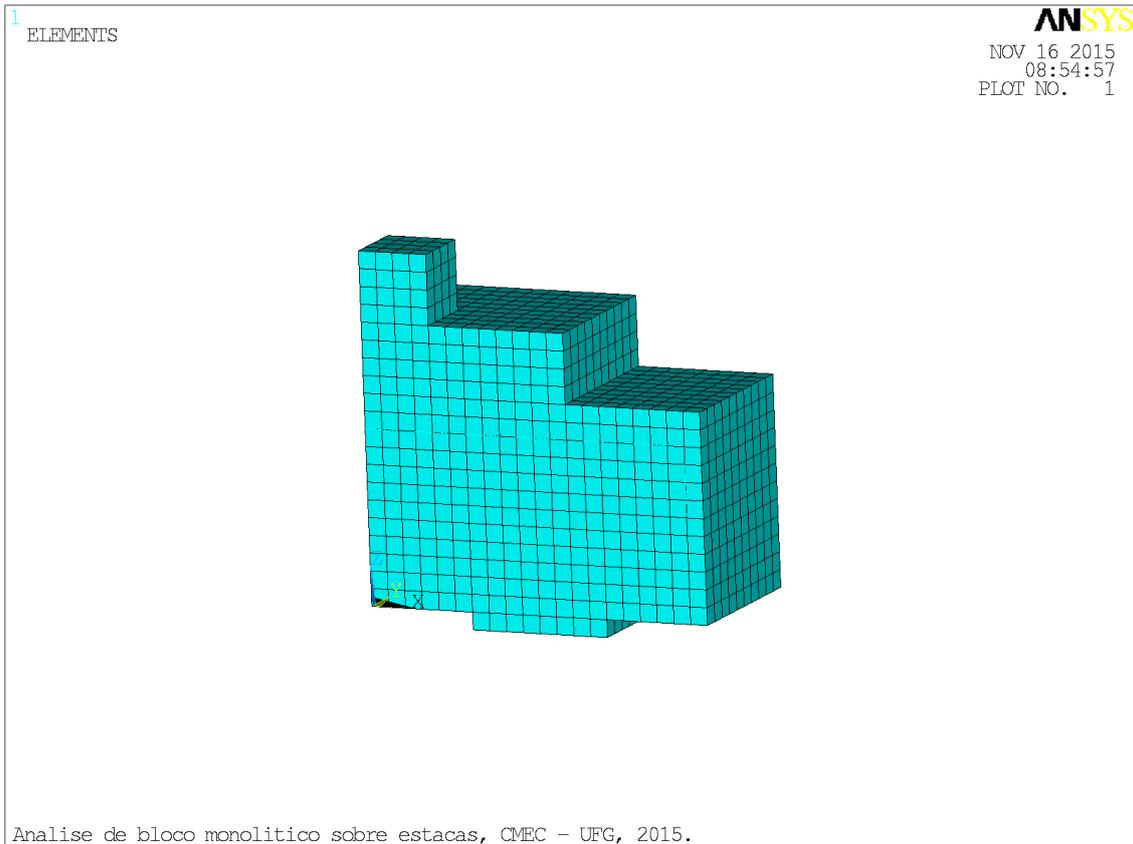


Figura 58 – Malha de elementos finitos (modelado ¼ do modelo) – Bloco monolítico

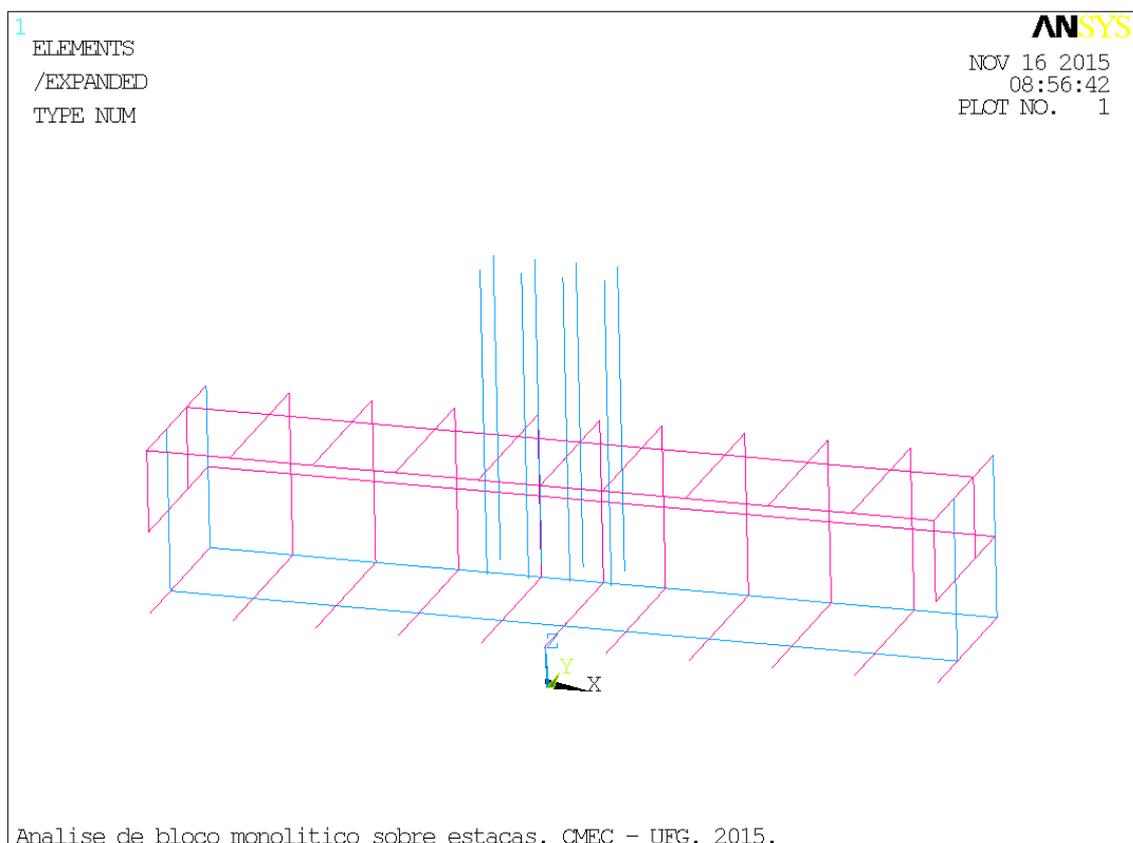


Figura 59 – Armadura discretizada – Bloco monolítico

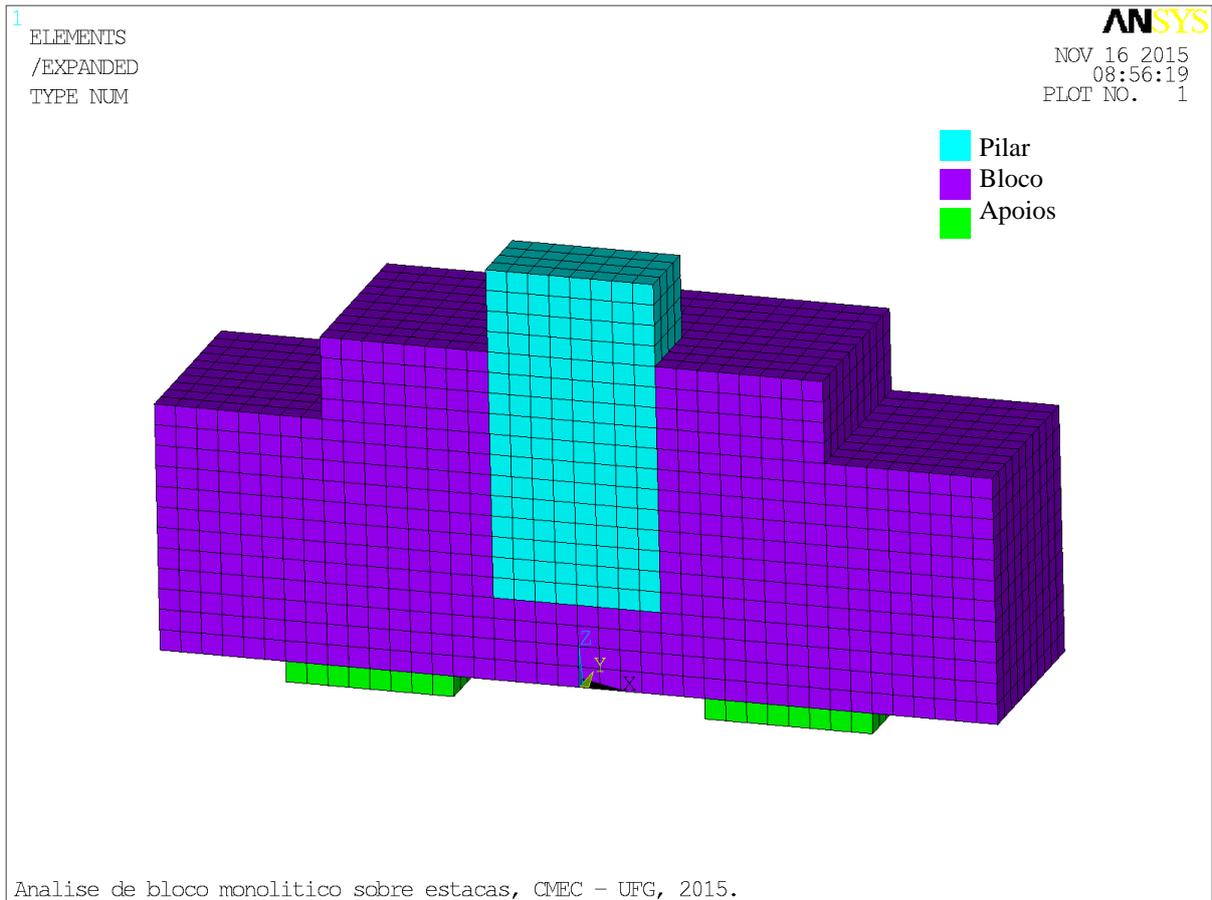


Figura 615 – Elementos utilizados para modelagem – Bloco monolítico

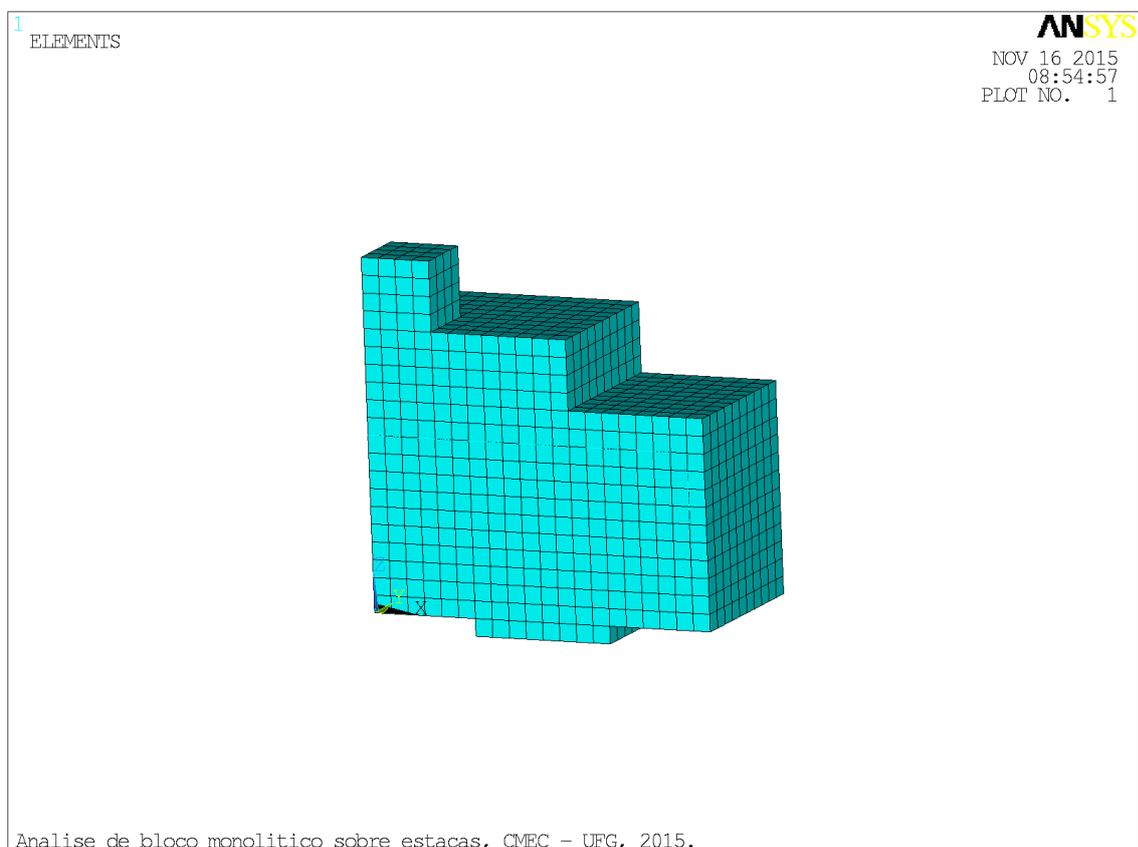


Figura 606 – Malha de elementos finitos (modelado ¼ do modelo) – Blocos lisos e rugoso

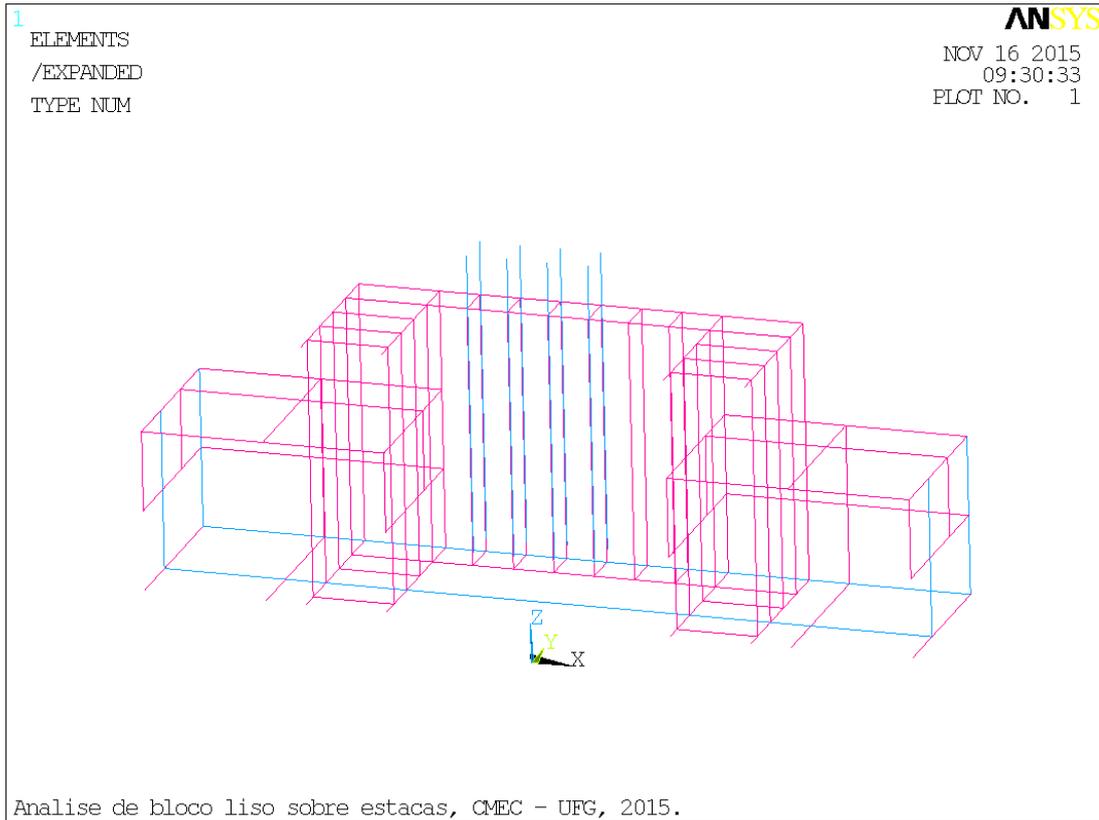


Figura 637 – Armadura discretizada – Blocos liso e rugoso

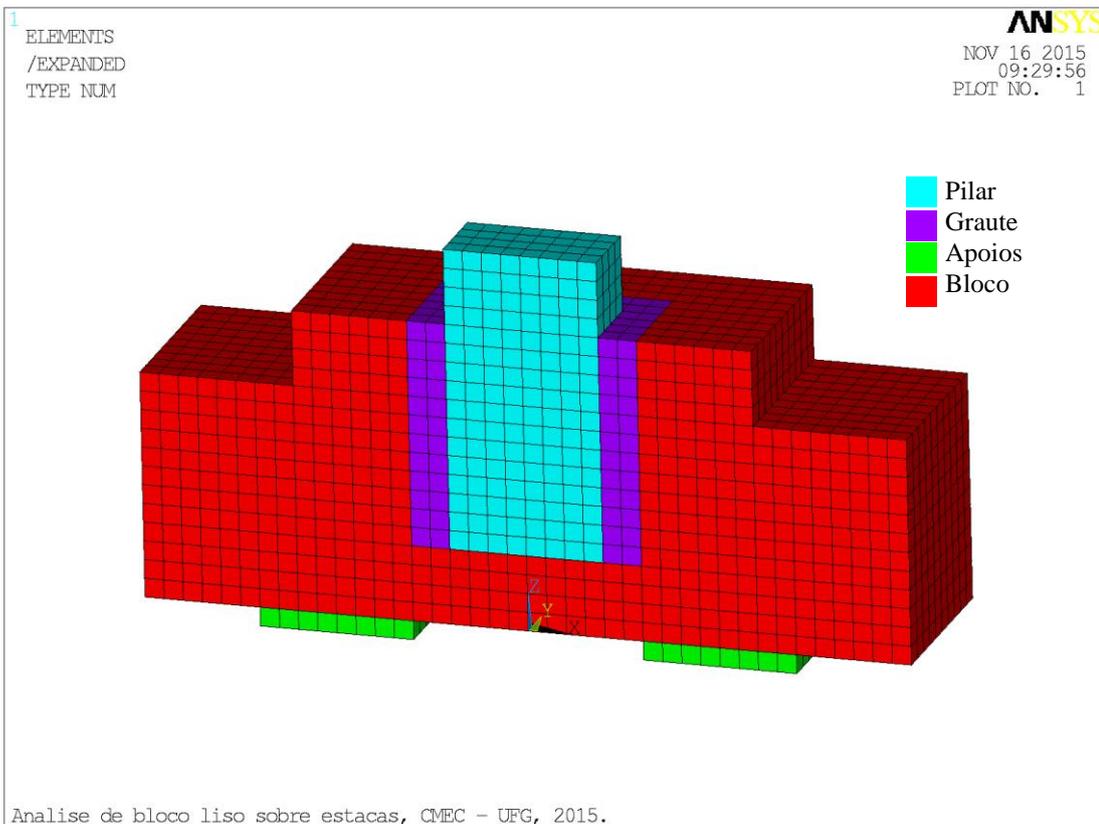


Figura 628 – Elementos utilizados para modelagem – Blocos liso e rugoso

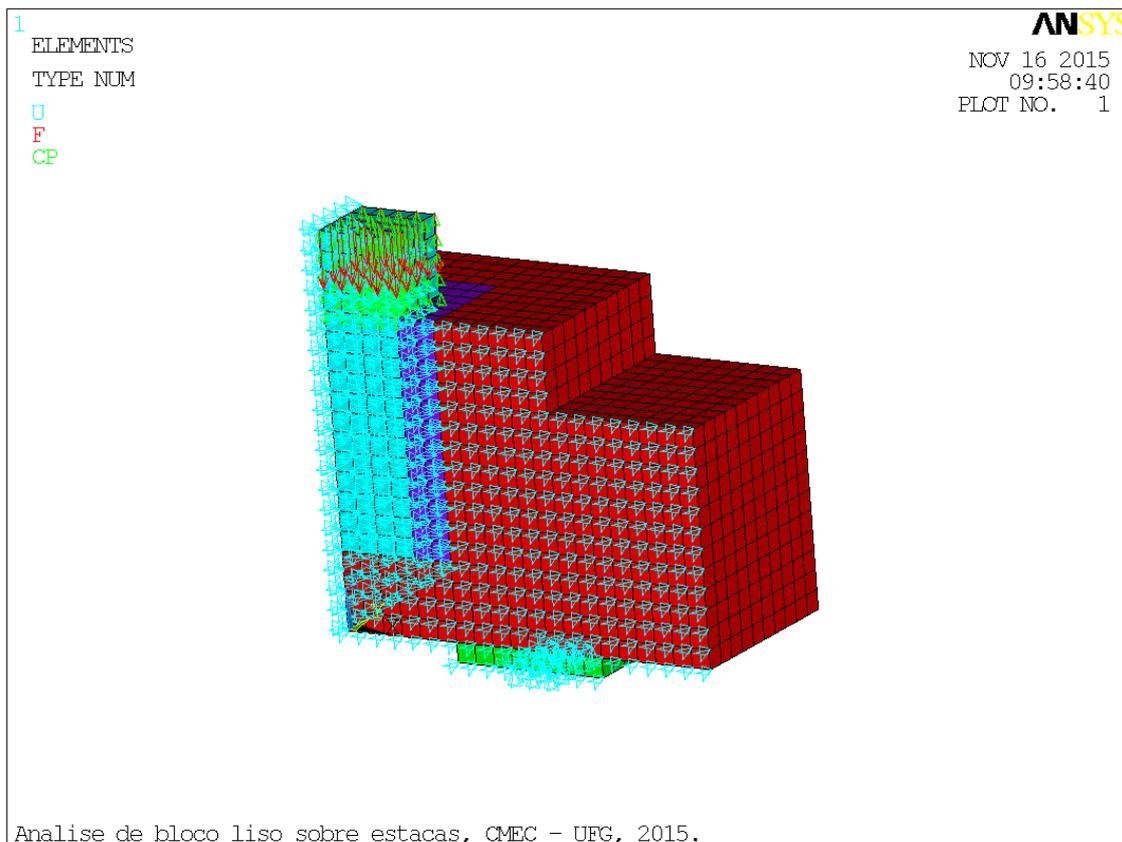


Figura 64 – Restrições de apoio e aplicação da carga no pilar

Para representar o atrito entre as paredes do cálice e o material de preenchimento (graute) e o material de preenchimento (graute) e as faces do pilar pré-moldados, utilizaram-se elementos de contato, definindo-se superfícies de contato entre os materiais (superfície de contato e superfície alvo). As superfícies de contato entre os materiais foram representadas por dois elementos finitos, denominado “par de contato”. Para a superfície de contato, utilizou-se o elemento finito Conta 173 e para a superfície alvo, utilizou-se o elemento finito Targe 170. Esses elementos possuem três graus de liberdade em cada nó e as propriedades geométricas são as mesmas das faces dos elementos sólidos aos quais estão ligados, podendo ter geometria triangular ou quadrangular. A abaixo a Figura 65 apresenta os pares de contato (elemento Contact 173 e Target 170).

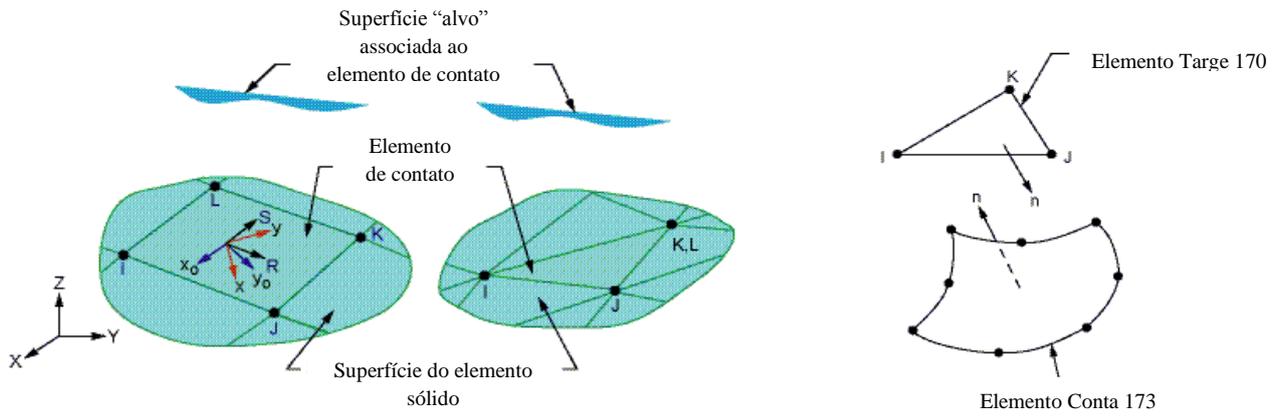


Figura 65 – Elementos para simulação do atrito: Conta 173 e Targe 170 - ANSYS®

CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

O modelo do bloco monolítico, tomado como referência, apresentou a maior capacidade portante, se comparado com os modelos dos blocos pré-moldados. O modelo do bloco pré-moldado, com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentou desempenho melhor do que o modelo com a conformação lisa; porém ainda aquém ao modelo monolítico.

A força última que suportou o modelo de bloco monolítico foi igual a 2.150,00 kN, enquanto que o bloco com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar suportou uma força última igual a 1.420,00 kN, ou seja, um desempenho correspondente a 66% se comparado com o modelo monolítico. Já o bloco com a conformação lisa das paredes do cálice e do pilar suportou uma força última igual a 780,00 kN, obtendo um desempenho correspondente a 36% quando comparado ao modelo monolítico.

Da mesma forma o modelo do bloco com a conformação lisa das paredes do cálice e do pilar apresentou desempenho igual a 55%, quando comparado ao modelo do bloco com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar.

O modelo do bloco monolítico, bem como o bloco pré-moldado com parede rugosa tiveram rupturas caracterizadas pela ruptura à tração do concreto da biela, seguida do esmagamento do concreto das mesmas. Verificou-se também que ocorreu escoamento das barras de aço da armadura principal de tração para o modelo com conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar pré-moldado. Já o modelo do bloco pré-moldado com parede lisa apresentou ruptura frágil, indicando punção da laje de fundo do bloco, próximo às estacas. Tal fato é explicado, pois a falta de aderência entre as paredes do cálice e do pilar fez com que a parcela da força aplicada no pilar migrasse diretamente para a laje e não formando as bielas.

Na Tabela 13 a seguir apresenta-se uma relação entre as forças últimas resistidas pelos blocos e realizou-se uma comparação entre os mesmos, tomando como referência o bloco monolítico.

Tabela 13 – Forças últimas dos blocos ensaiados

Bloco	F_u (kN)	$F_u / F_{u,Monolítico}$
Monolítico	2150	1
Rugoso	1420	0,66
Liso	780	0,36

Os blocos sobre estacas ensaiados foram projetados utilizando-se as recomendações de Blévoit e Frémy (1967), considerando-se que as bielas se formassem junto à interface do pilar com o bloco e junto à interface da estaca com o bloco. Desta forma, verificaram-se as tensões junto às zonas nodais inferior e superior, por meio do modelo dos pesquisadores franceses e por meio das recomendações da ABNT NBR 6118:2014. Tais análises são apresentadas por meio da Tabela 14 a seguir. Para o cálculo das tensões limites, desprezaram-se os coeficientes de majoração das ações e o de minoração do material concreto.

Tabela 14 – Tensões nas zonas nodais inferior e superior dos blocos

Blocos	$\sigma_{b,estaca}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{b,pilar}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{lim,estaca,Blévoit}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{lim,estaca,NBR}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{lim,pilar,Blévoit}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{lim,pilar,NBR}$ (kN/cm ²)
Monolítico	3,36	6,72	4,45	2,20	6,23	3,11
Rugoso	2,22	4,44	4,45	2,20	6,23	3,11
Liso	1,22	2,44	4,45	2,20	6,23	3,11

Notas:

$\sigma_{b,estaca}$, tensão na biela junto à zona nodal inferior;

$\sigma_{b,pilar}$, tensão na biela junto à zona nodal superior;

$\sigma_{lim,estaca,Blévoit}$, tensão limite pelo modelo de Blévoit & Frémy, $\sigma_{lim,estaca,Blévoit} = f_{ck}$;

$\sigma_{lim,estaca,NBR}$, tensão limite pelo modelo da NBR 6118:2014, $\sigma_{lim,estaca,NBR} = 0,6 \cdot \alpha_v \cdot f_{ck}$;

$\sigma_{lim,pilar,Blévoit}$, tensão limite pelo modelo de Blévoit & Frémy, $\sigma_{lim,pilar,Blévoit} = 1,4 \cdot f_{ck}$;

$\sigma_{lim,estaca,NBR}$, tensão limite pelo modelo da NBR 6118:2014, $\sigma_{lim,estaca,NBR} = 0,85 \cdot \alpha_v \cdot f_{ck}$.

Na Tabela 15 fazem-se relações entre os valores das tensões efetivas nos bloco com as tensões limites. Observa-se, por meio da mesma, que a ruptura do modelo monolítico se dá por da ruptura à tração do concreto na biela junto ao pilar (tração diagonal) seguindo do esmagamento do concreto nesta mesma região e observam-se os valores das deformações das

barras de aço da armadura principal de tração, na região de meio de vão do tirante (conforme indicado na figura 74). Verifica-se também, que os valores limites de tensões estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014 são conservadores, pois, junto à zona nodal superior, não é considerado o efeito biaxial do concreto comprimido.

Tabela 15 – Relações entre as tensões nodais

Blocos	$\sigma_{b,estaca}/\sigma_{lim,estaca,Blévt}$	$\sigma_{b,pilar}/\sigma_{lim,pilar,Blévt}$	$\sigma_{b,estaca}/\sigma_{lim,estaca,NBR}$	$\sigma_{b,pilar}/\sigma_{lim,pilar,NBR}$
Monolítico	0,76	1,08	1,53	2,16
Rugoso	0,50	0,71	1,00	1,43
Liso	0,27	0,39	0,55	0,78

Nos blocos para pilares pré-moldados ensaiados experimentalmente neste trabalho, o modelo de Blévt e Frémy (1967) que sugere que a formação da biela se inicie junto à interface pilar/bloco não foi adequado. Tomando como referência o modelo monolítico e os valores limites de tensões estabelecidos por Blévt e Frémy (1967), pela ABNT NBR 6118:2014, e as forças últimas resistidas por cada modelo, determinaram-se as inclinações teóricas das bielas e suas respectivas alturas úteis e as compararam com os resultados experimentais. Tais resultados estão apresentados por meio da Tabela 16 e da Figura 66 que se seguem.

Tabela 16 – Inclinação das bielas, em função das forças

Blocos	$\theta_{Blévt}$ (°)	$\theta_{NBR\ 6118:2014}$ (°)	$h_{Blévt}$ (cm)	h_{NBR} (cm)	θ_{Exper} (°)	h_{Exper} (cm)
Monolítico	60,23	60,23	40,00	40,00	47,00	39,00
Rugoso	39,17	64,07	21,30	46,13	42,00	25,86
Liso	27,91	52,36	15,60	22,90	-	9,80

Notas:

$\theta_{Blévt}$, ângulo de inclinação da biela, utilizando-se as recomendações de Blévt & Frémy;
 $\theta_{NBR\ 6118:2014}$, ângulo de inclinação da biela, utilizando-se as recomendações da ABNT NBR 6118:2014;
 $h_{Blévt}$, altura total do bloco, utilizando-se as recomendações de Blévt & Frémy;
 h_{NBR} , altura total do bloco, utilizando-se as recomendações da ABNT NBR 6118:2014;
 θ_{Exper} , ângulo de inclinação da biela, obtida experimentalmente;
 h_{Exper} , altura do bloco, obtida experimentalmente.



Figura 66 – Blocos ensaiados experimentalmente – identificação do ângulo de inclinação das bielas

Por meio da Tabela 15, constata-se que os valores experimentais, quando comparadas com os valores teóricos são relativamente representativos para os modelos monolítico e rugoso, quando se utiliza as recomendações de Blévoit e Frémy (1967). Ao se analisar os valores obtidos, quando se utilizou os critérios a ABNT NBR 6118:2014, constatou-se que os blocos deveriam ter maior rigidez para que fossem satisfeitas as condições de seguranças nodais.

Com relação às forças nos tirantes, verificou-se uma redução significativa quando as barras da armadura principal de tração, atravessar a região nodal inferior, junto à estaca. Tal redução se dá pelo efeito favorável da biela, que aumenta a força de atrito na interface barras de aço e concreto daquela região. A Tabela 17 a seguir mostra estes resultados.

Tabela 17 – Forças nas barras de aço da armadura principal de tração

Blocos	R_{sty} (kN)	$R_{st,5}$ (kN)	$R_{st,3}$ (kN)	$R_{sty}/R_{st,5}$	$R_{st3}/R_{st,5}$	Situação
Monolítico	449,57	346,93	238,30	1,89	0,69	Não Escoou
Rugoso	449,57	449,57	162,42	1,0	0,36	Escoou
Liso	449,7	217,00	42,88	2,07	0,20	Não Escoou

Notas:

R_{sty} , força de tração na armadura principal de tração, relativa ao escoamento das barras de aço;

$R_{st,5}$, força de tração na armadura principal de tração, medida na posição 5 (ver Figura 53);

$R_{st,3}$, força de tração na armadura principal de tração, medida na posição 3 (ver Figura 53).

Os resultados apresentados nesta Tabela 17, corroboram com os resultados obtidos por Adebar et al. (1990), Delalibera e Giongo (2008), Barros e Giongo (2013) e Delalibera e Giongo (2013).

Observando-se o mapa de fissuração dos modelos, que foi elaborado durante a execução dos ensaios, constata-se que tanto o modelo monolítico bem como o pré-moldado com interface rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentaram, em suas laterais, fissuras inclinadas que surgiram do pilar e estendiam-se até às estacas, na face inferior dos modelos (formação das bielas de compressão). Este fato indica a existência de flexo-compressão junto às estacas, fenômeno este que ocorre em blocos classificados como rígidos pela ABNT NBR 6118:2014. As figuras 72, 73 e 74 apresentam o mapa de fissuração dos modelos.

Dessa forma, o modelo pré-moldado com interface rugosa das paredes do cálice e do pilar teve comportamento próximo do monolítico. Portanto pode-se afirmar que a rugosidade conferiu ao modelo, maior capacidade resistente em função do atrito existente entre o pilar e o cálice.



Figura 67 – Bloco monolítico após a ruptura: formação das bielas de compressão identificadas pelo mapa de fissuração

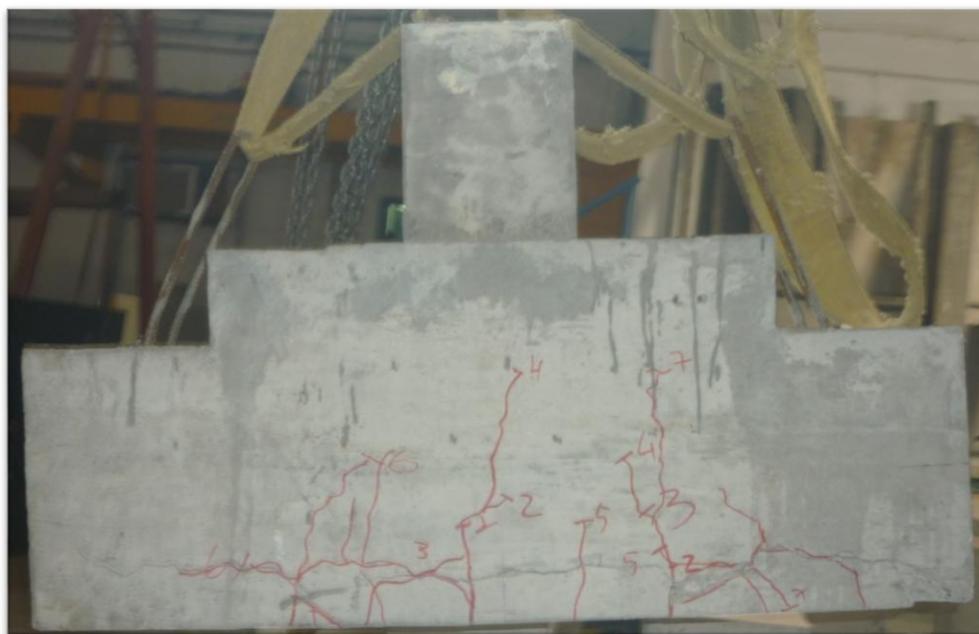


Figura 69 – Bloco com conformedo rugosa do pilar e do cálice após a ruptura: formação das bielas de compressão identificadas pelo mapa de fissuração

Já o mapa de fissuração do modelo pré-moldado com interface lisa das paredes do cálice e do pilar apresenta fissuras típicas de elementos com punção, além do escorregamento da armadura. As fissuras ocorreram predominantemente na horizontal, na base do bloco, evidenciando a falta de atrito na interface cálice pilar pré-moldado.



Figura 68 – Bloco com conformedo lisa do pilar e do cálice após a ruptura: não foi observada a formação de bielas de compressão

Os gráficos 1 e 2 abaixo apresentam as deformações no tirante principal de tração para as forças aonde ocorreram o surgimento da primeira fissura e a ruptura, dos modelos de bloco monolítico e rugoso. Observa-se por estes gráficos que a armadura principal de tração não atingiu o valor da deformação de escoamento para o bloco monolítico. Já para a armadura principal de tração para o bloco rugoso, o valor da deformação de escoamento foi atingido.

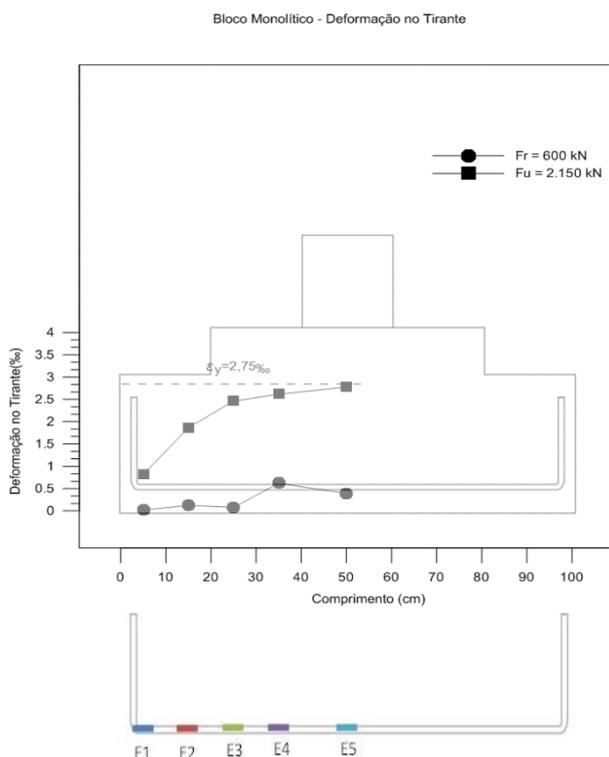


Gráfico 1 - Deformação no tirante principal de tração - bloco monolítico: força 1ª fissura e força última

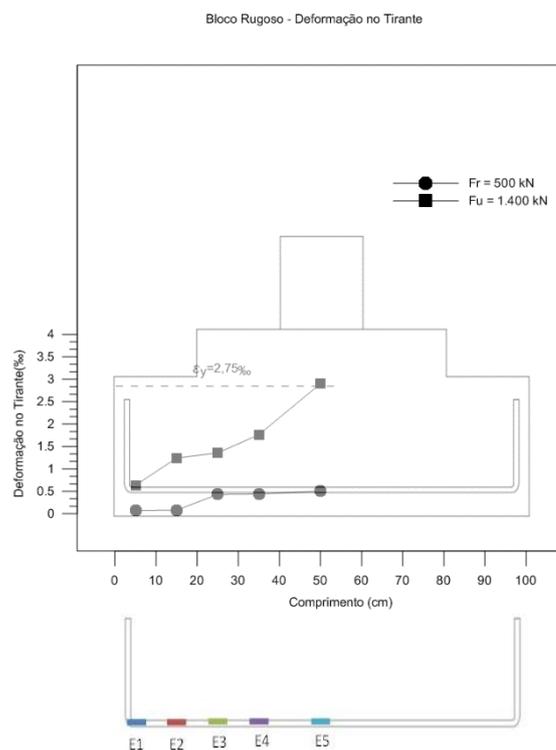


Gráfico 2 - Deformação no tirante principal de tração - bloco Rugoso força 1ª fissura e força última

O gráfico 3 abaixo apresenta a deformação no tirante principal de tração para a força onde ocorreu o surgimento da primeira fissura e para a força de ruptura, do modelo de bloco liso. Observa-se por este gráfico que a armadura principal de tração não atingiu o valor da deformação de escoamento.

É possível constatar, pelos gráficos 1, 2 e 3, que supor constante a tensão ao longo do tirante é equivocado, uma vez que a tensão diminui nas extremidades da armadura e as deformações são próximos de zero.

O gráfico 4 apresenta um comparativo da armadura principal de tração, na posição do extensômetro 5 (no meio do vão dos blocos). Observa-se por este gráfico que os modelos de blocos monolítico e rugoso tiveram comportamento dúctil. Observa-se que a armadura principal de tração do modelo de bloco liso não atingiu o valor da deformação de escoamento, uma vez que o mesmo apresentou ruptura por punção.

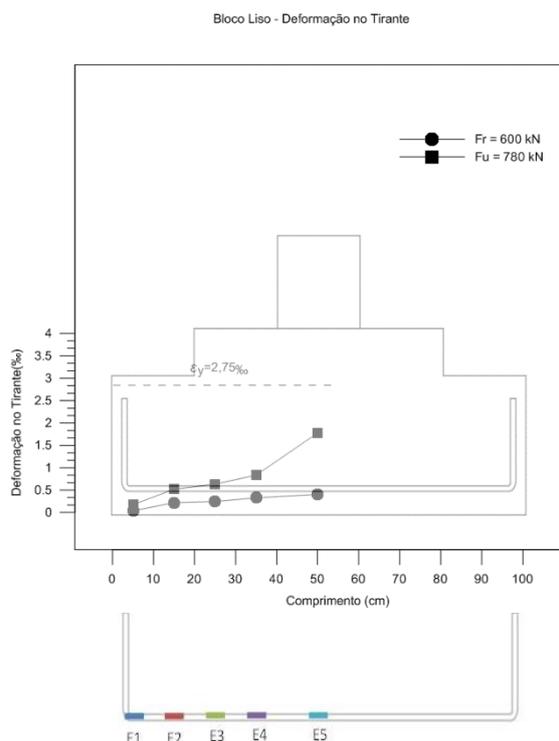


Gráfico 3 - Deformação no tirante principal de tração - bloco liso: força 1ª fissura vs força última

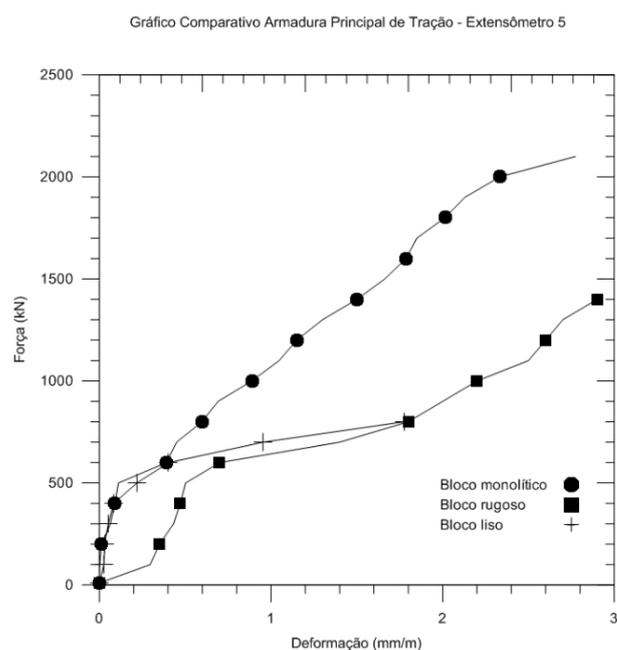


Gráfico 4 – Curva força *versus* deformação do tirante dos blocos – Extensômetro 5

Analisando ainda os tirantes principais de tração dos modelos, os gráficos 5 a 11 abaixo apresentam as curvas força *versus* deformação. É possível observar novamente a evolução das deformações nos tirantes no sentido das estacas para o meio do vão. Os extensômetros localizados no meio dos vãos apresentaram os maiores valores de deformação.

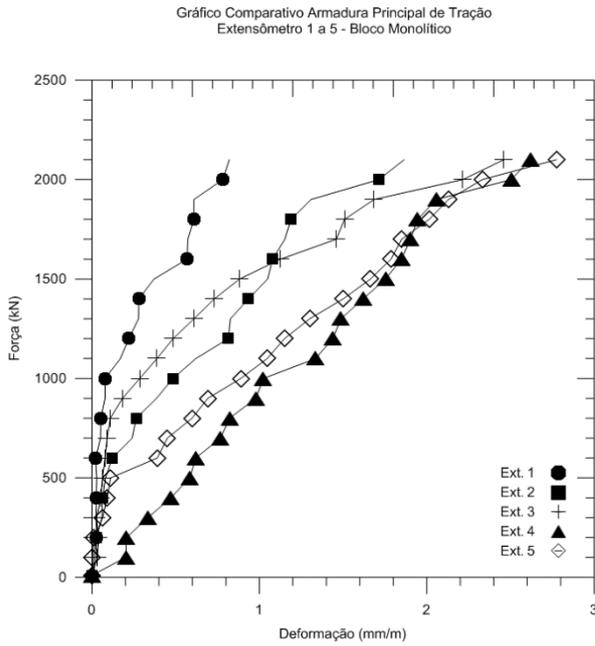


Gráfico 5 – Curva força *versus* deformação do tirante do bloco monolítico – Extensômetro 1 a 5

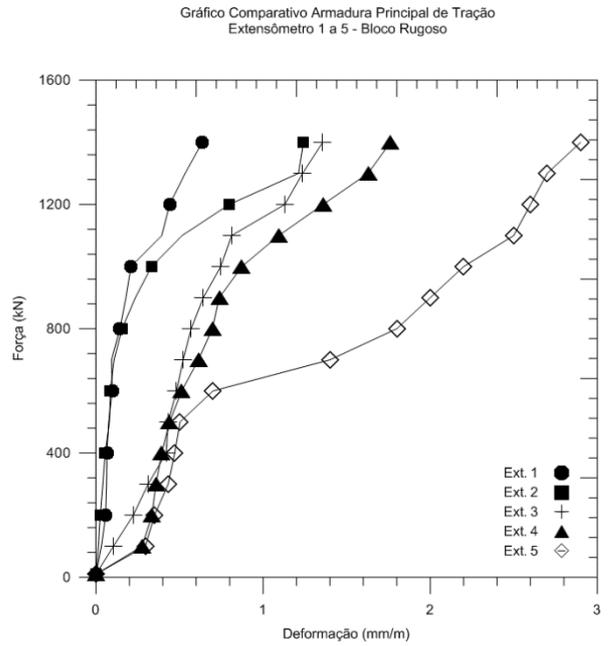


Gráfico 6 – Curva força *versus* deformação do tirante do bloco rugoso – Extensômetro 1 a 5

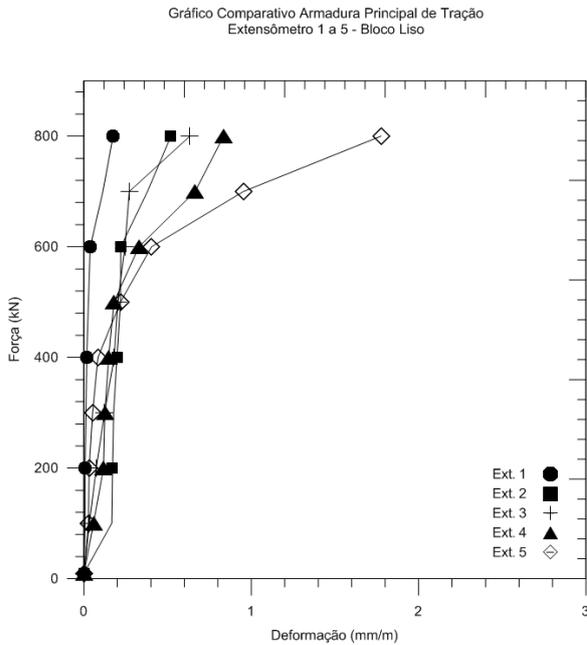


Gráfico 7 – Curva força *versus* deformação do tirante do bloco liso – Extensômetro 1 a 5

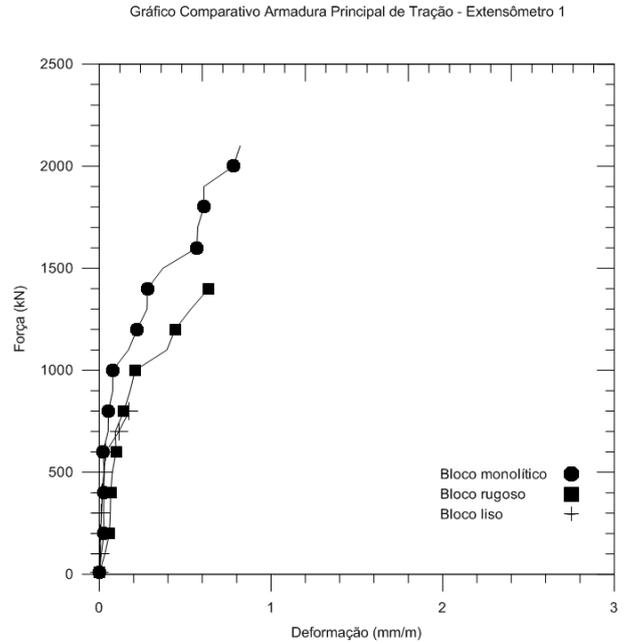


Gráfico 8 – Curva força *versus* deformação do tirante dos blocos – Extensômetro 1

Gráfico Comparativo Armadura Principal de Tração - Extensômetro 2

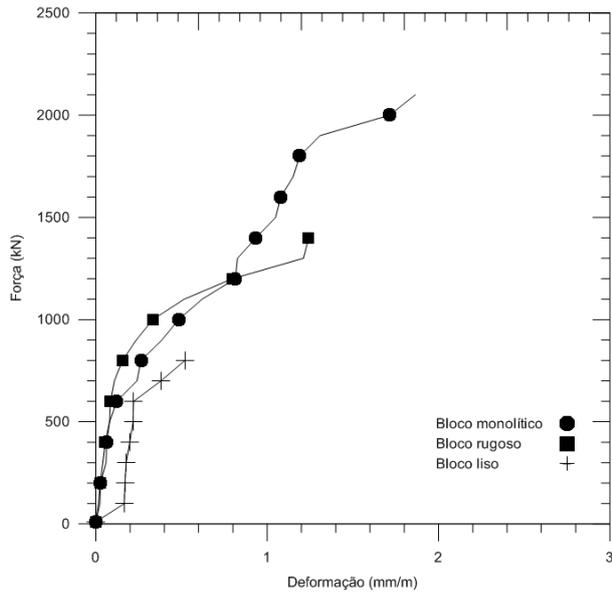


Gráfico 9 – Curva força *versus* deformação do tirante dos blocos – Extensômetro 2

Gráfico Comparativo Armadura Principal de Tração - Extensômetro 3

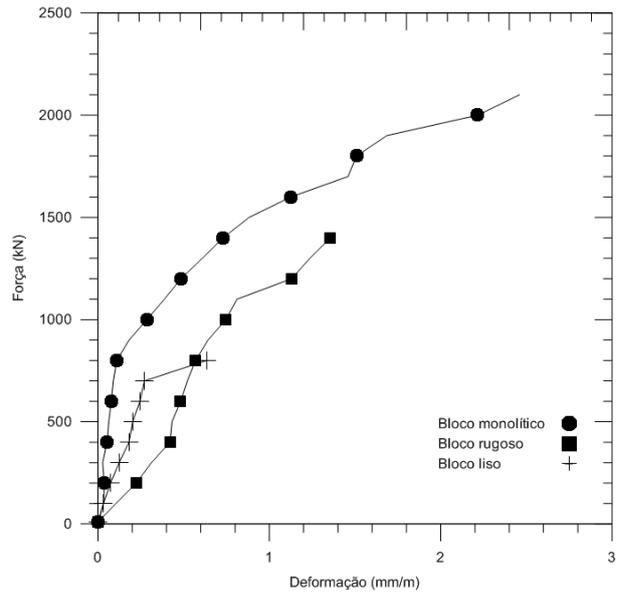


Gráfico 10 – Curva força *versus* deformação do tirante dos blocos – Extensômetro 3

Gráfico Comparativo Armadura Principal de Tração - Extensômetro 4

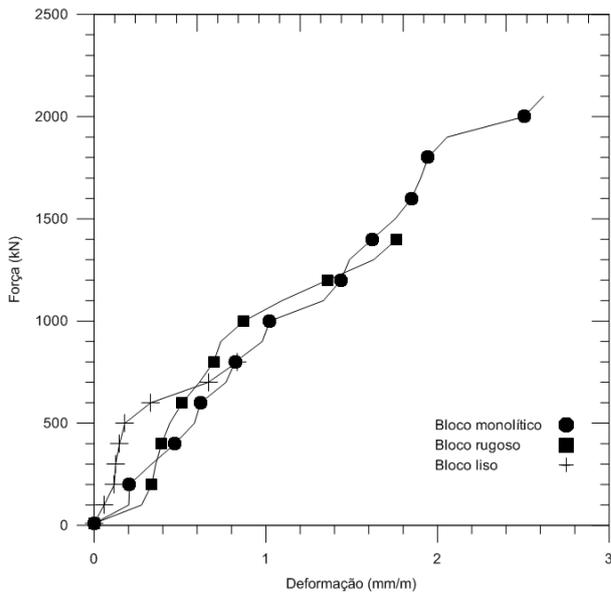


Gráfico 11 – Curva força *versus* deformação do tirante dos blocos – Extensômetro 3

Com relação às armaduras complementares (estribos horizontais e verticais) os gráficos 12 a 21 abaixo apresentam as curvas força *versus* deformação dos extensômetros 6 a 9. Através destes gráficos é possível observar que estas armaduras não atingiram o valor da deformação de escoamento, além de serem muito pequenas, comprovando que as mesmas não contribuíram na capacidade portante do bloco. Suas contribuições se restringem apenas à limitação das aberturas de fissuras e de eventuais esforços solicitantes adicionais provocados por excentricidades acidentais.

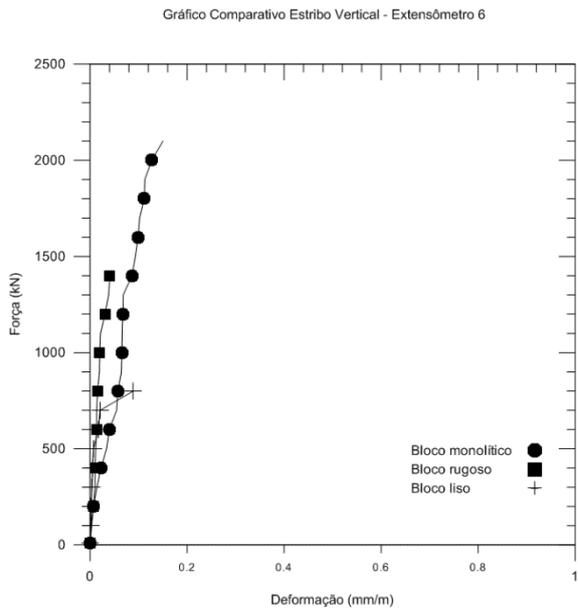


Gráfico 12 – Curva força *versus* deformação do estribo vertical – Extensômetro 6

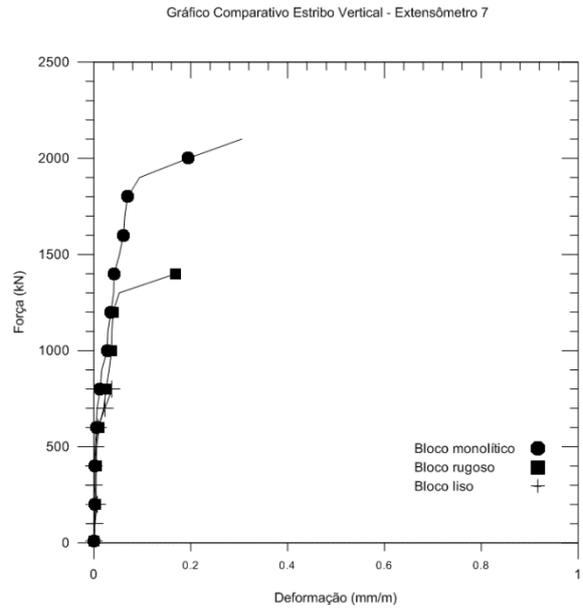


Gráfico 13 – Curva força *versus* deformação do estribo vertical – Extensômetro 7

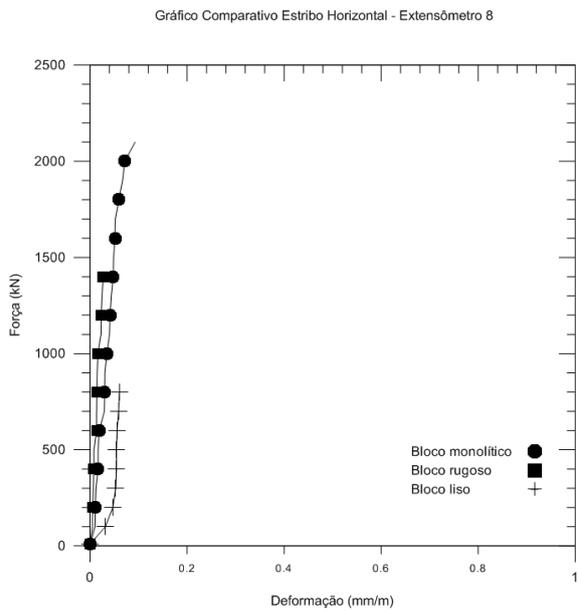


Gráfico 14 – Curva força *versus* deformação do estribo horizontal – Extensômetro 8

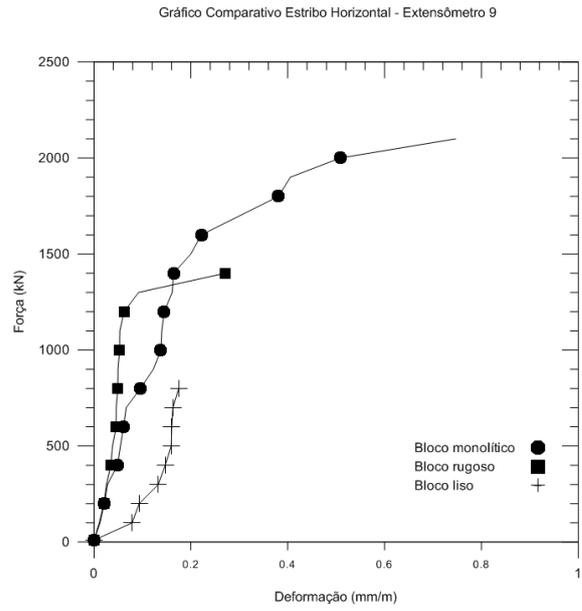


Gráfico 15 – Curva força *versus* deformação do estribo horizontal – Extensômetro 9

Gráfico Comparativo Estribo Vertical
Extensômetro 6 e 7 - Bloco Monolítico

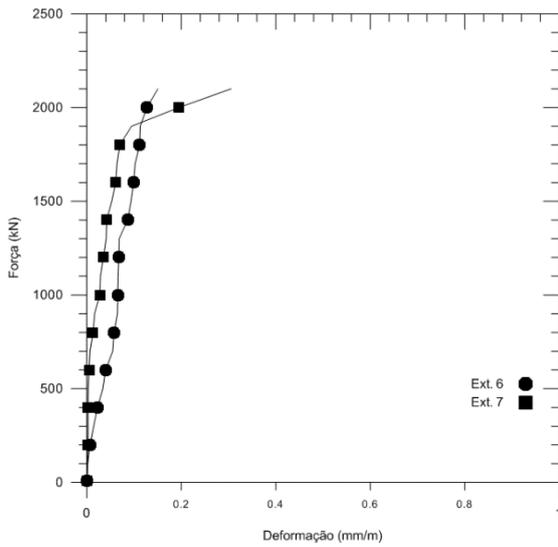


Gráfico 16 – Curva força *versus* deformação do estribo vertical do bloco monolítico – Extensômetros 6 e 7

Gráfico Comparativo Estribo Horizontal
Extensômetro 8 e 9 - Bloco Monolítico

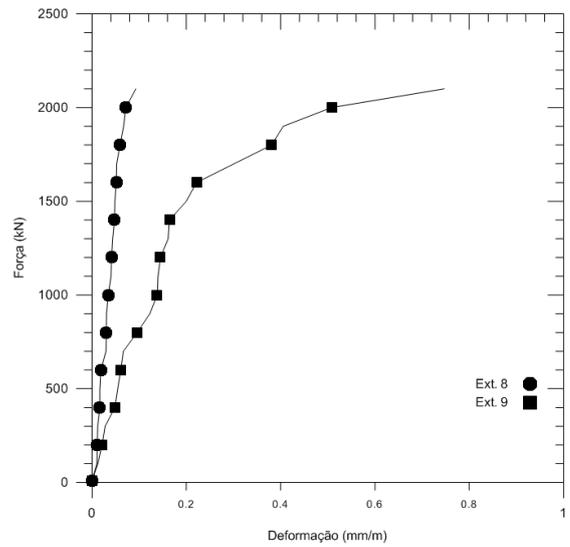


Gráfico 17 – Curva força *versus* deformação do estribo horizontal do bloco monolítico – Extensômetros 8 e 9

Gráfico Comparativo Estribo Vertical
Extensômetro 6 e 7 - Bloco Rugoso

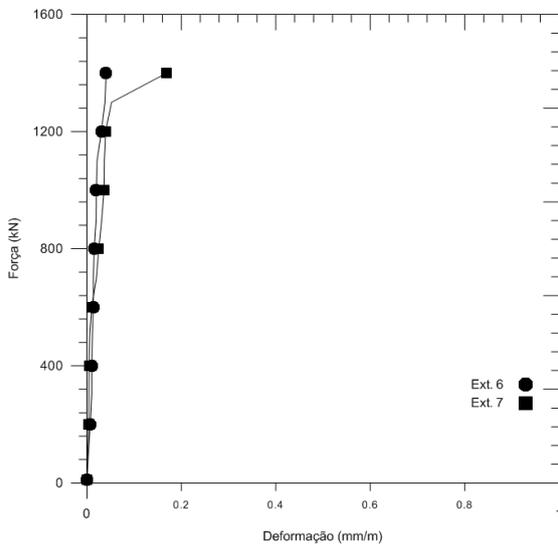


Gráfico 18 – Curva força *versus* deformação do estribo vertical do bloco rugoso – Extensômetros 6 e 7

Gráfico Comparativo Estribo Horizontal
Extensômetro 8 e 9 - Bloco Rugoso

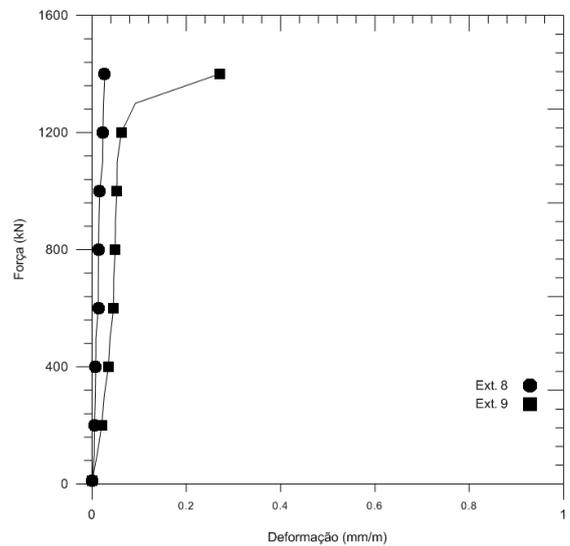


Gráfico 19 – Curva força *versus* deformação do estribo horizontal do bloco rugoso – Extensômetros 8 e 9

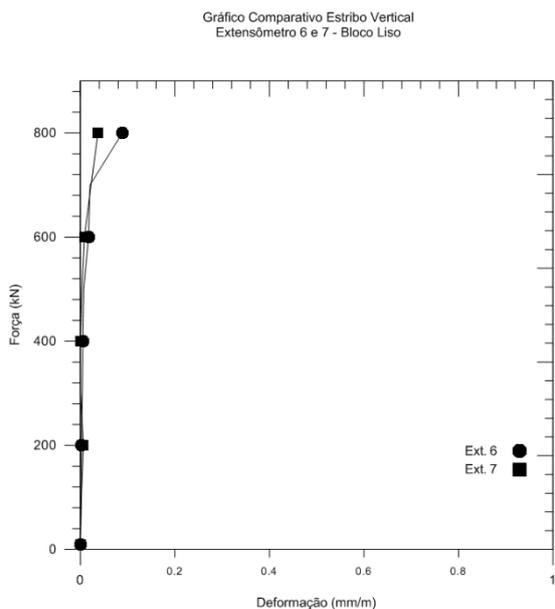


Gráfico 20 – Curva força *versus* deformação do estribo vertical do bloco liso – Extensômetros 6 e 7

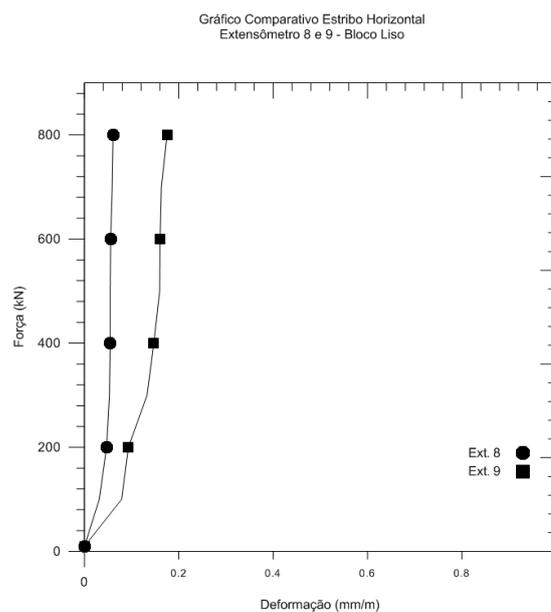


Gráfico 21 – Curva força *versus* deformação do estribo horizontal do bloco liso – Extensômetros 8 e 9

Os gráficos 22 a 32 apresentam as curvas força *versus* deslocamento dos blocos, que foram aferidas pelos relógios comparadores nas posições informadas no item 3.5.

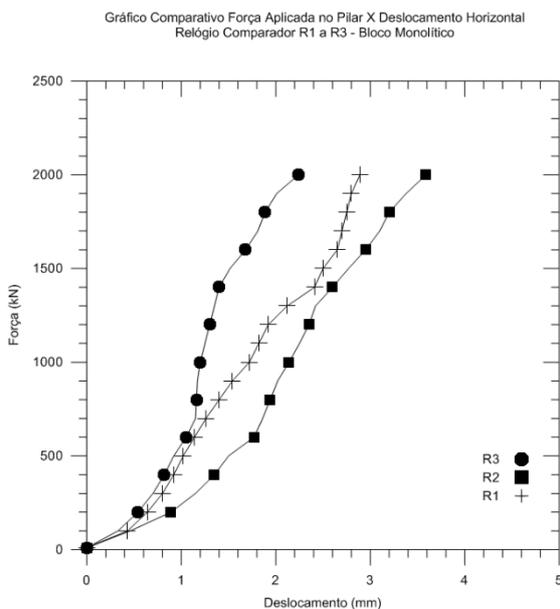


Gráfico 22 – Curva força *versus* deslocamento do bloco monolítico – Relógios R1 a R3

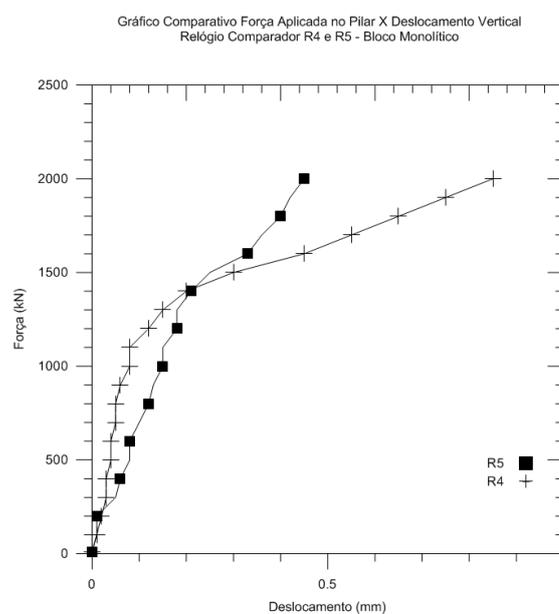


Gráfico 23 – Curva força *versus* deslocamento do bloco monolítico – Relógios R4 e R5

Gráfico Comparativo Força Aplicada no Pilar X Deslocamento Horizontal
Relógio Comparador R1 a R3 - Bloco Rugoso

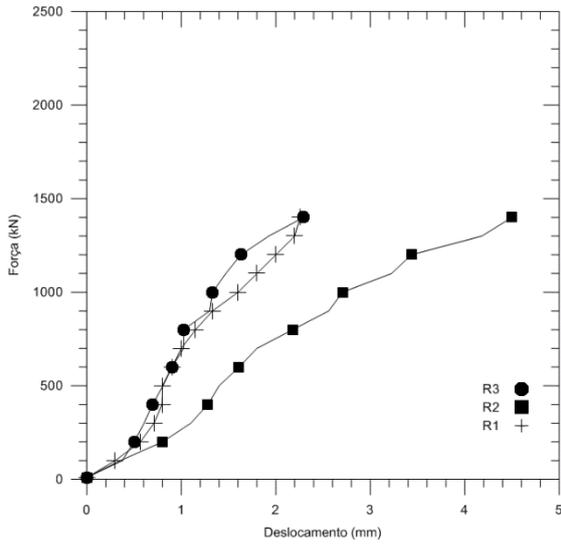


Gráfico 24 – Curva força *versus* deslocamento do bloco rugoso – Relógios R1 a R3

Gráfico Comparativo Força Aplicada no Pilar X Deslocamento Vertical
Relógio Comparador R4 e R5 - Bloco Rugoso

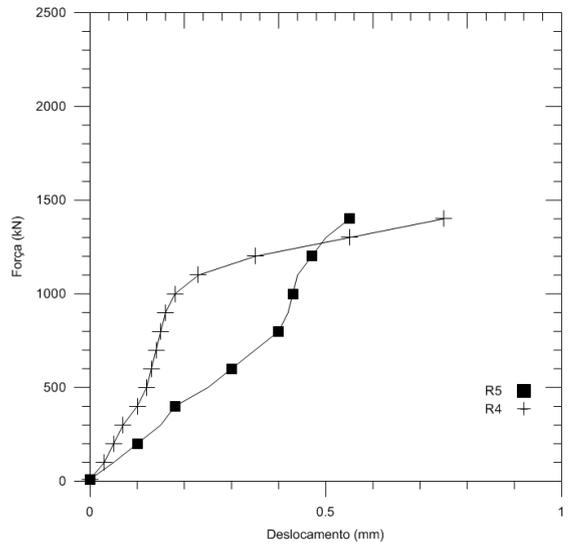


Gráfico 25 – Curva força *versus* deslocamento do bloco rugoso – Relógios R4 e R5

Gráfico Comparativo Força Aplicada no Pilar X Deslocamento Horizontal
Relógio Comparador R1 a R3 - Bloco Liso

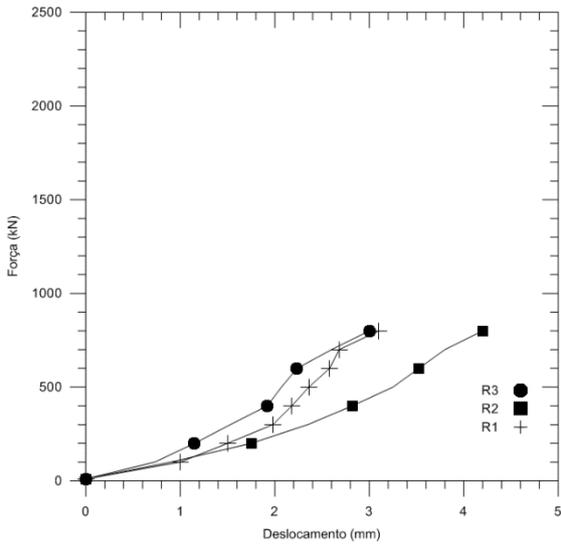


Gráfico 26 – Curva força *versus* deslocamento do bloco liso – Relógios R1 a R3

Gráfico Comparativo Força Aplicada no Pilar X Deslocamento Vertical
Relógio Comparador R4 e R5 - Bloco Liso

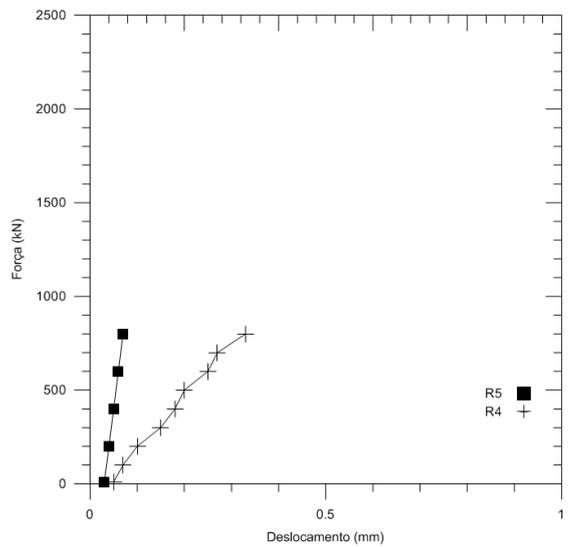


Gráfico 27 – Curva força *versus* deslocamento do bloco liso – Relógios R4 e R5

Gráfico Comparativo Força Aplicada no Pilar X Deslocamento Horizontal
Relógio Comparador R1

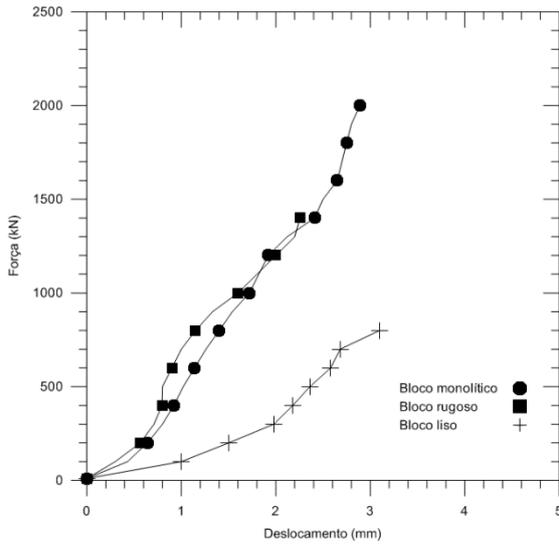


Gráfico 28 – Curva força *versus* deslocamento – Relógios R1

Gráfico Comparativo Força Aplicada no Pilar X Deslocamento Horizontal no Meio do Vão
Relógio Comparador R2

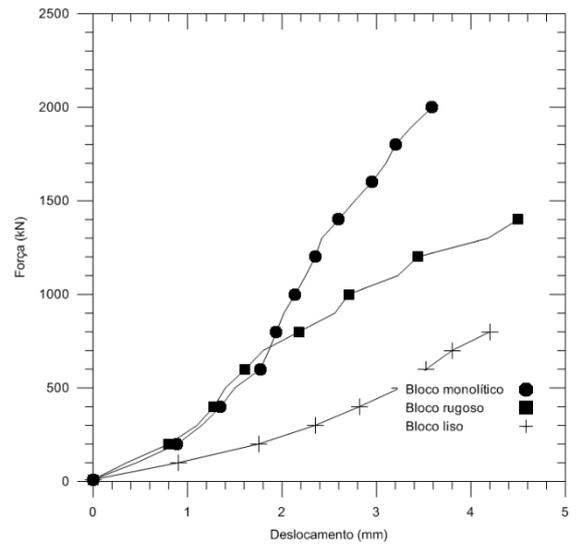


Gráfico 29 – Curva força *versus* deslocamento – Relógios R2

Gráfico Comparativo Força Aplicada no Pilar X Deslocamento Horizontal
Relógio Comparador R3

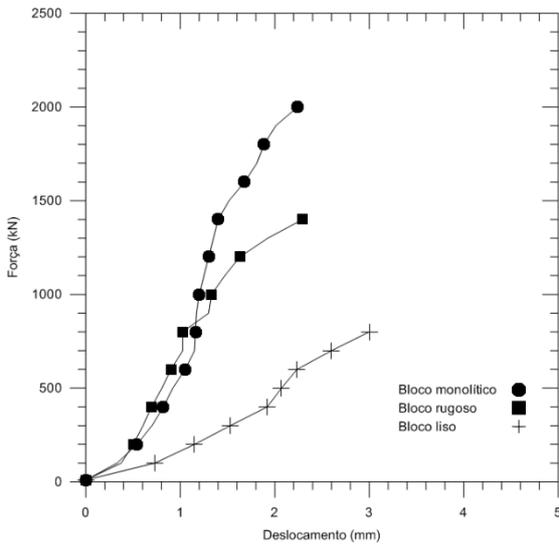


Gráfico 30 – Curva força *versus* deslocamento – Relógios R3

Gráfico Comparativo Força Aplicada no Pilar X Deslocamento Vertical
Relógio Comparador R4

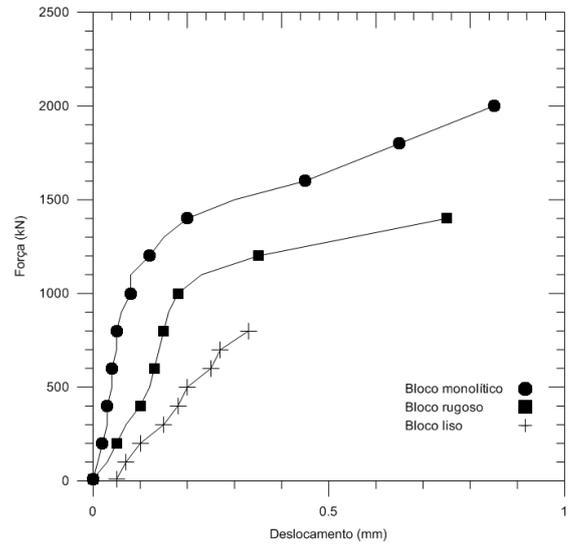


Gráfico 31 – Curva força *versus* deslocamento – Relógios R4

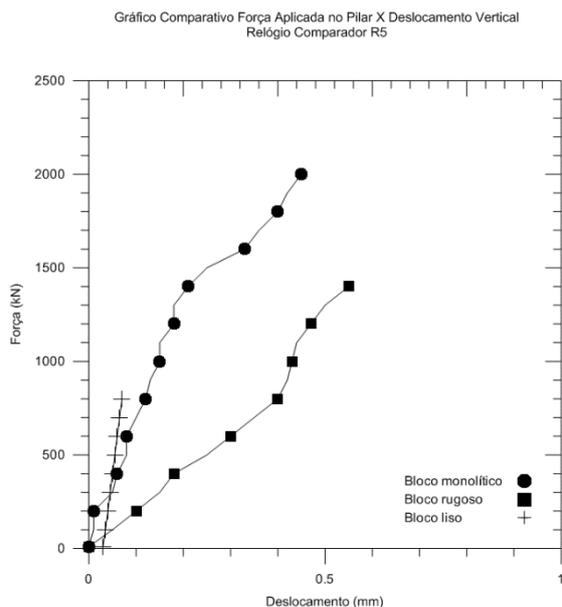


Gráfico 32 – Curva força *versus* deslocamento – Relógios R5

Observa-se pelos gráficos acima que os valores de deslocamentos são extremamente pequenos. Assim, verifica-se que o critério de avaliação da rigidez de blocos sobre estacas apresentado pela ABNT NBR 6118:2014 é válido.

Como era de se esperar, os maiores deslocamentos ocorreram no relógio comparador R2, que foi posicionado no meio do vão dos blocos. Os modelos tiveram deslocamentos lineares crescente até às cargas de ruptura.

5.2. RESULTADOS NUMÉRICOS

O principal objetivo das simulações computacionais foi o de tentar representar o comportamento estrutural dos blocos ensaiados experimentalmente. Para isso, os conjuntos de blocos monolítico, pré-moldado com interface rugosa e pré-moldado com interface lisa das paredes do cálice e do pilar foram simulados. Os critérios utilizados nas modelagens foram os mesmos apresentados no capítulo 4. Como explicado, o elemento finito utilizado para modelagem do concreto e graute foi o Solid 65, e para as armaduras, o elemento Link 180, ambos presentes na biblioteca do programa de computador ANSYS®.

Com a finalidade de se aproximar o mais real possível dos ensaios experimentais, foram modeladas as condições de contorno e aplicação das forças. Para a determinação dos materiais, foram utilizados os resultados de caracterização do concreto, groute e aço obtidos.

Em geral, os resultados oriundos da análise numérica tiveram a mesma tendência dos resultados experimentais. Nos modelos monolítico e pré-moldado com interface rugosa das paredes do cálice e do pilar foi possível observar a formação das bielas comprimidas do concreto, a partir do pilar e de encontro com as estacas. Já no modelo pré-moldado com interface lisa das paredes do cálice e do pilar, esta formação não foi bem definida, evidenciando a não formação das bielas de compressão.

Por meio dos fluxos de tensões principais de compressão observa-se que nos modelos monolítico e pré-moldado com interface rugosa das paredes do cálice e do pilar existiram maiores concentrações de tensões nas zonas nodais inferior (junto à estaca) e superior (junto ao pilar). O modelo pré-moldado com interface lisa das paredes do cálice e do pilar apresentou concentração de tensões maior em sua base. Este fato evidencia que a transferência da carga ocorreu de forma direta, ou seja, a carga não foi dissipada para as estacas; foi absorvida pela base do bloco.

Com relação tanto à rigidez dos modelos (referentes ao deslocamento horizontal), quanto as forças últimas obtidas pelas simulações, o modelo de bloco monolítico apresentou o comportamento mais similar ao encontrado nos ensaios experimentais. Dessa forma, será necessário um maior número de simulações computacionais para que se obtenha os coeficientes reais para as superfícies de contato.

A tabela, os gráficos e as figuras abaixo apresentam os valores das cargas e deslocamentos encontrados nos ensaios experimentais e numéricos.

Tabela 18 – Correlação entre as análises numéricas e experimentais

Blocos	$F_{u,exp}$ (kN)	$F_{u,num}$ (kN)	$F_{u,exp}/F_{u,num}$	$D_{hor,exp}$ (mm)	$D_{hor,num}$ (mm)	$D_{hor,exp}/D_{hor,num}$
Monolítico	2150	1980	1,1	3,59	0,72	5,0
Rugoso	1420	2100	0,7	4,50	0,32	14,1
Liso	780	2150	0,4	4,90	0,46	10,6

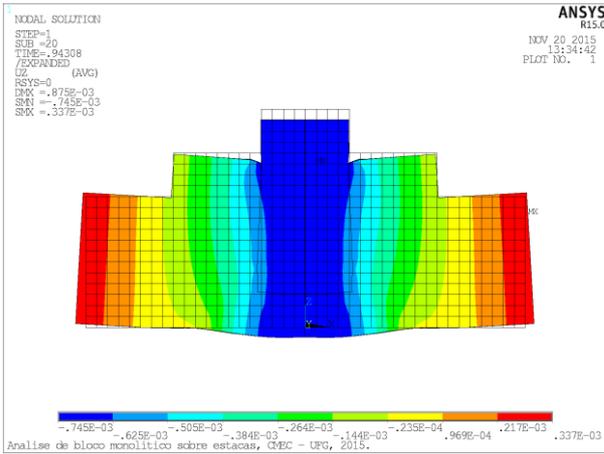


Figura 725 – Deslocamento horizontal, bloco monolítico

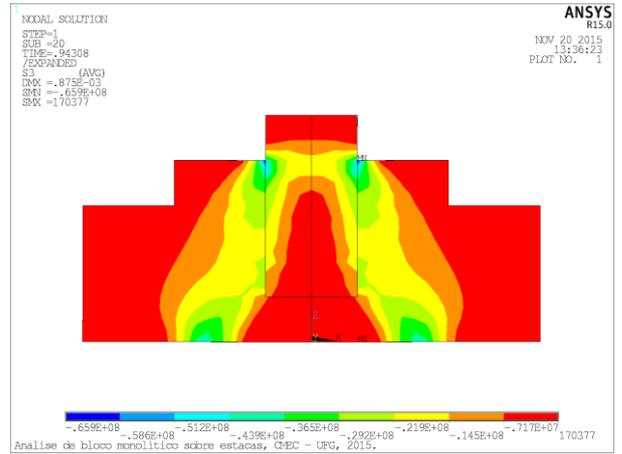


Figura 716 – Tensão principal de compressão, bloco monolítico



Figura 747 – Tensão principal de tração, bloco monolítico

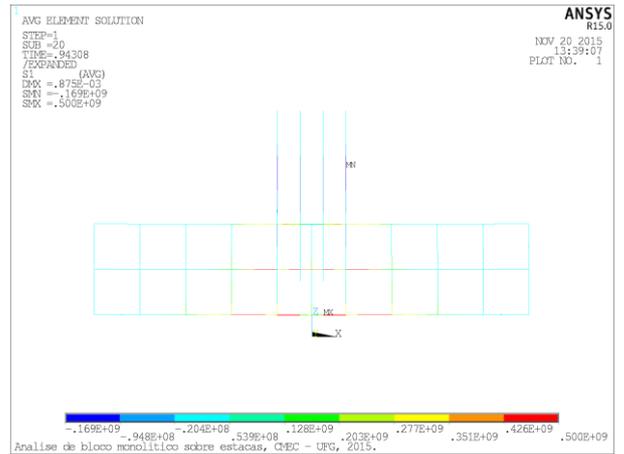


Figura 738 – Tensões nas barras de aço, bloco monolítico

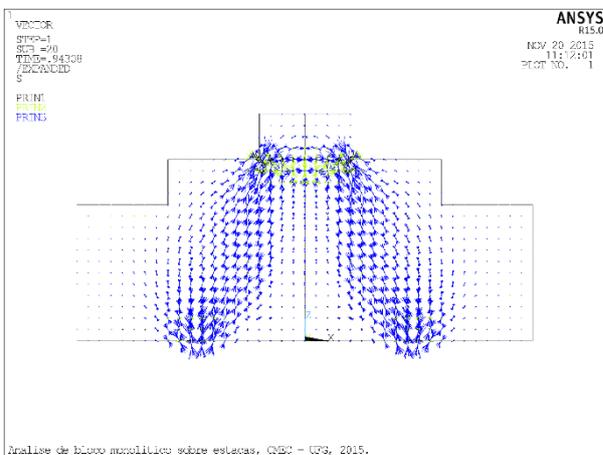


Figura 709 – Fluxo das tensões principais de compressão; bloco monolítico



Figura 80 – Direção das tensões no concreto, bloco monolítico

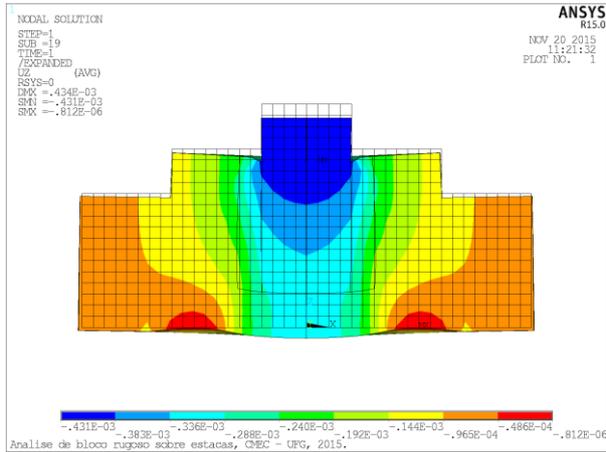


Figura 81 – Deslocamento horizontal, bloco rugoso

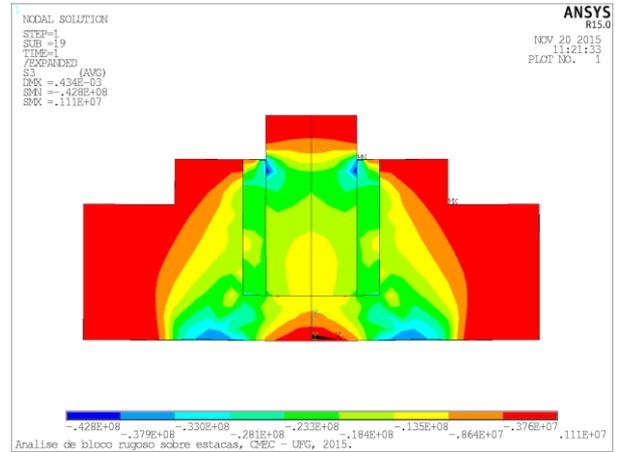


Figura 8275 – Tensão principal de compressão, bloco rugoso

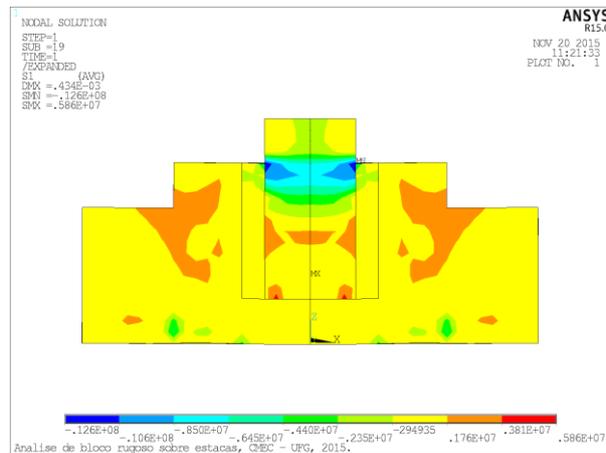


Figura 83 – Tensão principal de tração, bloco rugoso

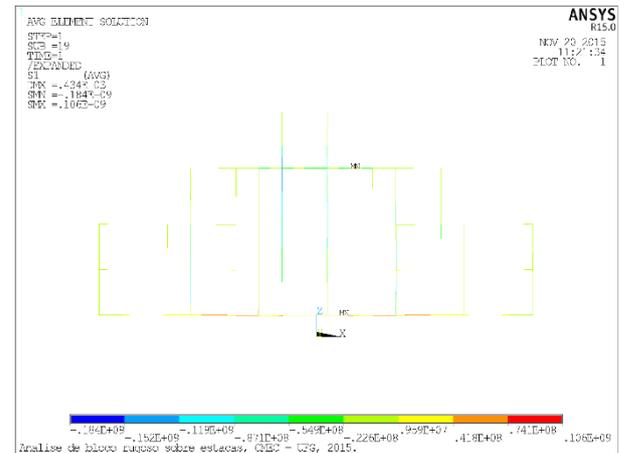


Figura 84 – Tensões nas barras de aço, bloco rugoso

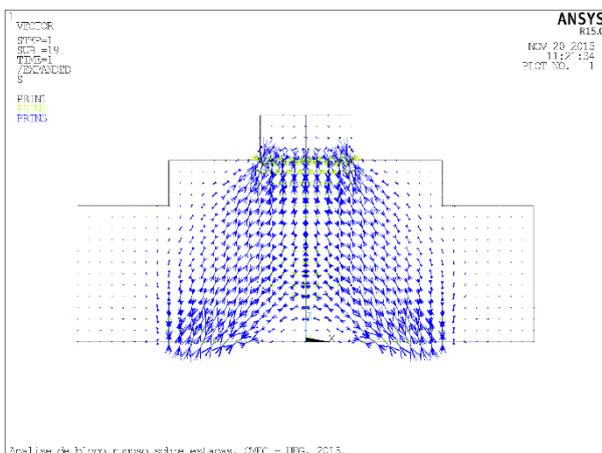


Figura 85 – Fluxo das tensões principais de compressão; bloco rugoso

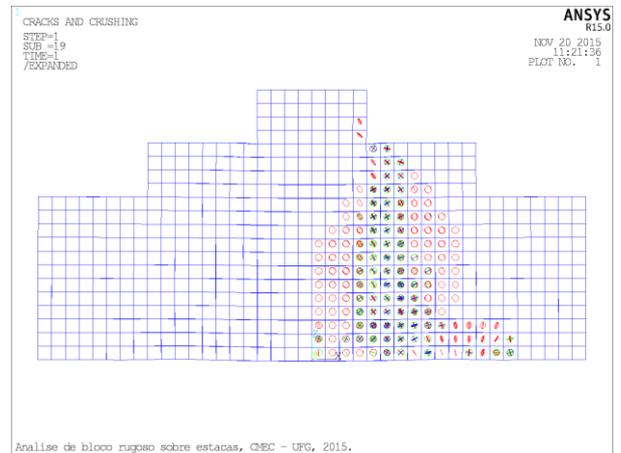


Figura 86 – Direção das tensões no concreto; bloco rugoso

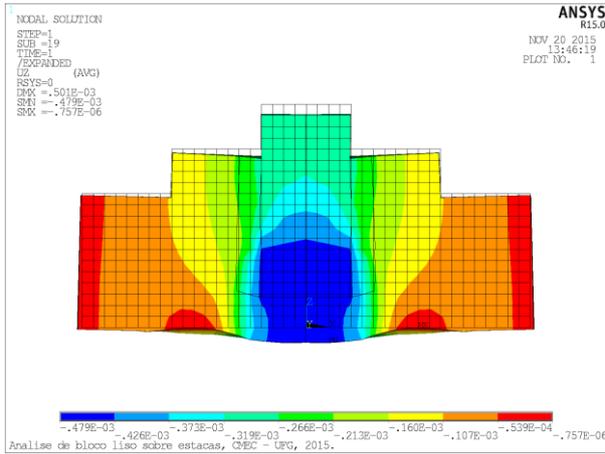


Figura 87 – Deslocamento horizontal, bloco liso

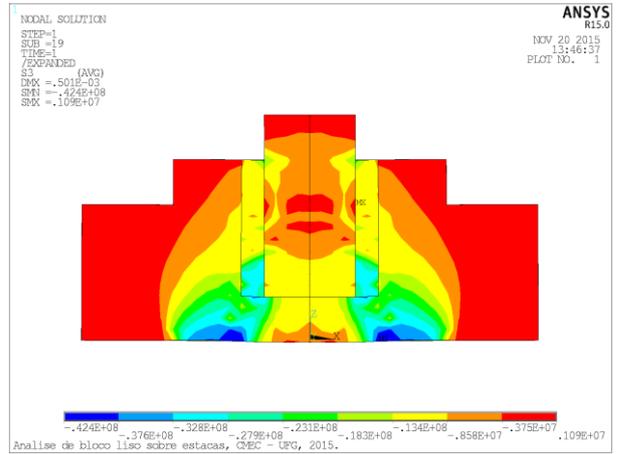


Figura 88 – Tensão principal de compressão, bloco liso

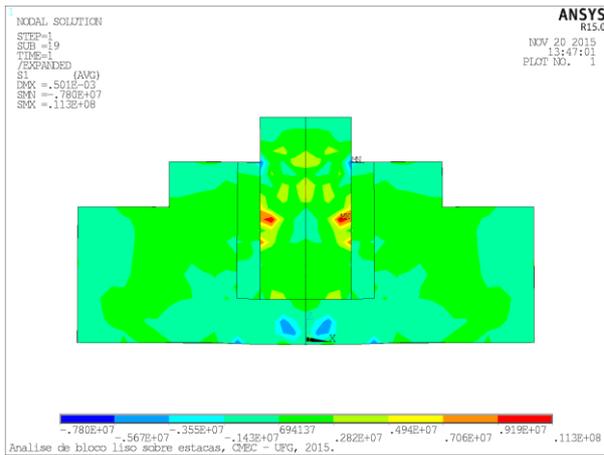


Figura 89 – Tensão principal de tração, bloco liso

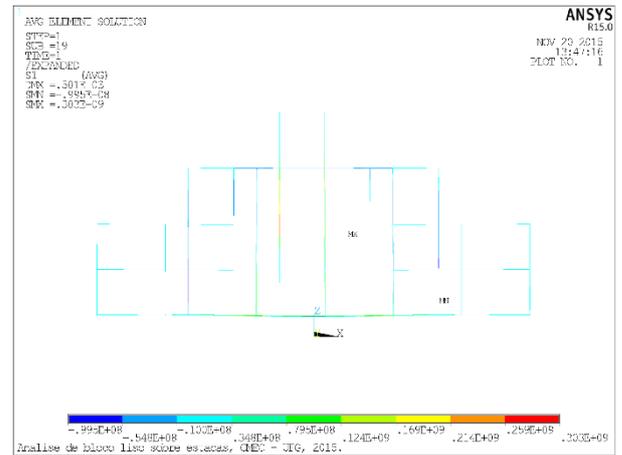


Figura 90 – Tensões nas barras de aço, bloco liso

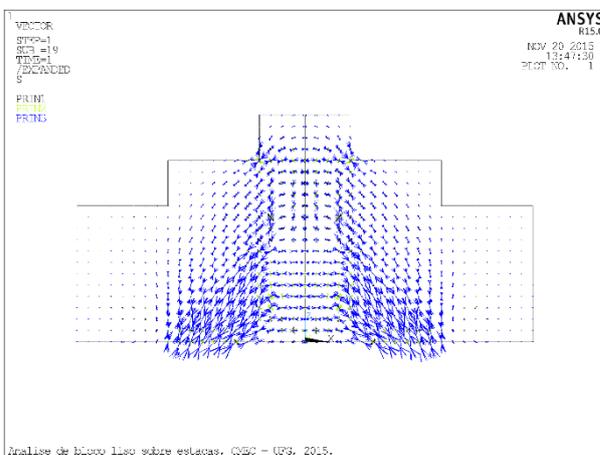


Figura 91 – Fluxo das tensões principais de compressão; bloco liso

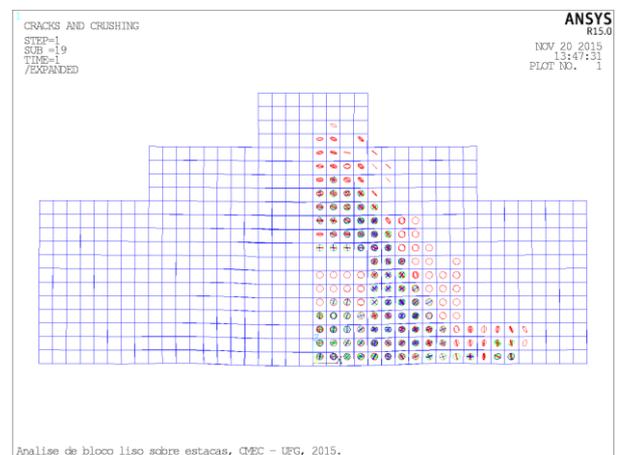


Figura 92 – Direção das tensões no concreto; bloco liso

O gráfico 33 a seguir apresenta uma comparação do comportamento dos blocos, com relação à curva força *versus* deslocamento do meio do vão, encontrada na modelagem computacional. Já os gráficos 34, 35 e 36 apresentam as comparações das curvas força *versus* deslocamento no meio do vão obtidos experimentalmente com às obtidas na modelagem computacional.

Gráfico Comparativo Força Aplicada no Pilar X Deslocamento Horizontal no Meio do Vão
Comparação das simulações numéricas

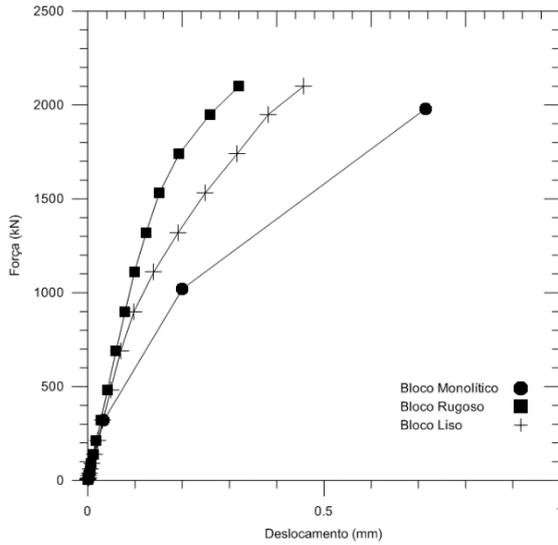


Gráfico 33 – Curva força *versus* deslocamento – simulações computacionais

Gráfico Comparativo Força Aplicada no Pilar X Deslocamento Horizontal no Meio do Vão
Ensaio experimental X Simulação numérica
Bloco Monolítico

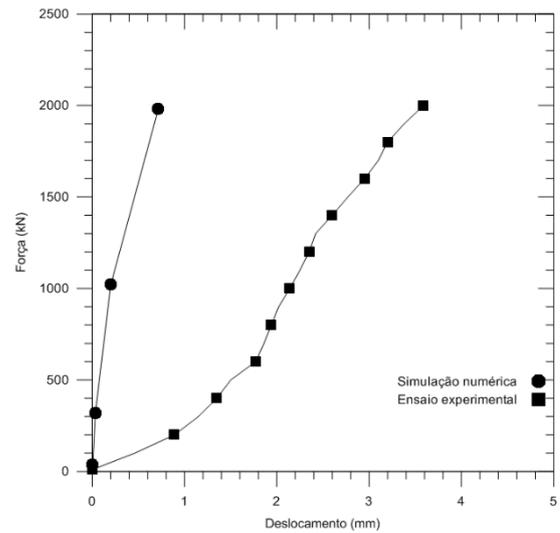


Gráfico 34 – Curva força *versus* deslocamento – bloco monolítico

Gráfico Comparativo Força Aplicada no Pilar X Deslocamento Horizontal no Meio do Vão
Ensaio experimental X Simulação numérica
Bloco Rugoso

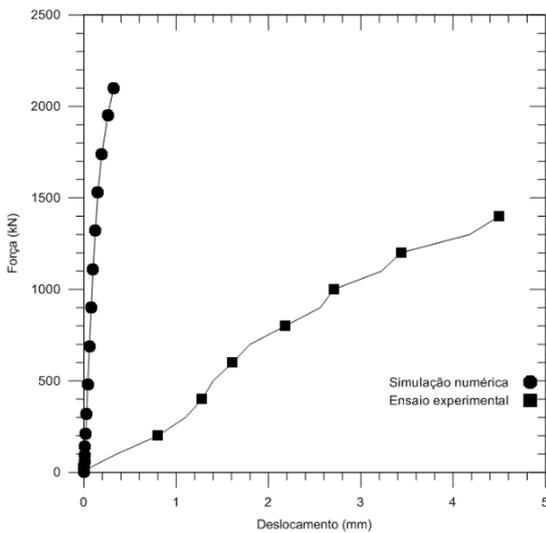


Gráfico 35 – Curva força *versus* deslocamento – bloco rugoso

Gráfico Comparativo Força Aplicada no Pilar X Deslocamento Horizontal no Meio do Vão
Ensaio experimental X Simulação numérica
Bloco Liso

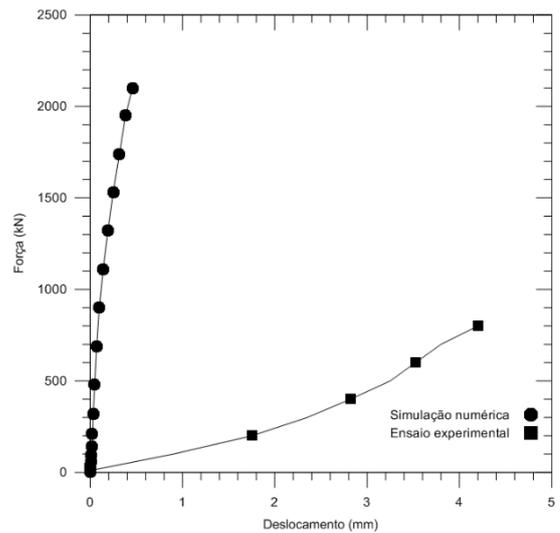


Gráfico 36 – Curva força *versus* deslocamento – bloco liso

Pelos gráficos expostos acima, observa-se que os modelos simulados numericamente obtiveram desempenho mais rígidos dos que àqueles encontrados experimentalmente.

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÃO

Por meio dos ensaios e das análises experimentais e numéricas desenvolvidas e expostas neste trabalho, foi possível compreender o comportamento de blocos sobre estacas com cálice parcialmente embutido.

O modelo do bloco monolítico, tomado como referência, teve o desempenho esperado, em função do modelo de dimensionamento utilizado, baseado nas recomendações de Blévyot e Frémy (1967), apresentando força última igual a 2.150,00 kN. A ruptura ocorreu em função da ruptura à tração diagonal do concreto da biela, seguido do esmagamento do concreto da mesma.

O modelo do bloco pré-moldado com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentou desempenho inferior ao do bloco monolítico, atingindo a força última igual a 1.420,00 kN. A ruptura ocorreu em função da tração diagonal das bielas, seguindo do esmagamento do concreto das mesmas e o escoamento das barras de aço da armadura principal de tração.

O modelo do bloco pré-moldado com a conformação lisa das paredes do cálice e do pilar, teve o desempenho aquém do bloco monolítico. Atingiu força última igual a 780,00 kN. A sua ruptura se deu por punção da laje de fundo do bloco, próximo às estacas. A armadura principal de tração não atingiu o patamar de escoamento, apresentando escorregamento das barras de aço.

A transferência dos esforços do pilar para as estacas foi eficiente no modelo do bloco com a conformação rugosa. Isto indica que a conformação rugosa funcionou como chave de cisalhamento, o que permitiu a formação bielas, fato este comprovado também pelo mapa de fissuração do modelo ensaiado.

Para o bloco com conformação lisa, a transferência dos esforços do pilar para as estacas se mostrou ineficiente, indicando comportamento de elementos submetidos à flexão e cisalhamento. Em função do pequeno comprimento de embutimento, a conformação lisa não apresentou comportamento de chave de cisalhamento, transferindo os esforços aplicados no pilar diretamente para laje de fundo do bloco e, conseqüentemente, a ruptura por punção da mesma.

Verificou-se, que a força na biela, diminui a deformação nas barras de aço da armadura principal de tração, em função do aumento do atrito na região nodal inferior.

Os modelos do bloco monolítico e pré-moldado com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentaram comportamentos característicos de blocos rígidos, conforme determinado pela ABNT NBR 6118:2014: existência das bielas de compressão do concreto, fissuras diagonais dos pilares indo às estacas e flexo-compressão junto às estacas.

Já o modelo do bloco pré-moldado com a conformação lisa das paredes do cálice e do pilar apresentou comportamento análogo aos blocos flexíveis. Dessa forma, fica evidente que ao se utilizar este tipo de conformação deve-se trabalhar com comprimentos de embutimentos maiores, evitando-se assim a ruína frágil do modelo, por punção da laje de fundo do modelo.

As análises numéricas apontaram a tendência do comportamento estrutural dos modelos apresentado nos ensaios; as figuras das tensões principais de compressão e de tração, bem como os fluxos das mesmas corroboram para identificar a formação das bielas de compressão e tirantes tracionados nos modelos do bloco monolítico e pré-moldado com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar e a não formação no modelo do bloco pré-moldado com a conformação lisa das paredes do cálice e do pilar.

Porém, será necessário um número maior de simulações, tentando atingir a simulação correta do experimento dos modelos de blocos pré-moldados. Para tal, estudar valores diferentes para os coeficientes de atrito entre as superfícies de contato.

Pela importância do elemento estrutural estudado neste trabalho, e pelas conclusões obtidas, é necessário a realização de mais trabalhos a respeito deste tema. Avançar nesta linha de pesquisa é necessário, pois existem várias dúvidas com relação ao dimensionamento de blocos sobre estacas moldadas no local e pré-moldados.

Sugere-se, para trabalhos futuros, realizar ensaios com um número maior de modelos, variando-se comprimento de embutimento e dimensões dos pilares pré-moldados, variação das dimensões para as chaves de cisalhamento e variação das dimensões e espaçamento entre as estacas.

Também, sugere-se os mesmos estudos para modelos de blocos com cálices totalmente embutido e externo, além de variar o número de estacas.

Outra sugestão é estudar blocos flexíveis, com o objetivo de verificar se a analogia de bielas e tirantes pode ser aplicada; além de analisar a distribuição das tensões ao longo da armadura principal de tração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- _____. (ABNT NBR 15823:2010). *Concreto auto-adensável*. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. (ABNT NBR 5738:2015). *Concreto - Procedimento Para Moldagem e Cura de Corpos de Prova*. Rio de Janeiro, 2015.
- _____. (ABNT NBR 5739:2007). *Concreto - Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. (ABNT NBR 6118:2014). *Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. (ABNT NBR 6122:2010). *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro, 2010.
- _____. (ABNT NBR 7680:2015). *Concreto - Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro, 2015.
- _____. (ABNT NBR 8522:2008). *Concreto - Determinação do Módulo Elástico de Elasticidade à Compressão*. Rio de Janeiro, 2008.
- _____. (ABNT NBR 8548:1984). *Barras de Aço Destinadas a Armaduras Para Concreto Armado com Emenda Mecânica ou por Solda - Determinação da Resistência à Tração - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. (ABNT NBR 9062:2006). *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. (ACI 318-08). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08)*.
- _____. (ACI 318-83). *Design Handbook, v. 1: Beams, one-way, brackets, footings and pile caps (ACI 318. IR-84). ACI SP-17*.
- _____. (CEB-FIP 1970). *Recommandations particulières na calcul et à l'exécution des semelles de fondations. Bulletin D'Information*. Paris, 1970: COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON.
- _____. (CEB-FIP 1990). *Model code for concrete structures. Bulletin D'Information*. Paris, 1990: COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON.
- _____. (CSA STANDARD A23.3-94). *Design of Concrete Structures with Explanatory Notes*. Canadian Portland Cement Association, Ontario, Canadá.
- _____. (CSA STANDARD A23.3-94:1994). *Design of Concrete Structures with Explanatory Notes*. Ontário: Canadian Portland Cement Association, Ontario, Canadá.

- _____. (EHE 2002). *Instrucción española de hormigón armado (EHE)*. COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN (2002).: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones. Madrid.
- _____. (EN 1991-1-1). *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. European standard, 2004.
- ADEBAR, P., KUCHMA, D., & COLLINS, M. (1990). *Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study*. ACI Journal, v. 87, p. 81-91 Jan/Feb.
- 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-SP: 335f, Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- BARROS, R., & GIONGO, J. S. (2013). *Estudo experimental de blocos de fundação com cálice externo, embutido e parcialmente embutido considerando interface lisa*. São Carlos-SP: IBRACON Stricтираç am Material Journal, v.6, n.5, p. 737-764. 2013.
- BLÉVOT, J., & FRÉMY, R. (1967). *Semelles sur piex. Analles d'Institut Techique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Paris: 295f.
- CAMPOS, G. M. (2010). *Recomendações para o projeto de cálices de fundação*. São Carlos-SP: 183f, Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- CANHA, R. M. (2004). *Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado*. São Carlos-SP: 279f, Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- CAVALERA, J. (1991). *Calculo de estructuras de cimentacion*. Madrid, Espanha: Instituto Técnico de Materiales y Construcciones – INTEMAC. Ed. Torreangulo Arte Gráfico, ed. 3^a.
- DELALIBERA, R. G. (2006). *Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica*. São Carlos-SP: 308f, Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- DELALIBERA, R. G., & GIONGO, J. S. (2008). *Deformation in the strut of two pile caps*. São Carlos-SP: IBRACON Structural an Material Jornal, v.1, n.2, p. 121-157, june 2008.
- DELALIBERA, R. G., & GIONGO, J. S. (2013). *Numerical analysis of two pile caps with sockets embedded, subject eccentric compression load*. São Carlos-SP: Numerical analysis of two pile caps with sockets embedded, subject the eccentric compression load. IBRACON Structural an Material Journal, v.6, n.3, p. 436-474, june, 2013.

- EL DEBS, M., CANHA, R., & CAMPOS, G. (2011). *Design of precast columns bases embedded in socket foundation with smooth interfaces*. IBRACON Structural and Material Journal, v.4, n.2, p. 314-323.
- FUSCO, P. (1994). *Técnicas de armar estruturas de concreto*. São Paulo-SP: Pini Ltda, São Paulo.
- 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.
- IYER, P., & 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., & SAM, C. (1992). *Three-dimensional analysis of pile caps*. Computers and Structures v. 42, n. 3, p. 395-411, Feb.
- IYER, P., & SAM, C. (1995-a). *Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete four-pile caps*. International Journal of Structures, v. 15, n. 1, p. 18-34, Jan/Jun.
- IYER, P., & SAM, C. (1995-b). *Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete two-pile caps*. Computers and Structures, v. 57, p. 605-622, Nov.
- MacGREGOR, J. (1998). *Reinforced concrete: mechanics and design*. Englewood Cliffs, Prentice Hall, New Jersey.
- MAUTONI, M. (1972). *Blocos sobre dois apoios*. São Paulo-SP: Grêmio Politécnico.
- MONTOYA, P., MESEGUER, A., & CABRE, M. (2000). *Hormigón armado*. Barcelona, Espanha: 14ª Edición basada em EHE ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo. Gustavo Gili, Barcelona, Espanha.
- MUNHOZ, F. S. (2004). *Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada*. São Carlos-SP: 148f, Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- SCHLAICH, J., & al, e. (1987). *Toward a consistent design of reinforced structural concrete*. Journal of Prestressed Concrete Institute: v.32, n 3, p. 74-150, May-June.
- SILVA, R., & GIONGO, J. S. (2000). *Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado*. São Carlos-SP: Projeto REENGE, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- TAYLOR, H. P., & CLARKE, J. L. (1976). *Some detailing problems in concrete frame structures*. January: The Structural Engineer.

ANEXO A

RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS AGREGADOS, AGLOMERANTES,
ADITIVOS E ADIÇÕES UTILIZADOS NO CONCRETO.

Data de Produção	CIMENTO GRANEL CP II - F-40 - Centro: CIM - Cazarina													
	Código do Produto: 1229			Responsável Técnico: Fabrício Machado de Oliveira - CRQ-07301410										
	Norma: NBR - 11578			Responsável Laboratório: Fabrício Oliveira										
	EXIGÊNCIAS FÍSICAS E MECÂNICAS									EXIGÊNCIAS QUÍMICAS				
	FINURA			TEMPO DE PEGA (MIN)		RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)				%				
	# 200 (%)	# 325 (%)	Blaine (cm²/g)	Início de Pega	Fim de Pega	01 Dia	03 Dias	07 Dias	28 Dias	Res. Insolúvel	Perda ao Fogo	MgO	SO3	
02/01/2015	0,2	3,5	4370	140	180	18	28,7	37,4	49,3	0,71	4,45	1,07	3,57	
05/01/2015	0,2	3,7	4210	130	165	19	30,6	39,6	51,4	0,85	4,04	1,09	3,43	
06/01/2015	0,4	3,6	4360	120	165	17,7	28,7	38	48,1	0,97	3,91	1,05	3,42	
07/01/2015	0,3	3,1	4190	140	180	21,5	31,4	40,3	50	1,08	3,86	1,03	3,36	
08/01/2015	0,3	3,1	4140	140	165	19,4	28,9	38,3	48,4	1,05	4,25	1,03	3,68	
09/01/2015	0,3	3,1	3990	140	165	19,2	29,2	38	48,7	1,16	3,76	1,03	3,43	
12/01/2015	0,2	2,9	4410	130	165	19,6	29	38	49,1	0,99	3,58	1,03	3,67	
13/01/2015	0,3	3,1	4480	130	165	21,5	34,3	41,7	50,2	0,98	3,61	1	3,76	
14/01/2015	0,2	3,9	4340	130	165	19,6	32,1	39,2	49,8	0,9	4,09	1,02	3,68	
15/01/2015	0,2	3	4400	140	180	20,2	33,2	41,7	49,3	0,93	4,13	1,01	3,73	
16/01/2015	0,2	3	4360	130	165	21,2	31,9	38,7	48,8	0,91	4,54	1,02	3,48	
19/01/2015	0,3	4,3	4480	130	165	19,5	30,7	39,7	53,5	0,77	4,59	1,01	3,42	
20/01/2015	0,3	3,8	4580	140	180	18,8	30,4	38,3	47,5	0,68	4,95	1,04	3,53	
21/01/2015	0,3	3,4	4190	130	165	18,3	29,8	39,6	48	0,97	4,09	1,03	2,55	
22/01/2015	0,3	3,3	4360	130	165	17,8	28,6	38,9	48	0,89	4,06	1,08	3,52	
23/01/2015	0,3	3,3	4140	140	180	17,9	29	39,2	49,3	1,12	4,41	1,09	3,63	
27/01/2015	0,3	3,3	4400	130	165	15,2	28,1	39,4	49,2	1,01	3,35	1,06	3,84	
28/01/2015	0,3	3,1	4240	120	150	17,6	29,1	38	48,6	1,04	4,98	1,07	3,54	
29/01/2015	0,3	3,4	4110	130	165	18,6	28,2	40,7	49,4	1,02	4,56	1,04	2,77	
30/01/2015	0,3	3,5	3850	130	165	19,3	30,4	38	47,5	1,35	4,02	1,16	3,14	
02/02/2015	0,3	3,1	4470	130	165	18,9	33,4	41,6	50,2	1,12	4,21	1,11	3,98	
03/02/2015	0,4	3,9	4420	120	150	17,2	28,9	39,1	48,9	1,18	4,34	1,14	3,44	
04/02/2015	0,3	2,9	4400	130	165	19,2	33,6	41,9	50,5	1,13	4,57	1,09	3,37	
05/02/2015	0,2	3,3	4190	140	180	18	29,8	39,1	48,3	1,29	4,54	1,13	3,28	
06/02/2015	0,2	3,1	4220	130	165	21,1	34,2	40,2	50,2	1,3	4,28	1,1	3,39	
09/02/2015	0,4	3,9	4430	130	165	20,7	31,5	44	51,2	1,23	3,78	1,16	3,42	
10/02/2015	0,2	3,1	4420	130	165	19,7	30,1	41,5	49,7	0,63	3,7	1,11	3,04	
11/02/2015	0,3	3,5	4230	130	165	17,4	28,6	37	49,3	0,96	3,81	1,1	3,4	
12/02/2015	0,3	3,8	4120	140	180	18,5	29,6	39,9	51,3	0,99	3,84	1,11	3,18	
16/02/2015	0,3	3	4210	130	165	17,4	28,2	37,1	50,6	1,05	4,63	1,08	3,12	
18/02/2015	0,3	3,2	4130	130	165	20	30,6	39,6	51,3	1,55	4,34	1,06	3,08	
19/02/2015	0,3	3,5	4310	140	180	16,6	28,6	37,7	48,4	1,59	4,37	1,03	3,01	
20/02/2015	0,3	3,6	4200	130	165	19	30,1	40,8	49,4	1,4	3,64	1,02	3,35	
23/02/2015	0,3	3,3	4230	110	150	18,7	29,5	38,5	49,2	1,12	3,56	1,01	3,1	
24/02/2015	0,3	4,5	4230	120	165	19,7	30,7	40	50,3	1,1	3,65	1,04	3,19	
25/02/2015	0,3	3,3	4270	120	165	18,5	28,2	38,3	49,1	1,2	3,75	1,01	3,21	
26/02/2015	0,3	3	4090	120	165	17,5	29,3	39,2	49,2	1,35	3,69	1,02	3,34	
27/02/2015	0,3	3,1	4090	130	165	19,4	28,8	38,9	49,7	1,32	3,71	1,15	3,02	
02/03/2015	0,3	3,2	3900	130	180	20,3	31,2	40,1	50,7	1,12	3,82	1,05	3,07	
03/03/2015	0,3	2,9	4050	130	165	18,7	30,3	39,9	48,5	1,34	3,63	1,1	3,21	
05/03/2015	0,3	3,3	4090	130	165	21	30,9	40,5	48,6	0,9	3,13	1,14	3,08	
06/03/2015	0,3	2,9	3940	140	180	20,4	32	38,2	48,8	1,2	3,32	1,17	2,98	
09/03/2015	0,2	2,6	4390	130	165	19,4	30,7	40,1	49,1	1,1	3,72	1,16	3,02	
10/03/2015	0,3	2,6	4210	130	180	20,5	28,5	41,8	50,6	1,24	3,38	1,18	3,07	
11/03/2015	0,3	3,1	4270	130	165	19	30,7	37,4	48	1,23	3,56	1,12	3,03	
12/03/2015	0,3	3,5	4180	140	180	19,9	31	39,6	50,8	1,87	4,07	1,12	3,01	
13/03/2015	0,2	3,7	4440	140	180	19	29,1	38,6	49,9	0,98	4,34	0,97	3,24	
16/03/2015	0,3	2,9	4210	120	165	18,2	31,4	40,6	49,2	1,3	3,72	1,07	3,49	
17/03/2015	0,3	3	4000	140	195	16,1	28,7	38	51	1,25	3,89	1,06	3,34	
18/03/2015	0,3	3,1	3960	140	195	17	30,8	40	51,8	1,3	4,16	1,03	3,59	
19/03/2015	0,4	3,3	4030	120	180	16,2	27,6	38	49,1	1,5	4,1	1,03	3,22	
20/03/2015	0,3	3,6	3980	150	210	16	29,4	38,9	48,9	1,23	4,35	1	3,05	
23/03/2015	0,3	3,4	3940	150	180	17,6	30	39,1	51,2	1,2	3,51	1,02	3,11	
24/03/2015	0,3	3,4	3910	130	165	18,5	31,9	38,8	49,3	1,4	3,95	0,97	3,3	
25/03/2015	0,3	3,1	3960	140	180	18	28,4	39,5	49,2	1,4	3,95	1,03	3	
26/03/2015	0,3	3,2	4050	140	180	18,5	30,3	38,8	50	1,3	3,69	1,03	2,92	
30/03/2015	0,3	3,4	3940	160	195	16,2	28,7	37,4	48	1,4	3,91	1	3,09	
31/03/2015	0,3	3,8	4100	150	195	15,3	29,9	36,6	48	1,5	3,57	1,05	2,96	
01/04/2015	0,3	3,1	3980	140	180	18,5	29,5	38,4	48,1	1,5	3,52	1,05	2,48	
02/04/2015	0,3	3,3	3950	140	180	15,2	28,4	38,8	48,4	1,6	4,01	1,03	2,92	
07/04/2015	0,3	3,4	3970	150	210	15,7	27,9	38,1	48,9	1,4	3,27	1,08	2,97	
09/04/2015	0,4	4	3990	160	225	14,8	27,9	37,2	50,9	1,23	3,39	1,04	3,21	
13/04/2015	0,3	3,4	3990	170	225	16,3	30,5	41,2	51,4	1,5	4,32	1,07	2,21	
14/04/2015	0,3	3,6	4120	120	165	17,8	30,3	39,9	51,8	1,6	3,53	1,06	2,97	
15/04/2015	0,4	3,7	4170	140	165	18,4	29,5	39,5	50,6	1,5	3,56	1,07	2,78	
17/04/2015	0,3	3,6	3960	150	195	18,4	29,9	39,2	50,8	1,5	3,71	1,05	2,87	
22/04/2015	0,4	3,1	3980	170	225	16,7	28,3	38,1	49,1	1,4	3,62	1,12	2,64	
24/04/2015	0,4	3,6	3750	160	195	16,2	28	38,1	49,6	1,34	3,41	1,04	2,79	
27/04/2015	0,4	3,2	3950	150	195	18,5	30,2	40,1	48,4	1,34	3,4	1,11	2,74	
30/04/2015	0,4	3,5	3890	180	240	16	28,8	39,5	48,9	1,67	3,53	1,14	2,52	

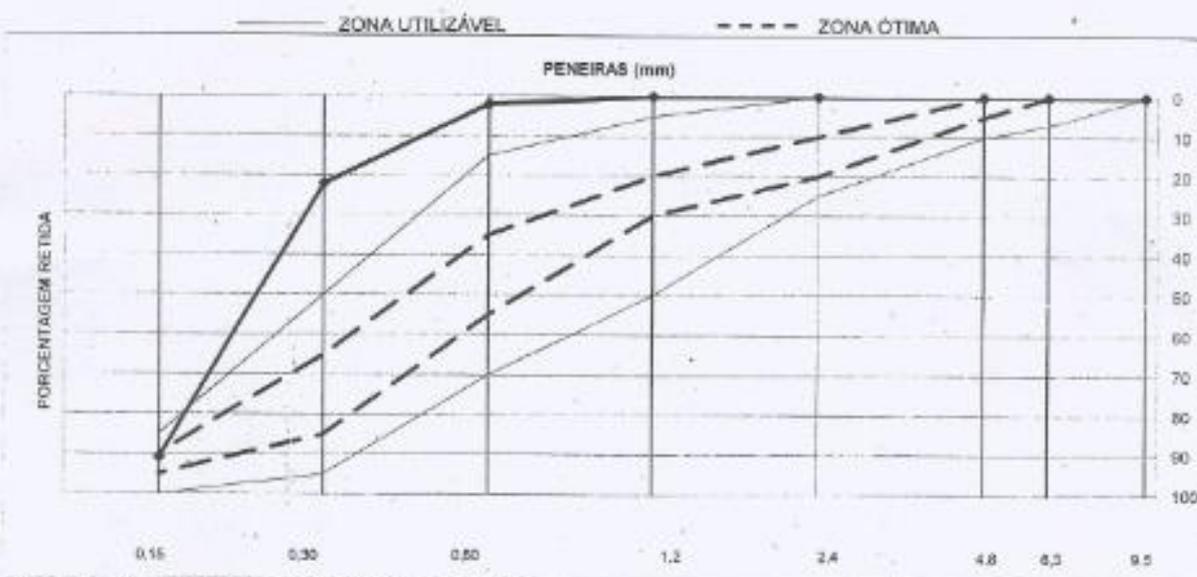
Data de Produção	CIMENTO GRANUL CP II - F- 40 - Centro: CIM - Cazarina												
	Código do Produto: 1225			Responsável Técnico: Fabrício Machado de Oliveira - CRQ-07301410									
	Norma: NBR - 11578			Responsável Laboratório: Fabrício Oliveira									
	EXIGÊNCIAS FÍSICAS E MECÂNICAS									EXIGÊNCIAS QUÍMICAS			
	FINURA			TEMPO DE PEGA (MIN)		RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPA)				%			
	# 200 (%)	# 325 (%)	Blaine (cm ² /g)	Início de Pega	Fim de Pega	01 Dia	03 Dias	07 Dias	28 Dias	Res. Insolúvel	Perda ao Fogo	MgO	SO ₃
04/05/2015	0,3	2,8	4100	190	240	16	28,6	38	49,2	1,4	3,82	1,11	2,59
05/05/2015	0,2	2,3	3900	170	210	16	31,7	40,4	53,6	1,54	3,79	1,11	2,6
06/05/2015	0,2	2	4250	160	195	17,2	31,7	39,4	53,4	1,34	3,36	1,15	2,55
07/05/2015	0,3	2,1	3850	170	225	16,1	31,3	42,8	52,9	1,65	3,38	1,1	2,57
08/05/2015	0,3	2	4110	150	225	16,1	30,9	39,2	53,8	1,34	3,41	1,1	2,53
11/05/2015	0,3	2,3	4190	160	225	17,8	33,8	42,8	52,8	1,54	3,66	1,09	2,51
12/05/2015	0,2	2,3	4170	140	180	19,6	31,3	41,7	50,2	0,89	2,96	0,98	2,73
13/05/2015	0,2	2	4380	130	165	20,7	34	41,5	52	1,23	3,28	0,98	2,73
14/05/2015	0,2	2,1	4080	170	225	18,5	32,1	39,8	50	1,56	3,42	0,95	2,84
15/05/2015	0,3	1,8	3870	140	210	19,2	33,6	42,9	50,3	1,24	3,53	1	2,61
18/05/2015	0,2	2,4	4260	180	225	16,6	30,9	39,2	48,9	1,76	3,84	1,03	2,64
19/05/2015	0,2	1,7	4080	160	210	18,8	31,3	39,3	48,4	1,54	3,82	1,07	2,89
20/05/2015	0,3	2	4090	150	210	16,3	28,1	37,6	48,1	1,67	3,81	1,08	2,48
21/05/2015	0,3	2,4	4230	140	180	17,1	30,1	39,2	49,1	1,89	3,96	1,03	2,5
22/05/2015	0,3	2,4	4290	140	195	17,1	29,2	38,2	48,8	1,56	3,84	1,01	2,56
25/05/2015	0,3	2,8	4000	160	210	16,8	33,3	42,5	49,5	0,98	3,58	0,91	2,19
26/05/2015	0,3	2,9	4030	130	195	16,8	27,6	39,1		0,89	3,42	0,88	2,62
27/05/2015	0,3	3	4010	130	165	17	31,1	41,2	51,6	1,2	3,35	0,9	2,54
28/05/2015	0,3	3,2	4030	130	180	16,4	29,8	38,2	48,7	0,98	3,66	0,85	2,97
29/05/2015	0,3	2,9	4070	130	165	19,6	32,4	41,5	49,3	1,1	3,5	0,9	2,47
01/06/2015	0,3	3,2	4040	130	180	18,3	28,9	40,9	49,2	0,98	3,19	0,85	2,83
06/06/2015	0,3	2,9	4170	130	195	18,5	30,5	39,8	49,2	1,6	4,09	1,03	2,69
08/06/2015	0,3	2,5	3780	160	195	19	32,4	39,8	49	1,2	3,61	1,13	2,61
09/06/2015	0,3	3,7	3990	140	195	16,5	27,4	38		1,2	4,97	1,09	2,91
10/06/2015	0,2	3,3	3800	160	225	18,8	30,3	39,2		0,98	3,14	1,06	2,9
11/06/2015	0,3	2,9	4000	150	195	17,8	30,3	39		0,98	3,61	1,06	2,86
12/06/2015	0,3	2,7	3840	160	195	17,4	30,4	39,4		1,1	3,74	1,11	2,8
15/06/2015	0,3	3	4110	140	195	18,2	30	39		0,98	3,5	1,05	3,01
16/06/2015	0,2	2,5	3870	140	180	18,7	29,8	39,3		1,2	3,12	1,12	2,9
17/06/2015	0,3	2,6	3960	150	195	17,8	28,8	38,2		1,2	4,5	1,1	2,63
18/06/2015	0,4	2,5	4050	150	195	18,8	31,5	40,5		1,32	4,38	1,19	2,68
19/06/2015	0,4	3,3	3930	160	210	16,8	29,5	38,6		1,32	3,85	1,18	2,58
22/06/2015	0,2	2,5	3840	150	195	18,1	29,8	38,2		0,98	3,82	1,13	2,61
23/06/2015	0,3	2,6	4090	130	165	18,8	30,7	40,6		0,9	3,08	1,1	2,93
24/06/2015	0,3	2,6	4120	140	180	19,2	29,9	38,7		0,89	3,74	1,03	3,12
25/06/2015	0,3	2,9	4110	160	180	18,9	28,6	38,6		1,2	3,56	0,99	2,85
26/06/2015	0,3	3	3950	140	195	18,9	29,6	38,1		1,2	3,14	1,02	2,96
29/06/2015	0,3	2,9	3950	130	165	17,6	29,7			1,34	3,82	1,12	2,9
30/06/2015	0,3	3	3900	130	165	18,3	30,7			1,63	3,38	1,08	2,84
01/07/2015	0,3	3,6	4110	130	165	17,5	28,7			1,98	3,26	1,24	2,77
02/07/2015	0,2	2,7	4030	130	165	17,3	29,8			1,07	3,93	1,12	2,88
03/07/2015	0,3	2,6	4260	130	195	19,2				0,64	4,07	1,04	2,86
Média	0,29	3,08	4119,82	140,18	183,08	18,18	30,15	39,42	49,74	1,23	3,82	1,06	3,02
Máximo	0,4	4,3	4380	190	240	21,5	34,3	44	53,8	1,98	4,98	1,24	3,98
Mínimo	0,2	1,7	3750	110	150	14,8	27,4	36,6	47,5	0,63	2,96	0,85	2,19
Desv. Padrão	0,05	0,53	181,75	14,95	20,94	1,49	1,59	1,44	1,42	0,27	0,43	0,07	0,37
Req. Norma	10	0	2800	60	600	0	15	25	40	2,5	6,5	6,5	4


COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DE AGREGADO MIÚDO
NBR NM 248

 Interessado: Concreto Redimix do Brasil S/A
 Procedência: Calapo
 Material: Areia Natural Fina

 Relatório nº: 1242-1/14
 Data de realização do ensaio: 13/08/2014
 Data de emissão desse relatório: 15/08/2014

ABERTURA DAS PENEIRAS (mm)	PORCENTAGENS RETIDAS								
	ENSAIO					LIMITES RECOMENDADOS - NBR 7211 (ACUMULADAS)			
	Pesos(g)	Posos(g)	Pesos(g) (Média)	Simplex	Acumuladas	Zona Utilizável		Zona Ótima	
						Limites inferior	Limites superior	Limites inferior	Limites superior
9,5	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0
6,3	0,0	0,0	0,0	0	0	0	7	0	0
4,5	0,0	0,0	0,0	0	0	0	10	0	5
2,4	0,1	0,1	0,1	0	0	0	25	10	20
1,2	1,3	1,3	1,3	0	0	5	50	20	30
0,6	8,3	8,2	8,2	2	2	15	70	35	55
0,3	80,7	81,1	80,9	20	22	50	95	65	85
0,15	216,4	213,3	214,6	88	91	85	100	90	95
PRATO	28,6	28,2	28,4	9	100	-	-	-	-
TOTAIS	313,3	310,0	311,7	100	215	-	-	-	-
MÓDULO DE FINURA:	1,15								


 Dimensão máx. característica (NBR 7211): 0,6 mm
 Materiais pulverulentos (NBR NM 46): 0,6 %

 Romário Silva
 Executor do ensaio

 Denisson Pereira Rocha
 Eng. Civil / Chefe de Lab. de Materiais
 CREA 20459/D-GO

 Marcia Lima Peduzzi
 Engenheira Civil
 CREA 15899/D-GO

 Adilson Ferreira da Rocha
 Engenheiro Civil
 CREA 14231/D-GO

 Carlos de Oliveira Campos
 Geól. / MSc Eng. Civil
 CREA 1154-GO

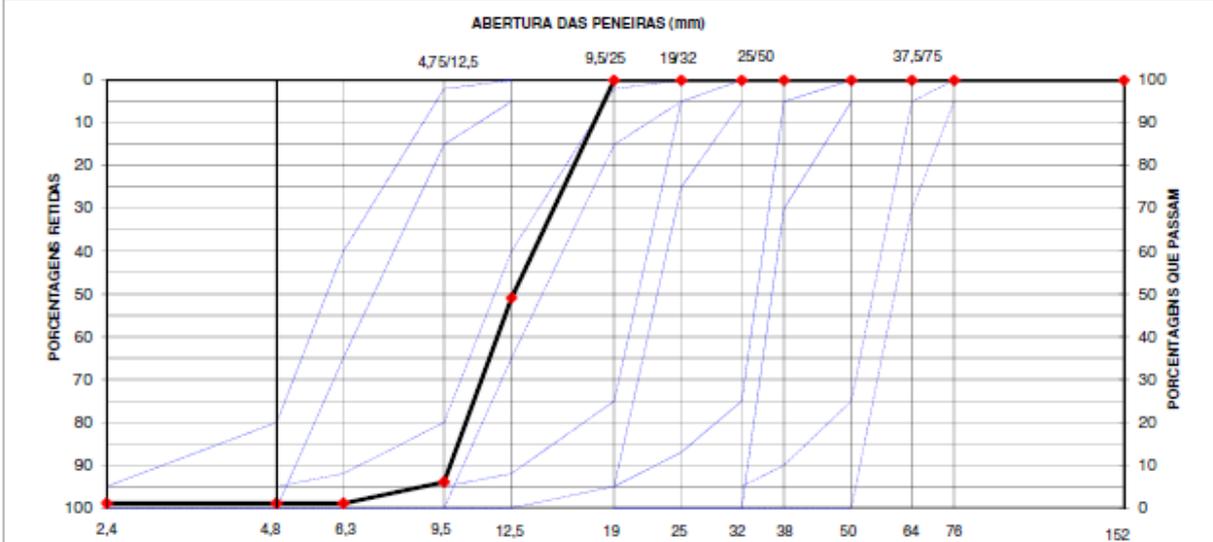
 CARLOS CAMPOS CONSULTORIA E CONSTRUÇÕES LIMITADA <small>DEDE 1973</small>	Relatório de Ensaio	Revisão 00
	Página 1/1	

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DE AGREGADO GRAÚDO
NBR NM 248

Interessado: Pedreira Anhanguera Ltda
Procedência: Pedreira Anhanguera Ltda
Material: Brita 1 linha 2

Relatório nº: 447-7/15
Data de realização do ensaio: 09/04/2015
Data de emissão desse relatório: 07/05/2015

ABERTURA DAS PENEIRAS		PORCENTAGENS RETIDAS									
		ENSAIO					LIMITES RECOMENDADOS - NBR 7211 (ACUMULADAS)				
mm	ASTM	Pesos(g)	Pesos(g)	Pesos médios (g)	Simples	Acumuladas	4,8 / 12,5	9,5 / 25	19 / 32	25 / 50	37,5 / 75
152	6"	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-
76	3"	0	0	0	0	0	-	-	-	-	0-5
64	2 1/2"	0	0	0	0	0	-	-	-	-	5-30
50	2"	0	0	0	0	0	-	-	-	0-5	75-100
38	1 1/2"	0	0	0	0	0	-	-	-	5-30	90-100
32	1 1/4"	0	0	0	0	0	-	-	0-5	75-100	95-100
25	1"	0	0	0	0	0	-	0-5	5-25	87-100	-
19	3/4"	0,0	0,0	0,0	0	0	-	2-15	65-95	95-100	-
12,5	1/2"	2903,0	3001,1	2952,1	51	51	0-5	40-65	92-100	-	-
9,5	3/8"	2393,8	2569,8	2481,8	43	94	2-15	80-100	95-100	-	-
6,3	1/4"	234,2	320,6	277,4	5	99	40-65	92-100	-	-	-
4,8	4	10,3	11,7	11,0	0	99	80-100	95-100	-	-	-
2,4	8	0,0	0,0	0,0	0	99	95-100	-	-	-	-
PRATO		92,9	104,3	98,6	1	400	-	-	-	-	-
TOTAIS		5634,2	6007,5	5820,9	100	842	-	-	-	-	-



Dimensão máxima característica (NBR 7211): 19,0 mm
Módulo de finura (NBR 7211): 6,92
Teor de material pulverulento (NBR NM 46): 1,1 %
Massa unitária (NBR NM 45): 1,380 g/cm³
Massa específica (NBR NM 53): 2,670 g/cm³

César Malheiros
Auxiliar de Laboratório



Denilson Pereira Rocha
Eng. Civil / Chefe do Lab. de Materiais
CREA 20459/D-GO

 CARLOS CAMPOS CONSULTORIA E CONSTRUÇÕES LIMITADA <small>ESTAB. 1979</small>	Relatório de ensaio	Revisão 00
--	---------------------	------------

VERIFICAÇÃO DE ADESIVIDADE A LIGANTE BETUMINOSO
NBR 12583

Relatório nº: 508-5/15
 Interessado: Pedreira Anhanguera Limitada
 Obra/Trecho: Produção
 Material: Brita 1
 Procedência: Pedreira Anhanguera
 Datas: Realização do ensaio: 08/04/2015 Emissão deste relatório: 20/04/2015

Conforme solicitação, encaminha-se resultado do ensaio de adesividade em amostra de agregado graúdo.

Para o teste foi utilizado o ligante : CAP 50/70

O procedimento de espalhamento do ligante sobre o agregado consiste em aquecer o ligante e agregado nas temperaturas recomendadas e proceder o recobrimento dos mesmos de maneira uniforme e contínua.

As amostras, após espalhamento e cura do ligante, foram colocadas em imersão em banho-maria a 40°C por 72 horas.

A aderência do ligante CAP 50/70 apresentou problemas.

Podemos afirmar com segurança que a adesividade **Não é satisfatória.**

Lázaro Mateus
 Executor do Ensaio


 Franklin Caires Santos
 Engenheiro Civil
 CREA 18987/AP-GO

Márcia Lima Peduzzi
 Engenheira Civil
 CREA 15899/D - GO

Adilson Pereira da Rocha
 Engenheiro Civil
 CREA 14231/D-GO


 Denilson Pereira Rocha
 Engenheiro Civil
 CREA 20459/D - GO

As considerações e resultados contidos neste relatório tem validade restrita às amostras ensaiadas e ao ensaio. A Carlos Campos Consultoria e Construções Limitada não se responsabiliza por reproduções integrais não autorizadas deste documento. Sua produção parcial é proibida.

Av. São Francisco, nº 473, Setor Santa Geneveva, Goiânia - Goiás, CEP: 74670-010, Fone: (62) 3204-2525, www.carloscampos.com.br - 1/1

 CARLOS CAMPOS CONSULTORIA E CONSTRUÇÕES LIMITADA <small>DESDE 1973</small>	Relatório de ensaio	Revisão 00

DETERMINAÇÃO DA ABRASÃO " LOS ANGELES "
NBR NM 51

Relatório nº: 508-1/15 Material: Brita 0
 Interessado: Pedreira Anhanguera Limitada Procedência: Pedreira Anhanguera
 Obra / Trecho: Produção
 Data: Realização do ensaio: 09/04/2015 Emissão deste relatório: 20/04/2015

PENEIRAS		FRAÇÕES DA AMOSTRA ANTES DO ENSAIO						FRAÇÕES DA AMOSTRA APÓS O ENSAIO					
Passando mm (pol)	Retido mm (pol)	Graduação A	Graduação B	Graduação C	Graduação D	Graduação E	Graduação F	Graduação A	Graduação B	Graduação C	Graduação D	Graduação E	Graduação F
75 (3")	63 (2,1/2")					2500 ± 50						-	
63 (2,1/2")	50 (2")					2500 ± 50						-	
50 (2")	38 (1,1/2")					5,000 ± 50	5,000 ± 50					-	-
38 (1,1/2")	25 (1")	1,250 ± 25					5,000 ± 25	-				-	-
25 (1")	19 (3/4")	1,250 ± 25						-				-	-
19 (3/4")	12,7 (1/2")	1,250 ± 10	2,500 ± 10					-	-			-	-
12,7 (1/2")	9,5 (3/8")	1,250 ± 10	2,500 ± 10					-	-			-	-
9,5 (3/8")	6,3 (1/4")			2,500 ± 10				-	-	513		-	-
6,3 (1/4")	4,8 (nº4)			2,500 ± 10				-	-	928		-	-
4,8 (nº4)	2,4 (nº8)				5,000 ± 10			-	-	1501	-	-	-
1,7								-	-	423	-	-	-
CARGA ABRASIVA		12 ESFERAS 5,000 ± 25	11 ESFERAS 4,584 ± 25	8 ESFERAS 3,330 ± 25	6 ESFERAS 2,500 ± 25	12 ESFERAS 5,000 ± 25	12 ESFERAS 5,000 ± 25	Massa Retida na # 1,7mm - Pn (g)					
MASSA TOTAL (Pn)		-	-	5,000	-	-	-	-	-	3365	-	-	-
CÁLCULO DA ABRASÃO		Δ n% = 100 x (Pn - P'n) / Pn (%) =						32,7%					
RESULTADO:													
<ul style="list-style-type: none"> - Segundo a NBR - 12948/93, o índice de desgaste por abrasão deve ser inferior a 40% em massa do material para uso em Concreto Betuminoso Usinado a Quente (C.B.U.Q). - Segundo a NBR - 7211/2009, o índice de desgaste por abrasão deve ser inferior a 50% em massa do material para uso em Concreto Armado. 													
Obs.: Os resultados se referem apenas às amostras ensaiadas.													

Lázaro Mateus
Executor do Ensaio



Franklin Caires Santos
Engenheiro Civil
CREA 18987/AP-GO

Márcia Lima Peduzzi
Engenheira Civil
CREA 15899/D-GO

Adilson Pereira da Rocha
Engenheiro Civil
CREA 14231/D-GO

Denilson Pereira Rocha
Engenheiro Civil
CREA 20459/D-GO

 CARLOS CAMPOS CONSULTORIA E CONSTRUÇÕES LIMITADA <small>DESDE 1973</small>	Relatório de ensaio	Revisão 00

DETERMINAÇÃO DA ABRASÃO " LOS ANGELES "
NBR NM 51

Relatório nº: 508-2/15 Material: Brita 1
 Interessado: Pedreira Anhanguera Limitada Procedência: Pedreira Anhanguera
 Obra / Trecho: Produção
 Data: Realização do ensaio: 09/04/2015 Emissão deste relatório: 20/04/2015

PENEIRAS		FRAÇÕES DA AMOSTRA ANTES DO ENSAIO						FRAÇÕES DA AMOSTRA APOS O ENSAIO					
Passando mm (pol)	Retido mm (pol)	Graduação A	Graduação B	Graduação C	Graduação D	Graduação E	Graduação F	Graduação A	Graduação B	Graduação C	Graduação D	Graduação E	Graduação F
76 (3")	63 (2,1/2")					2500 ± 50						-	
63 (2,1/2")	50 (2")					2500 ± 50						-	
50 (2")	38 (1,1/2")					5,000 ± 50	5,000 ± 50					-	-
38 (1,1/2")	25 (1")	1,250 ± 25					5,000 ± 25	-				-	-
25 (1")	19 (3/4")	1,250 ± 25						-				-	-
19 (3/4")	12,7 (1/2")	1,250 ± 10	2,500 ± 10					-	391			-	-
12,7 (1/2")	9,5 (3/8")	1,250 ± 10	2,500 ± 10					-	695			-	-
9,5 (3/8")	6,3 (1/4")			2,500 ± 10				-	837	-		-	-
6,3 (1/4")	4,8 (n#4)			2,500 ± 10				-	512	-		-	-
4,8 (n#4)	2,4 (n#8)				5,000 ± 10			-	809	-	-	-	-
1,7								-	247	-	-	-	-
CARGA ABRASIVA		12 ESFERAS 5,000 ± 25	11 ESFERAS 4,584 ± 25	8 ESFERAS 3,330 ± 25	6 ESFERAS 2,500 ± 25	12 ESFERAS 5,000 ± 25	12 ESFERAS 5,000 ± 25	Massa Retida na # 1,7mm - P'n (g)					
MASSA TOTAL (Pn)		-	5,000	-	-	-	-	-	3491	-	-	-	-
CALCULO DA ABRASÃO		$\Delta \quad n\% = 100 \times (Pn - P'n) / Pn (\%) =$					30,2%						
RESULTADO:													
<ul style="list-style-type: none"> - Segundo a NBR - 12948/93, o índice de desgaste por abrasão deve ser inferior a 40% em massa do material para uso em Concreto Betuminoso Usinado a Quente (C.B.U.Q). - Segundo a NBR - 7211/2009, o índice de desgaste por abrasão deve ser inferior a 50% em massa do material para uso em Concreto Armado. 													
Obs.: Os resultados se referem apenas às amostras ensaiadas.													

Lázaro Mateus
Executor do Ensaio


Franklin Caires Santos
Engenheiro Civil
CREA 18987/AP-GO

Márcia Lima Peduzzi
Engenheira Civil
CREA 15899/D-GO

Adilson Pereira da Rocha
Engenheiro Civil
CREA 14231/D-GO


Denilson Pereira Rocha
Engenheiro Civil
CREA 20459/D-GO

 CARLOS CAMPOS CONSULTORIA E CONSTRUÇÕES LIMITADA <small>DESPDF 10/21</small>	Relatório de ensaio	Revisão 00
---	---------------------	------------

**DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE FORMA
MÉTODO PAQUÍMETRO - NBR 7809**

Relatório nº.: 508-3/15
 Interessado: Pedreira Anhanguera Limitada
 Obra/Trecho: Produção
 Material: Brita 0
 Procedência: Pedreira Anhanguera

Datas: Realização do ensaio: 08/04/2015 Emissão deste relatório: 20/04/2015

Conforme solicitação, encaminha-se resultado do ensaio de determinação do índice de forma em amostra de agregado graúdo.

O índice de forma do agregado é a média da relação entre o comprimento e a espessura dos grãos do agregado, ponderada pela quantidade de grãos de cada fração granulométrica que o compõe.

A norma NBR 7211/2009 - Agregado para concreto - Determina que o índice de forma dos grãos do agregado seja inferior ou igual a 3,00.

A norma NBR 12948/1993 - Materiais para concreto betuminoso usinado a quente - Determina que o índice de forma dos grãos do agregado seja inferior ou igual a 2,00.

O valor encontrado para amostra ensaiada foi um índice de 2,20.

Esse valor foi calculado pela média ponderada das relações entre o comprimento e a espessura de todos os grãos medidos.

Ricardo Dantas
 Executor do Ensaio


Franklin Caires Santos
 Engenheiro Civil
 CREA 18987/AP-GO

Márcia Lima Peduzzi
 Engenheira Civil
 CREA 15899/D - GO

Adilson Pereira da Rocha
 Engenheiro Civil
 CREA 14231/D-GO


Denilson Pereira Rocha
 Engenheiro Civil
 CREA 20459/D - GO

 CARLOS CAMPOS CONSULTORIA E CONSTRUÇÕES LIMITADA. <small>DESDE 1978</small>	Relatório de ensaio	Revisão 00
--	---------------------	------------

**DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE FORMA
MÉTODO PAQUÍMETRO - NBR 7809**

Relatório nº.: 508-4/15

Interessado: Pedreira Anhanguera Limitada

Obra/Trecho: Produção

Material: Brita 1

Procedência: Pedreira Anhanguera

Datas: Realização do ensaio:

08/04/2015

Emissão deste relatório:

20/04/2015

Conforme solicitação, encaminha-se resultado do ensaio de determinação do índice de forma em amostra de agregado graúdo.

O índice de forma do agregado é a média da relação entre o comprimento e a espessura dos grãos do agregado, ponderada pela quantidade de grãos de cada fração granulométrica que o compõe.

A norma NBR 7211/2009 - Agregado para concreto - Determina que o índice de forma dos grãos do agregado seja inferior ou igual a 3,00.

A norma NBR 12948/1993 - Materiais para concreto betuminoso usinado a quente - Determina que o índice de forma dos grãos do agregado seja inferior ou igual a 2,00.

O valor encontrado para amostra ensaiada foi um índice de 2,40.

Esse valor foi calculado pela média ponderada das relações entre o comprimento e a espessura de todos os grãos medidos.

Ricardo Dantas

Executor do Ensaio



Franklin Caires Santos

Engenheiro Civil
CREA 18987/AP-GO



Denilson Pereira Rocha

Engenheiro Civil
CREA 20458/D - GO

Márcia Lima Peduzzi

Engenheira Civil
CREA 15899/D - GO

Adilson Pereira da Rocha

Engenheiro Civil
CREA 14231/D-GO

As considerações e resultados contidos neste relatório tem validade restrita às amostras ensaiadas e ao ensaio. A Carlos Campos Consultoria e Construções Limitada não se responsabiliza por reproduções integrais não autorizadas deste documento. Sua produção parcial é proibida

Avenida São Francisco, nº 473, Setor Santa Geneveva, Goiânia - Goiás, CEP:74670-010, Fone: (62) 3204-2525, www.carloscampos.com.br - 1/1

ANEXO B

<p>! Adelson Mesquita</p> <p>! Analise de blocos sobre estacas - Monolitico</p> <p>! Mestrado CMEC-UFG, 2015</p> <p>/TITLE,Analise de bloco monolitico sobre estacas, CMEC - UFG, 2015.</p> <p>/filename,BLMN-R9</p> <p>!BLOCO SOBRE 2 ESTACAS</p> <p>!/CLEAR</p> <p>/PREP7</p> <p>/VIEW,1,1,1,1</p> <p>/VUP,1,+y</p> <p>ANTYPE,STATIC</p> <p>Ec=31.2012012E+9 !18E9</p> <p>ni_c=0.2</p> <p>mi=0.35 !coeficiente de atrito aço- aço e aço-concreto [-]</p> <p>fcm=42.21e6</p> <p>ftm=3.94e6</p> <p>e_max_c=3.5/1000 !deformação máxima do concreto [-]</p> <p>!ELEMENTO DE CONCRETO PILAR</p> <p>!-----</p> <p>ET,1,65</p> <p>KEYOPT,1,7,1</p>	<p>MP,EX,1,Ec ! em Pa porque estamos usando N e m2</p> <p>MP,PRXY,1,ni_c</p> <p>TB,CONCR,1</p> <p>TBDATA,,0.5,0.9,ftm,-1,,,,,,,,,</p> <p>R,1,0, , , , ,</p> <p>D1=0.000333</p> <p>D2=0.000667</p> <p>D3=0.001000</p> <p>D4=0.001333</p> <p>D5=0.001667</p> <p>D6=0.002000</p> <p>D7=0.003500</p> <p>S1=10.39E6</p> <p>S2=18.89E6</p> <p>S3=25.50E6</p> <p>S4=30.22E6</p> <p>S5=33.06E6</p> <p>S6=34.00E6</p> <p>S7=34.17E6</p> <p>TB,MISO,1,1,7,</p> <p>TBTEMP,0</p>
--	---

TBPT,DEFI,D1,S1\$TBPT,DEFI,D2,
S2\$TBPT,DEFI,D3,S3\$TBPT,DEFI,
D4,S4\$TBPT,DEFI,D5,S5

TBPT,DEFI,D6,S6\$TBPT,DEFI,D7,
S7

!ELEMENTO DE CONCRETO
GROUT

!-----

ET,2,65

KEYOPT,2,7,1

MP,EX,2,Ec ! em Pa porque
estamos usando N e m2

MP,PRXY,2,ni_c

TB,CONCR,2

TBDATA,,0.5,0.9,ftm,-1,,,,,,

R,2,0, , , , ,

D1=0.000333

D2=0.000667

D3=0.001000

D4=0.001333

D5=0.001667

D6=0.002000

D7=0.003500

S1=10.39E6

S2=18.89E6

S3=25.50E6

S4=30.22E6

S5=33.06E6

S6=34.00E6

S7=34.17E6

TB,MISO,2,1,7,

TBTEMP,0

TBPT,DEFI,D1,S1\$TBPT,DEFI,D2,
S2\$TBPT,DEFI,D3,S3\$TBPT,DEFI,
D4,S4\$TBPT,DEFI,D5,S5

TBPT,DEFI,D6,S6\$TBPT,DEFI,D7,
S7

!ELEMENTO DE CONCRETO
BLOCO

!-----

ET,3,65

MP,EX,3,Ec ! em Pa porque
estamos usando N e m2

MP,PRXY,3,ni_c

TB,CONCR,3

TBDATA,,0.5,0.9,ftm,-1,,,,,,

R,3,0, , , , ,

S1=10.39E6

S2=18.89E6

S3=25.50E6

S4=30.22E6

S5=33.06E6

S6=34.00E6

S7=34.17E6

TB,MISO,3,1,7,

TBTEMP,0

TBPT,DEFI,D1,S1\$TBPT,DEFI,D2,
S2\$TBPT,DEFI,D3,S3\$TBPT,DEFI,
D4,S4\$TBPT,DEFI,D5,S5

TBPT,DEFL,D6,S6\$TBPT,DEFL,D7, S7	!GEOMETRIA = BLOCO + DEGRAU
ET,4,LINK180	c = 0.025 !cobrimento e largura dos elementos
R,4,201.062E-6 !diâmetro 16.0mm	!Bloco
MP,EX,4,210E9	cB = 1.000
MP,NUXY,4,0.3	IB = 0.500
TB,BISO,4	hB = 0.300
TBDATA,1,500e6,10e6	cD = 0.600
ET,5,LINK180	ID = 0.500
R,5,31.1724531052E-6 !diâmetro 6.3mm	hD = 0.100
MP,EX,5,210E9	cP = 0.200
MP,NUXY,5,0.3	IP = 0.200
TB,BISO,5	hP = 0.400
TBDATA,1,500e6,10e6	eG = 0.050
!ELEMENTO DA CHAPA DO APOIO	IG = 0.300
!-----	hG = 0.300
ET,6,185	H1 = 0.100
MP,EX,6,210000E6 ! em Pa porque estamos usando N e m2	H2 = hB
MP,PRXY,6,0.3	H3 = hB + hD
!ELEMENTO DA CHAPA DA LAJE	H4 = H1 + hP
!-----	!*****
ET,7,185	! GEOMETRIA 1/4
MP,EX,7,Ec ! em Pa porque estamos usando N e m2	!*****
MP,PRXY,7,0.2	! Keypoints 1 to 20 - H0
	K,1,0,0,0
	K,2,cP/2,0,0
	K,3,cP/2+eG,0,0

K,4,cD/2,0,0
 k,5,cB/2,0,0
 K,6,0,IP/2,0
 K,7,cP/2,IP/2,0
 K,8,cP/2+eG,IP/2,0
 K,9,cD/2,IP/2,0
 k,10,cB/2,IP/2,0
 K,11,0,IP/2+eG,0
 K,12,cP/2,IP/2+eG,0
 K,13,cP/2+eG,IP/2+eG,0
 K,14,cD/2,IP/2+eG,0
 k,15,cB/2,IP/2+eG,0
 K,16,0,IB/2,0
 K,17,cP/2,IB/2,0
 K,18,cP/2+eG,IB/2,0
 K,19,cD/2,IB/2,0
 k,20,cB/2,IB/2,0
 ! Keypoints 21 to 40 - H1
 K,21,0,0,H1
 K,22,cP/2,0,H1
 K,23,cP/2+eG,0,H1
 K,24,cD/2,0,H1
 k,25,cB/2,0,H1
 K,26,0,IP/2,H1
 K,27,cP/2,IP/2,H1
 K,28,cP/2+eG,IP/2,H1
 K,29,cD/2,IP/2,H1
 k,30,cB/2,IP/2,H1
 K,31,0,IP/2+eG,H1
 K,32,cP/2,IP/2+eG,H1
 K,33,cP/2+eG,IP/2+eG,H1
 K,34,cD/2,IP/2+eG,H1
 k,35,cB/2,IP/2+eG,H1
 K,36,0,IB/2,H1
 K,37,cP/2,IB/2,H1
 K,38,cP/2+eG,IB/2,H1
 K,39,cD/2,IB/2,H1
 k,40,cB/2,IB/2,H1
 ! Keypoints 41 to 60 - H2
 K,41,0,0,H2
 K,42,cP/2,0,H2
 K,43,cP/2+eG,0,H2
 K,44,cD/2,0,H2
 k,45,cB/2,0,H2
 K,46,0,IP/2,H2
 K,47,cP/2,IP/2,H2
 K,48,cP/2+eG,IP/2,H2
 K,49,cD/2,IP/2,H2
 k,50,cB/2,IP/2,H2
 K,51,0,IP/2+eG,H2
 K,52,cP/2,IP/2+eG,H2
 K,53,cP/2+eG,IP/2+eG,H2
 K,54,cD/2,IP/2+eG,H2
 k,55,cB/2,IP/2+eG,H2

K,56,0,1B/2,H2	! Volumes H0-H1
K,57,cP/2,1B/2,H2	A,1,2,22,21
K,58,cP/2+eG,1B/2,H2	A,2,7,27,22
K,59,cD/2,1B/2,H2	A,7,6,26,27
k,60,cB/2,1B/2,H2	A,6,1,21,26
! Keypoints 61 to 74 - H3	A,6,7,2,1
K,61,0,0,H3	A,21,22,27,26
K,62,cP/2,0,H3	VA,1,2,3,4,5,6
K,63,cP/2+eG,0,H3	A,2,3,23,22
K,64,cD/2,0,H3	A,3,8,28,23
K,66,0,1P/2,H3	A,8,7,27,28
K,67,cP/2,1P/2,H3	A,7,2,22,27
K,68,cP/2+eG,1P/2,H3	A,7,8,3,2
K,69,cD/2,1P/2,H3	A,22,23,28,27
K,71,0,1P/2+eG,H3	VA,7,8,9,10,11,12
K,72,cP/2,1P/2+eG,H3	A,3,4,24,23
K,73,cP/2+eG,1P/2+eG,H3	A,4,9,29,24
K,74,cD/2,1P/2+eG,H3	A,9,8,28,29
K,76,0,1B/2,H3	A,8,3,23,28
K,77,cP/2,1B/2,H3	A,8,9,4,3
K,78,cP/2+eG,1B/2,H3	A,23,24,29,28
K,79,cD/2,1B/2,H3	VA,13,14,15,16,17,18
! Keypoints 81 to 87 - H4	A,4,5,25,24
K,81,0,0,H4	A,5,10,30,25
K,82,cP/2,0,H4	A,10,9,29,30
K,86,0,1P/2,H4	A,9,4,24,29
K,87,cP/2,1P/2,H4	A,9,10,5,4

A,24,25,30,29
VA,19,20,21,22,23,24
A,6,7,27,26
A,7,12,32,27
A,12,11,31,32
A,11,6,26,31
A,11,12,7,6
A,26,27,32,31
VA,25,26,27,28,29,30
A,7,8,28,27
A,8,13,33,28
A,13,12,32,33
A,12,7,27,32
A,12,13,8,7
A,27,28,33,32
VA,31,32,33,34,35,36
A,8,9,29,28
A,9,14,34,29
A,14,13,33,34
A,13,8,28,33
A,13,14,9,8
A,28,29,34,33
VA,37,38,39,40,41,42
A,9,10,30,29
A,10,15,35,30
A,15,14,34,35
A,14,9,29,34
A,14,15,10,9
A,29,30,35,34
VA,43,44,45,46,47,48
A,11,12,32,31
A,12,17,37,32
A,17,16,36,37
A,16,11,31,36
A,16,17,12,11
A,31,32,37,36
VA,49,50,51,52,53,54
A,12,13,33,32
A,13,18,38,33
A,18,17,37,38
A,17,12,32,37
A,17,18,13,12
A,32,33,38,37
VA,55,56,57,58,59,60
A,13,14,34,33
A,14,19,39,34
A,19,18,38,39
A,18,13,33,38
A,18,19,14,13
A,33,34,39,38
VA,61,62,63,64,65,66
A,14,15,35,34
A,15,20,40,35
A,20,19,39,40

A,19,14,34,39	A,24,25,45,44
A,19,20,15,14	A,25,30,50,45
A,34,35,40,39	A,30,29,49,50
VA,67,68,69,70,71,72	A,29,24,44,49
! Volumes H1-H2	A,29,30,25,24
A,21,22,42,41	A,44,45,50,49
A,22,27,47,42	VA,91,92,93,94,95,96
A,27,26,46,47	A,26,27,47,46
A,26,21,41,46	A,27,32,52,47
A,26,27,22,21	A,32,31,51,52
A,41,42,47,46	A,31,26,46,51
VA,73,74,75,76,77,78	A,31,32,27,26
! V = 13 -> PILAR	A,46,47,52,51
A,22,23,43,42	VA,97,98,99,100,101,102
A,23,28,48,43	! V = 17 -> GROUT
A,28,27,47,48	A,27,28,48,47
A,27,22,42,47	A,28,33,53,48
A,27,28,23,22	A,33,32,52,53
A,42,43,48,47	A,32,27,47,52
VA,79,80,81,82,83,84	A,32,33,28,27
! V = 14 -> GROUT	A,47,48,53,52
A,23,24,44,43	VA,103,104,105,106,107,108
A,24,29,49,44	! V = 18 -> GROUT
A,29,28,48,49	A,28,29,49,48
A,28,23,43,48	A,29,34,54,49
A,28,29,24,23	A,34,33,53,54
A,43,44,49,48	A,33,28,48,53
VA,85,86,87,88,89,90	A,33,34,29,28

A,48,49,54,53	A,38,39,34,33	
VA,109,110,111,112,113,114	A,53,54,59,58	
A,29,30,50,49	VA,133,134,135,136,137,138	
A,30,35,55,50	A,34,35,55,54	
A,35,34,54,55	A,35,40,60,55	
A,34,29,49,54	A,40,39,59,60	
A,34,35,30,29	A,39,34,54,59	
A,49,50,55,54	A,39,40,35,34	
VA,115,116,117,118,119,120	A,54,55,60,59	
A,31,32,52,51	VA,139,140,141,142,143,144	
A,32,37,57,52	! Volumes H2-H3	
A,37,36,56,57	A,41,42,62,61	! V =
A,36,31,51,56	25 -> PILAR	
A,36,37,32,31	A,42,47,67,62	
A,51,52,57,56	A,47,46,66,67	
VA,121,122,123,124,125,126	A,46,41,61,66	
A,32,33,53,52	A,46,47,42,41	
A,33,38,58,53	A,61,62,67,66	
A,38,37,57,58	VA,145,146,147,148,149,150	
A,37,32,52,57	A,42,43,63,62	! V =
A,37,38,33,32	26 -> GROUT	
A,52,53,58,57	A,43,48,68,63	
VA,127,128,129,130,131,132	A,48,47,67,68	
A,33,34,54,53	A,47,42,62,67	
A,34,39,59,54	A,47,48,43,42	
A,39,38,58,59	A,62,63,68,67	
A,38,33,53,58	VA,151,152,153,154,155,156	
	A,43,44,64,63	

A,44,49,69,64		VA,175,176,177,178,179,180
A,49,48,68,69		A,51,52,72,71
A,48,43,63,68		A,52,57,77,72
A,48,49,44,43		A,57,56,76,77
A,63,64,69,68		A,56,51,71,76
VA,157,158,159,160,161,162		A,56,57,52,51
A,46,47,67,66	! V =	A,71,72,77,76
28 -> GROUT		VA,181,182,183,184,185,186
A,47,52,72,67		A,52,53,73,72
A,52,51,71,72		A,53,58,78,73
A,51,46,66,71		A,58,57,77,78
A,51,52,47,46		A,57,52,72,77
A,66,67,72,71		A,57,58,53,52
VA,163,164,165,166,167,168		A,72,73,78,77
A,47,48,68,67	! V =	VA,187,188,189,190,191,192
29 -> GROUT		A,53,54,74,73
A,48,53,73,68		A,54,59,79,74
A,53,52,72,73		A,59,58,78,79
A,52,47,67,72		A,58,53,73,78
A,52,53,48,47		A,58,59,54,53
A,67,68,73,72		A,73,74,79,78
VA,169,170,171,172,173,174		VA,193,194,195,196,197,198
A,48,49,69,68		! Volume H3-H4 - CABEÇA DO PILAR
A,49,54,74,69		A,61,62,82,81
A,54,53,73,74		34 -> PILAR
A,53,48,68,73		A,62,67,87,82
A,53,54,49,48		A,67,66,86,87
A,68,69,74,73		

A,66,61,81,86	K,111,0,0.15,0.25
A,66,67,62,61	K,112,0.475,0.15,0.25
A,81,82,87,86	K,114,0.475,0.15,0.15
VA,199,200,201,202,203,204	L,111,112
!*****	L,112,114
! BARRAS DE ARMADURA	LSEL,S,LINE,,186,189,1
!*****	CM, N2, LINE
! N1 DO BLOCO MONOLITICO	! N3 DO BLOCO MONOLITICO
*****	*****
K,101,0,0.075,0.05	K,115,0,0,0.05
K,102,0.475,0.075,0.05	K,116,0,0.225,0.05
K,103,0.475,0.075,0.25	K,117,0,0.225,0.25
L,101,102	K,118,0,0,0.25
L,102,103	L,115,116
K,104,0,0.225,0.05	L,116,117
K,105,0.475,0.225,0.05	L,117,118
K,106,0.475,0.225,0.25	LGEN,2,190,192,1,0.075,0,0,4,1,0
L,104,105	! comando per!goso, pois
L,105,106	depende do número das últimas
LSEL,S,LINE,,182,185,1	linhas geradas
CM, N1, LINE	LGEN,5,193,195,1,0.10,0,0,4,1,0
! N2 DO BLOCO MONOLITICO	! comando per!goso, pois
*****	depende do número das últimas
K,107,0,0,0.25	linhas geradas
K,108,0.475,0,0.25	LSEL,S,LINE,,190,207,1
K,110,0.475,0,0.15	CM, N3, LINE
L,107,108	! N4 DO BLOCO MONOLITICO
L,108,110	*****
	K,139,0.475,0,0.15
	K,140,0.475,0.225,0.15

```

K,141,0,0.225,0.15
L,139,140
L,140,141
LSEL,S,LINE,,208,209,1
CM, N4, LINE
! N5 DO BLOCO MONOLITICO
*****
K,142,c,c,0.125
K,143,c,c,0.500
K,144,c,0.10-c,0.125
K,145,c,0.10-c,0.500
K,146,0.10-c,0.10-c,0.125
K,147,0.10-c,0.10-c,0.500
K,148,0.10-c,c,0.125
K,149,0.10-c,c,0.500
L,142,143
L,144,145
L,146,147
L,148,149
LSEL,S,LINE,,210,213,1
CM, N5, LINE
CMSEL,S,N1,LINE
CMSEL,A,N5,LINE
MAT,4
TYPE,4
REAL,4
LESIZE,ALL,c, , , 1, , , 0,

LMESH,ALL
ALLSEL,ALL
CMSEL,S,N2,LINE
CMSEL,A,N3,LINE
CMSEL,A,N4,LINE
MAT,5
TYPE,5
REAL,5
LESIZE,ALL,c, , , 1, , , 0,
LMESH,ALL
VSEL,ALL
ESIZE,c
VSEL,S,VOLU,,13
VSEL,A,VOLU,,25
VSEL,A,VOLU,,34
CM, PILAR, VOLU      ! cria
um grupo de volumes chamado
PILAR
MAT,1
TYPE,1
REAL,1
VMESH,ALL
VSEL,ALL
VSEL,S,VOLU,,14
VSEL,A,VOLU,,17
VSEL,A,VOLU,,18
VSEL,A,VOLU,,26
VSEL,A,VOLU,,28

```

```

VSEL,A,VOLU,,29
CM, GROUT, VOLU
    ! cria um grupo de volumes
    chamado GROUT

MAT,2
TYPE,2
REAL,2

VMESH,ALL

VSEL,S,VOLU,,1,12
CM, LAJE, VOLU      ! cria
um grupo de volumes chamado
LAJE

MAT,2
TYPE,2
REAL,2

VMESH,ALL

VSEL,ALL
VSEL,U,MAT,,1
VSEL,U,MAT,,2
VSEL,U,MAT,,7

CM, BLOCO, VOLU
    ! cria um grupo de volumes
    chamado BLOCO

MAT,2
TYPE,2
REAL,2

VMESH,ALL
ALLSEL,ALL

!*****
*****

! APLICANDO AS SUPERFICIES
DE CONTATO

!*****
*****

asel,s,,74,75,
    !Contact pilar

asel,a,,146,147,

asel,s,,82,97,15      !Target
grout

asel,a,,154,163,9

asel,s,,80,152,72
    !Contact grout

asel,a,,99,165,66

asel,s,,88,160,72
    !Target bloco

asel,a,,121,181,60

asel,s,,104,105
    !Contact grout

asel,a,,170,171

asel,s,,127,xx,xx
    !Target bloco

asel,a,,178,187,9

!*****
*****

! CONSTRUINDO O APOIO

!*****
*****

K,100001,0.15,0,0
K,100002,0.35,0,0
K,100003,0.35,0.1,0

```

```

K,100004,0.15,0.1,0
K,100005,0.15,0,-0.025
K,100006,0.35,0,-0.025
K,100007,0.35,0.1,-0.025
K,100008,0.15,0.1,-0.025
V,100001,100002,100003,100004,100005,100006,100007,100008
VSEL,S,VOLU,,35
CM, CHAPA, VOLU
    ! cria um grupo de volumes chamado BLOCO
MAT,6
TYPE,6
REAL,6
VMESH,ALL
ALLSEL,ALL
NUMMRG,NODE,,,HIGH
ALLSEL,ALL
NUMMRG,NODE,,,HIGH
ALLSEL,ALL
NUMMRG,NODE,,,HIGH
ALLSEL,ALL
NUMMRG,NODE,,,HIGH
ALLSEL,ALL
/SOLU
!=====
! CARREGAMENTO
!=====

!CMSEL,S,N5,LINE
!NSLL,S,1
NSEL,R,LOC,Z,0.5
*GET, num_nodes, NODE, ,
COUNT
F,ALL,FZ,-2.1E6/4/num_nodes    !
2100kN = 2.1e6 N
NSEL,ALL
ESEL,S,MAT,,1
NSLE,S,ALL
NSEL,R,LOC,Z,0.40,0.6,c
CP,1,UZ,ALL
!RESTRICÇÕES DE APOIO
NSEL,S,LOC,Y,0
D,ALL,UY,0
NSEL,S,LOC,X,0
D,ALL,UX,0
NSEL,S,LOC,Z,-0.025
!CP,2,ROTY,ALL
NSEL,R,LOC,X,0.25-c,0.25+c,c
!D,ALL,UX,0
!D,ALL,UY,0
D,ALL,UZ,0
ALLSEL,ALL
!----- PARÂMETROS DA
SOLUÇÃO NAO-LINEAR -----
-----
nsbt=500    !nº de substeps
desejado

```

```

nsbtmax=1000      !nº máximo de
substeps

nsbtmin=20      !nº mínimo de
substeps

nite=100        !nº de iterações
máxima para cada substep

nsbt_salvar=5    !intervalo de substeps
para a escrita do arquivo de
resultados

nsbt_restart=5   !intervalo de
substeps para a escrita do arquivo de
restart

plast_max=50     !deformação
plástica limite para interrupção do
cálculo

tolerancia=0.1  !tolerância do cálculo
numérico

norma=2         !norma do vetor
resposta (0-> lim.inferior, 1-> L1, 2-
> L2)

lnsrch=1        !LINE SEARCH (0 ->
inativo, 1-> ativo

!---- CRITÉRIOS DA ANÁLISE
NÃO-LINEAR -----
-----

/SOL

allsel,all

CNVTOL,F,,tolerancia,norma,1,

NSUBST,nsbt,nsbtmax,nsbtmin

OUTRES,ERASE

OUTRES,ALL,nsbt_salvar

AUTOTS,1

```

```

CUTCONTROL,PLSLIMIT,plast_m
ax,

LNSRCH,lnsrch

NEQIT,nite

RESCONTRL,DEFINE,ALL,nsbt_re
start,1

!---

NLGEOM,1

NROPT,FULL, ,ON

STAOPT,DEFA

LUMPM,0

EQSLV, , ,0, ,DELE

MSAVE,0

PCGOPT,0, ,AUTO, , ,AUTO

PIVCHECK,1

PSTRESS,0

TOFFST,0,

SAVE          ! Save your work to
the database

ALLSEL, ALL

SOLVE        ! Solve the
problem

FINISH       ! Finish the
solution processor

SAVE        ! Save your work to
the database

```

```

! Adelson Mesquita
! Analise de blocos sobre estacas -
blocos pre-moldados
! Mestrado CMEC-UFG, 2015
/TITLE,Analise de bloco liso sobre
estacas, CMEC - UFG, 2015.
/filename,BLLS-R7
!BLOCO SOBRE 2 ESTACAS
!/CLEAR
/PREP7
/VIEW, 1, -0.3 , -0.5 , -0.3
/REP,FAST
!*
ANTYPE,STATIC
Ec= 31.19786453E+9
Ec_grout=22.012E+9
ni_c=0.18
mi=0.35 !coeficiente de atrito aço-
aço e aço-concreto [-]
fcm=40e6
ftm=4.1e6
fcm_grout=48e6
ftm_grout=4.2e6
e_max_c=3.5/1000 !deformação
máxima do concreto [-]
!ELEMENTO DE CONCRETO
PILAR
!-----
ET,1,65
MP,EX,1,Ec ! em Pa porque
estamos usando N e m2
MP,PRXY,1,ni_c
TB,CONCR,1
TBDATA,,0.5,0.9,ftm,-1,,,,,,
R,1,0, , , , ,
!ELEMENTO DE CONCRETO
GROUT
!-----
ET,2,65
MP,EX,2,Ec_grout ! em Pa
porque estamos usando N e m2
MP,PRXY,2,ni_c
TB,CONCR,2
TBDATA,,0.5,0.9,ftm_grout,fcm_gr
out,,,,,,
R,2,0, , , , ,
D1=0.000333
D2=0.000667
D3=0.001000
D4=0.001333
D5=0.001667
D6=0.002000
D7=0.003500
S1=7.33E6
S2=14.49E6
S3=21.44E6
S4=28.12E6
S5=34.39E6

```

S6=39.75E6
 S7=39.95E6
 TB,MISO,2,1,7,
 TBTEMP,0
 TBPT,DEFI,D1,S1\$TBPT,DEFI,D2,
 S2\$TBPT,DEFI,D3,S3\$TBPT,DEFI,
 D4,S4\$TBPT,DEFI,D5,S5
 TBPT,DEFI,D6,S6\$TBPT,DEFI,D7,
 S7
 !ELEMENTO DE CONCRETO
 BLOCO
 !-----
 ET,3,65
 MP,EX,3,Ec ! em Pa porque
 estamos usando N e m2
 MP,PRXY,3,ni_c
 TB,CONCR,3
 TBDATA,,0.5,0.9,ftm,fcmm,,,,,
 R,3,0, , , , , ,
 S1=10.39E6
 S2=18.89E6
 S3=25.50E6
 S4=30.22E6
 S5=33.06E6
 S6=34.00E6
 S7=34.17E6
 TB,MISO,3,1,7,
 TBTEMP,0
 TBPT,DEFI,D1,S1\$TBPT,DEFI,D2,
 S2\$TBPT,DEFI,D3,S3\$TBPT,DEFI,
 D4,S4\$TBPT,DEFI,D5,S5
 TBPT,DEFI,D6,S6\$TBPT,DEFI,D7,
 S7
 ET,4,LINK180
 R,4,201.062E-6 !diâmetro
 16.0mm
 MP,EX,4,210E9
 MP,NUXY,4,0.3
 TB,BISO,4
 TBDATA,1,500e6,10e6
 ET,5,LINK180
 R,5,31.1724531052E-6
 !diâmetro 6.3mm
 MP,EX,5,210E9
 MP,NUXY,5,0.3
 TB,BISO,5
 TBDATA,1,500e6,10e6
 !ELEMENTO DA CHAPA DO
 APOIO
 !-----
 ET,6,185
 MP,EX,6,300000E6 ! em Pa
 porque estamos usando N e m2
 MP,PRXY,6,0.3
 !GEOMETRIA = BLOCO +
 DEGRAU
 c = 0.025 !cobrimento e largura dos
 elementos
 !Bloco

cB = 1.000	K,8,cP/2+eG,IP/2,0
IB = 0.500	K,9,cD/2,IP/2,0
hB = 0.300	k,10,cB/2,IP/2,0
cD = 0.600	K,11,0,IP/2+eG,0
ID = 0.500	K,12,cP/2,IP/2+eG,0
hD = 0.100	K,13,cP/2+eG,IP/2+eG,0
cP = 0.200	K,14,cD/2,IP/2+eG,0
IP = 0.200	k,15,cB/2,IP/2+eG,0
hP = 0.400	K,16,0,IB/2,0
eG = 0.050	K,17,cP/2,IB/2,0
IG = 0.300	K,18,cP/2+eG,IB/2,0
hG = 0.300	K,19,cD/2,IB/2,0
H1 = 0.100	k,20,cB/2,IB/2,0
H2 = hB	! Keypoints 21 to 40 - H1
H3 = hB + hD	K,21,0,0,H1
H4 = H1 + hP	K,22,cP/2,0,H1
!*****	K,23,cP/2+eG,0,H1
! GEOMETRIA 1/4	K,24,cD/2,0,H1
!*****	k,25,cB/2,0,H1
! Keypoints 1 to 20 - H0	K,26,0,IP/2,H1
K,1,0,0,0	K,27,cP/2,IP/2,H1
K,2,cP/2,0,0	K,28,cP/2+eG,IP/2,H1
K,3,cP/2+eG,0,0	K,29,cD/2,IP/2,H1
K,4,cD/2,0,0	k,30,cB/2,IP/2,H1
k,5,cB/2,0,0	K,31,0,IP/2+eG,H1
K,6,0,IP/2,0	K,32,cP/2,IP/2+eG,H1
K,7,cP/2,IP/2,0	K,33,cP/2+eG,IP/2+eG,H1

K,34,cD/2,IP/2+eG,H1	k,60,cB/2,IB/2,H2
k,35,cB/2,IP/2+eG,H1	! Keypoints 61 to 74 - H3
K,36,0,IB/2,H1	K,61,0,0,H3
K,37,cP/2,IB/2,H1	K,62,cP/2,0,H3
K,38,cP/2+eG,IB/2,H1	K,63,cP/2+eG,0,H3
K,39,cD/2,IB/2,H1	K,64,cD/2,0,H3
k,40,cB/2,IB/2,H1	
! Keypoints 41 to 60 - H2	K,66,0,IP/2,H3
K,41,0,0,H2	K,67,cP/2,IP/2,H3
K,42,cP/2,0,H2	K,68,cP/2+eG,IP/2,H3
K,43,cP/2+eG,0,H2	K,69,cD/2,IP/2,H3
K,44,cD/2,0,H2	K,71,0,IP/2+eG,H3
k,45,cB/2,0,H2	K,72,cP/2,IP/2+eG,H3
K,46,0,IP/2,H2	K,73,cP/2+eG,IP/2+eG,H3
K,47,cP/2,IP/2,H2	K,74,cD/2,IP/2+eG,H3
K,48,cP/2+eG,IP/2,H2	K,76,0,IB/2,H3
K,49,cD/2,IP/2,H2	K,77,cP/2,IB/2,H3
k,50,cB/2,IP/2,H2	K,78,cP/2+eG,IB/2,H3
K,51,0,IP/2+eG,H2	K,79,cD/2,IB/2,H3
K,52,cP/2,IP/2+eG,H2	! Keypoints 81 to 87 - H4
K,53,cP/2+eG,IP/2+eG,H2	K,81,0,0,H4
K,54,cD/2,IP/2+eG,H2	K,82,cP/2,0,H4
k,55,cB/2,IP/2+eG,H2	K,86,0,IP/2,H4
K,56,0,IB/2,H2	K,87,cP/2,IP/2,H4
K,57,cP/2,IB/2,H2	! Volumes H0-H1
K,58,cP/2+eG,IB/2,H2	V,1,2,7,6,21,22,27,26
K,59,cD/2,IB/2,H2	V,2,3,8,7,22,23,28,27

V,3,4,9,8,23,24,29,28
V,4,5,10,9,24,25,30,29
V,6,7,12,11,26,27,32,31
V,7,8,13,12,27,28,33,32
V,8,9,14,13,28,29,34,33
V,9,10,15,14,29,30,35,34
V,11,12,17,16,31,32,37,36
V,12,13,18,17,32,33,38,37
V,13,14,19,18,33,34,39,38
V,14,15,20,19,34,35,40,39
! Volumes H1-H2
V,21,22,27,26,41,42,47,46
! V = 13 -> PILAR
V,22,23,28,27,42,43,48,47
! V = 14 -> GROUT
V,23,24,29,28,43,44,49,48
V,24,25,30,29,44,45,50,49
V,26,27,32,31,46,47,52,51
! V = 17 -> GROUT
V,27,28,33,32,47,48,53,52
! V = 18 -> GROUT
V,28,29,34,33,48,49,54,53
V,29,30,35,34,49,50,55,54
V,31,32,37,36,51,52,57,56
V,32,33,38,37,52,53,58,57
V,33,34,39,38,53,54,59,58
V,34,35,40,39,54,55,60,59
! Volumes H2-H3
V,41,42,47,46,61,62,67,66
! V = 25 -> PILAR
V,42,43,48,47,62,63,68,67
! V = 26 -> GROUT
V,43,44,49,48,63,64,69,68
V,46,47,52,51,66,67,72,71
! V = 28 -> GROUT
V,47,48,53,52,67,68,73,72
! V = 29 -> GROUT
V,48,49,54,53,68,69,74,73
V,51,52,57,56,71,72,77,76
V,52,53,58,57,72,73,78,77
V,53,54,59,58,73,74,79,78
! Volume H3-H4 - CABEÇA DO
PILAR
V,61,62,67,66,81,82,87,86
! V = 34 -> PILAR
!*****
! BARRAS DE ARMADURA
!*****
! N1 DO BLOCO LISO

K,101,0,0.075,0.05
K,102,0.475,0.075,0.05
K,103,0.475,0.075,0.25
L,101,102
L,102,103
K,104,0,0.225,0.05
K,105,0.475,0.225,0.05
K,106,0.475,0.225,0.25

```

L,104,105
L,105,106
LSEL,S,LINE,,182,185,1
CM, N1, LINE
! N2 DO BLOCO LISO
*****
K,107,0.175,0,0.25
K,108,0.475,0,0.25
K,109,0.175,0,0.15
K,110,0.475,0,0.15
L,107,108
L,107,109
L,108,110
K,111,0.175,0.15,0.25
K,112,0.475,0.15,0.25
K,113,0.175,0.15,0.15
K,114,0.475,0.15,0.15
L,111,112
L,111,113
L,112,114
LSEL,S,LINE,,186,191,1
CM, N2, LINE
! N3 DO BLOCO LISO
*****
K,115,0.175,0,0.15
K,116,0.175,0.225,0.15
K,117,0.475,0.225,0.15
K,118,0.475,0,0.15
L,115,116
L,116,117
L,117,118
LGEN,2,192,194,1,0,0,0.10,4,1,0
! comando per!goso, pois
depende do número das últimas
linhas geradas
LSEL,S,LINE,,192,197,1
CM, N3, LINE
! N4 DO BLOCO LISO
*****
K,123,0.175,0.025,0.05
K,124,0.275,0.025,0.05
K,125,0.275,0.025,0.375
k,126,0.175,0.025,0.375
L,123,124
L,124,125
L,125,126
L,126,123
LGEN,5,198,201,1,0,0.05,0,4,1,0
LSEL,S,LINE,,198,217,1
CM, N4, LINE
! N5 DO BLOCO LISO
*****
K,143,0.175,0,0.05
K,144,0.275,0,0.05
K,145,0.275,0,0.375
k,146,0.175,0,0.375
L,143,139

```

```

L,144,140
L,145,141
L,146,142
LSEL,S,LINE,,218,221,1
CM, N5, LINE
! N6 DO BLOCO LISO
*****
K,147,0.025,0.175,0.05
K,148,0.025,0.225,0.05
K,149,0.025,0.225,0.375
K,150,0.025,0.175,0.375
L,147,148
L,148,149
L,149,150
L,150,147
LGEN,4,222,225,1,0.05,0,0,4,1,0
LSEL,S,LINE,,222,237,1
CM, N6, LINE
! N7 DO BLOCO LISO
*****
K,163,0,0.175,0.05
K,164,0,0.225,0.05
K,165,0,0.225,0.375
K,166,0,0.175,0.375
L,163,159
L,164,160
L,165,161
L,166,162
LSEL,S,LINE,,238,241,1
CM, N7, LINE
! N8 DO BLOCO LISO
*****
K,167,0.175,0,0.05
K,168,0.175,0.225,0.05
K,169,0.175,0.225,0.25
K,170,0.175,0,0.25
L,167,168
L,168,169
L,169,170
LGEN,3,242,244,1,0.15,0,0,4,1,0
LSEL,S,LINE,,242,250,1
CM, N8, LINE
! N9 DO BLOCO LISO
*****
K,179,c,c,0.125
K,180,c,c,0.500
K,181,c,0.10-c,0.125
K,182,c,0.10-c,0.500
K,183,0.10-c,0.10-c,0.125
K,184,0.10-c,0.10-c,0.500
K,185,0.10-c,c,0.125
K,186,0.10-c,c,0.500
L,179,180
L,181,182
L,183,184
L,185,186

```

```

LSEL,S,LINE,,251,254,1
CM, N9, LINE
! N10 DO BLOCO LISO
*****
! DISPENSADO
! N11 DO BLOCO LISO
*****
!K,187,0,0.025,0.025
!K,188,0.475,0.025,0.025
!L,187,188
!LGEN,5,255,,,0,0.05,0,4,1,0
!K,205,0.025,0,0.025
!K,206,0.025,0.225,0.025
!L,205,206
!LGEN,10,260,,,0.05,0,0,4,1,0
!LSEL,S,LINE,,255,269,1
!CM, N11, LINE
ALLSEL,ALL
CMSEL,S,N1,LINE
CMSEL,A,N9,LINE
MAT,4
TYPE,4
REAL,4
LESIZE,ALL,c, , , ,1, , ,0,
LMESH,ALL
ALLSEL,ALL
CMSEL,S,N2,LINE
CMSEL,A,N3,LINE
CMSEL,A,N4,LINE
CMSEL,A,N5,LINE
CMSEL,A,N6,LINE
CMSEL,A,N7,LINE
CMSEL,A,N8,LINE
!CMSEL,A,N11,LINE
MAT,5
TYPE,5
REAL,5
LESIZE,ALL,c, , , ,1, , ,0,
LMESH,ALL
VSEL,ALL
ESIZE,c
VSEL,S,VOLU,,13
VSEL,A,VOLU,,25
VSEL,A,VOLU,,34
CM, PILAR, VOLU      ! cria
um grupo de volumes chamado
PILAR
MAT,1
TYPE,1
REAL,1
VMESH,ALL
VSEL,ALL
VSEL,S,VOLU,,14
VSEL,A,VOLU,,17
VSEL,A,VOLU,,18

```

```

VSEL,A,VOLU,,26
VSEL,A,VOLU,,28
VSEL,A,VOLU,,29
CM, GROUT, VOLU
    ! cria um grupo de volumes
    chamado GROUT
MAT,2
TYPE,2
REAL,2
VMESH,ALL
VSEL,ALL
VSEL,U,MAT,,1
VSEL,U,MAT,,2
CM, BLOCO, VOLU
    ! cria um grupo de volumes
    chamado BLOCO
MAT,3
TYPE,3
REAL,3
VMESH,ALL
ALLSEL,ALL

!*****
***

! CONSTRUINDO O APOIO

!*****
***

K,100001,0.15,0,0
K,100002,0.35,0,0
K,100003,0.35,0.1,0

K,100004,0.15,0.1,0
K,100005,0.15,0,-0.025
K,100006,0.35,0,-0.025
K,100007,0.35,0.1,-0.025
K,100008,0.15,0.1,-0.025

V,100001,100002,100003,100004,10
0005,100006,100007,100008
VSEL,S,VOLU,,35
CM, CHAPA, VOLU
    ! cria um grupo de volumes
    chamado BLOCO
MAT,6
TYPE,6
REAL,6
VMESH,ALL
ALLSEL,ALL
NUMMRG,NODE,,,HIGH
ALLSEL,ALL
NUMMRG,NODE,,,HIGH
ALLSEL,ALL
NUMMRG,NODE,,,HIGH
ALLSEL,ALL
NUMMRG,NODE,,,HIGH
ALLSEL,ALL
/SOLU
!=====
! CARREGAMENTO
!=====

```

```

!CMSEL,S,N9,LINE
!NSLL,S,1
NSEL,R,LOC,Z,0.5
*GET, num_nodes, NODE, ,
COUNT
F,ALL,FZ,-2.1E6/4/num_nodes    !
2100kN = 2.1e6 N
NSEL,ALL
ESEL,S,MAT,,1
NSLE,S,ALL
NSEL,R,LOC,Z,0.40,0.6,c
CP,1,UZ,ALL
!RESTRICÇÕES DE APOIO
NSEL,S,LOC,Y,0
D,ALL,UY,0
NSEL,S,LOC,X,0
D,ALL,UX,0
NSEL,S,LOC,Z,-0.025
!CP,2,ROTY,ALL
NSEL,R,LOC,X,0.25-c,0.25+c,c
D,ALL,UX,0
D,ALL,UY,0
D,ALL,UZ,0
ALLSEL,ALL
!/PNUM,MAT,1
!----- PARÂMETROS DA
SOLUÇÃO NAO-LINEAR -----
-----

nsbt=500      !nº de substeps
desejado

nsbtmax=1000      !nº máximo de
substeps

nsbtmin=20      !nº mínimo de
substeps

nite=100      !nº de iterações
máxima para cada substep

nsbt_salvar=1 !intervalo de substeps
para a escrita do arquivo de
resultados

nsbt_restart=5      !intervalo de
substeps para a escrita do arquivo de
restart

plast_max=50      !deformação
plástica limite para interrupção do
cálculo

tolerancia=0.005 !tolerância do
cálculo numérico

norma=2      !norma do vetor
resposta (0-> lim.inferior, 1-> L1, 2-
> L2)

Insrch=1      !LINE SEARCH (0 ->
inativo, 1-> ativo

!---- CRITÉRIOS DA ANÁLISE
NÃO-LINEAR -----
-----

/SOL

allsel,all

CNVTOL,U,,tolerancia,norma,1,
NSUBST,nsbt,nsbtmax,nsbtmin
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,nsbt_salvar

```

```

AUTOTS,1                                /DSCALE,1,AUTO
CUTCONTROL,PLSLIMIT,plast_m            !ESEL,S,CENT,Y,0,0.1,c
ax,
LNSRCH,lnsrch
NEQIT,nite
RESCONTRL,DEFINE,ALL,nsbt_re
start,1
!---
NLGEOM,1
NROPT,FULL, ,ON
STAOPT,DEFA
LUMPM,0
EQSLV, , ,0, ,DELE
MSAVE,0
PCGOPT,0, ,AUTO, , ,AUTO
PIVCHECK,1
PSTRESS,0
TOFFST,0,
SAVE          ! Save your work to
the database
ALLSEL, ALL
SOLVE        ! Solve the
problem
FINISH       ! Finish the
solution processor
SAVE          ! Save your work to
the database
/POST1
/VIEW,1,,-1

```