

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

EMMELE GONELLA FONTENELLE

**RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE PINOS DE ANCORAGEM ISOLADOS E PRÉ-
INSTALADOS – INFLUÊNCIA DA ARMADURA DE FLEXÃO E DE
CISALHAMENTO**

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.

Orientador: Ronaldo Barros Gomes, Ph.D

Co-Orientador: Prof. Gilson Natal Guimarães, Ph.D

Goiânia
2011

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

**RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE PINOS DE ANCORAGEM ISOLADOS E PRÉ-
INSTALADOS – INFLUÊNCIA DA ARMADURA DE FLEXÃO E DE
CISALHAMENTO**

EMMELE GONELLA FONTENELLE

Área de concentração: Estruturas e Materiais

Orientador: Ronaldo Barros Gomes, Ph.D

Co-Orientador: Prof. Gilson Natal Guimarães, Ph.D

Goiânia
2011

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
GPT/BC/UFG

F683r	Fontenelle, Emmele Gonella. Resistência à tração de pinos de ancoragem isolados e pré-instalados [manuscrito] : Influência da armadura de flexão e de cisalhamento / Emmele Gonella Fontenelle. - 2011. 148 f. : il, tabs. Orientador: Prof. Dr. Ronaldo Barros Gomes; Co-orientador: Gilson Natal Guimarães. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2011. Bibliografia. Apêndices. 1. Ancoragem 2. Pinos de ancoragem 3. Engenharia de estruturas 4. Ancoragem mecânica. I. Título. CDU: 621.886
--------------	---

DEDICATÓRIA

**Aos meus pais Emmanuel e Arlene,
minhas irmãs Emmanuelle, Indra e Aira
e ao meu noivo José Maria,
pelo apoio e carinho.**

AGRADECIMENTOS

À Deus, por estar sempre presente em minha vida e guiar meus caminhos. Aos meus pais, pois tudo o que sou devo a eles, em especial ao meu pai, pois muito do que sei em relação à minha profissão aprendi com ele. E à minha família e ao meu noivo pelo apoio, carinho e compreensão nos momentos difíceis.

Ao meu orientador Prof. Ronaldo Barros Gomes, pela dedicação e empenho na realização dessa dissertação e apoio durante o curso de mestrado.

Ao meu co-orientador Prof. Gilson Natal Guimarães, pela participação efetiva no desenvolvimento dessa dissertação.

Aos professores do CMEC/UFG, pelo convívio e ensinamentos.

Ao Eng. Reginaldo Porto, Realmix Concreto, pela colaboração com o fornecimento de materiais utilizados na pesquisa e pelo incentivo ao desenvolvimento do curso de mestrado da UFG.

À empresa Carlos Campos Consultoria e Construções Limitada, na pessoa do Geólogo Carlos Campos, e em especial, ao Adilson P. da Rocha, pelo apoio e pela realização dos ensaios de caracterização do concreto.

Aos alunos do CMEC/UFG das turmas de 2009 a 2011, em especial a Amanda, e aos alunos de iniciação científica, Luís Flávio e Anderson, pela amizade e companheirismo.

Aos técnicos dos laboratórios da UFG e ao Euclides da PUC-RIO, que ajudaram na instrumentação e realização dos ensaios; à todos da secretaria do curso de mestrado.

Ao CNPq, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, e à Capes, Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pelo apoio financeiro.

RESUMO

Pinos de ancoragem inseridos em concreto são empregados com a finalidade de permitir a fixação de elementos para a introdução de solicitações nas estruturas de concreto, viabilizando as ligações estruturais entre estruturas metálicas e a fundação de concreto, entre componentes pré-fabricados e na fixação de elementos de reforço. Neste trabalho será abordado e estudado especificamente um sistema de ancoragem pré-instalado, composto por pino de ancoragem único com cabeça quadrada e submetido à força de tração. Foram realizados ensaios em 30 pinos, utilizando-se concreto auto-adensável com resistência à compressão na classe C-30, tendo como principais variáveis a presença e taxa de armadura, e disposição da armadura nos blocos, analisadas tanto na armadura de flexão (longitudinal e transversal) quanto na armadura de cisalhamento (grampos). Os resultados experimentais foram comparados com cinco métodos de cálculo da literatura e mostram que a armadura de flexão não influencia no aumento da capacidade de carga do pino de ancoragem. A utilização de uma armadura de cisalhamento juntamente com a armadura de flexão pode aumentar a capacidade de carga do pino em até 64%. O afastamento dos grampos em relação ao pino diminui a carga última atingida pelo pino de ancoragem, enquanto o aumento do diâmetro e/ou o aumento do número de camadas dos grampos pode aumentar a carga última.

Palavras - chave: Ancoragem, Pinos de ancoragem, Engenharia de estruturas, Ancoragem mecânica.

ABSTRACT

Fastenings inserted in concrete are used in order to allow the introduction of these components in concrete structures, enabling the structural link between metal structures and concrete foundation and between prefabricated components and fixing reinforcement elements. This work will study specifically an anchoring system pre-installed (cast-in-place anchor), consisting of single head studs with square head and subjected to tensile force. Assays were performed in 30 headed studs, using self-compacting concrete with compressive strength in the C-30 class. The main variables are the presence and rate of reinforcement, the arrangement of reinforcement in the blocks, and the influence of both the flexural reinforcement (longitudinal and transverse) and the shear reinforcement (hairpins) on the load capacity of the anchorage. The experimental results were compared with five methods of design found in the literature and show that the flexural reinforcement has no effect in increasing the load capacity of the anchorage. The use of a shear reinforcement together with the flexural reinforcement can increase the capacity of the anchor up to 64%. Increasing the distance of the hairpins in relation to the head stud reduces the ultimate load achieved by the anchoring system while the increase in diameter and / or in the number of layers of hairpins can increase the ultimate load.

Keywords: Anchorage, Anchor bolts, Head studs, Structural engineering, Mechanical anchorage, Anchor reinforcement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	– Sistema de ancoragem no concreto. a) Elementos componentes em uma ancoragem no concreto; b) Desenho esquemático em perspectiva. ..	26
Figura 2.2	– Tipos de solicitações. (a) tração. (b) compressão. (c) cisalhamento. (d) tração e cisalhamento. (e) tração e momento.	26
Figura 2.3	– Mecanismos de transferência de carga. (a) ancoragem mecânica. (b) atrito. (c) aderência. (OLIVEIRA 2003)	27
Figura 2.4	– Tipos de ancoragem pré-instalada. (a) Encaixes com rosca; (b) Parafuso com cabeça; (c) Pino com cabeça; (d) Barra retas nervurada; (Adaptado de Fastenings to Concrete and Masonry Structures – CEB, 1994).	28
Figura 2.5	– “Undercut anchors”: (a) – (c) o alargamento é formado antes da instalação; (d) e (e) o alargamento é formado durante a instalação do chumbador. (CEB 1997)	29
Figura 2.6	– Sistema de ancoragem estudado.	30
Figura 2.7	– Ruptura do aço no ponto de estricção por escoamento da barra.	31
Figura 2.8	– Totem que veio à ruína na cidade de Goiânia (outubro/2010) por escorregamento da ancoragem.	32
Figura 2.9	– Superfícies de ruptura – (a) – Ruptura do aço; (b) – Ruptura do cone de concreto; (c) – Ruptura por escorregamento; (d) e (e) – Ruptura por fendilhamento; (f) – Ruptura lateral. (Fastenings to concrete and masonry structures – CEB 1994)	33
Figura 2.10	– Ação de cunha segundo (Hasselwander et al., 1988).	34
Figura 2.11	– Gráfico Força de arrancamento x deslocamento (Ozbolt et al., 1999). ..	35
Figura 2.12	– Curva Força x Deslocamento da Cabeça do Pino (De Vries et al., 1999).	36
Figura 2.13	– Posição e orientação dos pinos nos blocos (MEIRA, 2005).	37
Figura 2.14	– Sobreposição dos cones de tensão.	37
Figura 2.15	– Exemplo da transferência de carga (Eligehausen e Balogh, 1995).	38
Figura 2.16	– Superfície de ruptura baseado no ângulo de 35°.	40
Figura 2.17	– Tipo de ruptura idealizado pelo Método CCD.	42

Figura 2.18	– Cálculo de $A_{c,N}$ para ancoragens isoladas e em grupo (Adaptado ETA-97/01).	44
Figura 2.19	– Superfície de ruptura para diferentes profundidades de embutimento em elementos próximos a três ou quatro bordas (CEB-1997).	45
Figura 2.20	– Exemplo de um grupo de quatro pinos com armadura especial (Adaptado do CEB-97).	46
Figura 2.21	– Descrição das condições de aderência: (a) e (b) boa aderência; (c) e (d) má aderência (EUROCODE 2 - 1992).	47
Figura 2.22	– Cálculo de A_{Nc} para ancoragens isoladas e em grupo (Adaptado ACI 318-08).	49
Figura 2.23	– Reforço da ancoragem submetida à tração (ACI 318-08).	50
Figura 2.24	– Desenvolvimento progressivo da fissuração no teste de arrancamento.	51
Figura 2.25	– Linhas de iso-tensões principais na carga última.	51
Figura 2.26	– Distribuição equivalente a tensão na ruptura à carga de pico.	52
Figura 2.27	– Curva Resistência do chumbador x Comprimento de ancoragem.	57
Figura 2.28	– Curva Resistência do chumbador x Resistência do concreto.	59
Figura 3.1	– Exemplos de ferragens que atuam como armadura de flexão do pino de ancoragem: (a) Em uma viga; (b) Detalhe de uma seção da viga; (c) Em um bloco de fundação.	63
Figura 3.2	– Disposição genérica da armadura de flexão dentro do cone de concreto.	64
Figura 3.3	– Esquema dos pinos estudados.	65
Figura 3.4	– Detalhe dos pinos com 4 grampos e d_1 igual a 55, 72, 110 e 120 mm. .	68
Figura 3.5	– Detalhe dos pinos com 8 e 12 grampos.	69
Figura 3.6	– Posicionamento dos pinos nos blocos.	71
Figura 3.7	– Esquema de montagem do ensaio.	72
Figura 3.8	– Detalhe da montagem do ensaio.	73
Figura 3.9	– Posicionamento dos deflectômetros.	73
Figura 3.10	– Esquema do pino de ancoragem utilizado.	74
Figura 3.11	– Pino de ancoragem utilizado no ensaio.	74
Figura 3.12	– Dimensões da armadura de flexão.	75
Figura 3.13	– Vista em corte transversal com detalhe do grampo de cisalhamento. ...	75
Figura 3.14	– Detalhe dos modelos 1 e 2 dos grampos de cisalhamento.	76

Figura 3.15	– Exemplo de um pino com 12 grampos.	76
Figura 3.16	– Modelos dos grampos utilizados nos pinos: Pc.4g.6,d.72; Pc.4g.6,d.110 e Pc.4g.6,d.120.	77
Figura 3.17	– Detalhe da chapa de base.	77
Figura 3.18	– Detalhe da montagem do pórtico de reação. (a) Montagem do pilar, (b) Viga metálica, (c) Montagem do pórtico.	78
Figura 3.19	– Detalhamento dos Perfis “U” Inferior e Superior e do tirante.	79
Figura 3.20	– Desenho das chapas “L” para os pinos.	79
Figura 3.21	– Detalhe das formas metálicas utilizadas.	80
Figura 3.22	– Desenho técnico da cantoneira de fixação da armadura.	81
Figura 3.23	– Detalhe da fixação da armadura na cantoneira.	81
Figura 3.24	– Esquema de preparação das fôrmas.	82
Figura 3.25	– Concretagem dos pinos com concreto auto-adensável.	83
Figura 3.26	– Detalhe do posicionamento dos deflectômetros.	84
Figura 3.27	– Detalhe genérico do posicionamento dos extensômetros: (a) na armadura de cisalhamento, (b) na armadura de flexão.	85
Figura 3.28	– Detalhe dos equipamentos utilizados: leitora digital de carga e célula de carga.	86
Figura 3.29	– Vistas Superior e Frontal do posicionamento do esquema de ensaio. ...	87
Figura 3.30	– Posicionamento do pórtico sobre as bases quadradas.	88
Figura 4.1	– Curva Resistência à compressão x Tempo do concreto.	90
Figura 4.2	– Marcações na placa de base (NBR 15823/10 - Parte 2).	91
Figura 4.3	– Medidas do espalhamento do concreto.	91
Figura 4.4	– Ensaio do método da caixa L (NBR 15823:2010 - Parte 4).	92
Figura 4.5	– Curva Tensão x Deformação da barra de Ø 6,3 mm.	93
Figura 4.6	– Curva Tensão x Deformação da barra de Ø 8,0 mm.	93
Figura 4.7	– Curva Tensão x Deformação da barra de Ø 10,0 mm.	94
Figura 4.8	– Mapa de fissuração dos pinos de referência e de flexão.	97
Figura 4.9	– Mapa de fissuração dos pinos de cisalhamento.	98
Figura 4.10	– Curva Carga x Deslocamento dos pinos sem armadura de cisalhamento.	99
Figura 4.11	– Curva Carga x Deslocamento dos pinos com armadura de cisalhamento.	99

Figura 4.12	– Curva Carga x Deformação do grupo com variação da quantidade de barras longitudinais: Pf.30/90*, Pf.30/60/90 e Pf.30/60/90/120.	100
Figura 4.13	– Curva Carga x Deformação dos pinos Pf.80/90, Pf.30/70 e Pf.30/130. .	101
Figura 4.14	– Curva Carga x Deformação dos pinos com variação da armadura de flexão: Pc(6x6)4g.6, Pc(6x8)4g.6 e Pc(10x10)4g.6.	102
Figura 4.15	– Curva Carga x Deformação dos pinos com afastamento dos grampos no sentido transversal: Pc.4g.6,d.72, Pc.4g.6,d.110 e Pc.4g.6,d.120.	103
Figura 4.16	– Curva Carga x Deformação dos pinos com 4 grampos variando-se o diâmetro: Pc.4g.6, Pc.4g.8 e Pc.4g.10.	104
Figura 4.17	– Curva Carga x Deformação do pino Pc.8g.6.	105
Figura 4.18	– Curva Carga x Deformação dos pinos Pc.8g.8 e Pc.8g.10.	106
Figura 4.19	– Curva Carga x Deformação do pino Pc.12g.6.	107
Figura 4.20	– Curva Carga x Deformação dos pinos Pc.12g.8 e Pc.12g.10.	107
Figura 5.1	– Detalhe dos blocos: (a) com pinos de referência e (b) variação da quantidade de armadura longitudinal.	108
Figura 5.2	– Detalhe dos blocos: (a) variação do diâmetro, (b)-(c) afastamento das barras.	109
Figura 5.3	– Pinos com armadura de cisalhamento com menor e maior carga de ruptura.	111
Figura 5.4	– Detalhe do pino Pc.4g.6,d.110.	112
Figura 5.5	– Curva Carga x Deslocamento com deslocamento máximo de 0,5 mm. (a) pinos sem armadura de cisalhamento; (b) pinos com armadura de cisalhamento.	115
Figura 5.6	– Numeração dos extensômetros nas barras da armadura de flexão.	117
Figura 5.7	– Numeração dos extensômetros nos grampos de cisalhamento.	119
Figura 6.1	– Sugestão de ensaio com maior número de grampos na primeira camada.	127
Figura 6.2	– Sugestão de ensaio com distribuição radial e controle da distância entre os grampos.	127
Figura 6.3	– Sugestão de ensaio com armadura de cisalhamento perpendicular à superfície de ruptura.	127

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Valores de f_{bd}^0 (MPa) para boas condições de aderência (EUROCODE – 2/1992).	47
Tabela 2.2	Comparativo entre a capacidade de carga axial obtida utilizando as equações e a de chumbadores comerciais ($f_{ck} = 20$ MPa, $d = 10$ mm, $h_{ef} = 50$ mm).	58
Tabela 2.3	Comparativo entre a capacidade de carga axial obtida utilizando as equações e a de chumbadores comerciais ($f_{ck} = 20$ MPa, $d = 24$ mm, $h_{ef} = 120$ mm).	58
Tabela 3.1	Programa Experimental.	67
Tabela 4.1	Resultados dos ensaios de caracterização do concreto.	90
Tabela 4.2	Tabela das classes de espalhamento e aplicações (NBR 15823:2010 - Parte 1).	92
Tabela 4.3	Características das amostras de aço.	93
Tabela 4.4	Carga de ruptura dos pinos.	95
Tabela 5.1	Comparação dos resultados dos pinos com armadura de flexão com $P_{u,ref.meio}$	110
Tabela 5.2	Comparação dos resultados dos pinos com adição da armadura de cisalhamento.	111
Tabela 5.3	Comparação dos resultados dos pinos com variação da distancia dos grampos.	112
Tabela 5.4	Comparação dos resultados dos pinos com 4 grampos.	113
Tabela 5.5	Comparação dos resultados dos pinos com 8 grampos.	113
Tabela 5.6	Análise estatística das ancoragens com 12 grampos.	114
Tabela 5.7	Comparação dos resultados dos pinos com 12 grampos.	114
Tabela 5.8	Razão de deformação das barras de flexão (ϵ_s/ϵ_y).	117
Tabela 5.9	Razão de deformação dos grampos de cisalhamento (ϵ_s/ϵ_y) para carga de aprox. 90% da carga última.	119
Tabela 5.10	Razão de deformação dos grampos de cisalhamento (ϵ_s/ϵ_y) para carga de aprox. 80% da carga última.	120

Tabela 5.11	Razão de deformação dos grampos de cisalhamento (ϵ_s/ϵ_y) para carga de aprox. 50% da carga última.	120
Tabela 5.12	Comparação dos resultados obtidos com os métodos de cálculo.	122
Tabela A.1	Deslocamento vertical dos pinos Pf.(6x6)80/90, Pf.(6x8)80/90 e Pf.80/90.	132
Tabela A.2	Deslocamento vertical dos pinos Pf.30/90*, Pf.30/60/90 e Pf.30/60/90/120.	132
Tabela A.3	Deslocamento vertical dos pinos Pf.30, Pf.30/50 e Pf.30/70.	133
Tabela A.4	Deslocamento vertical dos pinos Pf.30/90**, Pf.30/110 e Pf.30/130....	133
Tabela A.5	Deslocamento vertical dos pinos Pc(6x6)4g.6, Pc(6x8)4g.6 e Pc(10x10)4g.6.	134
Tabela A.6	Deslocamento vertical dos pinos Pc.4g.6,d.72, Pc.4g.6,d.110 e Pc.4g.6,d.120.	134
Tabela A.7	Deslocamento vertical dos pinos Pc.4g.6, Pc.4g.8 e Pc.4g.10.	135
Tabela A.8	Deslocamento vertical dos pinos Pc.8g.6, Pc.8g.8 e Pc.8g.10.	136
Tabela A.9	Deslocamento vertical dos pinos Pc.12g.6, Pc.12g.8 e Pc.12g.10.	137
Tabela B.1	Deformação nas barras da armadura de flexão dos pinos Pf.30/90*, Pf.30/60/90 e Pf.30/60/90/120.	138
Tabela B.2	Deformação nas barras da armadura de flexão dos pinos Pf.80/90, Pf.30/70 e Pf.30/130.	139
Tabela B.3	Deformação nos grampos dos pinos Pc(6x6)4g.6 e Pc(6x8)4g.6.	140
Tabela B.4	Deformação nos grampos dos pinos Pc(10x10)4g.6 e Pc.4g.6,d.72.	141
Tabela B.5	Deformação nos grampos dos pinos Pc.4g.6,d.110 e Pc.4g.6,d.120.	141
Tabela B.6	Deformação nos grampos dos pinos Pc.4g.6 e Pc.4g.8.	142
Tabela B.7	Deformação nos grampos do pino Pc.4g.10.	143
Tabela B.8	Deformação nos grampos do pino Pc.8g.6.	144
Tabela B.9	Deformação nos grampos do pino Pc.8g.8.	145
Tabela B.10	Deformação nos grampos do pino Pc.8g.10.	146
Tabela B.11	Deformação nos grampos do pino Pc.12g.6.	147
Tabela B.12	Deformação nos grampos do pino Pc.12g.8.	148
Tabela B.13	Deformação nos grampos do pino Pc.12g.10.	149

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
ACI	American Concrete Institute.
Arm.	Armadura.
CEB	Comite Euro-International du Beton.
CCD	Concrete Capacity Design.
CV	Coeficiente de Variação.
CMEC	Curso de Mestrado em Engenharia Civil.
EEC	Escola de Engenharia Civil.
ETA	European Technical Approval.
Ext.	Extensômetro.
Long.	Longitudinal.
NBR	Norma Brasileira.
Transv.	Transversal.
UFG	Universidade Federal de Goiás.

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Romanas

A	Área.
$A_{c,N}, A_{Nc}$	Área real do cone de concreto na superfície.
$A_{c,N}^0, A_{Nco}$	Área do concreto para ancoragem isolada sem proximidade de outro do pino ou de borda.
A_s	Área da seção transversal do aço.
c	Distância do centro do pino ao bordo livre.
c_{cr}	Distância de bordo crítica.
$c_{máx}$	Distância máxima da borda ao pino quando houver três ou quatro bordas.
$c_{mín}$	Distância mínima do eixo do pino a uma borda para que este não sofra a influência da borda.
$c1(a), c2(a)$	Distância da armadura de flexão ao pino.
c_x	Distância do eixo do pino a uma borda.
d, d_s	Diâmetro da haste do pino.
d_h	Dimensão da cabeça de ancoragem do pino.
$d1, d2$	Distância do grampo ao pino.
E_s	Módulo de elasticidade do aço.
e_N	Excentricidade da força em relação ao eixo do pino.
f_{bd}	Tensão de aderência entre a barra de aço e o concreto.
f_{bd}^0	Tensão de aderência nominal entre a barra de aço e o concreto.
f_c	Resistência à compressão do concreto.
f_{cc}	Resistência característica à compressão simples do concreto obtida em corpos-de-prova cúbicos.
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão, aos 28 dias.
f_{ct}	Resistência à tração do concreto.
f_y	Tensão de início de escoamento da barra.
f_{yk}	Tensão de escoamento nominal do aço.
F	Força de tração.
F_t	Força de tração radial.
h	Altura.

h_{ef}	Altura efetiva do pino.
h'_{ef}	Altura efetiva reduzida do pino devido a presença de três ou quatro bordas.
k_1, k_6, k_c	Constante multiplicadora.
l_b	Comprimento aderente.
l_s	Comprimento do grampo imerso no cone de ruptura.
n_s	Número de barras que atravessam a superfície de ruptura.
$N_{Rd,a}$	Força de ruptura da barra no cone de concreto.
$N_{Rk,c}$	Força máxima à tração resistente do concreto no método do CEB e ETA.
$N_{Rk,c}^0$	Força característica de uma ancoragem localizada na região fissurada.
$N_{Rk,ss}$	Força de ruptura do aço.
$N_{u,CCD}$	Força máxima à tração resistente do concreto no método do CCD.
$N_u, N_{u,m}, N_{cb}$	Carga de ruptura de um pino isolado.
$N_{u,mc}$	Carga de ruptura com influência de borda.
$N_{u,m,gr}, N_{cbg}$	Carga de ruptura de um grupo de pinos.
Pc.	Pino com armadura de cisalhamento.
Pf.	Pino com armadura de flexão.
$P_{leitura}$	Carga em que foi realizada leitura.
Pref.	Pino de referência.
P_u	Carga de ruptura.
$P_{u,exp}$	Carga de ruptura experimental.
$P_{u,mét.cálc.}$	Carga de ruptura estimada por um método de cálculo.
$P_{u,n}$	Carga de ruptura de um pino n.
$P_{u,ref.meio}$	Carga de ruptura do pino de referência do meio do bloco.
r	Raio.
s	Distância entre ancoragens.
$s_{cr}, s_{cr,N}$	Distância crítica entre ancoragens.
SF	Média aritmética.
t	Tempo.
t_{500}	Tempo de escoamento para atingir o diâmetro de 500 mm.
u	Perímetro da seção da barra usada no grampo.
V	Força de cisalhamento.

Letras Gregas

α	Ângulo da superfície de ruptura do cone de concreto.
ε_s	Deformação da armadura.
$\varepsilon_{s,n}$	Deformação da armadura na carga n.
ε_y	Deformação de início de escoamento da armadura.
$\varnothing$	Diâmetro.
θ	Ângulo interno da parcela da área projetada do cone de tensão teórico que é interrompido pela proximidade de uma borda.
σ_y	Tensão de escoamento do aço.
ψ_s	Coeficiente multiplicador para quantificar a influência de um grupo de ancoragens.
$\Psi_{cp,N}$	Coeficiente multiplicador para ancoragens pós-instaladas.
$\Psi_{s,N}, \Psi_{ed,N}$	Coeficiente multiplicador para quantificar a influência da borda.
$\Psi_{re,N}$	Coeficiente multiplicador que leva em conta a queda na resistência da ancoragem com pequena profundidade.
$\Psi_{ec,N}$	Coeficiente multiplicador para quantificar a influência da excentricidade de carga.
$\Psi_{ucr,N}, \Psi_{c,N}$	Coeficiente multiplicador que leva em conta se a ancoragem está em região fissurada.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO	22
1.1 OBJETIVO E JUSTIFICATIVA	23
1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	24

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	25
2.2 ANCORAGEM PARA CONCRETO.....	25
2.3 TIPOS DE ESFORÇOS	26
2.4 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGAS	27
2.4.1 Ancoragem mecânica	27
2.4.2 Ancoragem por atrito	27
2.4.3 Ancoragem por aderência.....	27
2.5 TIPOS DE ANCORAGEM	28
2.5.1 Pré-Instalados	28
2.5.2 Pós-Instalados	28
2.6 SISTEMA DE ANCORAGEM ESTUDADO	30
2.7 MODOS DE RUPTURA	30
2.7.1 Ruptura do aço	30
2.7.2 Ruptura do cone de concreto.....	31
2.7.3 Ruptura por escorregamento	32
2.7.4 Ruptura por fendilhamento	33
2.7.5 Ruptura lateral.....	33
2.8 FATORES QUE PODEM INFLUENCIAR A CAPACIDADE DE CARGA DA ANCORAGEM.....	34
2.8.1 Proximidade de borda	34
2.8.2 Efeito de cunha.....	34
2.8.3 Influência do diâmetro da cabeça de ancoragem	35
2.8.4 Aderência	35
2.8.5 Posição e orientação da ancoragem.....	36
2.8.6 Grupo de ancoragens.....	37

2.8.7	Presença de fissuras.....	38
2.9	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO.....	39
2.9.1	Método segundo Eligehausen, Fuchs & Mayer (1987/1988) e Rehm Eligehausen, Mallee (1988) (método ψ)	40
2.9.2	Método segundo Bode & Hanenkamp (1985) e Bode & Roik (1987).....	41
2.9.3	Método CCD (Concrete Capacity Design)	42
2.9.4	Método CEB (1997) e ETA (1997/2001).....	43
2.9.5	Método ACI 318-08 e ACI 349.2R-07	47
2.10	PESQUISAS INTERNACIONAIS.....	50
2.10.1	Etse (1998)	50
2.10.2	Farrow, Frigui e Klingner (1996).....	52
2.11	PESQUISAS NACIONAIS	54
2.11.1	França (2002)	54
2.11.2	Oliveira (2003)	60
2.11.3	Meira (2005).....	60

CAPÍTULO 3

PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	62
3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	62
3.2 CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS	62
3.2.1 Parâmetros e variáveis.....	62
3.2.2 Programa experimental	65
3.3 DISTRIBUIÇÃO DOS MODELOS ENSAIADOS	69
3.4 ESQUEMA DE ENSAIO	70
3.5 DETALHAMENTO DAS PEÇAS ENSAIADAS E PÓRTICO DE ENSAIO	74
3.5.1 Detalhamento dos pinos	74
3.5.2 Detalhamento da armadura de flexão.....	75
3.5.3 Detalhamento da armadura de cisalhamento.....	75
3.5.4 Detalhamento das peças do pórtico de ensaio	77
3.6 FORMAS	79
3.7 PREPARAÇÃO DAS PEÇAS.....	80
3.8 MATERIAIS	82
3.8.1 Concreto	82
3.8.2 Aço	83

3.9	INSTRUMENTAÇÃO.....	83
3.10	PROCEDIMENTO PARA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS	86

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....		89
4.1	MATERIAIS	89
4.1.1	Concreto	89
4.1.2	Aço	92
4.2	CARGAS DE RUPTURA	94
4.3	MODO E SUPERFÍCIE DE RUPTURA.....	96
4.4	DESLOCAMENTO VERTICAL	96
4.5	DEFORMAÇÃO NAS BARRAS DE AÇO	100
4.5.1	Pinos sem armadura de cisalhamento	100
4.5.2	Pinos com armadura de cisalhamento	101
4.5.2.1	Variação do diâmetro da armadura de flexão	102
4.5.2.2	Afastamento dos grampos no sentido transversal	103
4.5.2.3	Variação do diâmetro dos grampos (Quantidade de grampos = 4).....	103
4.5.2.4	Variação do diâmetro dos grampos (Quantidade de grampos = 8).....	104
4.5.2.5	Variação do diâmetro dos grampos (Quantidade de grampos = 12).....	106

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS		108
5.1	CARGA DE RUPTURA.....	108
5.2	DESLOCAMENTO VERTICAL NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO.....	114
5.3	DEFORMAÇÃO NAS BARRAS DE AÇO	116
5.3.1	Pinos sem armadura de cisalhamento	116
5.3.2	Pinos com armadura de cisalhamento	116
5.4	MÉTODOS DE CÁLCULO	121

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES		123
6.1	CONCLUSÕES	123
6.1.1	Ensaio	123
6.1.2	Métodos de cálculo	126

6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	126
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	129
	APÊNDICE A - DESLOCAMENTOS VERTICAIS	132
	APÊNDICE B - DEFORMAÇÕES NAS BARRAS	138

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

Pinos de ancoragem inseridos em concreto são empregados, geralmente, com a finalidade de permitir a fixação de elementos para a introdução de solicitações nas estruturas de concreto, bem como viabilizar as ligações estruturais entre componentes pré-fabricados. As placas são ancoradas no concreto através de pinos soldados a elas. Essas placas são bastante empregadas em estruturas de usinas nucleares onde um grande número de equipamentos e tubulações são apoiados na estrutura de concreto, na ligação de estruturas metálicas à fundação de concreto e também na conexão de elementos de reforço.

Como a demanda por recuperação, manutenção e modificação do uso das estruturas aumentam a cada dia, um melhor conhecimento dos sistemas de ancoragem, principalmente da carga de ruptura, é necessário para o aprimoramento dos métodos de dimensionamentos existentes, a fim de conduzir o dimensionamento deste tipo de sistema estrutural a índices melhores de segurança e economia.

Este sistema estrutural, de pinos de ancoragem, pode estar submetido a esforços de tração, cisalhamento e a esforços combinados de tração e cisalhamento. Neste estudo experimental, serão analisadas somente ancoragens submetidas à tração.

A resistência à tração da ancoragem é influenciada por diversos fatores, sendo os principais: resistência à compressão do concreto, distância da ancoragem em relação às bordas livres do elemento de concreto, altura efetiva da ancoragem, diâmetro da haste do pino, espaçamento entre as ancoragens existentes em determinado grupo e sistema de instalação.

Os sistemas de instalação das ancoragens podem ser através da inserção dos mesmos no concreto antes da concretagem, chamados pré-instalados, ou fixados posteriormente, pós-instalados. Existem vários tipos de ancoragens pré-instaladas, como os parafusos de cabeça, pinos com cabeça e barras rosqueadas, e como exemplos de pós-instalados, tem-se as ancoragens de expansão, segurança e de adesão química. Neste estudo foram utilizados pinos com cabeça pré-instalados em concreto do tipo auto-adensável da classe de resistência à compressão C-30.

Dentre os tipos de ruptura, podem ocorrer: ruptura da haste do pino, escorregamento da ancoragem, fendilhamento, ruptura lateral e pelo cone de concreto. As

mais comuns são da ruptura da haste do pino, que ocorre quando a tensão solicitada pela força de tração aplicada é maior que a tensão de ruptura do aço, e ruptura pelo cone de concreto, que ocorre quando as tensões de tração são superiores à resistência à tração do concreto. Será objeto de estudo a ruptura governada pela formação do cone de concreto.

1.1. OBJETIVO E JUSTIFICATIVA

O objetivo geral desta pesquisa é a investigação do comportamento estrutural de ancoragens instaladas em elementos de concreto, mais precisamente, um estudo experimental para avaliação da resistência de pinos de ancoragem submetidos à esforço de tração. Serão pinos de cabeça quadrada, com dimensões fixas, de diâmetro da haste do pino igual a 20 mm, e chapa de base quadrada com lado igual a 50 mm e espessura de 5 mm, pré-instalados em um maciço de concreto. O estudo contemplará apenas pinos isolados, devidamente espaçados para que não sofram efeitos de outros pinos, e que não sofram a influência da proximidade de alguma borda livre do concreto. A altura efetiva de embutimento no concreto estudada será de 100 mm.

Tem-se como objetivos específicos:

- Estudar a literatura existente sobre o comportamento das ancoragens sob esforço de tração, e sobre as principais metodologias para a determinação da resistência dessas ancoragens à ruptura.
- Estudar a influência da adição de armadura de flexão, visando a análise dos efeitos de espaçamento entre as barras e mudança da área de aço efetiva.
- Estudar o comportamento do conjunto, com a adição de armadura de cisalhamento, visando a análise dos efeitos de mudança de área de aço efetiva da armadura de flexão com a presença dessa armadura; distância da armadura de cisalhamento ao pino; variação da área de aço efetiva e número de camadas da armadura de cisalhamento.
- Comparar os resultados experimentais com aqueles obtidos com os métodos analíticos.

A maioria dos estudos já realizados, não contempla a análise com a presença de armadura, seja ela de flexão ou cisalhamento, atuando como reforço de ancoragem. A justificativa do presente trabalho é um estudo mais aprofundado das variáveis que influenciam

o sistema para um melhor aprimoramento do mesmo e um dimensionamento mais seguro e econômico.

1.2. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em seis capítulos.

No Capítulo 2 encontra-se a revisão bibliográfica, onde são apresentadas informações sobre os tipos de ancoragens, modos de ruptura, fatores que afetam a capacidade resistente de uma ancoragem e algumas normas e métodos de cálculo para estimar a carga de ruptura de um pino sujeito à força de tração.

No Capítulo 3 descreve-se o procedimento experimental adotado, detalhando-se os materiais utilizados e as características das peças ensaiadas, assim como, montagem dos ensaios e procedimentos para a sua realização. São também apresentados o sistema de aplicação de carga e instrumentação utilizados nos ensaios.

O Capítulo 4 apresenta os resultados obtidos nos ensaios das ancoragens, como carga de ruptura, modo de ruptura, deslocamentos verticais e deformações nas barras das armaduras. É também apresentado o resultado da caracterização dos materiais, aço e concreto.

No Capítulo 5 é feita uma análise dos resultados experimentais, com base nos parâmetros apresentados no Capítulo 4, e uma comparação dos resultados obtidos com os resultados esperados com base nos métodos de cálculo apresentados no Capítulo 2.

O Capítulo 6 apresenta as principais conclusões obtidas e sugestões para trabalhos futuros dentro desta linha de pesquisa.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste trabalho serão estudados especificamente sistemas de ancoragem pré-instalados, compostos de pinos com cabeça ligados a uma chapa de aço. O interesse deste capítulo é dar uma visão geral dos sistemas de ancoragem, além de mostrar o método de cálculo da capacidade de carga última, para pinos com cabeça, em que o colapso é governado pela ruptura de um cone de concreto.

Esta revisão bibliográfica baseia-se em publicações do CEB, ACI, artigos técnicos internacionais e nacionais, e dissertações, principalmente nos tópicos relacionados aos tipos de sistemas de ancoragem, modos de ruptura, mecanismos de transferência de carga e métodos de cálculo. Evidencia-se os trabalhos realizados por Meira (2005) e Soares (2007), realizado na EEC-UFG e as pesquisas nacionais de Oliveira (2003), Martins Junior (2006) e Martins (2006).

2.2. ANCORAGEM PARA CONCRETO

Os sistemas de ancoragem no concreto geralmente envolvem elementos básicos como o elemento de ligação, chumbador e material base. O elemento de ligação (estrutura) é o elemento que transmitirá os esforços desejados ao concreto. Geralmente trata-se de um perfil metálico, que pode estar ligado a uma chapa base a qual transmitirá os esforços de uma forma mais uniforme quando se tratar de um conjunto de chumbadores (Figura 2.1).

O chumbador é aquele que introduzirá no concreto os esforços oriundos do elemento de ligação, e que faz a conexão entre o elemento de ligação e o bloco de concreto. O material base, neste caso constituído pelo concreto, é o que envolve os chumbadores e recebe os esforços.

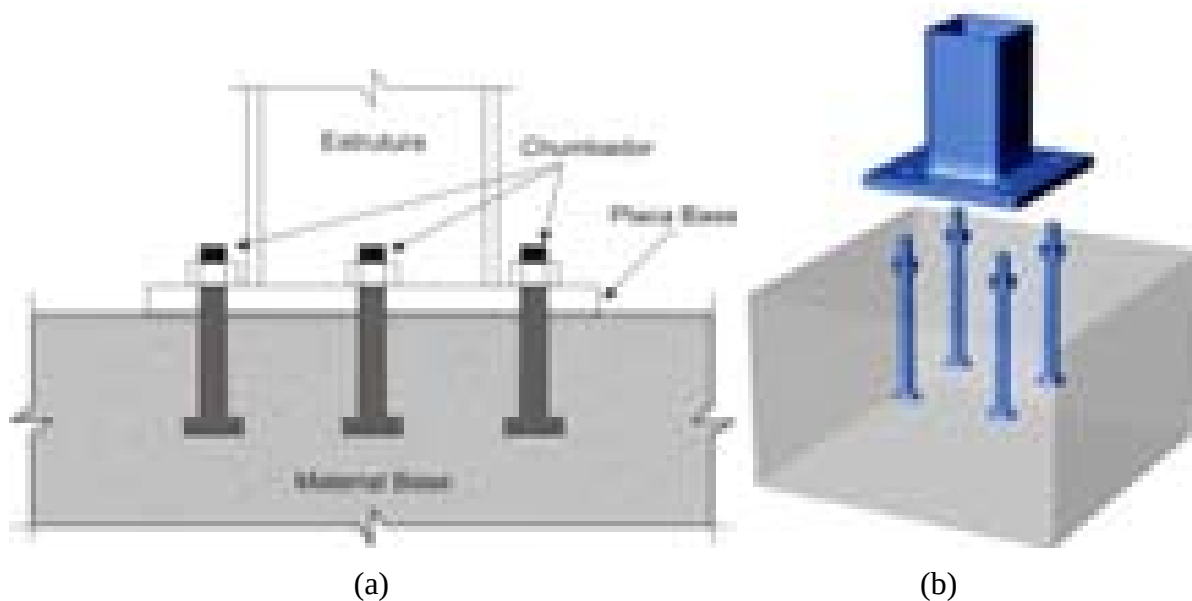


Figura 2.1 – Sistema de ancoragem no concreto. a) Elementos componentes em uma ancoragem no concreto; b) Desenho esquemático em perspectiva.

2.3. TIPOS DE ESFORÇOS

Os esforços atuantes no sistema de ancoragem podem agir isolados ou simultâneos, podendo ser de: (a) tração, (b) compressão, (c) cisalhamento, (d) tração e cisalhamento, e (e) tração, cisalhamento e momento, conforme Figura 2.2.

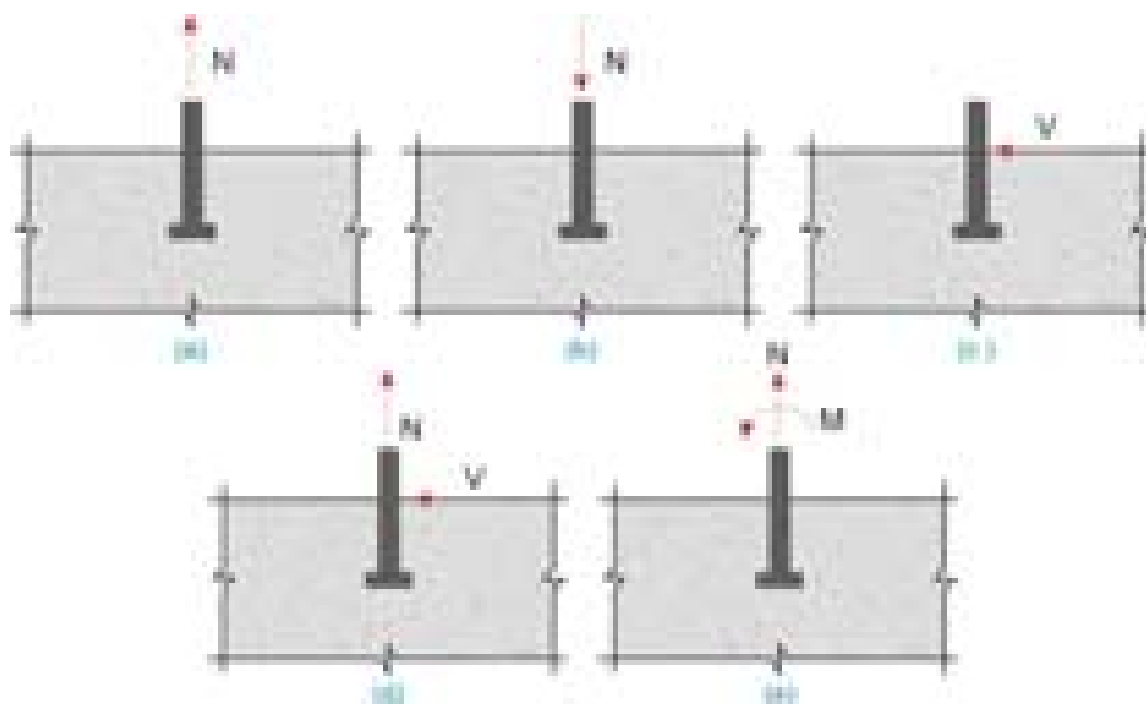


Figura 2.2 – Tipos de solicitações. (a) tração. (b) compressão. (c) cisalhamento. (d) tração e cisalhamento. (e) tração e momento.

2.4. MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGAS

A transferência de esforços do chumbador para o material base de concreto pode ser através de ancoragem mecânica, ancoragem por atrito ou ancoragem por aderência.

2.4.1. Ancoragem mecânica

É o mecanismo onde a transmissão de esforços está situada em uma região, geralmente na extremidade imersa do chumbador. Nesta região são desenvolvidas altas tensões de esmagamento devido o confinamento do concreto. As tensões de atrito e adesão podem ser desprezadas ou não, dependendo da existência de nervuras na barra e principalmente das dimensões do dispositivo de ancoragem (Figura 2.3 - a).

2.4.2. Ancoragem por atrito

Esse tipo de ancoragem ocorre pela transferência de carga entre a superfície do elemento expensor e a superfície do concreto, gerando assim uma superfície de atrito. Essa transferência de carga é proporcional à força normal atuante perpendicularmente à superfície de atrito (Figura 2.3 – b).

2.4.3. Ancoragem por aderência

A ancoragem por aderência é a transferência contínua de carga na interface entre todo comprimento efetivo dos chumbadores e o concreto. Um exemplo é o caso de ancoragens pré-instaladas, que são constituídas de barras nervuradas ou com rosca. Outro exemplo é a instalação de chumbadores pós-instalados de adesão química, em que ocorre a aderência entre a superfície do concreto e o aglomerante utilizado para preencher o furo (Figura 2.3 – c).

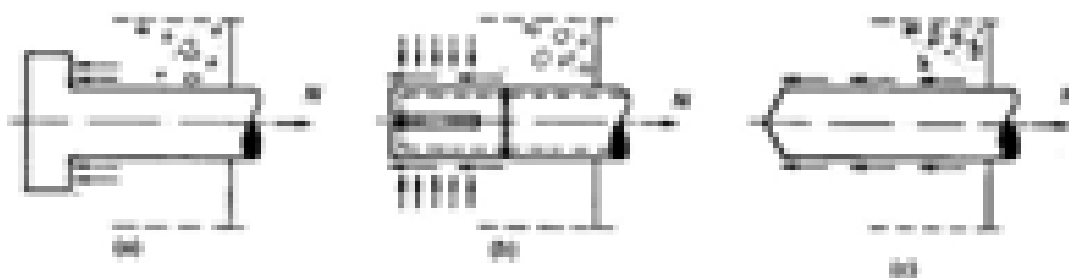


Figura 2.3 – Mecanismos de transferência de carga. (a) ancoragem mecânica. (b) atrito. (c) aderência. (OLIVEIRA 2003)

2.5. TIPOS DE ANCORAGEM

Os sistemas de ancoragem podem ser classificados em duas categorias: pré-instalados, que são posicionados na forma antes da concretagem, e os pós-instalados que são fixados por perfuração após o concreto endurecido.

2.5.1. Pré-Instalados

Nesse sistema, a transferência do carregamento pode ocorrer através de ancoragem mecânica e/ou por aderência. Os chumbadores são posicionados na forma antes da concretagem, de maneira definitiva, e podem ser utilizados em elementos densamente armados sem as dificuldades apresentadas pelos sistemas pós-instalados. Podem ser usados para transmitir esforços provenientes de uma placa de base para o concreto como, por exemplo, em bases de torres, fixação de tubulações industriais e na fixação de equipamentos pesados.

Como exemplos de ancoragem pré-instalada têm-se encaixes com rosca (Figura 2.4- a); parafusos com cabeça (Figura 2.4- b) e pinos com cabeça (Figura 2.4- c), que trabalham com ancoragem mecânica; e barras retas rosqueadas ou nervuradas (Figura 2.4- d) que trabalham por aderência.

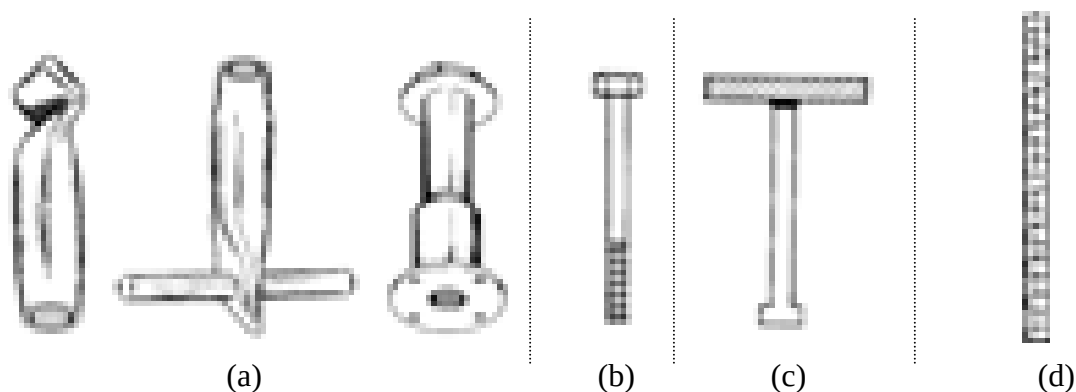


Figura 2.4 – Tipos de ancoragem pré-instalada. (a) Encaixes com rosca; (b) Parafuso com cabeça; (c) Pino com cabeça; (d) Barra retas nervurada; (Adaptado de Fastenings to Concrete and Masonry Structures – CEB, 1994).

2.5.2. Pós-Instalados

Os chumbadores pós-instalados podem ser posicionados em furos logo após o endurecimento do concreto ou em cavas feitas durante a concretagem. A desvantagem na

utilização deste tipo de ancoragem é a dificuldade do posicionamento da ancoragem sem que esta atinja estribos ou armadura longitudinal da estrutura. Entretanto, com os avanços da tecnologia, sistemas de perfuração mais elaborados e equipamentos de detecção de ferragem internamente ao concreto facilitam este método que é bastante aplicado em serviços de reforço e recuperação estrutural.

Os chumbadores pós-instalados são mais comumente inseridos por percussão, torque ou ação combinadas dos dois, utilizando máquinas perfuradoras ou de impacto.

Expansion anchors: as ancoragens de expansão transferem esforços de tração por atrito. Estes podem ser divididos em duas classes, de acordo com o modo como a força de expansão é gerada: controlada por torque ou por percussão.

Undercut anchors: as ancoragens de segurança transmitem os esforços de tração para o concreto por ancoragem mecânica. Realiza-se um furo no concreto com um alargamento localizado onde se dará a expansão do chumbador. Em alguns casos o alargamento do furo é feito com ferramentas especiais de perfuração antes da inserção do chumbador, como mostrado na Figura 2.5 (a)-(c), e em outros, o alargamento é formado durante a instalação da ancoragem por mecanismo próprio do chumbador (Figura 2.5 (d) e (e)).

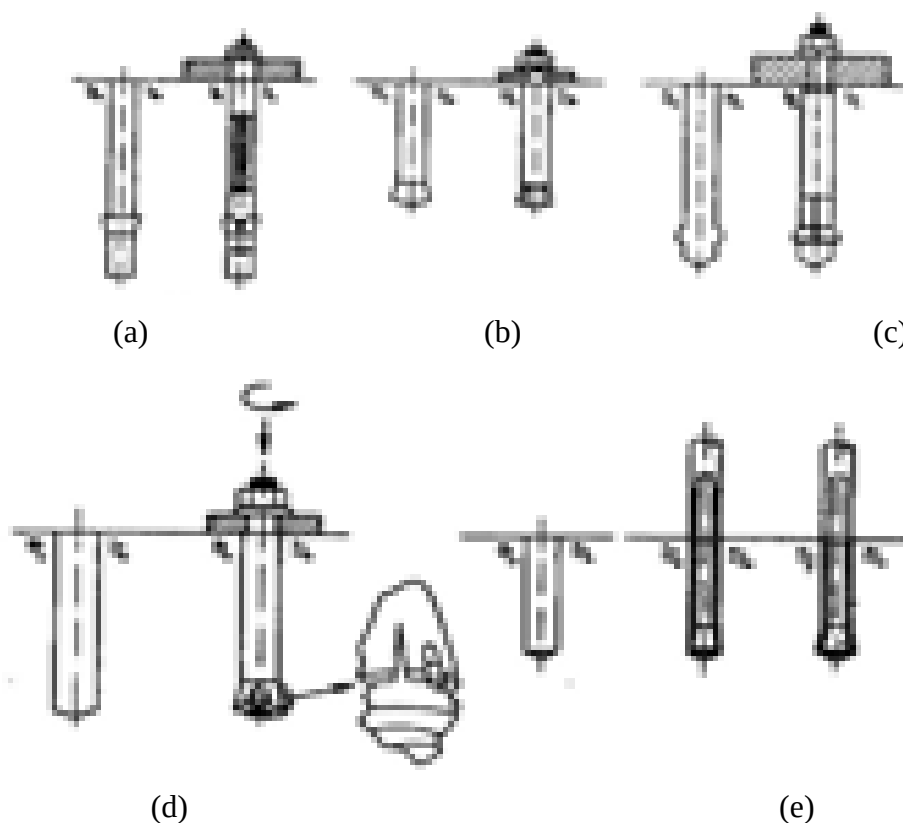


Figura 2.5 – “Undercut anchors”: (a) – (c) o alargamento é formado antes da instalação; (d) e (e) o alargamento é formado durante a instalação do chumbador. (CEB 1997)

Bonded anchors: ancoragens por adesão atuam por aderência, e são divididos em dois grupos: com uso de cápsula ou por injeção. Os que utilizam cápsula consistem de uma ampola contendo um componente químico (polímero), um catalisador e um agregado mineral, que reagem quando a cápsula é perfurada durante a inserção do chumbador. Já os que utilizam injeção, o componente químico (resina) ou não-químico (à base de cimento), é introduzido de forma livre antes da inserção do chumbador. É muito importante que o furo esteja limpo antes da instalação do chumbador nesse tipo de ancoragem.

2.6. SISTEMA DE ANCORAGEM ESTUDADO

O sistema de ancoragem estudado se caracteriza por ser pré-instalado trabalhando por ancoragem mecânica e por aderência, composto por uma barra nervurada com uma placa de aço soldada na base da ancoragem (Figura 2.6).

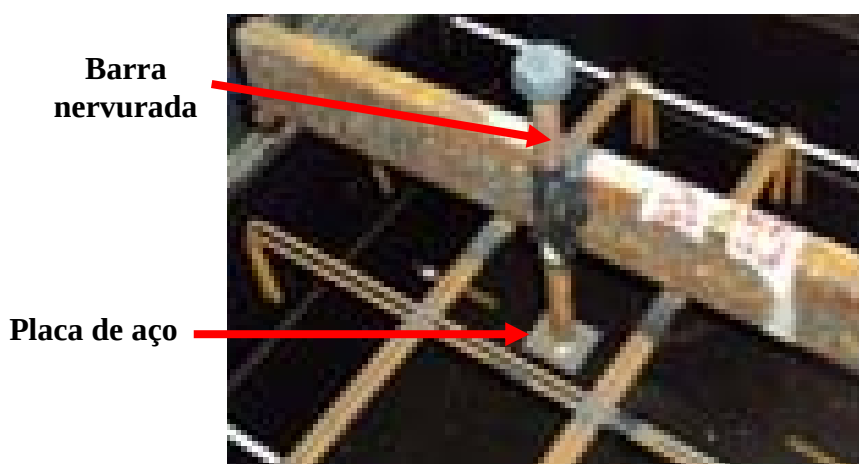


Figura 2.6 – Sistema de ancoragem estudado.

2.7. MODOS DE RUPTURA

2.7.1. Ruptura do aço

Este modo de ruptura ocorre com o escoamento do aço e ruptura da haste do chumbador no ponto de estricção – estrangulamento na região da ruptura, Figura 2.7 e Figura 2.9 - a. Os fatores determinantes de sua resistência à tração são sua seção transversal e tensão de resistência do aço. De modo a se evitar a ruptura o chumbador tem-se:

$$F_u = A_s \sigma_y \quad (2.1)$$

$$A_s = \pi D^2 / 4 \quad (2.2)$$

onde: F_u é a força de ruptura do chumbador, A_s é a área da seção transversal do chumbador, σ_y é a tensão de início de escoamento do aço e D é o diâmetro da haste do pino.

Dessa forma, os principais fatores que podem influenciar na ruptura são a tensão de escoamento do aço e o diâmetro da haste do pino.

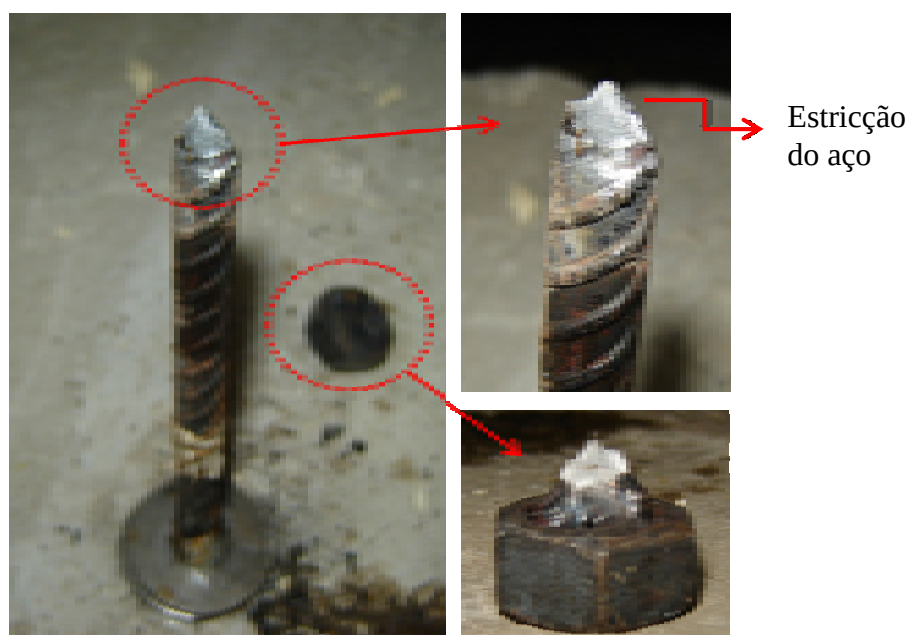


Figura 2.7 – Ruptura do aço no ponto de estricção por escoamento da barra.

2.7.2. Ruptura do cone de concreto

Nessa ruptura ocorre o arrancamento de uma superfície irregular aproximadamente cônica, que se inicia na cabeça do chumbador e se estende até o topo do concreto (Figura 2.9 – b). O arrancamento desse cone ocorre quando as tensões de tração ultrapassam a resistência à tração do concreto.

Esse tipo de ruptura é de interesse para fins de dimensionamento, ocorrendo em ancoragens com alturas imersas pequenas e em concretos com baixas resistências. Dentre alguns fatores que podem influenciar a capacidade de carga da ancoragem, pode-se citar a resistência do concreto, a altura imersa, a presença de fissuras e a proximidade de borda.

2.7.3. Ruptura por escorregamento

A ruptura por escorregamento pode ocorrer em ancoragens mecânicas com o esmagamento contínuo do concreto sobre a cabeça do chumbador, seguido da formação de um pequeno cone de concreto (Figura 2.9- c); em ancoragens químicas quando há ruptura da aderência da parede do furo; e em ancoragem por atrito quando as tensões de contato no concreto são elevadas.

Há duas formas de escorregamento do chumbador: interno e externo. O escorregamento interno ocorre quando a tensão de atrito entre o chumbador e o concreto é maior que a tensão interna das peças do elemento. O segundo ocorre quando há o escorregamento entre o chumbador e o concreto ao seu redor.

Os principais fatores que podem influenciar na capacidade de carga da ancoragem são: qualidade do chumbador e força de expansão, para ancoragens por atrito; altura imersa, limpeza e aspereza do furo, em ancoragens por aderência; diâmetro da cabeça e resistência do concreto, em ancoragens mecânicas.

Na Figura 2.8, é mostrado um exemplo de ruptura por escorregamento da ancoragem de um totem de publicidade instalado na cidade de Goiânia. O totem foi à ruína durante uma tempestade de vento ocorrida no mês de outubro do ano de 2010.



Figura 2.8 – Totem que veio à ruína na cidade de Goiânia (outubro/2010) por escorregamento da ancoragem.

2.7.4. Ruptura por fendilhamento

A ruptura por fendilhamento ocorre devido à elevação da tensão de tração proveniente do pino, levando à fissuração e separação do elemento de concreto em partes. A ruptura também pode ocorrer num plano vertical passando pelo chumbador, seccionando toda a seção de concreto (Figura 2.9 – d, e). O motivo para ocorrência desse tipo de ruptura se dá quando as dimensões do elemento de concreto forem reduzidas frente às do chumbador e à altura imersa, ou quando existem dispositivos de ancoragem muito próximos. Esse tipo de ruptura deve ser evitado, pois há poucos estudos sobre esse tipo de ruptura, o que torna difícil de determinar teoricamente a resistência da ancoragem.

2.7.5. Ruptura lateral

A ruptura lateral é considerada uma ruptura do concreto, e ocorre quando a ancoragem se encontra muito próxima à borda, o que gera grandes tensões transversais na região da cabeça da ancoragem. Essas tensões excedem a resistência à tração do concreto entre a cabeça do chumbador e a borda levando, assim, a uma ruptura lateral do concreto (Figura 2.9 - f). Os principais fatores que influenciam nesse modo de ruptura são: a distância da borda, as dimensões da cabeça da ancoragem e a resistência do concreto.

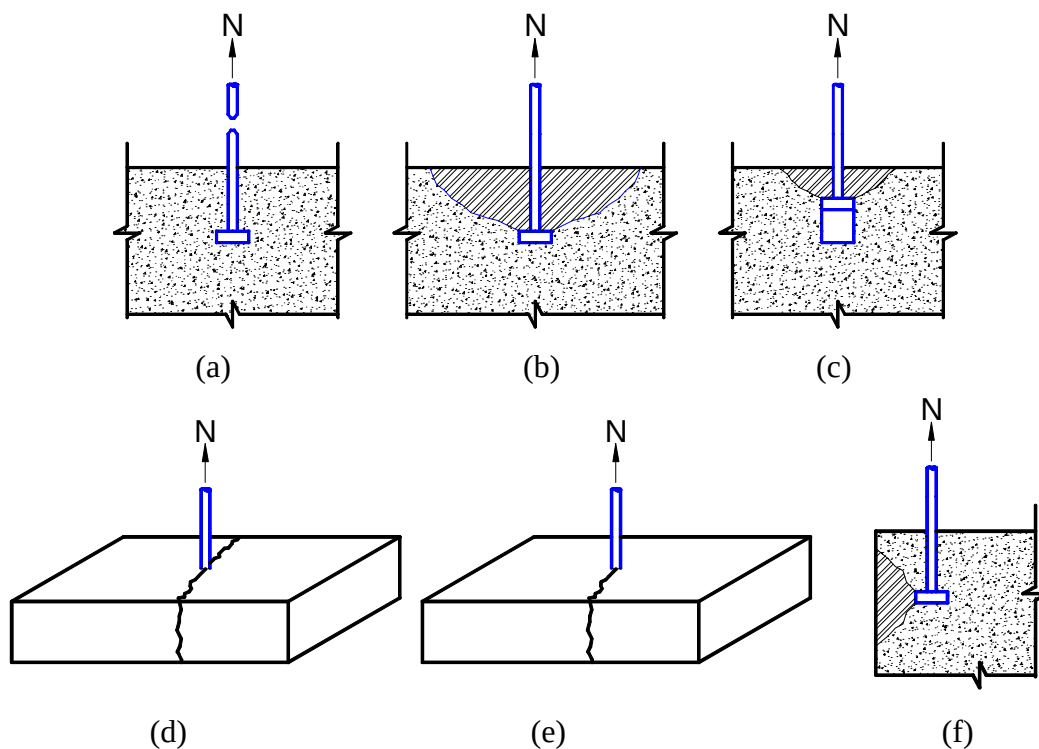


Figura 2.9 – Superfícies de ruptura – (a) – Ruptura do aço; (b) – Ruptura do cone de concreto; (c) – Ruptura por escorregamento; (d) e (e) – Ruptura por fendilhamento; (f) – Ruptura lateral. (Fastenings to concrete and masonry structures – CEB 1994)

2.8. FATORES QUE PODEM INFLUENCIAR A CAPACIDADE DE CARGA DA ANCORAGEM

Existem vários fatores que podem influenciar a capacidade final de carga de um pino de ancoragem. Muitos desses fatores são analisados e obtidos através de ensaios experimentais.

2.8.1. Proximidade de borda

Os sistemas de ancoragens têm sua capacidade resistente reduzida devido à proximidade de borda, a uma distância onde o cone de tensão é interrompido por uma superfície lateral, ocorrendo uma perturbação nos mecanismos de transferência de carga, gerando uma redução na capacidade final da ancoragem.

Devida às altas tensões ao redor da cabeça do pino de ancoragem, a proximidade da borda pode alterar o modo de ruptura do concreto, ocorrendo ruptura lateral ao invés da extração do cone de concreto.

A distância mínima de borda necessária também varia com o modo de instalação do pino de ancoragem. Para ancoragens pós-instaladas essa distância é maior, pois durante a instalação, atuam-se elevadas forças de fendilhamento que podem provocar fissuras na peça de concreto.

2.8.2. Efeito de cunha

De acordo com Hasselwander et al (1988), o efeito de cunha é iniciado pela formação de um cone de concreto comprimido na região da cabeça da ancoragem, semelhante a uma cunha. Quando a força aplicada ao chumbador é transferida ao concreto, surgem fissuras diagonais que causam a formação de blocos triangulares causadas por forças de tração radiais (F_r) formadas pela ação da cunha e forças de tração circunferenciais geradoras de fissuras longitudinais (Figura 2.10).

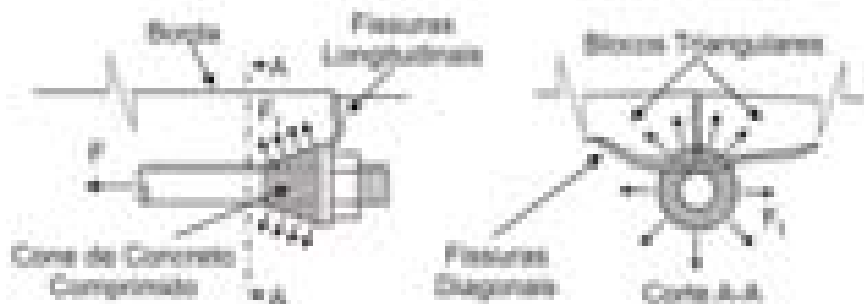


Figura 2.10 – Ação de cunha segundo (Hasselwander et al., 1988).

2.8.3. Influência do diâmetro da cabeça de ancoragem

Estudos experimentais feitos por Ozbolt et al. (1999), verificou a influência do diâmetro do dispositivo de ancoragem do chumbador (cabeça de ancoragem) no cone de ruptura do concreto, em seu modo de ruptura e deslocamentos.

Observou-se que com uma maior relação entre o diâmetro da cabeça de ancoragem e a altura efetiva, o chumbador alcança maiores cargas com um menor deslocamento, caracterizando-se por um comportamento mais rígido (Figura 2.11). Esse comportamento se deve ao fato que para maiores diâmetros da cabeça de ancoragem, maior é a área da superfície de ruptura mobilizada no arrancamento do cone de concreto e maior é confinamento do concreto na região da cabeça da ancoragem.

Para alturas efetivas pequenas, até 150 mm, constatou-se que a geometria do elemento da cabeça de ancoragem não tem influência significativa na carga de ruptura. Para alturas efetivas maiores, esse elemento tem que seguir uma escala geométrica proporcional, pois para relações em que o diâmetro da cabeça de ancoragem sobre a altura efetiva for aproximadamente 0,5, são atingidas cargas de rupturas maiores e deslocamentos menores, que relações de d_h/h_{ef} inferiores a esse valor.

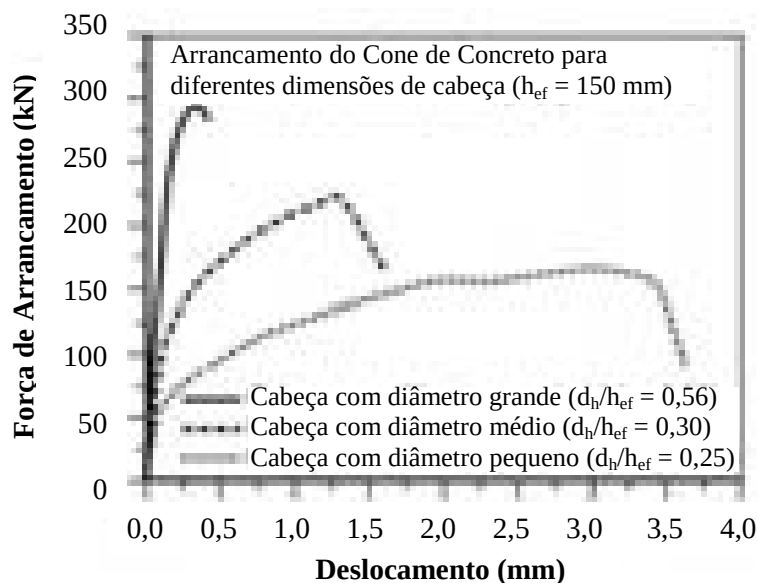


Figura 2.11 – Gráfico Força de arrancamento x deslocamento (Ozbolt et al., 1999).

2.8.4. Aderência

Os pinos de ancoragem devem ser posicionados de forma que os esforços a que estejam submetidos sejam integralmente transmitidos ao concreto, seja por meio de aderência ou de dispositivos mecânicos, ou ação combinada de ambos.

De Vries et al. (1999), constatou através de ensaios, que pinos com aderência ao longo da haste, rompem com uma carga de ruptura maior que em pinos sem aderência ao longo da haste. Além do aumento da resistência, também ocorre um aumento na rigidez inicial do pino e uma redução no seu deslocamento com o aumento do comprimento aderente (Figura 2.12).

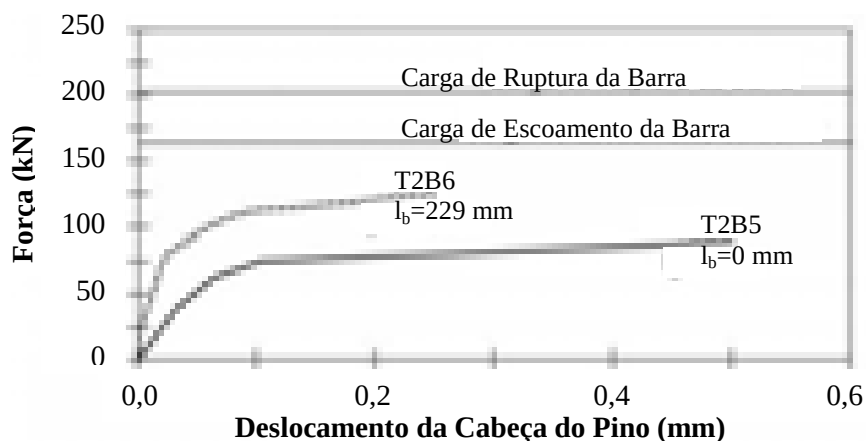


Figura 2.12 – Curva Força x Deslocamento da Cabeça do Pino (De Vries et al., 1999).

Meira (2005) concluiu em seu trabalho que quando há aderência, ocorre um aumento de carga na ancoragem que varia de 3% a 50%, com ganho médio de 32% em relação à ancoragem sem nenhuma aderência.

2.8.5. Posição e orientação da ancoragem

A posição do pino de ancoragem no maciço de concreto e sua orientação em relação à direção que o concreto é lançado influenciam na capacidade de carga do chumbador. Isso se deve ao fato da ocorrência de dois fenômenos: sedimentação e acomodação.

Na sedimentação, as partículas mais densas, como a brita e a areia, se acomodam no fundo da forma, enquanto as partículas menos densas, como a água e o ar, sobem e ficam situadas próximas à superfície, o que provoca uma relação de água/cimento maior nas partes superiores do concreto e consequentemente um concreto de menor resistência nessa região. Assim, o posicionamento do pino que pode ser superior, intermediário ou inferior (Figura 2.13), irá influenciar na carga de ruptura apresentando diferentes valores para ancoragens iguais. Pinos situados na parte superior do concreto irão tender a valores menores que os situados na parte inferior.

Outro fator que influencia é a presença de fissuras localizadas na parte superior do maciço de concreto, geradas pelo efeito de retração, também contribuindo para um concreto de menor resistência na parte superior.

Em relação à acomodação, pode ocorrer a passagem de partículas finas pela forma, deixando essa região com um concreto mais fraco devido à presença de vazios ao redor dos agregados graúdos nesta região.

A orientação dos pinos pode ser vertical ou horizontal, e através de um estudo desenvolvido por Luke et al. (1981), as barras horizontais possuem capacidades maiores que as verticais.

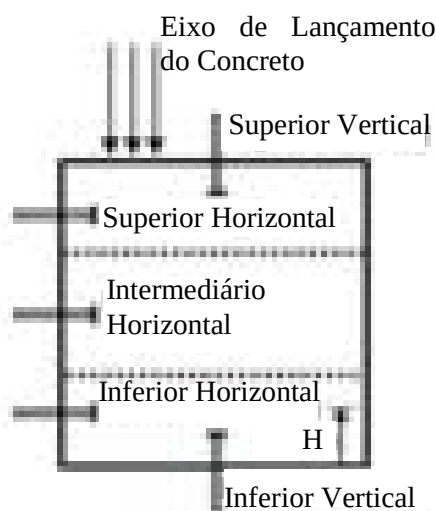


Figura 2.13 – Posição e orientação dos pinos nos blocos (MEIRA, 2005).

2.8.6. Grupo de ancoragens

Estudos revelam que ocorre uma redução na capacidade final do grupo de ancoragens devido à sobreposição dos cones de tensão de cada ancoragem considerada individualmente, assim, a capacidade máxima é alcançada quando essas ancoragens se encontram a uma distância mínima que os cones de tensão não se sobrepõem e pode-se desenvolver a capacidade total de cada ancoragem considerada individualmente (Figura 2.14).

Em relação a essa distância mínima, ocorrem divergências entre os métodos de cálculo disponíveis, pois estes assumem diferentes valores do ângulo do cone de ruptura, o que leva a obtenção de diferentes valores para essa distância.

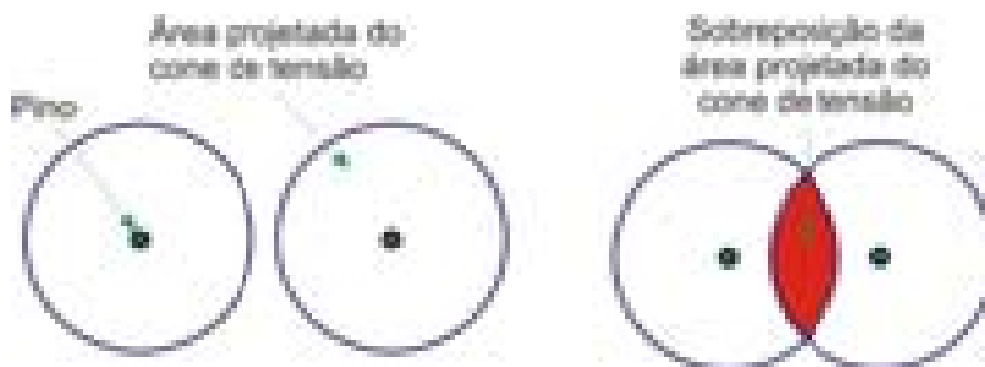


Figura 2.14 – Sobreposição dos cones de tensão.

2.8.7. Presença de fissuras

Segundo Eligehausen et al. (1988), as fissuras presentes no concreto influenciam a capacidade de carga final da ancoragem. Elas criam uma zona de distúrbio no estado de tensões, na qual impede a transferência de carga na forma axi-simétrica (Figura 2.15). As fissuras diminuem a área da superfície disponível para a transmissão dos esforços.

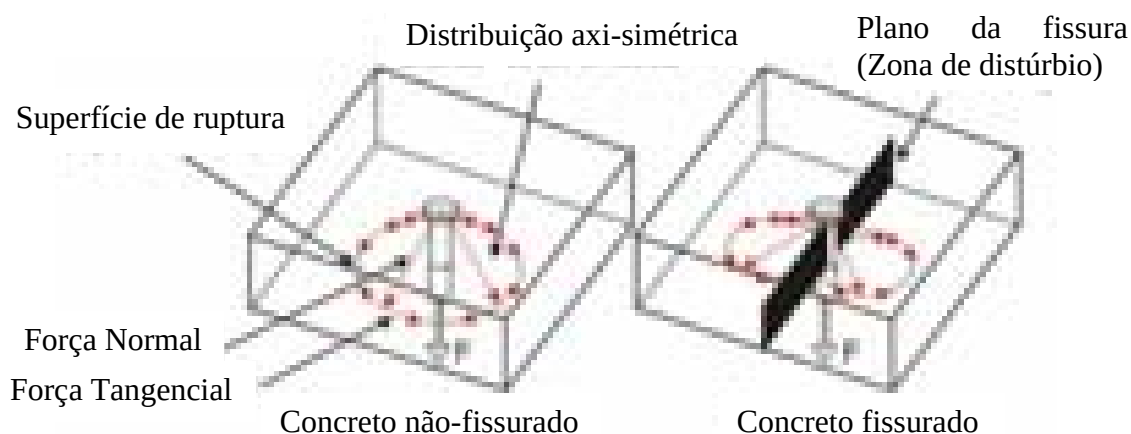


Figura 2.15 – Exemplo da transferência de carga (Eligehausen e Balogh, 1995).

Nos estudos de Eligehausen e Balogh (1995), concluiu-se através de pesquisas experimentais e teóricas que as ancoragens atraem fissuras ou até induzem a formação de fissuras. Portanto, em geral, o dimensionamento de ancoragem deve se basear na hipótese do concreto estar fissurado.

O comportamento da ancoragem submetido à força de tração é consideravelmente influenciado pelo concreto fissurado, dependendo do tipo de ancoragem. Os tipos disponíveis para uso em concreto fissurado, como os de cabeça e especialmente os controlados por torque de expansão, mostram que a presença de fissuras com abertura de 0,3 a 0,4 mm, leva a uma redução da capacidade de carga de 25% para chumbadores de cabeça e de segurança, e de 35% para os chumbadores de expansão comparados com concretos sem a presença de fissuras. Concluiu-se também que em concretos fissurados pode ocorrer um maior deslocamento do pino.

No caso de ancoragem por adesão, fissuras no concreto parcialmente destroem a adesão entre a argamassa e a parede do furo. Isso causa uma maior redução na capacidade de carga de ruptura comparada com concreto não fissurado. Além disso, no concreto fissurado, esse tipo de ancoragem é mais sensível à imprecisão de instalação que pode ocorrer durante a instalação, como por exemplo, limpeza mal executada do furo.

2.9. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

O pino de ancoragem tem que ser projetado para resistir todos os modos de ruptura, mas como o interesse desta pesquisa está relacionado diretamente com o modo de ruptura pelo cone de concreto, serão apresentados métodos de dimensionamento para estimar a carga de ruptura governada pelo arrancamento do cone de concreto.

Existem muitos estudos, mas a maioria destes baseia-se em observações empíricas da forma do cone de ruptura, do estado de tensão na ruptura e de suposições da capacidade de carga do concreto. As fórmulas são feitas com base nos resultados obtidos dos ensaios e são ajustadas para uma melhor adequação aos resultados. Na maioria dos casos são seguidas recomendações existentes em normas e guias para o projeto de ancoragens no sentido de evitar essas rupturas.

No primeiro método de projeto considerou-se uma superfície de ruptura com uma inclinação de 45°. Posteriormente a mesma consideração foi feita no método do ACI 349 (1985) e também na NBR 9062 (1985). No início da década de 80, pesquisas em tecnologias de chumbadores começaram a ser realizadas na Alemanha e com base na mecânica da fratura foram criados outros métodos para explicar o comportamento na ruptura de diferentes tipos de ancoragens, como o método de Eligehausen, Fucks, Mayer (1987/1988) e Rehm, Eligehausen, Mallee (1988), denominado de método “ ψ ”, e a metodologia proposta por Bode e Roik (1987).

Fuchs, Eligehausen e Breen (1995), combinaram a metodologia abordada no método “ ψ ” com aquela apresentada no ACI 349 e criaram o denominado método “CCD”, Concrete Capacity Design (Método da Capacidade do Concreto), que foi incorporado no guia de projeto para ancoragens em concreto do CEB (1997) e no apêndice D do ACI 318 (2002). Porém, por serem estas normas desenvolvidas para projeto, nelas, além das considerações do método “CCD”, são considerados fatores adicionais que podem influenciar o valor da resistência à ruptura; tais fatores dependem das características da ancoragem, determinadas no seu projeto. Atualmente, a norma do ACI 318 (2008) segue os mesmos critérios do ACI 349.2R (2007), que é um guia com exemplos de cálculo para dimensionamento de ancoragem no método CCD.

2.9.1. Método segundo Eligehausen, Fuchs & Mayer (1987/1988) e Rehm Eligehausen, Mallee (1988) (método ψ)

O método ψ apresenta um procedimento para o cálculo da carga última de tração, baseado em 196 testes de pinos com cabeças. Os ensaios abrangeram comprimento de ancoragem de 40 mm a 525 mm e concreto com resistência à compressão f_c de 17 MPa a 51 MPa, obtida na data dos ensaios. Baseado na análise de regressão dos resultados dos ensaios, a seguinte relação foi obtida para a carga última média:

$$N_{u,m} = 17 h_{ef}^{1,5} f_c^{0,5} \quad (2.3)$$

onde $N_{u,m}$ é a carga última em N, h_{ef} é o comprimento efetivo de ancoragem em mm e f_c a resistência à compressão do concreto em MPa.

A redução da carga, causada por grupos de chumbadores próximos uns dos outros, é baseado num ângulo $\alpha \approx 35^\circ$ para o cone de ruptura, medido a partir de plano perpendicular ao eixo do chumbador até a superfície de ruptura (Figura 2.16), e admitindo que a superposição dos cones de ruptura adjacentes promovem a redução da capacidade de carga do grupo de chumbadores, os pesquisadores propuseram que a carga média para um grupo de dois chumbadores é dada por:

$$N_{u,m,gr} = \psi_s N_{u,m} \quad (2.4)$$

$$\psi_s = 1 + s/s_{cr} \leq 2 \quad (2.5)$$

$$s_{cr} = 3h_{ef} \quad (2.6)$$

onde $N_{u,m,gr}$ é a carga última para um grupo de ancoragens, ψ_s é o fator de redução devido ao espaçamento entre chumbadores, s é a distância entre chumbadores e s_{cr} é a distância crítica entre chumbadores.

De acordo com a fórmula, caso um pino de ancoragem esteja afastado do outro uma distância igual ou maior que $3h_{ef}$, não haverá redução na capacidade de carga dos pinos.

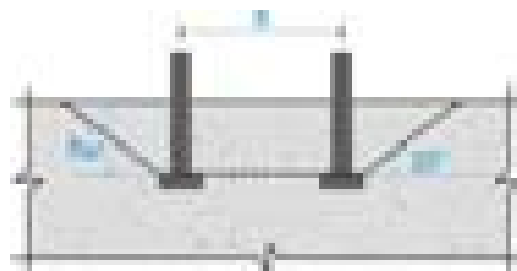


Figura 2.16 – Superfície de ruptura baseado no ângulo de 35° .

2.9.2. Método segundo Bode & Hanenkamp (1985) e Bode & Roik (1987)

Bode & Hanenkamp (1985) e Bode & Roik (1987) apresentam uma equação empírica para o cálculo da carga última de tração, para chumbadores individuais em que o colapso ocorre por ruptura do cone de concreto, baseado em 100 testes de pinos com cabeças. Os ensaios abrangeram comprimento de ancoragem de 40 - 140 mm e concreto com resistência à compressão f_c de 17 MPa a 38 MPa, obtida na data dos ensaios. Baseado na análise de regressão dos resultados dos ensaios, a seguinte relação foi obtida para a carga última média:

$$N_{u,m} = 11,89 h_{ef}^{1,5} [1 + (d_h / h_{ef})] (f_c)^{0,5} \quad (2.7)$$

onde $N_{u,m}$ é a carga última em N, h_{ef} é o comprimento efetivo de ancoragem em mm, f_c a resistência à compressão do concreto em MPa e d_h é o diâmetro da cabeça do pino em mm.

Como ocorre no método ψ , o método segundo Bode & Hanenkamp (1985) e Bode & Roik (1987) considera a redução da carga promovida por grupos de chumbadores próximos uns dos outros e de chumbadores próximos a extremidades. Duas condições de contorno são admitidas para a distância entre chumbadores:

- a) Para a distância teórica entre chumbadores de s igual a zero ($s = 0$), a capacidade de carga do grupo de chumbadores é reduzida à capacidade de um chumbador único.
- b) Se o espaçamento entre chumbadores s é maior ou igual ao valor $4h_{ef}$, utilizado como espaçamento crítico para o desenvolvimento da capacidade total de carga do cone de ruptura, então o grupo de chumbadores atinge a capacidade máxima de tração, ou seja, n vezes a carga de ruptura de um chumbador único.

$$N_{u,m,gr} = [1 + s(n-1)/(4h_{ef})] N_{u,m} \quad (2.8)$$

onde n é o número de pinos atuando juntos em um grupo, s é a distância de centro a centro entre chumbadores e $N_{u,m}$ é a carga de ruptura média para um chumbador isolado calculada pela equação (2.7).

De modo semelhante, uma distância de bordo crítica c_{cr} é considerada para a obtenção da carga de ruptura máxima do cone de concreto. Dois valores são considerados para distância crítica de bordo, dependendo do número de bordos livres próximos, sendo $c_{cr} =$

$1.5h_{ef}$ (para um bordo livre) e $c_{cr} = 2h_{ef}$ (para dois ou mais bordos livres, por exemplo, pinos localizados em cantos). A redução da capacidade de carga do chumbador é dada pela equação:

$$N_{u,mc} = c/c_{cr} N_{u,m} \quad (2.9)$$

onde c é a distância do centro do pino ao bordo livre e $N_{u,m}$ é o valor da carga média de ruptura calculado pela equação (2.7).

2.9.3. Método CCD (Concrete Capacity Design)

Este método está fundamentado na análise de resultados de ensaios de pinos com cabeça embutidos em concreto não-fissurado sem a interferência de bordos ou superposição de cones de ruptura submetidos à tração (Fuchs et al, 1995; e Eligehausen et al, 1995). Este método admite que a ruptura ocorra pela formação do cone de concreto e fornece a seguinte expressão para estimativa da carga máxima resistente:

$$N_{u,CCD} = 15,5 f_{cc}^{0,5} h_{ef}^{1,5} \quad (2.10)$$

onde $N_{u,CCD}$ é a força máxima à tração resistente do concreto em N , f_{cc} é a resistência característica à compressão simples do concreto obtida em corpos-de-prova cúbicos ($f_{cc}^{0,5} = 1,18f_c^{0,5}$) em MPa, e h_{ef} é o comprimento efetivo de ancoragem embutido no concreto em mm.

A capacidade resistente do concreto de uma ancoragem qualquer, quando a mesma é submetida à tração, pode ser calculada assumindo-se que o cone de ruptura idealizado assume a forma de uma pirâmide, com uma inclinação de aproximadamente 35° entre a superfície inclinada e a superfície do membro de concreto (Fuchs et al, 1995). Logo a pirâmide tem de base $3h_{ef} \times 3h_{ef}$ conforme mostra a Figura 2.17.

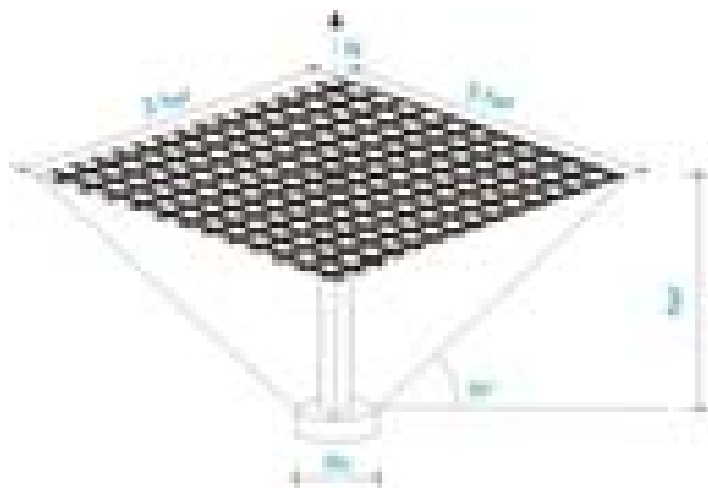


Figura 2.17 – Tipo de ruptura idealizado pelo Método CCD.

2.9.4. Método CEB (1997) e ETA (1997/2001)

O ETA, European Technical Approval, editou em 1997 um guia sobre ancoragens para uso no concreto, e em 2001 foi adicionado o anexo C, com métodos de dimensionamento para ancoragens seguindo o método adotado pelo CEB-97 no boletim 233.

Os métodos de cálculo apresentados nos dois guias são válidos para ancoragens isoladas ou em grupo. Em grupo de ancoragens, devem ser utilizadas ancoragens do mesmo tipo, diâmetro e comprimento. O concreto utilizado deverá ter resistência à compressão entre as classes de 20 MPa à 50 MPa, e deverá estar sujeito somente à cargas estáticas, não sendo aplicado a cargas de impacto, sísmicas ou de compressão. O concreto da região da ancoragem poderá estar ou não fissurado. Será considerado na região sem fissuração, caso se, sob condições de serviço, a ancoragem esteja, ao longo de toda sua altura efetiva, localizada em região não fissurada.

Para o caso de ruptura do cone de concreto submetido à força de tração, a carga de ruptura é dada pela fórmula:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \Psi_{s,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{ucr,N} \quad (2.11)$$

onde:

$N_{Rk,c}$ = é a força máxima à tração resistente do concreto em N.

$N_{Rk,c}^0$ = é o valor inicial da força característica de uma ancoragem localizada na região fissurada e dado pela fórmula:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1,5} \quad (2.12)$$

sendo $k_1 = 7,2$ (ETA)

$k_1 = 7,5$ (pós-instalado – CEB)

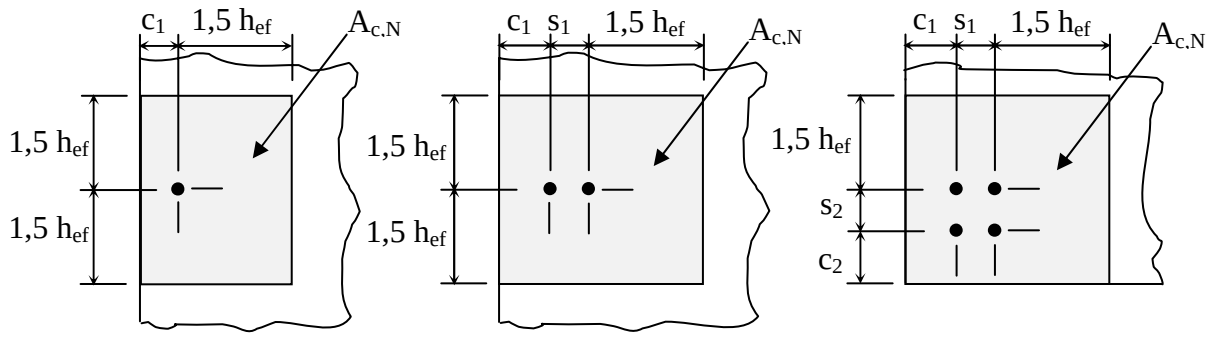
$k_1 = 9,0$ (pré-instalado – CEB)

($N_{Rk,c}^0$ em N, f_{ck} em MPa, h_{ef} em mm)

$A_{c,N}^0$ = área do concreto para ancoragem isolada sem proximidade de outro do pino ou de borda igual a $3h_{ef} \times 3h_{ef}$.

$A_{c,N}$ = área real do cone de concreto na superfície, nos casos em que $s \leq 3h_{ef}$ e $c \leq 1,5h_{ef}$ (Figura 2.18).

$\Psi_{s,N}, \Psi_{re,N}, \Psi_{ec,N}, \Psi_{ucr,N}$ = fatores de modificação



se $c_1 \leq 1,5 h_{ef}$

$$A_{c,N} = (c_1 + 1,5 h_{ef}) \cdot 3 h_{ef}$$

se $c_1 \leq 1,5 h_{ef}$ e $s_1 \leq 3 h_{ef}$

$$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 1,5 h_{ef}) \cdot 3 h_{ef}$$

se c_1 e $c_2 \leq 1,5 h_{ef}$, e s_1 e $s_2 \leq 3 h_{ef}$

$$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 1,5 h_{ef})(c_2 + s_2 + 1,5 h_{ef})$$

Figura 2.18 – Cálculo de $A_{c,N}$ para ancoragens isoladas e em grupo (Adaptado ETA-97/01).

O fator $\Psi_{s,N}$ leva em consideração a redução da capacidade de carga sob influência da proximidade de borda e é calculado de acordo com a equação 2.13:

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + (0,3c/1,5h_{ef}) \leq 1 \quad (2.13)$$

O fator $\Psi_{re,N}$ leva em conta a queda na resistência da ancoragem com pequena profundidade de embutimento, $h_{ef} < 100$ mm, quando na região onde ele foi instalado houver armadura com pequeno espaçamento entre as barras.

$$\Psi_{re,N} = 0,5 + h_{ef} / 200 \leq 1, \text{ para } s < 150 \text{ mm (para } d_s \geq 10 \text{ mm)} \\ \text{ou } s < 100 \text{ mm (para } d_s < 10 \text{ mm)} \quad (2.14)$$

$$\Psi_{re,N} = 1, \text{ para } s \geq 150 \text{ mm (para } d_s \geq 10 \text{ mm)} \\ \text{ou } s \geq 100 \text{ mm (para } d_s < 10 \text{ mm)}$$

O fator $\Psi_{ec,N}$ considera o efeito da excentricidade em ancoragens individuais ou em grupo e é obtido com a seguinte expressão:

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e_N / s_{cr,N}} \leq 1 \quad (2.15)$$

E nos casos em que houver excentricidade nas duas direções, deve ser calculado um valor de $\Psi_{ec,N}$ para cada eixo e o produto desses fatores será o valor adotado de $\Psi_{ec,N}$.

O fator $\Psi_{ucr,N}$ leva em consideração a posição da ancoragem, se está na região fissurada ou não. Nos casos em que for região não fissurada, seu valor é 1,4, e em regiões fissuradas, adota-se o valor igual a 1,0.

Casos especiais em ancoragens com três ou quatro bordas a uma distância máxima do chumbador inferior a $c_{\text{máx}} < 1,5h_{\text{ef}}$, a resistência à tração calculada de acordo com as equações básicas do método dá um resultado que não condiz com a realidade. Isso ocorre porque a relação $\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0}$ não refletirá corretamente o efeito de borda. A

Figura 2.19 mostra como a superfície de ruptura tem a mesma área para todas as profundidades de embutimento superiores a um valor limite h'_{ef} . Podem-se conseguir resultados mais precisos substituindo o valor de h_{ef} pelo h'_{ef} nas equações.

$$h'_{\text{ef}} = \frac{c_{\text{máx}}}{1,5} h_{\text{ef}} \quad (2.16)$$

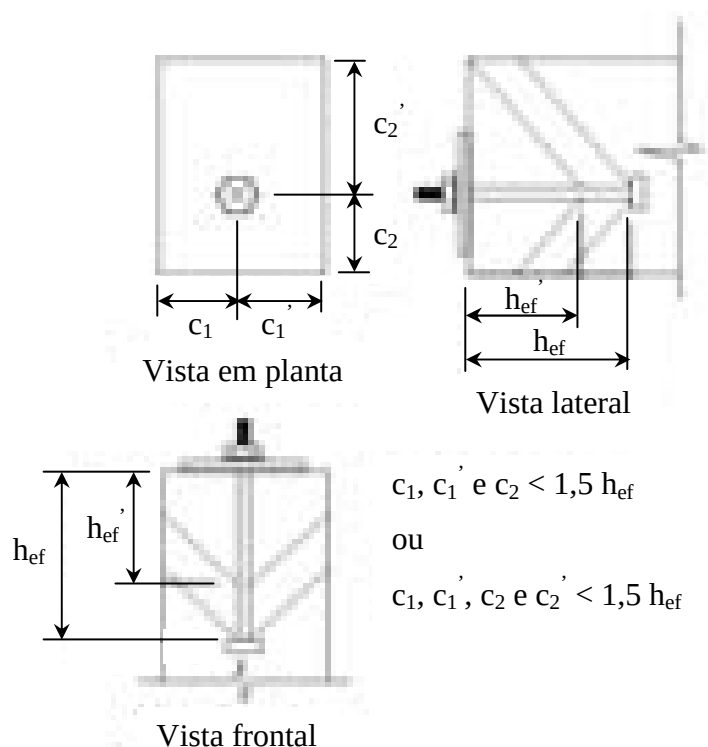


Figura 2.19 – Superfície de ruptura para diferentes profundidades de embutimento em elementos próximos a três ou quatro bordas (CEB-1997).

No método do CEB é admitido o reforço com armadura na ancoragem, mas somente nos casos em que h_{ef} for no mínimo igual a 150 mm e a distância mínima de borda for de $1,5h_{\text{ef}}$. Essa armadura especial para resistir aos esforços de tração não poderá ter diâmetro maior que 16 mm e deverá ser detalhada na forma de estribos ou ganchos. O posicionamento da armadura deverá ser o mais próximo possível da ancoragem e passando pela superfície de ruptura do cone de concreto, conforme Figura 2.20.

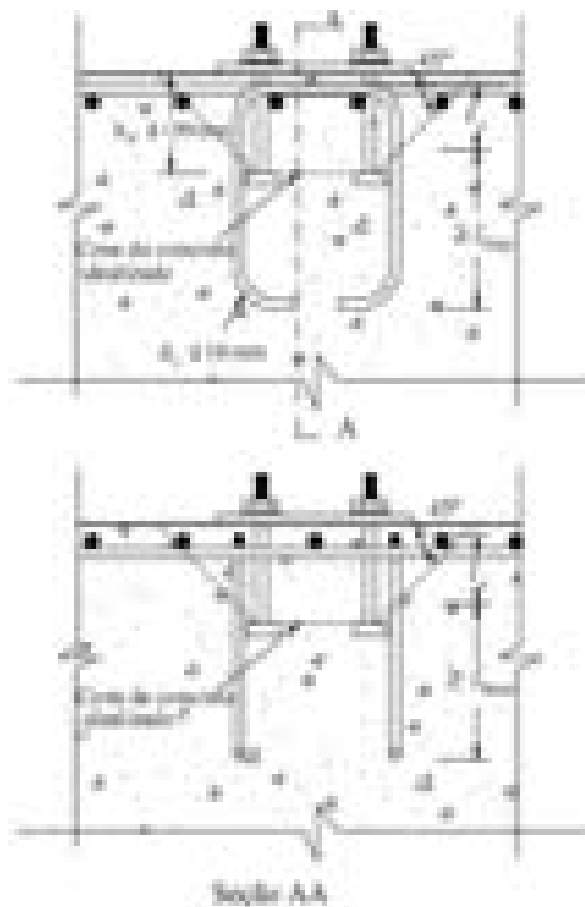


Figura 2.20 – Exemplo de um grupo de quatro pinos com armadura especial (Adaptado do CEB-97).

O cálculo da força de ruptura do aço do gancho do reforço é dado por:

$$N_{Rk,ss} = n_s A_s f_{yk} \quad (2.17)$$

onde:

A_s = Seção transversal da barra usada no estribo;

f_{yk} = Tensão de escoamento nominal do aço usado no estribo;

n_s = Número de barras de estribos que atravessam a superfície de ruptura.

A carga de ruptura da ancoragem no caso da ruptura da barra no cone de concreto pode ser obtida pela equação:

$$N_{Rd,a} = n_s l_s u f_{bd} \quad (2.18)$$

onde:

l_s = Comprimento do estribo imerso no cone de ruptura;

u = Perímetro da seção da barra usada no estribo;

$$f_{bd} = k_6 f_{bd}^0$$

f_{bd}^0 = Tensão resistente de aderência entre a barra e o concreto (Tabela 2.3);

k_6 = fator que considera a posição da barra durante a concretagem;

$k_6 = 1,0$ para região de boa aderência (de acordo com a Figura 2.21);

$k_6 = 0,7$ para região de má aderência (de acordo com a Figura 2.21).

Tabela 2.1 – Valores de f_{bd}^0 (MPa) para boas condições de aderência (EUROCODE – 2/1992)

f_{ck} (MPa)	20	30	40	50
f_{bd}^0 (MPa)	2,25	3,0	3,6	4,2

* esses valores incorporam um γ_c igual a 1,5

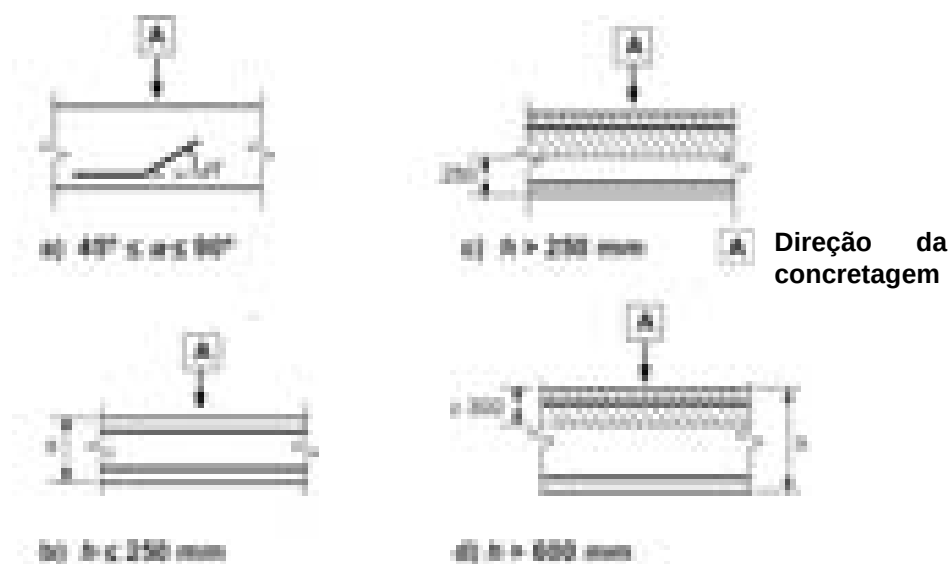


Figura 2.21 – Descrição das condições de aderência: (a) e (b) boa aderência; (c) e (d) má aderência (EUROCODE 2 - 1992).

2.9.5. Método ACI 318-08 e ACI 349.2R-07

As normas americanas ACI 349 (2007) e ACI 318 (2008), em seus apêndices D, trazem métodos de cálculo para estimar a capacidade de carga para ancoragens submetidas à tração, cortante e para as que sofrem a combinação das forças de tração e cortante. E também uma seção é dedicada aos espaçamentos mínimos, distâncias de borda e espessuras requeridas para evitar ruptura por fendilhamento.

Para o cálculo da resistência ao arrancamento do cone de concreto em ancoragem submetida à tração, que é o objeto de estudo desta pesquisa, é considerado o efeito de pino isolado e grupo de ancoragens.

Para pino isolado:

$$N_{cb} = (A_{Nc}/A_{Nco}) \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad (2.19)$$

Para grupo de ancoragens:

$$N_{cbg} = (A_{Nc}/A_{Nco}) \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad (2.20)$$

onde:

N_{cb} = resistência de arrancamento do concreto de um pino de ancoragem.

N_{cbg} = resistência de arrancamento do concreto de um grupo de ancoragem.

A_{Nc} = área total projetada para um grupo de ancoragens ou pinos isolado que sofra influência de borda.

$A_{Nco} = 9h_{ef}^2$ (área máxima projetada para um pino isolado com distância de borda igual ou maior a $1,5h_{ef}$)

$\Psi_{ec,N}$, $\Psi_{ed,N}$, $\Psi_{c,N}$, $\Psi_{cp,N}$ = fatores de modificação

$N_b = k_c(f_{ck})^{0,5}h_{ef}^{1,5}$ (resistência básica ao arrancamento do concreto de pino isolado embutido em concreto fissurado).

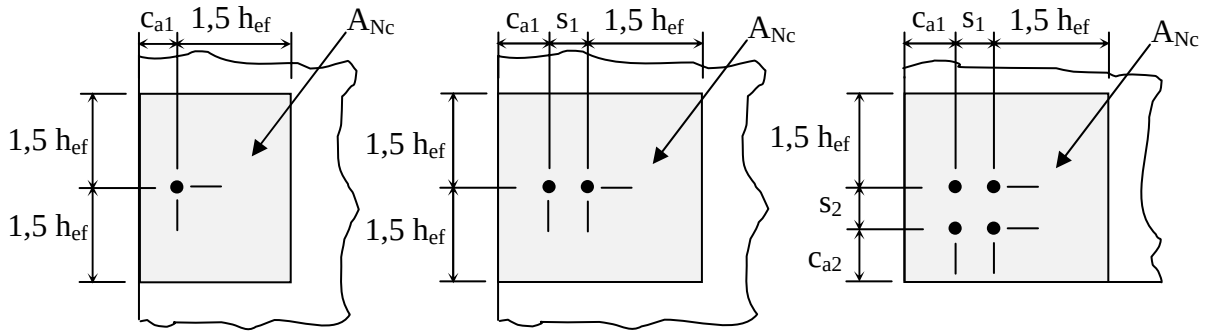
$k_c = 10$ (para pré-instalado) ou 7 (para pós-instalado)

O fator $\Psi_{ec,N}$ é utilizado para grupos de ancoragem submetidos a carga de tração excêntrica e não pode ser superior a 1,0. Ele é obtido pela seguinte expressão:

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}})} \quad (2.21)$$

Se o carregamento no grupo de ancoragem for de tal forma que somente alguns pinos estejam sob tração, somente esses pinos devem ser considerados para se determinar a excentricidade e'_N . Nos casos em que houver excentricidade nas duas direções, deve ser calculado um valor de $\Psi_{ec,N}$ para cada eixo e o produto desses fatores será o valor adotado de $\Psi_{ec,N}$.

A relação A_{Nc}/A_{Nco} e $\Psi_{ed,N}$ são fatores que consideram os efeitos de múltiplas ancoragens, espaçamento entre as mesmas e a distância de borda na resistência final. Para o cálculo de A_{Nc} são considerados a distância de borda e distância entre pinos (Figura 2.22).



se $c_{a1} < 1,5 h_{ef}$

se $c_{a1} < 1,5 h_{ef}$ e $s_1 < 3 h_{ef}$

se c_{a1} e $c_{a2} < 1,5 h_{ef}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + 1,5h_{ef})(2 \times 1,5h_{ef})$$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1,5h_{ef})(2 \times 1,5h_{ef})$$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1,5h_{ef})(c_{a2} + s_2 + 1,5h_{ef})$$

Figura 2.22 – Cálculo de A_{Nc} para ancoragens isoladas e em grupo (Adaptado ACI 318-08).

Já o fator $\Psi_{ed,N}$, denominado fator de modificação para os efeitos de borda para pinos isolados ou grupos de ancoragens em tração, deve ser calculado da seguinte forma:

$$\Psi_{ed,N} = 1,0 \quad \text{se } c_{a,\text{mín}} \geq 1,5h_{ef} \quad (2.22)$$

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3c_{a,\text{mín}} / (1,5h_{ef}) \quad \text{se } c_{a,\text{mín}} < 1,5h_{ef} \quad (2.23)$$

Para ancoragens localizadas em regiões onde não há fissuração para níveis de carga de serviço, permite-se usar o fator $\Psi_{c,N}$ igual a 1,25 para ancoragens pré-instaladas e igual a 1,4 para ancoragens pós-instaladas, onde o valor de k_c é igual a 7. Quando houver fissuração para as cargas de serviço na região do pino de ancoragem, $\Psi_{c,N}$ deve ser tomado igual a 1.

Quando se aplica uma carga de tração, os esforços de tração resultantes na extremidade embutida da ancoragem se somam aos esforços de tração induzidos pela instalação de ancoragem pós-instalada, e poderá ocorrer ruptura por fendilhamento antes que se alcance a resistência ao arrancamento do concreto. Para se levar em conta esse modo potencial de ruptura, a resistência básica ao arrancamento se reduz a um fator $\Psi_{cp,N}$ se $c_{a,\text{mín}}$ for menor que a distância crítica de borda c_{ac} . Esse fator de modificação é calculado para ancoragens pós-instaladas projetadas para concreto não fissurado sem reforço adicional.

$$\Psi_{cp,N} = 1,0 \quad \text{se } c_{a,\text{mín}} \geq c_{ac} \quad (2.24)$$

$$\Psi_{cp,N} = c_{a,\text{mín}} / c_{ac} \quad \text{se } c_{a,\text{mín}} < c_{ac} \quad (2.25)$$

Para todos os demais casos, incluindo ancoragens pré-instaladas, $\Psi_{cp,N}$ deve ser igual a 1,0.

Para condições em que a força de tração majorada excede a resistência de arrancamento do concreto das ancoragens, a resistência nominal pode ser considerada com reforço de ancoragem ancorado adequadamente, como ilustrado na Figura 2.23. O reforço deve consistir em estribos ou grampos posicionados o mais próximo possível da ancoragem. Somente os reforços posicionados a uma distância inferior a $0,5h_{ef}$ do eixo da ancoragem devem ser incluídos como reforço da mesma.

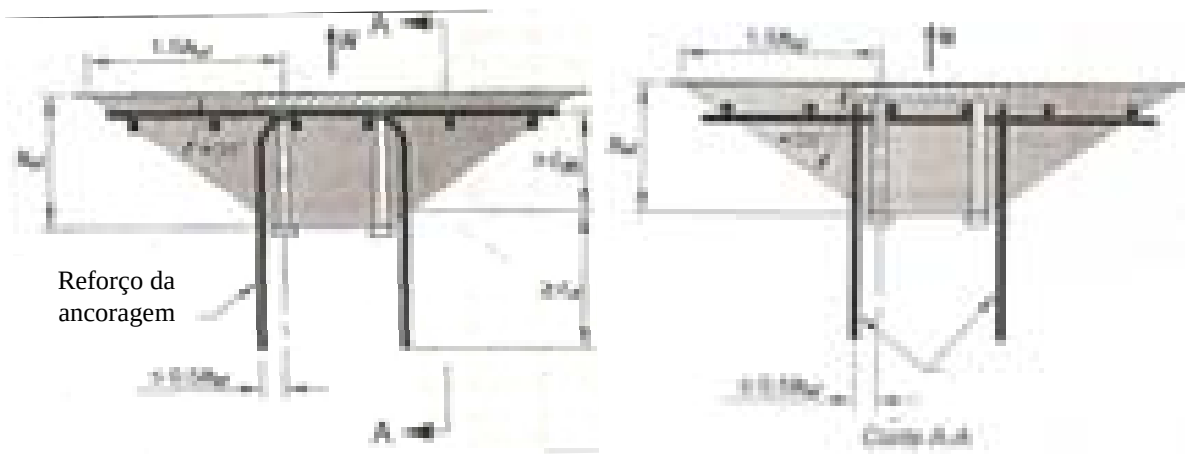


Figura 2.23 – Reforço da ancoragem submetida à tração (ACI 318-08).

É importante que o reforço da ancoragem confine o reforço superficial. Ao dimensionar o reforço da ancoragem, se recomenda utilizar um fator de redução de resistência, ϕ , de 0,75. Na prática, o reforço da ancoragem geralmente se limita ao uso em ancoragens pré-instaladas.

2.10. PESQUISAS INTERNACIONAIS

2.10.1. Etse (1998)

No estudo de Etse (1998), foi utilizado o modelo numérico Extended Leon para simular o comportamento de ruptura do concreto em testes de arrancamento axi-simétrico. O foco da análise foi na influência da resistência à compressão do concreto do mecanismo de ruptura do teste de arrancamento.

Como pode ser observado na Figura 2.24, fissuras circunferenciais se iniciam relativamente cedo na cabeça da ancoragem e se propagam para o anel de reação. Essas fissuras, finalmente definem a superfície cônica de ruptura do teste de arrancamento.

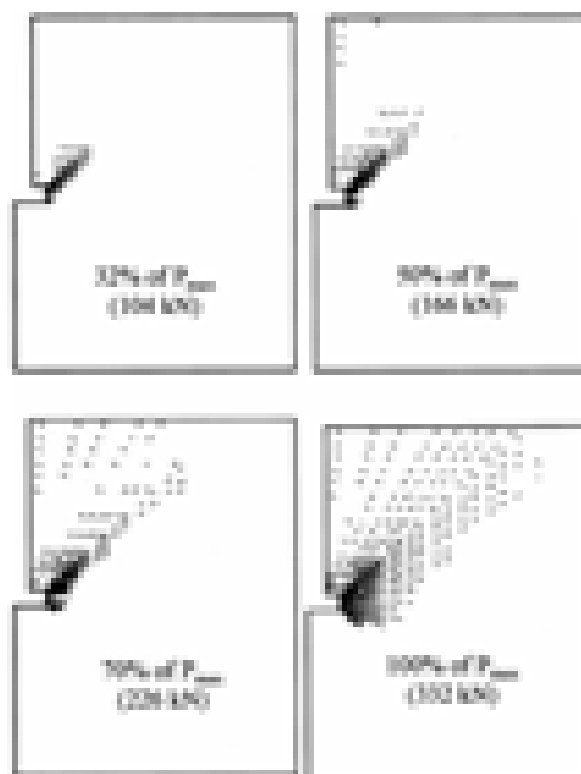


Figura 2.24 – Desenvolvimento progressivo da fissuração no teste de arrancamento.

Fissuras radiais iniciam a 50% da carga última na superfície do concreto e se propagam em direção ao anel de reação. Tanto a ductilidade quanto a carga limite do teste de arrancamento não são influenciadas pelas fissuras radiais na superfície do concreto.

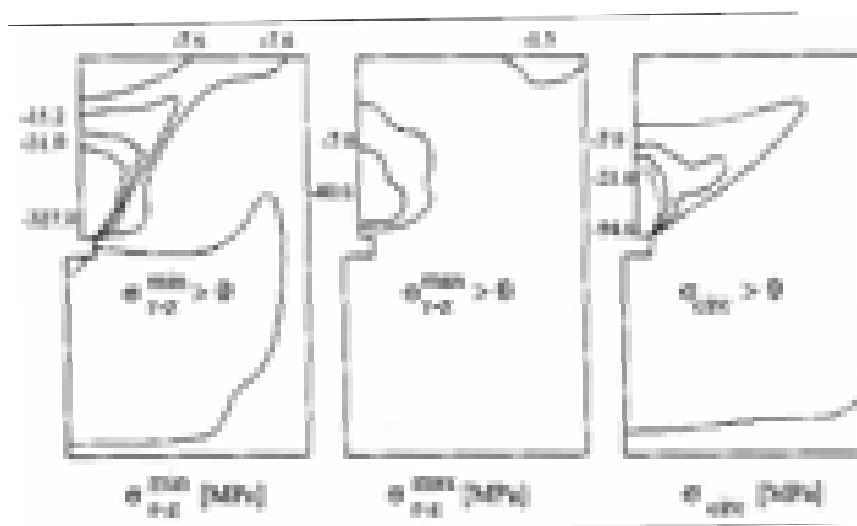


Figura 2.25 – Linhas de iso-tensões principais na carga última.

Na Figura 2.25, a distribuição da tensão principal mínima no plano r-z claramente indica que a zona de compressão se desenvolve entre a cabeça da ancoragem e o anel de

reação, com uma intensa localização de elevada tensão de compressão perto da cabeça da ancoragem.

A tensão principal máxima (Figura 2.25) no plano r-z é negativa tanto próxima ao anel de reação quanto próximo à cabeça de ancoragem, onde a tensão circunferencial também é negativa. Os resultados indicam que um estado de tensão tri-axial de compressão se desenvolve acima da cabeça de ancoragem. Isso significa que o material nessa região está sujeito a um grande volume de tensão de compressão, e, como consequência, a deformação é dúctil e caracterizada por uma tensão contínua crescente. Portanto, o comportamento do concreto acima da cabeça de ancoragem não tem qualquer influência no mecanismo final de ruptura do arrancamento.

A localização da tensão de ruptura entre a cabeça de ancoragem e a reação define claramente a típica superfície cônica de ruptura no teste de arrancamento (Figura 2.26).

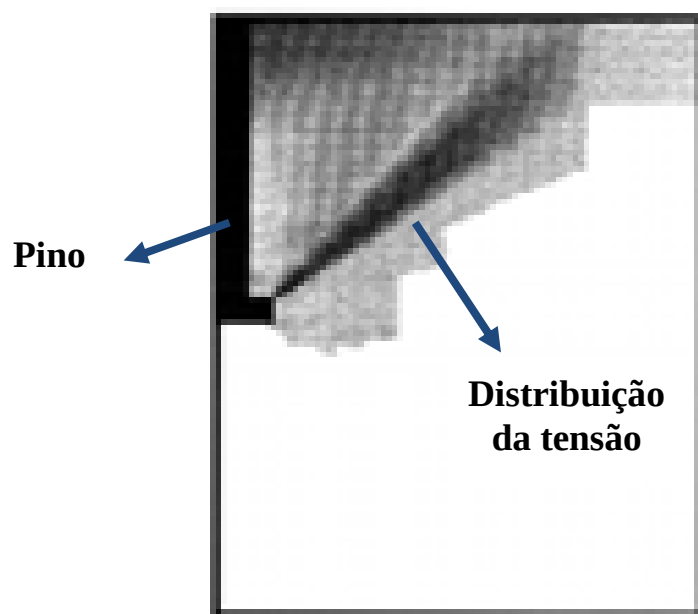


Figura 2.26 – Distribuição equivalente a tensão na ruptura à carga de pico.

2.10.2. Farrow, Frigui e Klingner (1996)

Neste estudo, realizado por Farrow, Frigui e Klingner (1996), o objetivo foi avaliar a precisão e adequação do dimensionamento de pinos de ancoragem por três métodos específicos que estimam a capacidade à tração de ancoragens isoladas governadas pelo arrancamento do cone de concreto. Os três métodos analisados são o método do cone de 45 graus do ACI 349-90, método do cone com ângulo variável (VAC), e o método CC (concrete

capacity). A pesquisa foi feita com base nos dados de 801 pinos, localizados em concreto não fissurado e não reforçado, afastado o suficiente da borda e de outras ancoragens.

- Método do ACI 349-90

A capacidade nominal de carga do cone de concreto atuando na área projetada de 45° a partir da extremidade superior da cabeça de ancoragem até a superfície do concreto é:

$$N_u = 0,96 f_c^{0,5} h_{ef} (h_{ef} + d_h) \quad (2.26)$$

- Método VAC

A única diferença em relação ao método anterior é que o ângulo varia de acordo com a altura efetiva da ancoragem:

$$N_u = 0,96 f_c^{0,5} (h_{ef}/\tan\theta) [(h_{ef}/\tan\theta) + d_h] \quad (2.27)$$

Sendo: $\theta = 45^\circ$ se $h_{ef} \geq 127$ mm

$\theta = 28^\circ + (0,13386h_{ef})^\circ$ se $h_{ef} < 127$ mm

- Método CC

O método estima que a capacidade do cone de concreto aumenta com o aumento da altura efetiva:

$$N_u = 15,5 f_c^{0,5} h_{ef}^{1,5} \quad \text{para pinos com cabeça} \quad (2.28)$$

$$N_u = 13,5 f_c^{0,5} h_{ef}^{1,5} \quad \text{para os de expansão} \quad (2.29)$$

Comparando-se os resultados da aplicação de cada método com a base de dados existente, concluiu-se que para ancoragens com altura efetiva inferior a 203,2 mm, os três métodos são satisfatórios na estimação da capacidade de carga. Assim, todos os três métodos podem ser utilizados com segurança no dimensionamento, apesar de que o método CC se aproxime mais dos dados reais, até porque foi desenvolvido com base em alguns dos dados de referência. Já para alturas efetivas superiores a 203,2 mm, o método CC fornece uma maior precisão, sendo que os outros métodos tendem a ser contra a segurança, estimando uma capacidade maior que a real.

2.11. PESQUISAS NACIONAIS

2.11.1. França (2002)

No trabalho de França (2002), foi feito um estudo comparativo entre diversos métodos de cálculo de chumbadores recomendados por normas internacionais, pela NBR-6118/2001, por métodos encontrados na literatura, além de recomendações de fabricantes. Foram analisadas equações propostas para chumbadores isolados e considerada a interação mútua no caso de grupo de chumbadores, com enfoque para chumbadores de expansão.

Para a ruptura ocasionada pelo arrancamento do cone de concreto, ocasionada geralmente por ancoragens submetidas à tração axial, a altura do cone é aproximadamente 0,8 a 1,0 vezes a profundidade do chumbador. Com base no Boletim 216 do CEB, foi apresentado o resumo de algumas equações para o cálculo da carga de ruptura do cone de concreto:

- Método Ψ

Neste método foram medidos 287 chumbadores de expansão. Estes foram posicionados com distâncias de extremidade grandes a fim de evitar rupturas que não fossem do cone do concreto. Os resultados forneceram a seguinte expressão:

$$N_u = 17 h_{ef}^{1,5} f_c^{0,5} \text{ (N)} \quad (2.30)$$

Onde: h_{ef} = é o comprimento de ancoragem (mm);

f_c = é a resistência à compressão do concreto (N/mm^2).

Neste tipo de ruptura a carga de colapso só depende da resistência à tração do concreto e da profundidade da ancoragem.

- Método segundo Pusill-Wachsmuth, 1982

Pusill-Wachsmuth (1982) apresenta a equação seguinte para a carga de tração para chumbadores de expansão torque controlados, baseado em considerações teóricas:

$$N_u = 0,72 h_{ef}^2 f_c^{0,67} (1 + 1,45 d_{nom}/h_{ef}) \text{ (N)} \quad (2.31)$$

Onde: d_{nom} = é o diâmetro do chumbador (mm).

- Equação proposta por Thurlimann, Fechtig, Hugenschmidt, Ladner e Seghezzi (1986)

Um modo conceitual foi desenvolvido baseado na teoria de plasticidade, por uso de critérios de Mohr-Coulomb. Abaixo segue a equação para a carga de ruptura, a qual foi calibrada para comprimentos de ancoragem efetiva maiores que 100 mm.

$$N_u = 10(h_{ef} - 0,8d_{nom})^2[0,75 + d_{nom}/(h_{ef} - 0,8d_{nom})](f_c/16)^{0,5} \text{ (N)} \quad (2.32)$$

Em Anchorage to Concrete publicado pelo ACI são apresentadas as considerações feitas por Rolf Eligehausen, com base em um grande número de testes. Segundo o autor, as falhas dos chumbadores geralmente ocorrerão pelo arrancamento do cone de concreto, e a carga de ruptura será proporcional a $f_{ct} \cdot l_d^{1,5}$. É assumido que o cone de concreto forma um ângulo de 30° com a horizontal, quando de sua ruptura, e a profundidade de ancoragem é de 0.8 a 1 vez a profundidade do chumbador.

Além do método proposto pelo próprio Eligehausen, também são mostradas equações formuladas por outros autores, para determinação da carga de ruptura neste tipo de falha:

- Equação proposta por Rolf Eligehausen:

De acordo com Eligehausen, a carga de ruptura do chumbador, por arrancamento do cone de concreto, é dada por:

$$N_u = 7,4 l_d^{1,54} f_c^{2/3} \quad (2.33)$$

Onde: l_d é o comprimento de ancoragem (mm).

- Equação proposta pelo ACI-349:

Na equação abaixo, proposta pelo ACI, é assumido o ângulo de fratura do cone de concreto como sendo igual a 45°.

$$N_u = 1,043 l_d^2 f_c^{0,5} \quad (2.34)$$

- Equação proposta Braestrup et. al.:

Apesar de também contemplar chumbadores de expansão, esta equação foi desenvolvida através de teoria da plasticidade a chumbadores com cabeça.

$$N_u = 0,31 l_d^2 (1 + d/l_d) f_c \quad (2.35)$$

Onde: d = diâmetro nominal do chumbador (mm).

- Equação proposta por Pusill-Wachtsmuth:

Assim como Eligehausen, estes autores consideram um ângulo de 30° na fratura do cone de concreto.

$$N_u = (0,73 + 1,06d/l_d) l_d^2 f_c^{2/3} \quad (2.36)$$

- Equação proposta por Bode e Roik:

Esta equação foi determinada empiricamente ajustando os dados de um número suficientemente grande de resultados de testes.

$$N_u = 12,1 l_d^{1,5} (1 + d/l_d) f_c^{0,5} \quad (2.37)$$

Com a finalidade de se comparar as diversas equações propostas, são apresentados os gráficos e tabelas que seguem. As curvas apresentadas nos gráficos correspondem a:

Nu₁= método Ψ

Nu₂= equação proposta por Pusill-Wachtsmuth (1982)

Nu₃= equação proposta por Thurlimann

Nu₄= equação proposta pelo ACI – 349

Nu₅= equação proposta por Eligehausen

Nu₆= equação proposta por Braestrup et. al

Nu₇= equação proposta por de Pusill-Wachtsmuth

Nu₈= equação proposta por Bode e Roik

Na Figura 2.27, é mostrado o comportamento da capacidade resistente dos chumbadores com relação ao seu comprimento de ancoragem, considerando que a ruptura se dará pelo arrancamento do cone de concreto. Foi adotada uma resistência de 20 MPa para o

concreto e diâmetro dos chumbadores de 10 mm. Observa-se que a equação proposta pelo Comitê 349 do ACI é a mais conservadora.

Considerando-se agora que o chumbador esteja colocado suficientemente distante das extremidades da peça, de modo que a ruptura não ocorra pelo fracionamento do concreto (fendilhamento), é possível comparar a capacidade de carga dos chumbadores existentes no mercado com a capacidade de carga proposta pelas equações acima.

Na Tabela 2.2 considera-se um concreto de 20 MPa, diâmetro do chumbador de 10 mm e comprimento de ancoragem de 50 mm. Na Tabela-2, considera-se um concreto de 20 MPa, diâmetro do chumbador de 24 mm e comprimento de ancoragem de 120 mm.

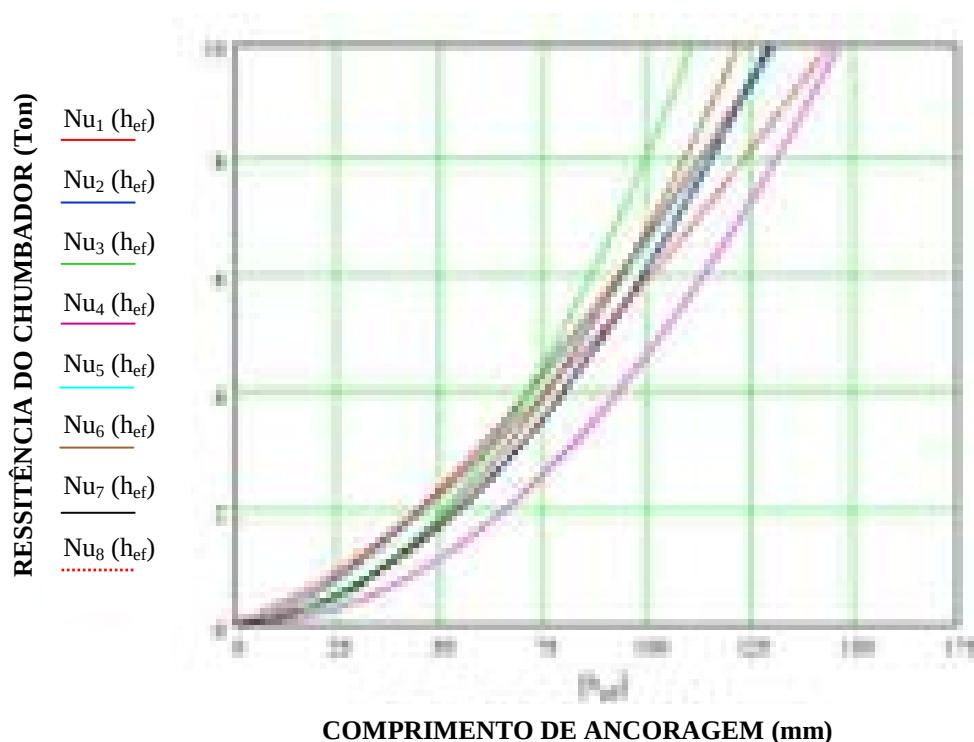


Figura 2.27 – Curva Resistência do chumbador x Comprimento de ancoragem.

Observa-se através destas tabelas que a capacidade resistente do chumbador do Fabricante “A” encontra-se acima da média dos resultados, especialmente na Tabela 2.3. De maneira inversa a capacidade resistente do chumbador do fabricante “B” é bem inferior à estimada pelas oito equações. Pode-se supor que neste caso a ruptura deste chumbador se dê não pela ruptura do cone de concreto, e sim por algum dos outros modos de ruptura. Cumpre acrescentar que em ambos os casos são fornecidos os valores máximos propostos pelos fabricantes, sem a utilização de coeficientes de segurança.

Tabela 2.2 – Comparativo entre a capacidade de carga axial obtida utilizando as equações e a de chumbadores comerciais ($f_{ck} = 20$ MPa, $d = 10$ mm, $h_{ef} = 50$ mm)

Método de cálculo	Capacidade de Carga (Kgf)
Chumbador Fabricante A	2110
Chumbador Fabricante B	150
Método Ψ	2372
Método Pusill-Wachsmuth	1728
Método de Thurlimann	1949
Método do ACI – 349	1166
Método de Eligehausen	2254
Método de Braestrup et. al	1860
Método Pusill-Wachsmuth	1735
Método de Bode e Roik	2296
Resistência média dos 8 métodos	1920

Tabela 2.3 – Comparativo entre a capacidade de carga axial obtida utilizando as equações e a de chumbadores comerciais ($f_{ck} = 20$ MPa, $d = 24$ mm, $h_{ef} = 120$ mm)

Método de cálculo	Capacidade de Carga (Kgf)
Chumbador Fabricante A	10140
Chumbador Fabricante B	1062
Método Ψ	6708
Método Pusill-Wachsmuth	7224
Método de Thurlimann	7643
Método do ACI – 349	4664
Método de Eligehausen	6555
Método de Braestrup et. al	7688
Método Pusill-Wachsmuth	7293
Método de Bode e Roik	6710
Resistência média dos 8 métodos	6390

Na Figura 2.28, mostra-se a variação da capacidade resistente do chumbador em relação à resistência do concreto. Foi adotado neste caso um comprimento de ancoragem de 100 mm e um diâmetro do chumbador de 10 mm.

Semelhante ao gráfico anterior, a equação proposta pelo Comitê 349 do ACI, é o que apresenta menores capacidades resistentes. Observa-se ainda que a curva representativa da equação Fu_6 possui uma tendência bastante diferente das demais. Isto pode ser explicado, pois esta equação considera uma relação linear entre a resistência do chumbador e a resistência do concreto, enquanto as demais apresentam uma relação exponencial. Cumpre acrescentar que esta equação, apesar de válida para chumbadores de expansão, foi desenvolvida para chumbadores com cabeça.

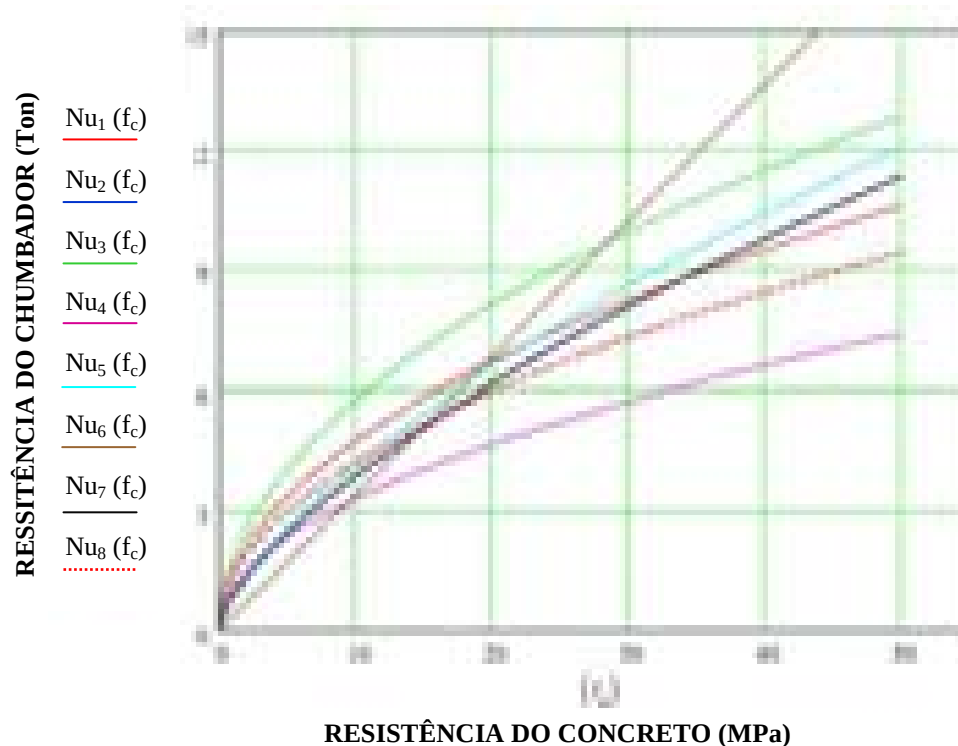


Figura 2.28 – Curva Resistência do chumbador x Resistência do concreto.

Eligehausen considera que é necessário um alto fator de segurança, a fim de cobrir as diversas incertezas inerentes à utilização destes chumbadores, adotando desta forma um coeficiente igual a 3. Observa-se também que o coeficiente de segurança recomendado pelos dois fabricantes de chumbadores é 4.

Embora se tenha feito diversos estudos acerca da capacidade resistente dos chumbadores de expansão, ainda não se tem um valor confiável para que se possa utilizá-los com menores margens de segurança. Foi observado que no caso de chumbadores submetidos a cargas de tração, é mais prudente a utilização da equação proposta pelo Comitê 349 do ACI. O menor valor do espaçamento proposto pelo ACI deve-se ao fato de que na sua formulação é considerado que a fratura do cone de concreto se dê a 45°, o que gera uma menor área do cone de ruptura, diminuindo desta forma a superposição das tensões. Conclui-se também que, a capacidade de carga do chumbador se eleva consideravelmente quando do aumento do seu comprimento de ancoragem. No entanto, comprimentos de ancoragem exagerados tornam-se inúteis, pois existe a limitação da resistência devido a outros tipos de ruptura.

2.11.2. Oliveira (2003)

A sua pesquisa foi de natureza experimental e teve como objetivo investigar a redução na resistência à tração na ancoragem devido ao efeito de borda e de espaçamento, com pinos com profundidade de embutimento efetivo de aproximadamente 91 mm, soldados em placas metálicas. Os estudos foram feitos com placas com pino único onde foi analisado o efeito de borda e também com placas com grupo de quatro pinos onde foi analisado o efeito do espaçamento dos pinos. Foi analisada também a eficiência de uma armadura de suspensão (que transmite a carga além do cone de ruptura).

Os valores de carga de ruptura obtidos nos ensaios foram comparados com os obtidos por dois métodos, um deles o método “ κ ” ou “ ψ ”, na notação do CEB, e o outro o método de Bode e Roik (1987). As principais conclusões foram:

- A utilização da armadura de suspensão (tal como empregada no estudo) não é eficiente para placas instaladas próximas de bordas.
- Bom rendimento foi apresentado pela armadura de suspensão quando empregada em placas com quatro pinos.
- O método “ κ ” apresentou resultados que se aproximaram daqueles obtidos nos ensaios.
- O método de Bode e Roik (1987) apresentou resultados que se aproximaram dos obtidos experimentalmente para placas com pino único ou grupo de quatro pinos distantes de borda, mas o mesmo não aconteceu para os ensaios com placas de pino único instalados próximos de uma ou duas bordas livres.

2.11.3. Meira (2005)

No seu trabalho foram estudados pinos de ancoragem tracionados confeccionados com barras de aço utilizadas em concreto armado (CA50), nos quais foram soldadas placas metálicas quadradas como cabeça de ancoragem. Nos ensaios foram variadas a distância do pino à borda do elemento de concreto, a profundidade de embutimento (50 mm e 100 mm), a aderência entre o pino e o concreto, a posição de instalação do pino no elemento de concreto (superior, intermediária e inferior) e a orientação do pino (vertical ou horizontal).

Os resultados obtidos foram comparados por três métodos: método do ACI 349 (1985), método “CC” e método de De Vries et al (1999). O autor propõe uma modificação no método “CC” para a consideração do efeito da aderência entre o pino e o concreto. Dentre as principais conclusões têm-se:

- A redução na resistência à ruptura devido ao efeito de borda foi melhor estimada pelo método de De Vries et al (1999).
- Em relação à aderência entre o pino e o concreto, foi verificado que há aumento na resistência da ancoragem quando há aderência.
- Foi verificado que houve aumento na resistência da ancoragem para as ancoragens instaladas próximas da extremidade inferior do bloco de concreto.
- Não houve variação significativa no valor da resistência à ruptura ao se variar a orientação do pino na instalação.
- A modificação proposta para o método “CC” mostrou-se válida para avaliar o comportamento de pinos de ancoragem usados na pesquisa.

CAPÍTULO 3

3. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste trabalho foram realizados ensaios de tração em pinos de ancoragem e procurou-se analisar a influência das armaduras de flexão e de cisalhamento na resistência à tração dos pinos, mantendo-se constante a altura efetiva, o comprimento de aderência, diâmetro dos pinos e dimensões das chapas de base.

O tipo de ancoragem utilizado foi o de pino com cabeça quadrada, atuando por ancoragem mecânica e por aderência. O sistema de ancoragem foi dimensionado para que a forma de ruptura fosse governada pelo cone de concreto. Foram ensaiados 30 pinos em blocos de concreto com as seguintes dimensões: 220 cm de comprimento, 60 cm de largura e 40 cm de altura, contendo três pinos em cada bloco. O concreto utilizado nos ensaios foi o concreto auto-adensável classe C-30, fornecido pela empresa Realmix. Os pinos foram feitos utilizando-se barras de aço nervuradas CA-50 e chapas da base quadradas, com 50 mm de lado, feitas com aço SAC 1045. Em todos os pinos utilizou-se barras de 20 mm de diâmetro para a haste.

Todos os ensaios dos pinos e caracterização do aço foram realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

Os ensaios relacionados à caracterização do concreto utilizado foram realizados na empresa Carlos Campos Consultoria e Construção Limitada.

3.2. CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS

3.2.1. Parâmetros e variáveis

Todos os pinos foram ensaiados com a mesma idade do concreto, portanto, com a mesma resistência característica à compressão, f_{ck} , com exceção de dois dos três pinos de referência. Foram mantidas constantes a posição (superior) e orientação (vertical) dos pinos

nos blocos (Figura 3.2); a dimensão da cabeça de ancoragem (d_h) de 50 mm x 50 mm e espessura de 5 mm, fabricadas com aço SAC 1045 (Figura 3.2); barras nervuradas CA-50 para a haste do pino com diâmetro de 20 mm; e altura efetiva (h_{ef}) de 100 mm (Figura 3.2). Não foi alterado o comprimento de aderência (l_b) da haste do pino, sendo adotado em todos os casos igual à altura efetiva (100% de aderência).

Foi utilizada armadura de flexão e de cisalhamento. A armadura de flexão utilizada no estudo é constituída por barras transversais e longitudinais dispostas perpendiculares entre si. Foi denominada como armadura transversal, a ferragem disposta na menor direção do bloco de concreto (largura), e armadura longitudinal, aquela disposta na maior direção (comprimento). A armadura transversal foi posicionada envolvendo a armadura longitudinal, como se simulasse o estribo de uma viga, que envolve a armadura longitudinal. Entretanto, esta nomenclatura não foi utilizada neste estudo para que não haja confusão com o princípio de atuação da ferragem, que, no caso do pino, este estribo atuará como armadura de flexão e, no caso da viga tradicional, atua como armadura de cisalhamento (Figura 3.1-a).

Outra aplicação do pino de ancoragem é em blocos de fundação, que possuem uma armadura em formato de estribos (Figura 3.1-c). Apesar dos estribos serem utilizados para diversas finalidades, tais como, combate ao esforço de torção, armadura de suspensão, proteção contra flambagem das barras e confinamento do concreto, ele geralmente está relacionado à esforços de cisalhamento, e para que não se faça confusão com a armadura de cisalhamento utilizada na ancoragem de pinos, não foi adotada essa nomenclatura.

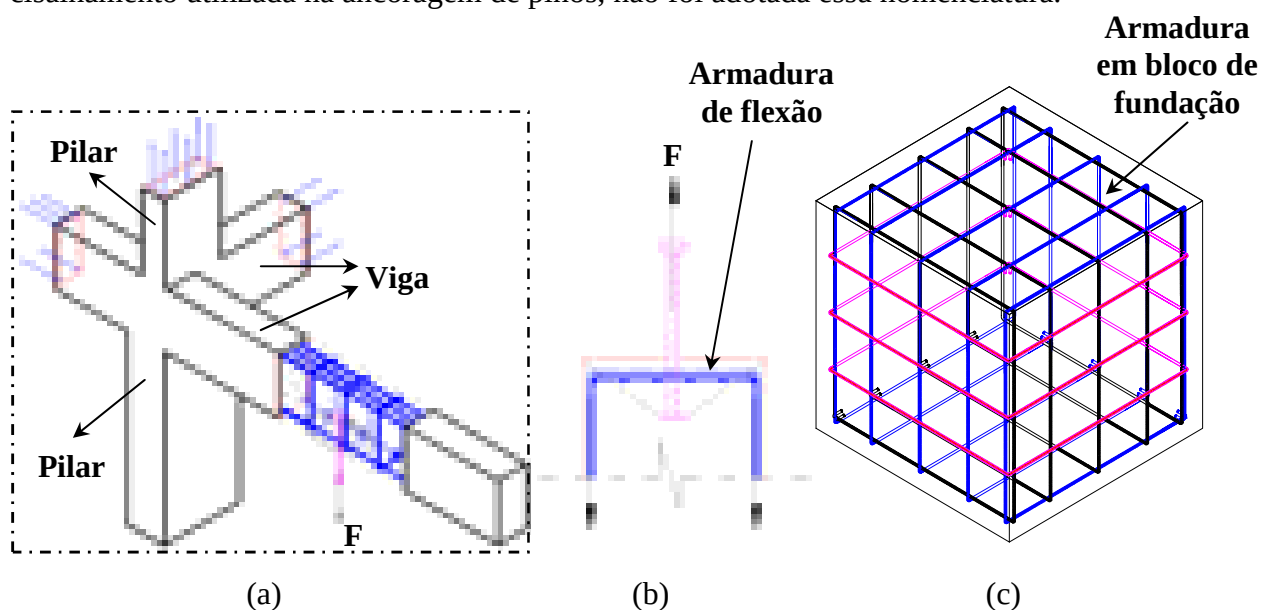


Figura 3.1 – Exemplos de ferragens que atuam como armadura de flexão do pino de ancoragem: (a) Em uma viga; (b) Detalhe de uma seção da viga; (c) Em um bloco de fundação.

A armadura de cisalhamento utilizada para a ancoragem foi em forma de estribos abertos, e novamente, para que não se confundisse com os estribos já existentes no elemento estrutural foram denominados de grampos de cisalhamento (Figura 3.13).

As variáveis estudadas foram: presença e taxa de armadura, e disposição da armadura nos blocos, analisadas tanto na armadura de flexão (longitudinal e transversal) quanto na armadura de cisalhamento (grampos). A armadura foi disposta de forma que todas as barras cruzassem a superfície teórica do cone de ruptura, estando inseridas dentro do cone de concreto. (Figura 3.2).

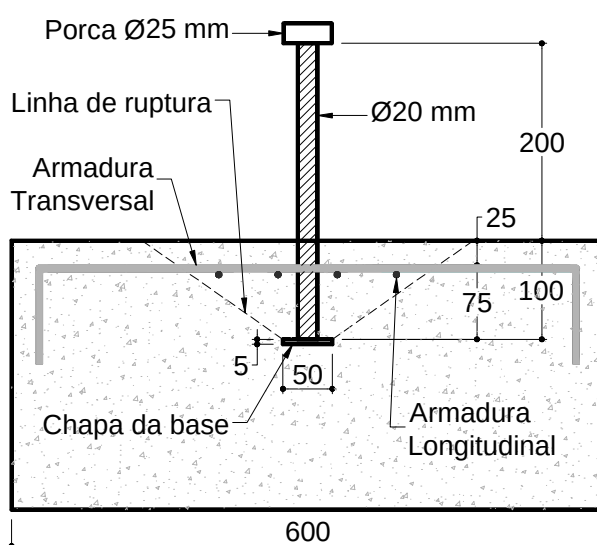


Figura 3.2 – Disposição genérica da armadura de flexão dentro do cone de concreto.

- **Presença de armadura:** foi analisada a presença de armadura de flexão nos blocos em relação a pinos de referência que não continham nenhum tipo de armadura, e a presença de armadura de cisalhamento comparados com blocos sem esse tipo de armadura.
- **Taxa de armadura:** variou-se a taxa de armadura tanto no aumento do diâmetro das barras (através de uma combinação dos diâmetros de 6,3 mm, 8,0 mm e 10,0 mm), quanto no aumento da quantidade das mesmas. No caso da armadura de flexão, as barras variaram em quantidade de 2, 4, 6 e 8 barras, e nas armaduras de cisalhamento, em quantidades de 4, 8 e 12 grampos.
- **Disposição da armadura:** nas armaduras de flexão variou-se a distância das barras em relação ao centro da haste do pino. Foi denominada distância c1 aquela correspondente à distância da barra mais próxima ao pino, e c2 correspondente à distância da barra externa em relação ao pino, ambas medidas de eixo a eixo. Nos casos em que existem 6

ou 8 barras longitudinais, também mediu-se a distância $c1a$ e $c2a$ (como mostra a Figura 3.3). Em relação aos grampos de cisalhamento, eles foram dispostos a uma distância de 55 mm, 72 mm, 91 mm, 110 mm e 120 mm em relação ao centro da haste do pino.

3.2.2. Programa experimental

Foram executados 30 pinos, sendo 3 deles pinos de referência, 12 pinos sem armadura de cisalhamento (somente armadura de flexão) e 15 pinos com armadura de cisalhamento e de flexão. O esquema dos pinos estudados é ilustrado na Figura 3.3 e o programa experimental é apresentado na Tabela 3.1.

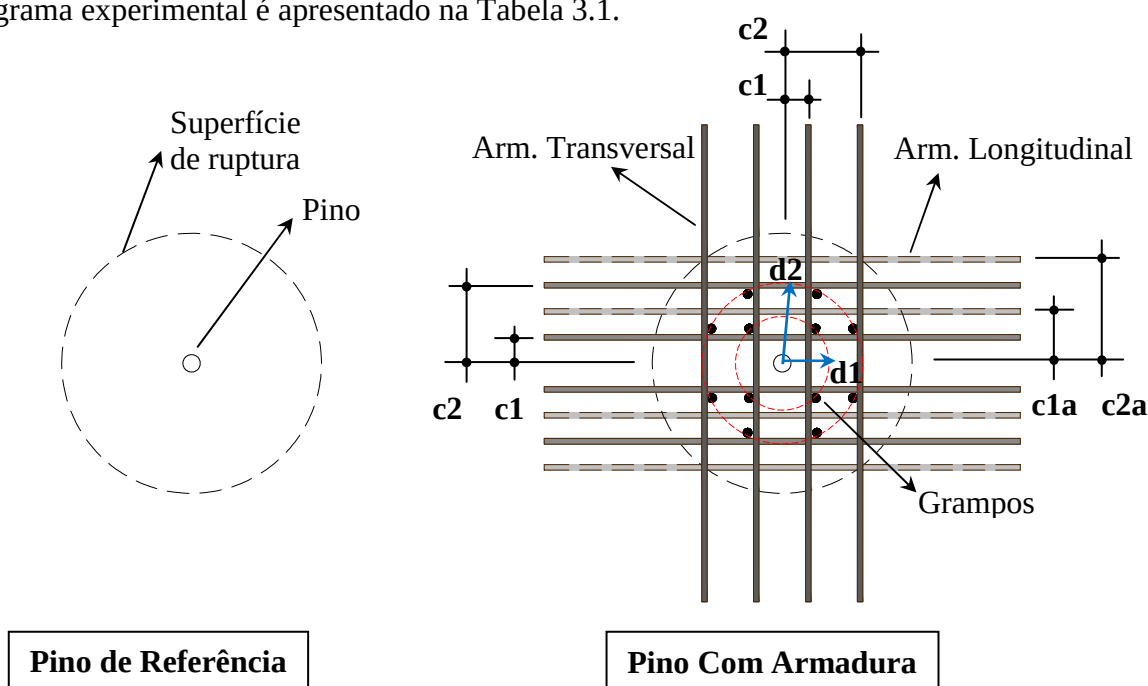


Figura 3.3 – Esquema dos pinos estudados.

A nomenclatura utilizada para identificação dos pinos, contemplou, conforme cada caso, as seguintes características: se é pino de referência, flexão ou cisalhamento; diâmetro da armadura de flexão nos eixos transversal e longitudinal; distância $c1$ da barra mais próxima ao pino e distância $c2$ da barra externa; quantidade e diâmetro dos grampos; distância $d1$ da primeira camada de grampos e distância $d2$ para a segunda camada.

Exemplos da nomenclatura:

Pf.(6x8)80/90

↓ ↓ ↓
c1/c2
(arm. transv. x long.)

Pino de flexão

Pc.4g.6,d,110

↓ ↓ ↓
d1= 110 mm
(4 grampos de Ø 6,3 mm)

Pino de cisalhamento

Como os pinos de referência não possuem qualquer tipo de armadura, na sua nomenclatura só tem sua posição no bloco: Ref.esq, Ref.meio e Ref.dir.

Os pinos com armadura de flexão foram subdivididos em três grupos:

1. *Variação do diâmetro das barras*: Em três pinos, manteve-se constante a posição da ferragem, com $c1 = 80$ mm e $c2 = 90$ mm, e variou-se o diâmetro das barras longitudinais em 6,3 mm, 8,0 mm e 10,0 mm. A armadura transversal permaneceu constante e com valor igual $\varnothing 6,3$ mm.
2. *Variação da quantidade de barras longitudinais*: Em três pinos, manteve-se constante o diâmetro das barras longitudinais e transversais, e variou-se a quantidade das barras no sentido longitudinal em número de 4, 6 e 8 barras.
3. *Afastamento das barras externas*: Em seis pinos, o diâmetro das barras de flexão permaneceu constante, juntamente com a distância $c1$, igual a 30 mm, e variou-se a distância $c2$ em “sem barra”, 50 mm, 70 mm, 90 mm, 110 mm e 130 mm.

Para os pinos com armadura de cisalhamento, também houve a divisão em três grupos.

1. *Variação do diâmetro da armadura de flexão*: Em 3 pinos, manteve-se constante 4 grampos de $\varnothing 6,3$ mm com distância de 55 mm do eixo do pino e variou-se a armadura de flexão em: $\varnothing 6,3 \times \varnothing 6,3$, $\varnothing 6,3 \times \varnothing 8,0$ e $\varnothing 10,0 \times \varnothing 10,0$ (transversal x longitudinal).
2. *Afastamento dos grampos no sentido transversal*: Em 3 pinos, permaneceram a armadura de flexão ($\varnothing 6,3 \times \varnothing 10,0$) e 4 grampos com diâmetro de $\varnothing 6,3$ mm, variando-se a distância $d1$ dos grampos em 72 mm, 110 mm e 120 mm do eixo do pino (Figura 3.4).
3. *Variação do diâmetro e quantidade de grampos*: Em 9 pinos, permaneceu inalterada a armadura de flexão ($\varnothing 6,3 \times \varnothing 10,0$) e a quantidade de grampos variou em: 4, 8 e 12 unidades. Para cada quantidade de grampos, foram feitas amostras nos três diâmetros de barras utilizados: $\varnothing 6,3$ mm, $\varnothing 8,0$ mm e $\varnothing 10,0$ mm.

Como na maioria dos pinos, a armadura de flexão é composta por armadura transversal de $\varnothing 6,3$ mm e armadura longitudinal de $\varnothing 10,0$ mm, essa variável não foi colocada na nomenclatura dos pinos, exceto quando difere deste valor.

Tabela 3.1 – Programa Experimental

Grupo	Pino	Arm. transv.	Arm. long.	Distâncias c1 - c2 (mm)	Qtd. grampos	Diâmetro do grampo (mm)	Distâncias do pino d1 - d2 (mm)
Ref.	Ref.esq.	—	—	—	—	—	—
	Ref.meio	—	—	—	—	—	—
	Ref.dir.	—	—	—	—	—	—
Armadura de Flexão	1	Pf.(6x6)80/90	4Ø6,3	4Ø6,3	80 - 90	—	—
		Pf.(6x8)80/90		4Ø8,0		—	—
		Pf.80/90		4Ø10,0		—	—
	2	Pf.30/90*	4Ø6,3	4Ø10,0	30 - 90	—	—
		Pf.30/60/90		6Ø10,0	30 - 60 - 90 ⁽¹⁾	—	—
		Pf.30/60/90/120		8Ø10,0	30-60-90-120 ⁽²⁾	—	—
	3	Pf.30	2Ø6,3	2Ø10,0	30 - -	—	—
		Pf.30/50	4Ø6,3	4Ø10,0	30 - 50	—	—
		Pf.30/70			30 - 70	—	—
		Pf.30/90**			30 - 90	—	—
		Pf.30/110			30 - 110	—	—
		Pf.30/130			30 - 130	—	—
Armadura de Cisalhamento	1	Pc(6x6)4g.6	4Ø6,3	4Ø6,3	30 - 90	4	6,3
		Pc(6x8)4g.6	4Ø6,3	4Ø8,0			
		Pc(10x10)4g.6	4Ø10,0	4Ø10,0			
	2	Pc.4g.6,d.72	4Ø6,3	4Ø10,0	30 - 90	4	72 - -
		Pc.4g.6,d.110					110 - -
		Pc.4g.6,d.120					120 - -
	3	Pc.4g.6	4Ø6,3	4Ø10,0	30 - 90	4	6,3
		Pc.4g.8					8,0
		Pc.4g.10					10,0
		Pc.8g.6				8	6,3
		Pc.8g.8					8,0
		Pc.8g.10					10,0
		Pc.12g.6				12	6,3
		Pc.12g.8					8,0
		Pc.12g.10					10,0

Legenda:

Ref. => Pino de referência, sem nenhuma armadura;

Pf. => Pino somente com armadura de flexão;

Pc. => Pino com armadura de cisalhamento.

c1 - c2 => distância das barras mais próximas ao pino - distância das barras externas (exceto pinos com 6 e 8 barras longitudinais).

⁽¹⁾ c1/c1a/c2 => dist. da primeira barra / dist. da segunda barra / dist. da terceira barra

⁽²⁾ c1/c1a/c2/c2a => dist. da primeira barra / dist. da segunda barra / dist. da terceira barra / dist. da quarta barra.

*Primeiro pino Pf.30/90

**Segundo pino Pf.30/90

O mesmo vale para os pinos com 4 grampos, que em sua maioria estão distantes de 55 mm do pino, sendo somente explícito quando não o são. Para os não abrangidos nesse valor, foram representados da seguinte forma: d.72, d.110 ou d.120 (72 mm, 110 mm e 120 mm, respectivamente).

As distâncias da armadura de flexão ao eixo do pino são representadas da seguinte forma: c1 – c2 (barra mais próxima – barra externa). Como nos pinos com grampos a distância dessa armadura é a mesma (30 - 90), esse dado foi suprimido desses pinos.

Para os pinos com grampos, a quantidade e diâmetro dos grampos foram representados da seguinte maneira: Xg.Y (X = quantidade, Y = diâmetro).

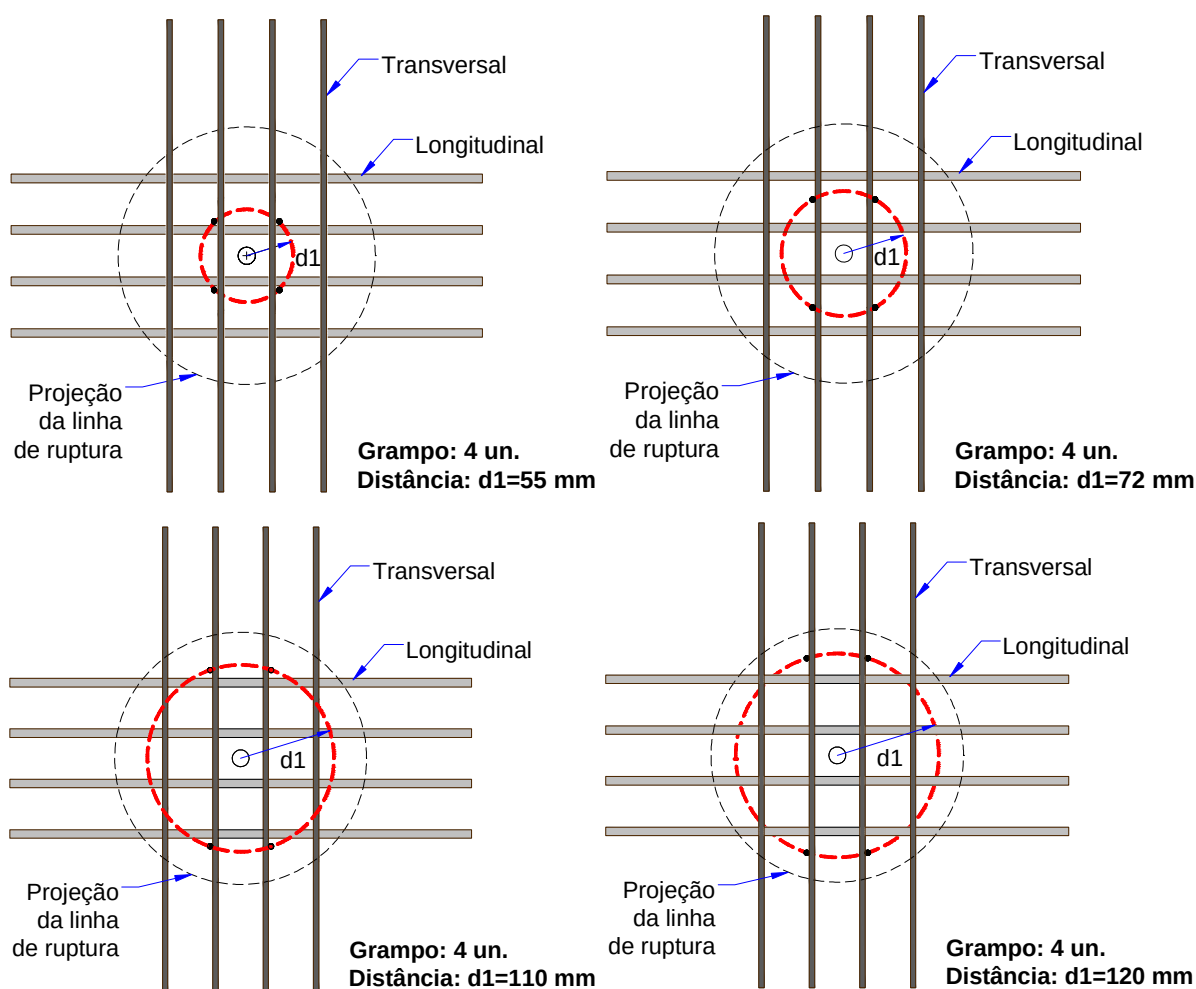


Figura 3.4 – Detalhe dos pinos com 4 grampos e $d1$ igual a 55, 72, 110 e 120 mm.

Para os pinos com 4 grampos, do último grupo, todos foram dispostos à distância $d1$ de 55 mm, no caso dos pinos com 8 grampos, esses foram dispostos no eixo longitudinal do bloco, sendo 4 à distância $d1$ de 55 mm e outros 4 à distância $d2$ de 91 mm. Com os pinos

de 12 grampos, 4 grampos foram situados na primeira camada distantes de 55 mm e os 8 restantes na segunda camada à distância de 91 mm, posicionados tanto no eixo longitudinal como no eixo transversal do bloco (Figura 3.5).

Em todos os casos de armadura de cisalhamento com 8 grampos, a disposição dos mesmos foi idêntica, com distância da primeira camada de 55 mm e da segunda camada de 91 mm. Com isso, na nomenclatura dos pinos com 8 grampos, foi omitida a informação da distancia dos grampos ao pino por estar implícito. O mesmo ocorreu com os pinos de 12 grampos.

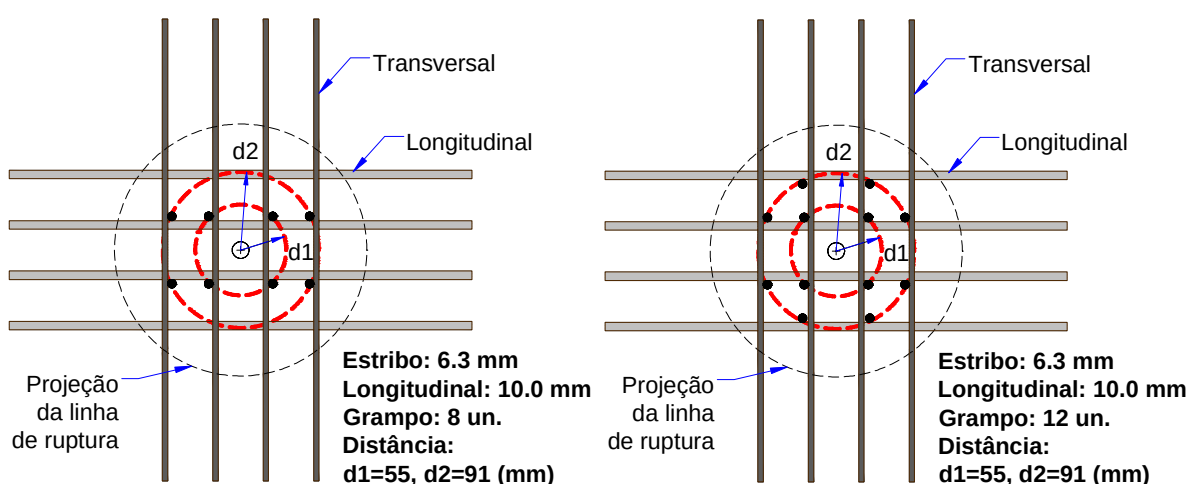


Figura 3.5 – Detalhe dos pinos com 8 e 12 grampos.

3.3. DISTRIBUIÇÃO DOS MODELOS ENSAIADOS

Os modelos de ensaio foram distribuídos nos blocos de forma metálica tal que as projeções teóricas do cone de ruptura de cada pino não se sobrepusessem. Também se procurou posicionar o pórtico de reação no bloco a uma distância adequada para que os pontos de apoio estivessem a uma distância, em relação ao eixo do pino, igual ou superior a três vezes a altura efetiva para que este não produzisse o confinamento do concreto na região de influência do pino.

Foram confeccionados dez blocos de concreto e em cada bloco foram colocados três pinos. Um bloco foi utilizado para ensaiar pinos de referência sem nenhum tipo de armadura, para servir de comparação com os resultados dos pinos com adição de aço. Outros quatro blocos foram utilizados para as amostras de pino com apenas armadura de flexão, e cinco com pinos com armadura de cisalhamento.

Os pinos foram dispostos à 300 mm de distância dos pontos de apoio do pórtico, garantindo a distância mínima de três vezes a altura efetiva. Com isso, em cada bloco coube no máximo 3 pinos.

A distribuição dos pinos nos blocos é apresentada na Figura 3.6. Nela, os pinos são representados por círculos pretos e ao redor deles é representada a projeção do cone de ruptura por uma linha cinza tracejada. Os quadrados vermelhos apresentados nos blocos representam o local para posicionamento dos pontos de apoio do pórtico de reação.

3.4. ESQUEMA DE ENSAIO

A montagem do ensaio foi desenvolvida para que todos os ensaios fossem padronizados. Os elementos constituintes são:

- Pórtico de reação: constituído de uma viga metálica formada por um perfil H soldado de 145 mm x 155 mm x 12,5 mm com 1000 mm de comprimento e de dois pilares constituídos de um perfil circular com 90 mm de diâmetro e 3 mm de espessura, com altura de 340 mm soldado a chapas metálicas de 145 mm x 125 mm com espessura de 12,5 mm nas extremidades, fixados à base da viga por meio de sargentos.
- Chapas metálicas: Essas chapas têm dimensões 100 mm x 100 mm x 25 mm e são fixadas no concreto com gesso de secagem rápida. O pórtico é simplesmente apoiado nessas chapas, e a finalidade delas é garantir que o pórtico fique nivelado.
- Atuador hidráulico: Tem capacidade de carga de utilização de 300 kN e é alimentado por uma bomba manual. Ambos os equipamentos são da marca Yellow Power.
- Célula de carga: é utilizada para medir a força aplicada pelo atuador hidráulico. Possui capacidade de utilização de 500 kN e é da marca Kratos.
- Tirantes: foram utilizados dois tirantes, com diâmetro de 25 mm e comprimento de 1200 mm que são feitos de aço SAC 1045. Somente 200 mm em cada extremidade é rosqueável. São responsáveis pela transmissão da força gerada pelo atuador hidráulico para o pino a ser ensaiado.

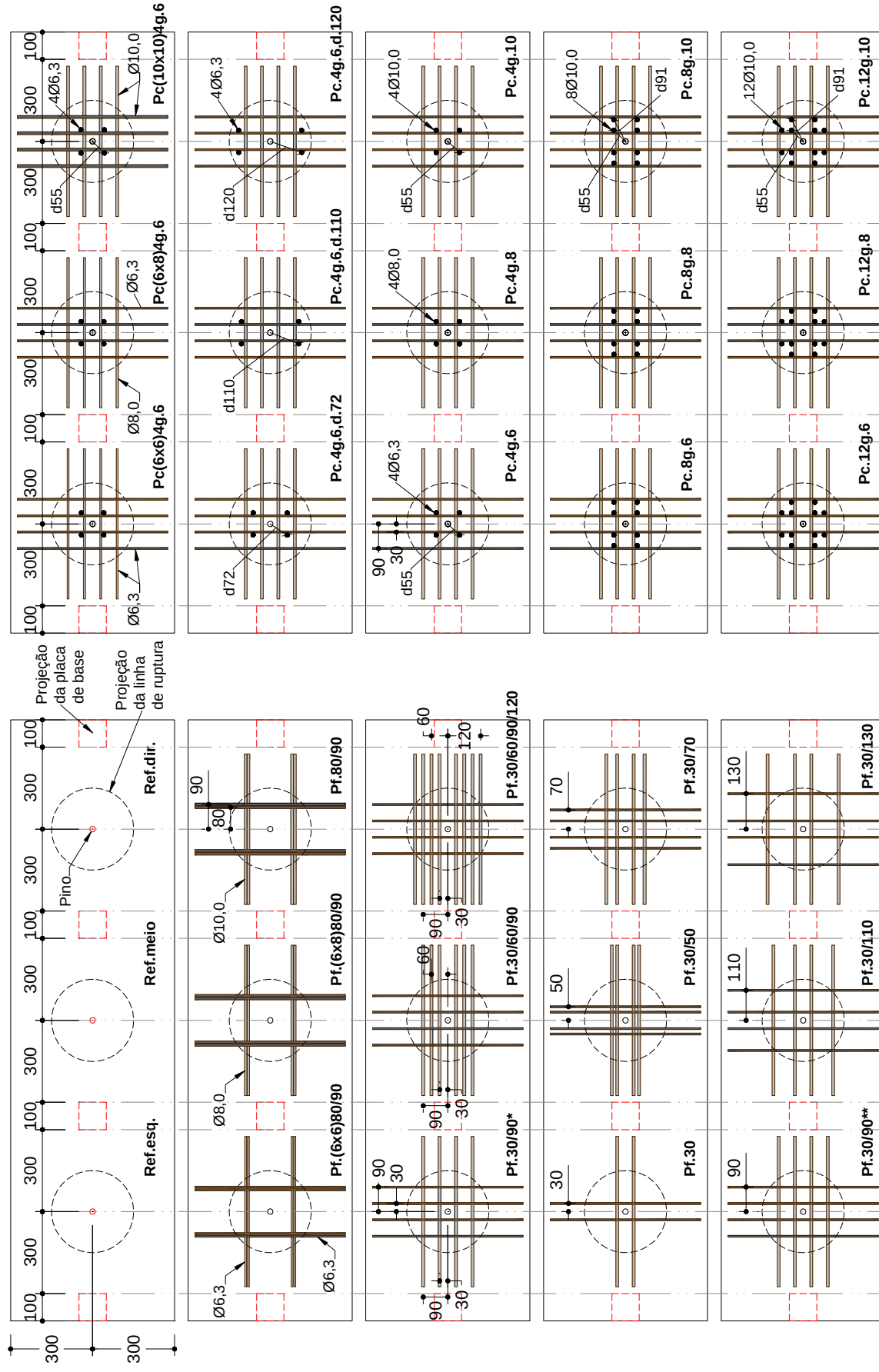


Figura 3.6 – Posicionamento dos pinos nos blocos.

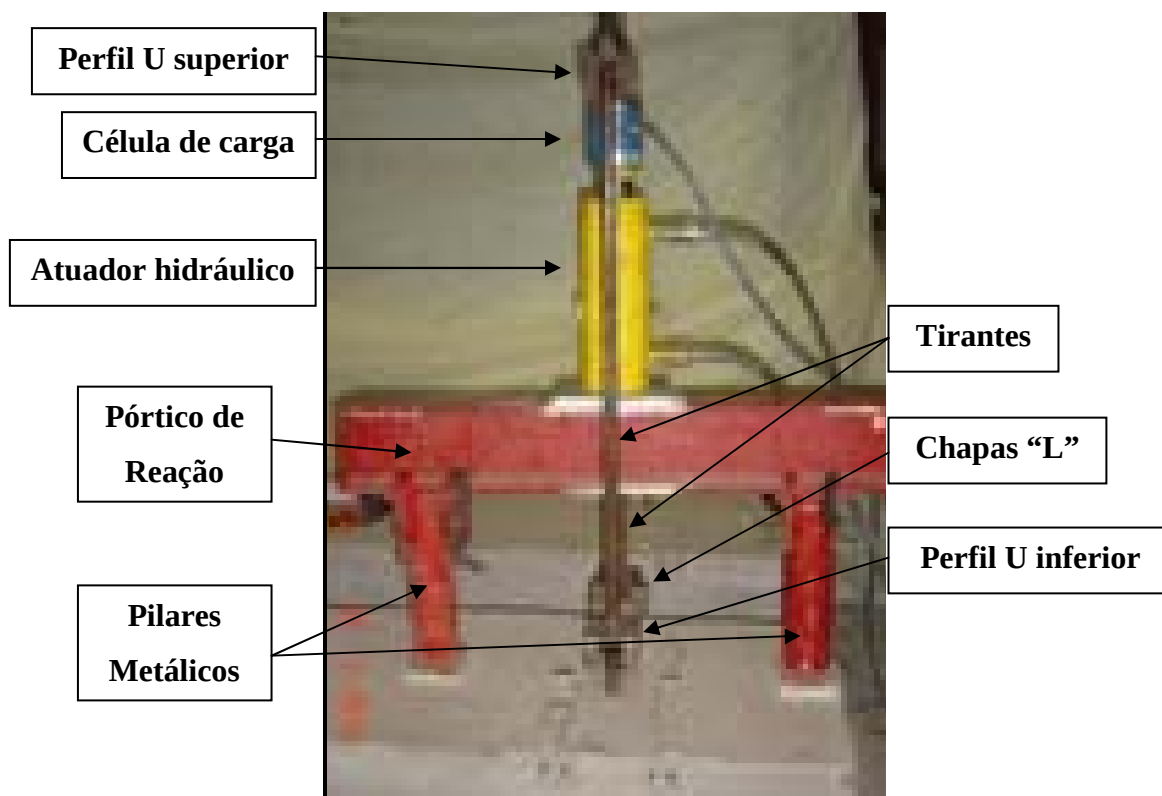


Figura 3.7 – Esquema de montagem do ensaio

- Perfis em U: são utilizados dois perfis, um superior e outro inferior, para transmitir a força de tração gerada pelo atuador hidráulico para o pino a ser ensaiado. Foram fabricados através da soldagem de três chapas metálicas formando um perfil U (Figura 3.8).
- Chapas em L: são utilizadas chapas em forma de L para transmitir a força de tração do perfil U, descrito acima, para a porca soldada ao pino (Figura 3.8).
- Porca: Foram soldadas porcas sextavadas de diâmetro de 25 mm na parte superior do pino através de solda.
- Leitora de carga digital: é responsável pela indicação do valor medido pela célula de carga. Tem capacidade de utilização de 500 kN e é da marca Kratos.
- Deflectômetros: também chamados de relógios comparadores, são utilizados para medir em mm o deslocamento vertical da base de concreto dentro da área de projeção do cone de ruptura (Figura 3.9).

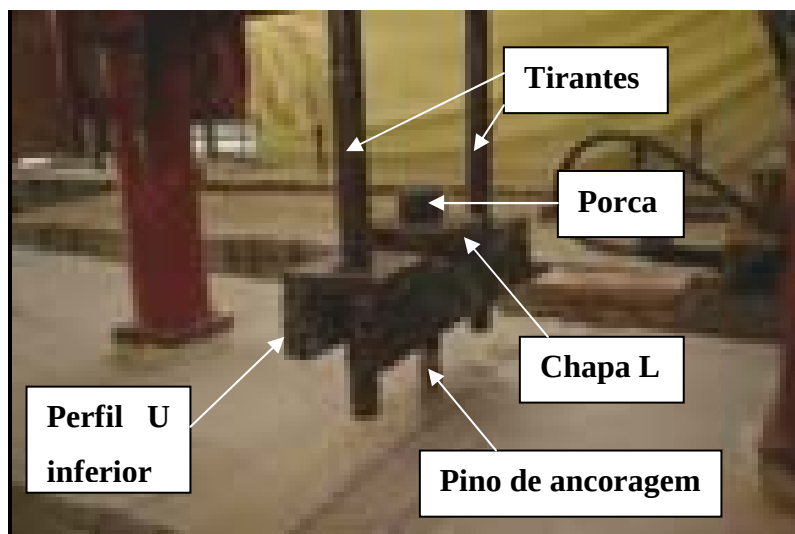


Figura 3.8 – Detalhe da montagem do ensaio

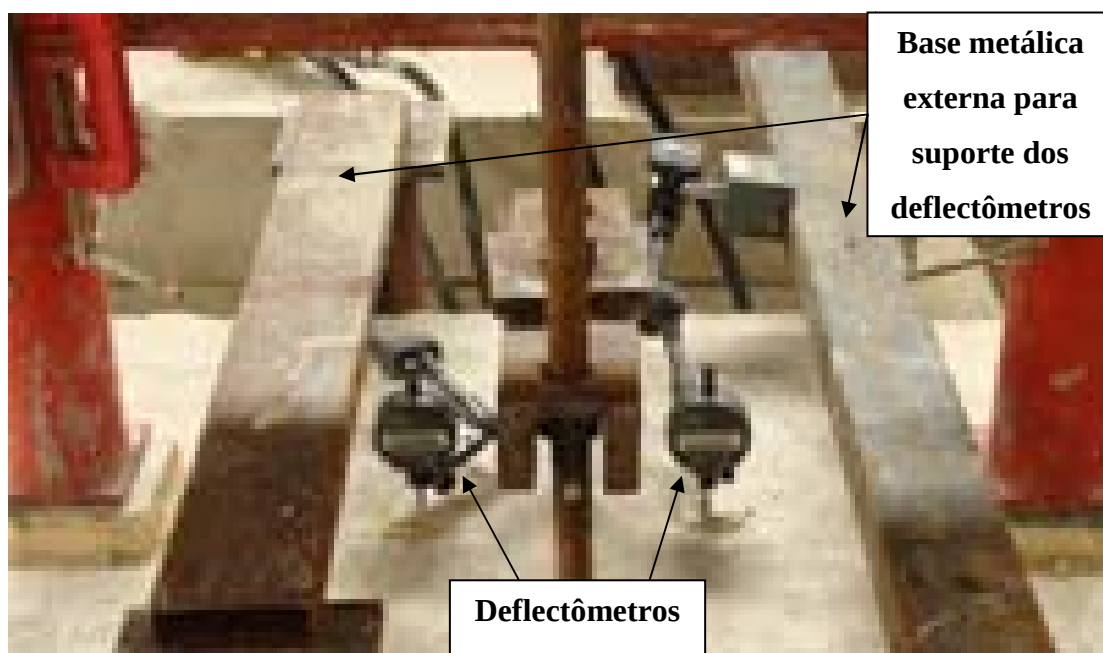


Figura 3.9 – Posicionamento dos defletores.

- Extensômetros: foram utilizados extensômetros de aço com resistência nominal de $120 \, \Omega$ para medir a deformação nas barras de aço dentro do concreto. O fator de sensibilidade, “gage factor”, foi variado e considerado no cálculo de conversão da leitura de resistência para deformação de cada extensômetro. Os extensômetros utilizados são da marca Excel Sensores.

- Aquisição de dados: uma mesa com computador para aquisição de dados foi utilizada para fazer as leituras das deformações das barras durante o ensaio, através do programa Agilent, conectado aos extensômetros.

3.5. DETALHAMENTO DAS PEÇAS ENSAIADAS E PÓRTICO DE ENSAIO

3.5.1. Detalhamento dos pinos

Os pinos confeccionados para esta pesquisa são formados por uma haste feita de barra de aço CA-50 nervurada, com uma placa de aço SAC-1045 de 50 mm x 50 mm soldada em uma das extremidades com eletrodo OK46. A chapa foi perfurada de forma que o pino atravessasse e fosse soldado nos dois lados. Na outra extremidade foi soldada uma porca com o mesmo eletrodo e de diâmetro imediatamente superior ao diâmetro da haste do pino.

Todos os pinos têm as mesmas dimensões da chapa de base (50 mm x 50 mm) e mesmo diâmetro da haste do pino. O comprimento total do pino é de 300 mm, sendo que apenas 100 mm ficam imersos no concreto, como mostram as Figura 3.10 e Figura 3.11.

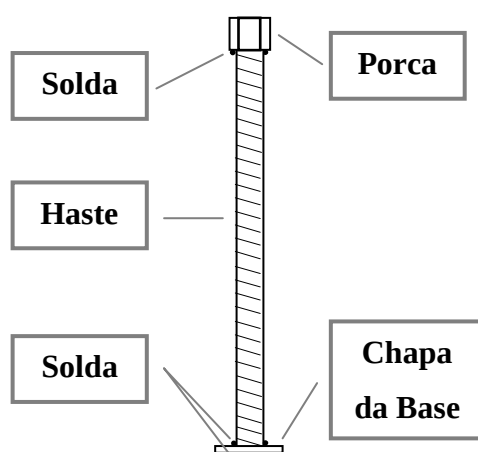


Figura 3.10 – Esquema do pino de ancoragem utilizado

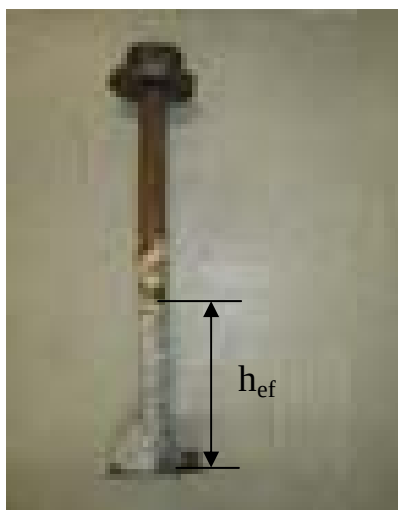


Figura 3.11 – Pino de ancoragem utilizado no ensaio

3.5.2. Detalhamento da armadura de flexão

A armadura de flexão em todos os casos, é formada por barras com 75 cm de comprimento com gancho de 10 cm em suas extremidades, como mostra a Figura 3.12. Seu posicionamento, diâmetro e quantidades de barras variaram de acordo com as características de cada modelo ensaiado.

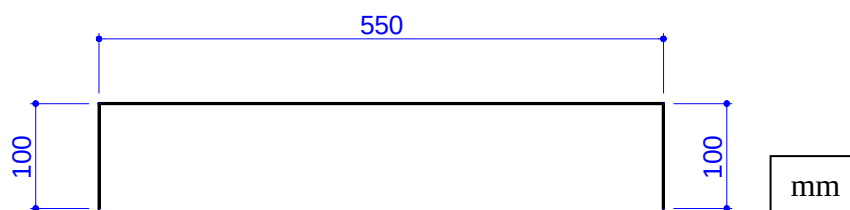


Figura 3.12 – Dimensões da armadura de flexão.

3.5.3. Detalhamento da armadura de cisalhamento

A armadura de cisalhamento foi projetada para ser de fácil execução e aplicação na prática de obra, sendo posicionada e fixada na armadura longitudinal de flexão.

Os modelos de grampos são em formato de “U” com ancoragem “L” de 50 mm (estribo aberto). Todos possuem altura de 125 mm para que fiquem 50 mm abaixo da parte superior da chapa de base do pino de ancoragem, garantindo a ancoragem (Figura 3.13).

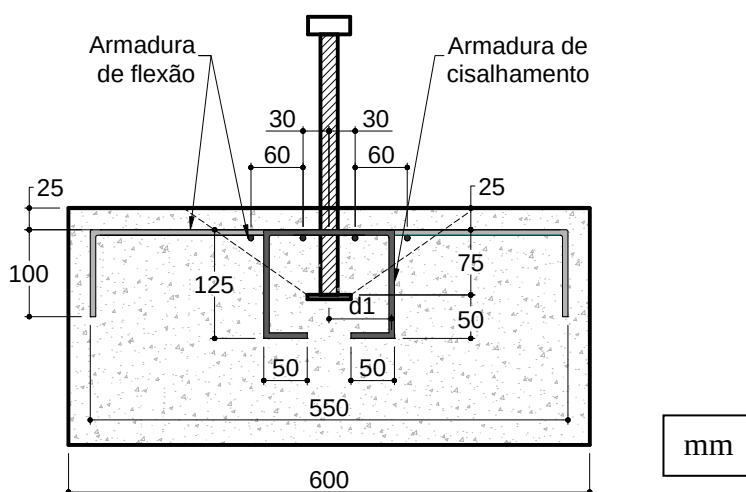


Figura 3.13 – Vista em corte transversal com detalhe do grampo de cisalhamento.

Foram feitos cinco modelos de grampos. Para os pinos que possuem grampos a um raio de 55 mm e 91 mm foi utilizado o modelo 2, com exceção dos pinos que possuem 12 grampos. Para esses pinos, foram utilizados os modelos 1 e 2 (Figura 3.14 e Figura 3.15). Já para os pinos com grampos a um raio de 72 mm, 110 mm e 120 mm, foram utilizados modelos específicos (Figura 3.16).

Os modelos 1 e 2 tem base de 80 mm, o modelo do pino Pc.4g.6,d.72 tem base igual a 125 mm, o do Pc.4g.6,d.110 tem base de 210 mm e o Pc.4g.6,d.120 tem base de 230 mm. Todos os grampos tem altura de 125 mm.

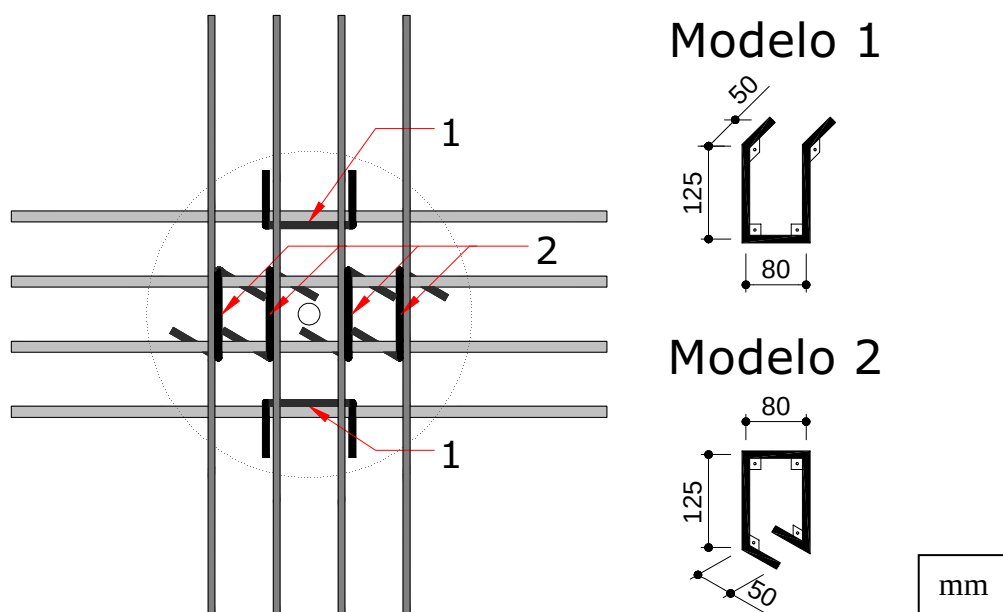


Figura 3.14 – Detalhe dos modelos 1 e 2 dos grampos de cisalhamento.

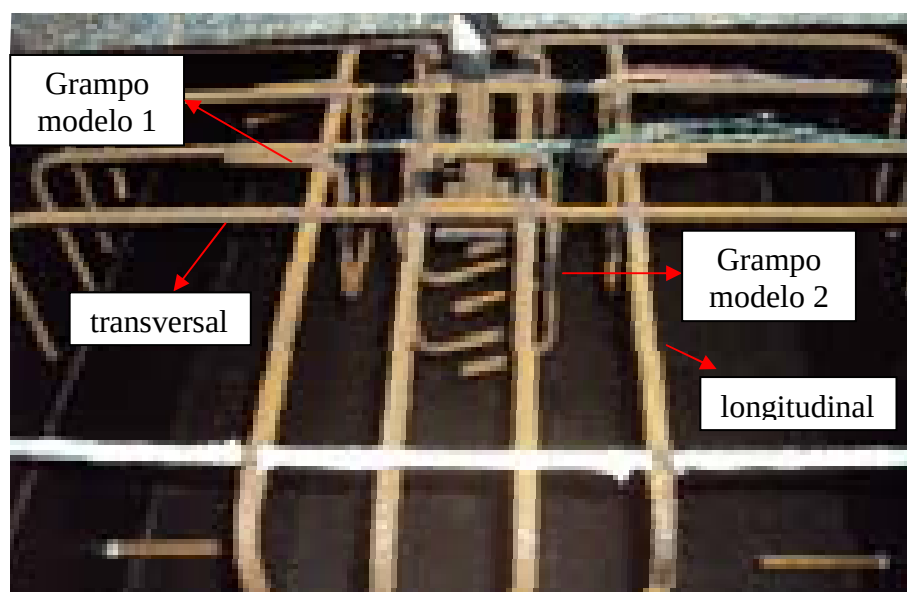


Figura 3.15 – Exemplo de um pino com 12 grampos.

O que difere o modelo 1 do 2 é a forma da ancoragem do grampo. Esse fato ocorre em questão de disposição construtiva devido à posição dos mesmos na armadura longitudinal de flexão.

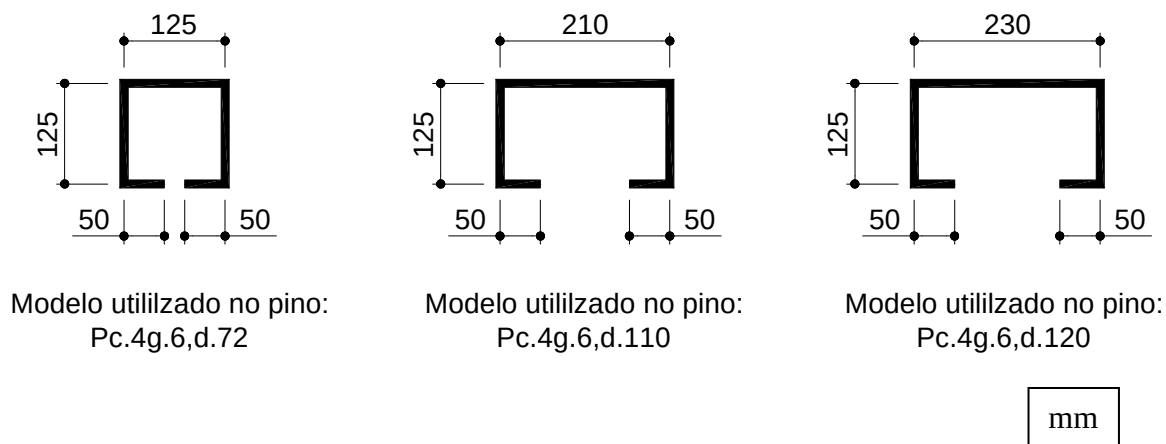


Figura 3.16 – Modelos dos grampos utilizados nos pinos: Pc.4g.6,d.72; Pc.4g.6,d.110 e Pc.4g.6,d.120.

3.5.4. Detalhamento das peças do pórtico de ensaio

Para montagem do esquema de ensaio, foram confeccionadas todas as peças necessárias individualmente. Os itens componentes são: chapas de base, pórtico de reação, tirantes, perfil “U” superior, perfil “U” inferior e chapas “L”.

Para chapas de base, foram utilizadas placas de aço quadradas de dimensões de 100 mm x 100 mm x 25 mm, como mostra a Figura 3.17. Foram feitas duas unidades, uma em cada pé do pórtico.

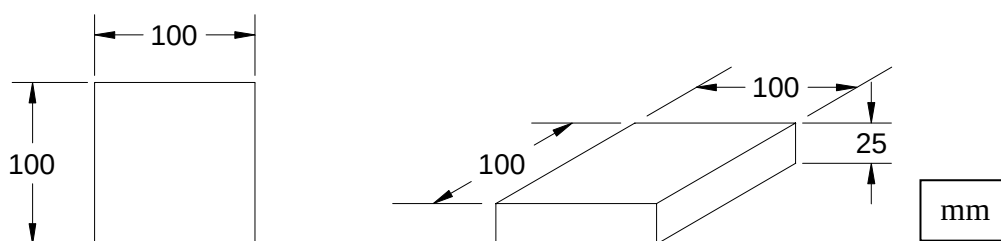


Figura 3.17 – Detalhe da chapa de base.

Para construção do pórtico, foram feitos dois pilares metálicos, constituídos de um tubo circular com 90 mm de diâmetro, 3 mm de espessura e altura de 340 mm, e uma viga

metálica formada por um perfil H soldado de 145 mm x 155 mm x 12,5 mm com 1000 mm de comprimento. Na extremidade de cada tubo, foram soldadas chapas metálicas de 145 mm x 125 mm com espessura de 12,5 mm, conforme especificado na Figura 3.18. Como conectores entre os pilares e a viga, foram utilizados oito sargentos.

Para montagem dos perfis “U”, foram executadas as seguintes peças: duas peças de 135 mm x 85 mm x 16,5 mm, com furo de 30 mm de diâmetro a uma distância de 30 mm de uma extremidade; uma peça de 320 mm x 85 mm x 16,5 mm com um furo de 30 mm de diâmetro a uma distância de 30 mm de cada uma das extremidades; e quatro peças de 320 mm x 50 mm x 20 mm. As chapas foram soldadas para montagem de cada perfil, como mostra a Figura 3.19.

Os perfis foram ligados um ao outro através de dois tirantes de 1200 mm de comprimento e diâmetro de 25 mm. Sendo que 200 mm nas extremidades de cada tirante é rosqueável para colocação das porcas (Figura 3.19).

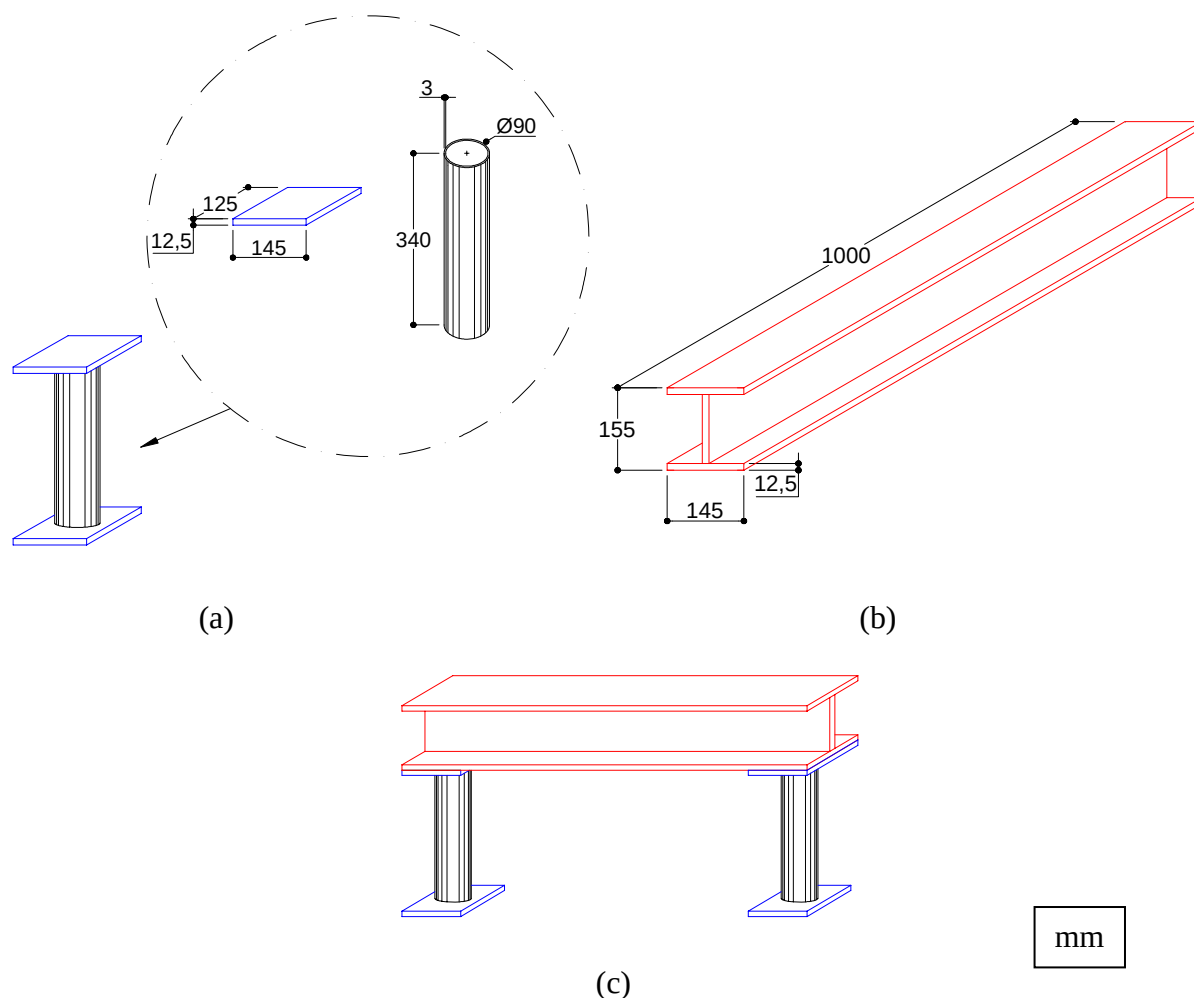


Figura 3.18 – Detalhe da montagem do pórtico de reação. (a) Montagem do pilar, (b) Viga metálica, (c) Montagem do pórtico.

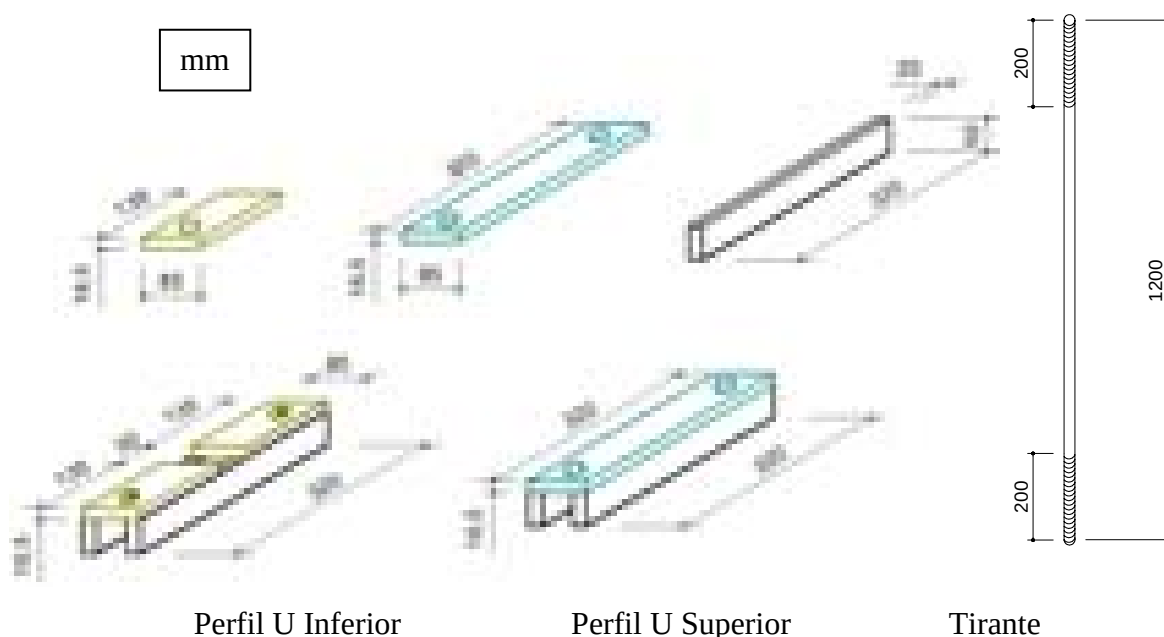


Figura 3.19 – Detalhamento dos Perfis “U” Inferior e Superior e do tirante.

As chapas “L” utilizadas para travamento do conjunto de ensaio à porca do pino a ser ensaiado, possuem dimensões mostradas na Figura 3.20.

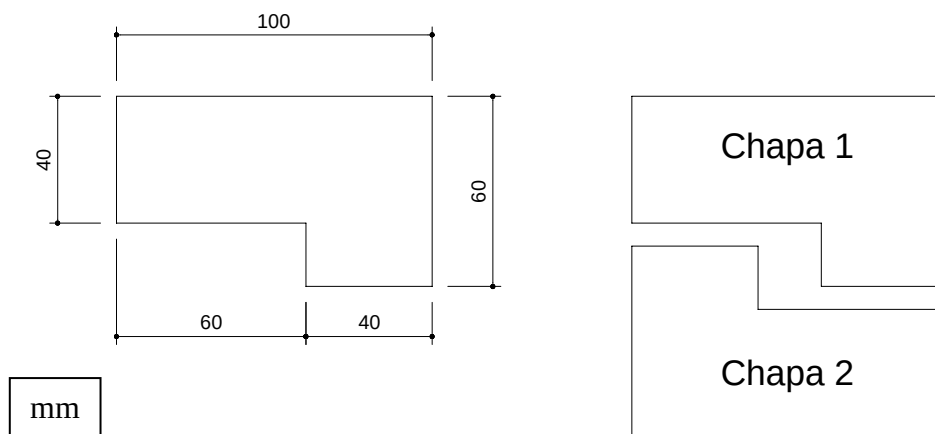


Figura 3.20 – Desenho das chapas “L” para os pinos.

3.6. FORMAS

Para a concretagem dos blocos foram fabricadas formas metálicas de dimensões de 2200 mm x 600 mm x 400 mm (internamente), correspondendo ao comprimento, largura e altura, respectivamente. Para facilitar a montagem e desmontagem das formas e futura reutilização das mesmas, elas eram constituídas por oito chapas laterais e uma base, independentes e parafusadas entre si, como é mostrado na Figura 3.21.

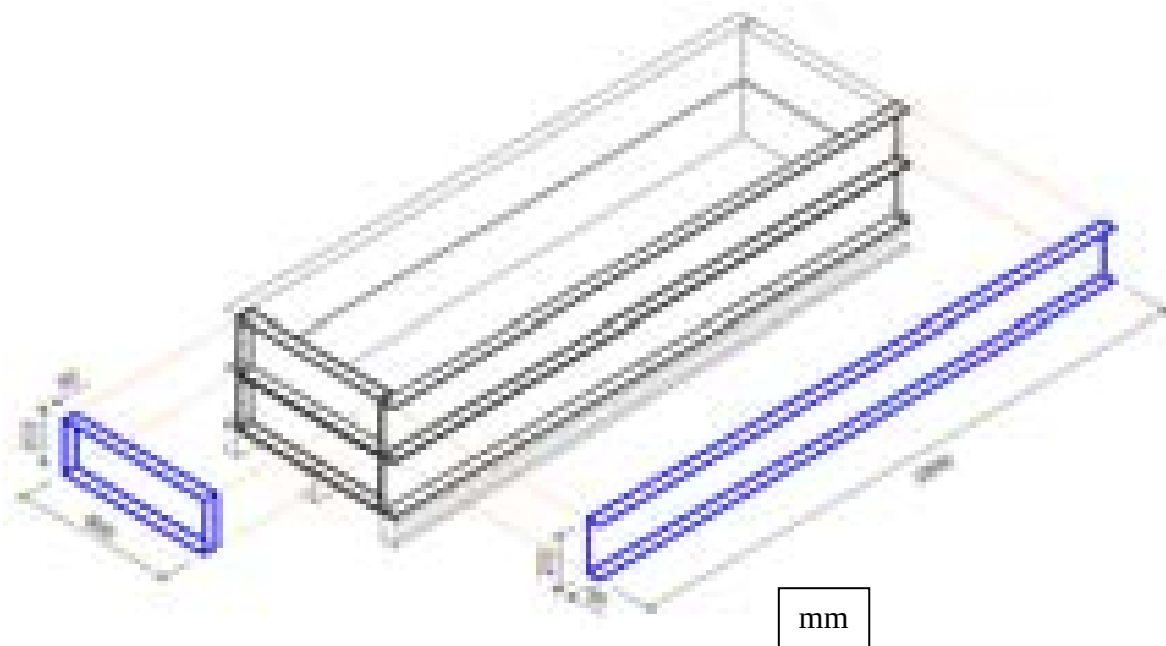


Figura 3.21 – Detalhe das formas metálicas utilizadas.

3.7. PREPARAÇÃO DAS PEÇAS

É muito importante que todos os pinos sejam fixados preservando todas suas variáveis e constantes. Para isso, tem que ser observados durante a fixação desses se as distâncias do pino às armaduras e altura efetiva estão corretas.

Primeiramente, cada forma é limpa e nelas é passado um desmoldante para que possa ser retirada após a concretagem.

O cobrimento de concreto em todas as peças é constante e igual a 25 mm. Para isso, foram confeccionadas cantoneiras que servem para garantir o cobrimento. Estas peças, com dimensões de 50 x 70 x 30 mm (Figura 3.22) e espessura de 10 mm, têm um furo de diâmetro de 13 mm (para que todos os diâmetros de armadura utilizados coubessem dentro do furo), sendo que a parte superior do furo fica posicionado à 25 mm da borda superior da fôrma (Figura 3.23). Algumas cantoneiras foram soldadas à forma e outras presas com sargentos.

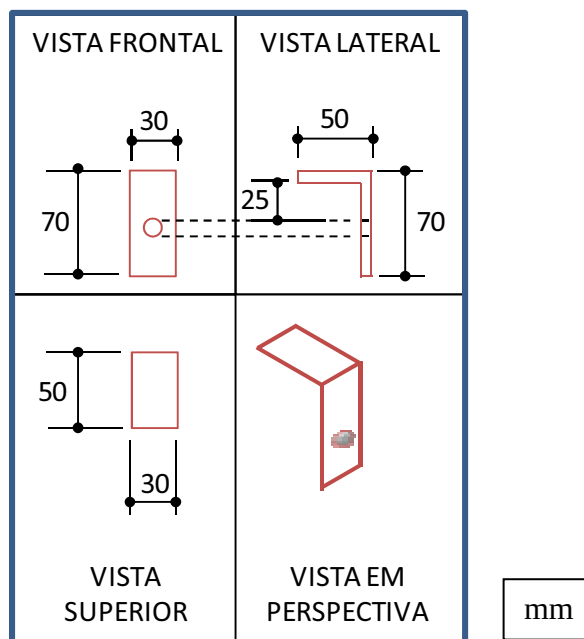


Figura 3.22 – Desenho técnico da cantoneira de fixação da armadura.

De uma cantoneira a outra, passou-se uma barra auxiliar sem função estrutural para fixação da armadura de flexão. Ela foi posicionada de forma a estar fora da área de projeção do cone de ruptura e envolvida totalmente por fita adesiva para eliminar a aderência ao concreto. O seu diâmetro corresponde ao mesmo diâmetro da armadura transversal utilizada em cada caso. Para garantir que ficasse encostada na parte superior do furo da cantoneira, passou-se arame recozido para prendê-la.

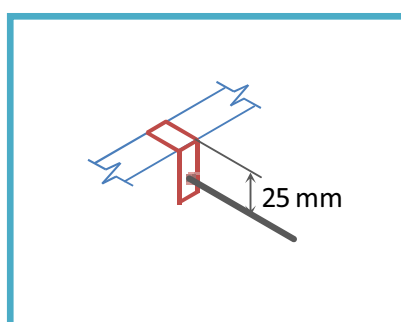


Figura 3.23 – Detalhe da fixação da armadura na cantoneira.

Na sequência, a armadura de flexão é posicionada na forma, sendo fixada à armadura auxiliar com arame recozido, e verificado seu correto posicionamento. Nos casos em que há armadura de cisalhamento, estes são posicionados e fixados na armadura de flexão existente.

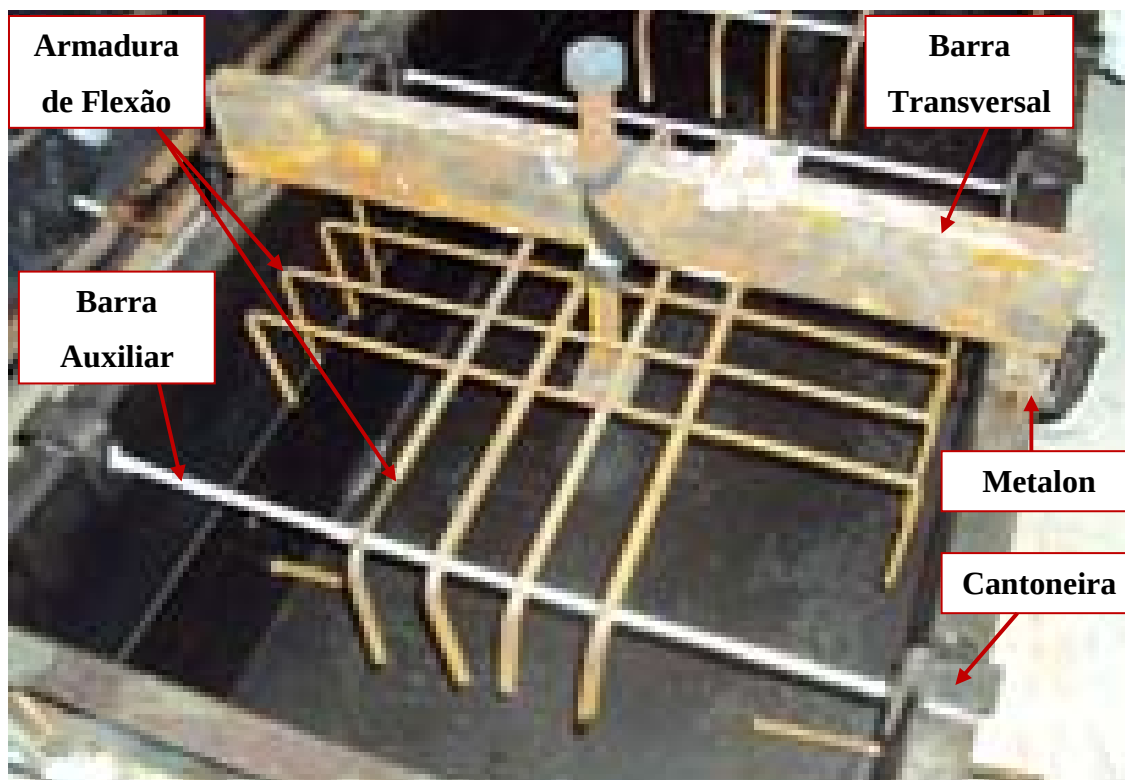


Figura 3.24 – Esquema de preparação das fôrmas.

Para assegurar que os pinos fiquem devidamente posicionados, na vertical e que não ocorresse nenhum deslocamento ou mudança de posição durante a concretagem, foram fixadas barras metálicas, no sentido transversal das fôrmas.

Essas barras transversais são apoiadas em pequenas barras de metalon com dimensões iguais, para manter livre a superfície de concreto e facilitar o nivelamento após a concretagem. As pequenas barras de metalon são presas às barras transversais por meio de sargentos, e os pinos são fixados a estas por meio de arame recozido e fita adesiva (Figura 3.24). Antes da concretagem são feitas verificações de prumo e alinhamento.

3.8. MATERIAIS

3.8.1. Concreto

O concreto utilizado na confecção das peças foi fornecido pela empresa REALMIX Concreto e Argamassa que definiu o traço para que o concreto atingisse a resistência a compressão da classe C-30 aos 28 dias. O concreto utilizado foi do tipo auto-adensável, o qual não necessita de vibrador para seu adensamento (Figura 3.25).

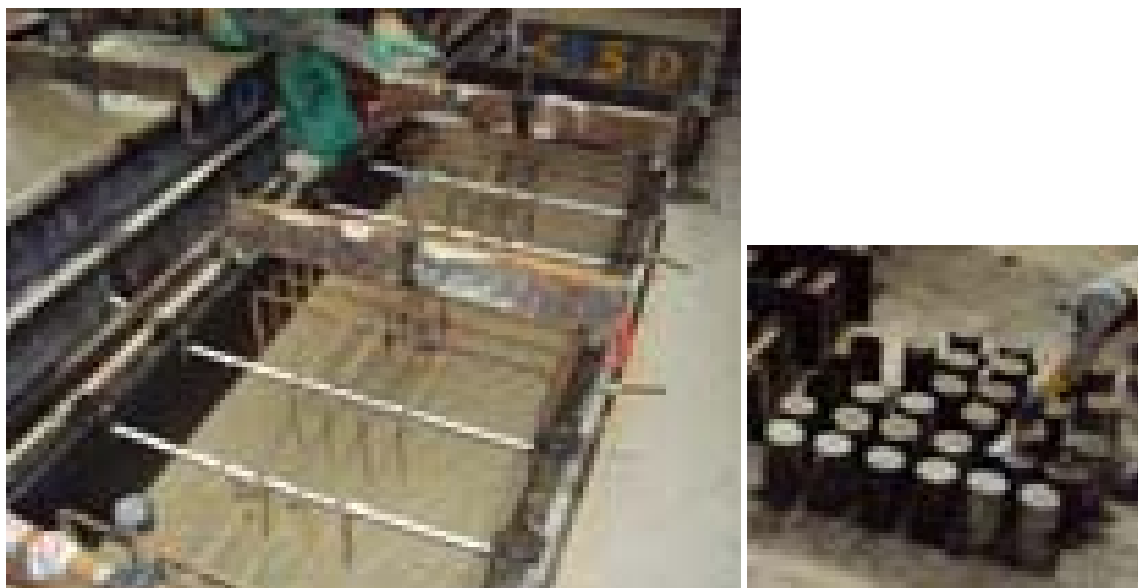


Figura 3.25 – Concretagem dos pinos com concreto auto-adensável.

Foi realizada uma concretagem, e nesta, moldaram-se corpos de prova cilíndricos 150 mm x 300 mm, para a obtenção de dados suficientes para se traçar a curva idade x resistência à compressão, obter valores do módulo de elasticidade e resistência à tração do concreto para a idade de 28 dias.

O processo de cura foi realizado durante sete dias, molhando-se a superfície do concreto e cobrindo-o com lona plástica para que o mesmo não perdesse umidade.

3.8.2. Aço

Foram retiradas três amostras de cada diâmetro do aço utilizado para confecção dos blocos, para o ensaio de tração. O aço utilizado no ensaio foi CA-50 de diâmetros de 6,3 mm, 8,0 mm e 10,0 mm.

3.9. INSTRUMENTAÇÃO

Foram utilizados deflectômetros para medir os deslocamentos verticais na peça de concreto dentro da projeção do cone de ruptura durante o ensaio (Figura 3.26). São também chamados de relógios comparadores e todos os utilizados foram digitais da marca Mitutoyo com precisão de 0,01 mm. Eles foram fixados em chapas metálicas por meio de bases magnéticas para garantir que não saíssem da posição, pois possuem um ímã forte em sua base de contato, e a ponta da agulha do relógio foi apoiada em pequenas chapas de alumínio, para

garantir uma superfície lisa, coladas com uma fina camada de gesso no concreto. A agulha dos deflectômetros foi posicionada a uma distância de 100 mm do eixo do pino no seu alinhamento longitudinal.

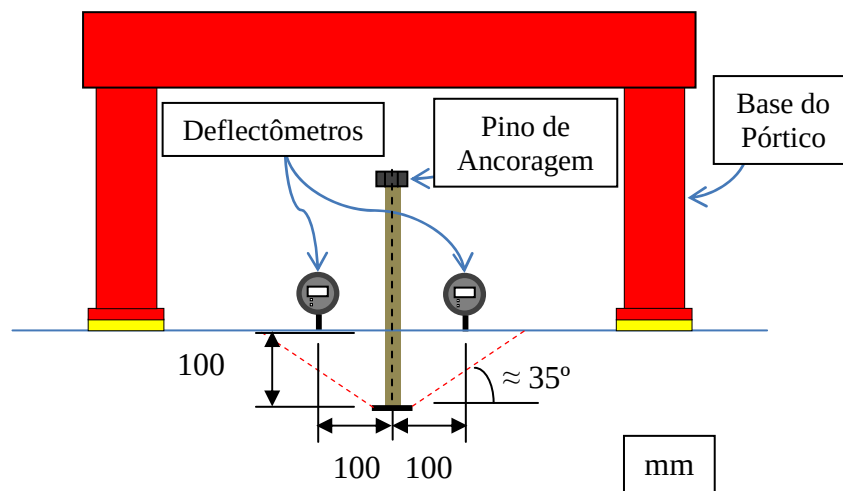


Figura 3.26 – Detalhe do posicionamento dos deflectômetros.

Foram utilizados extensômetros da marca Excel Sensores para medir a deformação nas barras de aço. O fator de sensibilidade (“*gage factor*”) possui um valor teórico igual a 2,1, sendo que o valor real apresenta pequenas variações de lote para lote. Os lotes de extensômetros utilizados possuíam fator de sensibilidade igual a 2,11, 2,12 e 2,14.

Os extensômetros são conectados no programa de aquisição de dados da marca Agilent. Para transformação da leitura de resistência do extensômetro em deformação, são fornecidos os dados de fator de sensibilidade de cada extensômetro e sua resistência, igual para todos, de 120 Ω . É também configurado o número de leituras e o intervalo, em segundos, entre elas, cada vez que solicitada a leitura no programa.

Nas barras de flexão, os extensômetros foram colados no meio da barra, na face superior da mesma. Foram fixados 4 extensômetros, sendo 2 na armadura transversal e 2 na longitudinal. Nos grampos de cisalhamento, os 4 extensômetros foram colados no meio deles, na face externa (Figura 3.27).

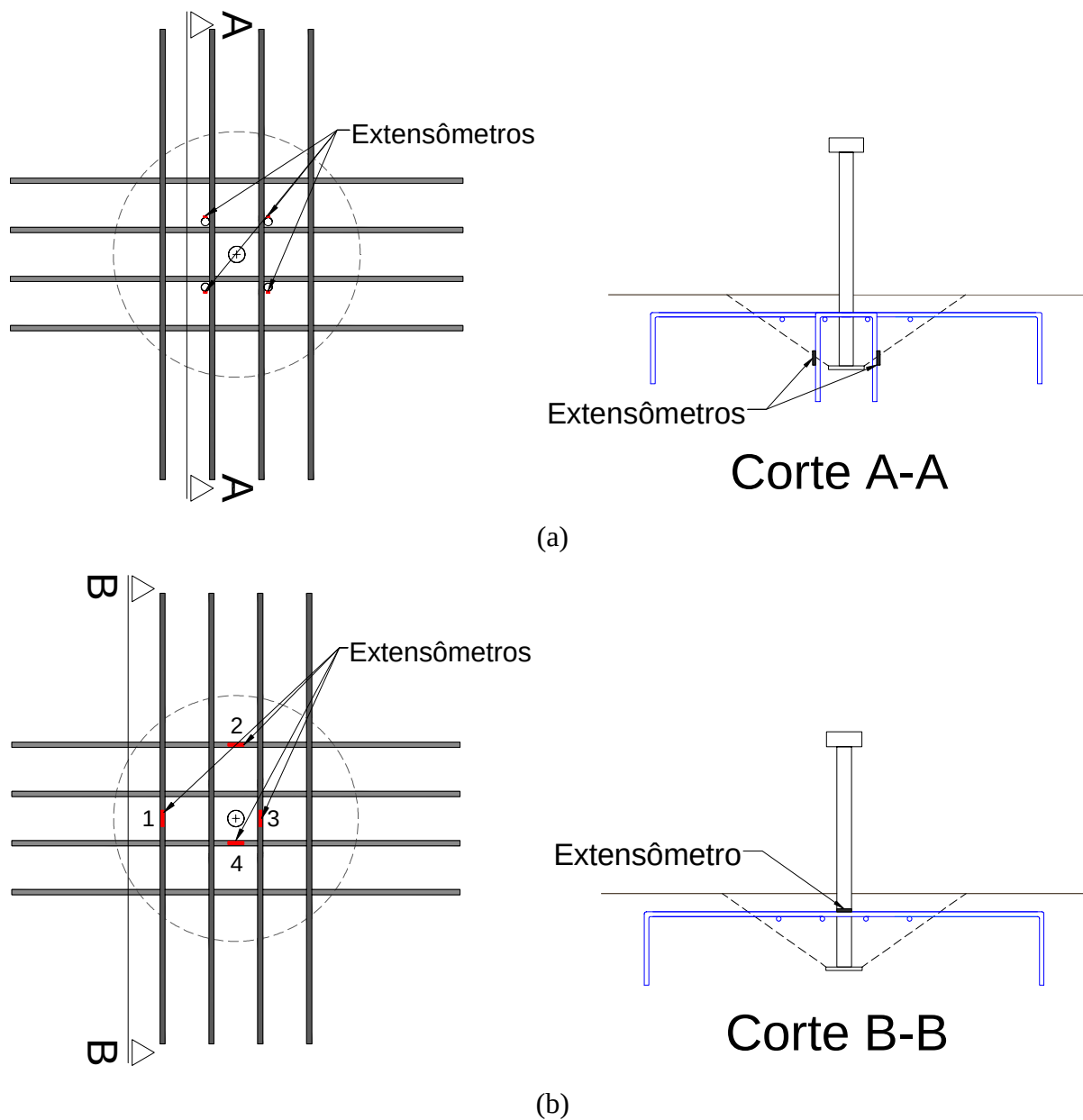


Figura 3.27 – Detalhe genérico do posicionamento dos extensômetros: (a) na armadura de cisalhamento, (b) na armadura de flexão.

A leitura da carga aplicada é feita por meio de uma célula de carga ligada a uma leitora digital (Figura 3.28). Foi aplicada uma carga inicial para estabilização do pórtico, e após o conjunto travado, eram feitos incrementos de carga de 10 kN até que se atingisse a carga de ruptura.



Figura 3.28 – Detalhe dos equipamentos utilizados: leitora digital de carga e célula de carga.

3.10. PROCEDIMENTO PARA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

O procedimento para realização dos ensaios foi padronizado, para que todos os pinos fossem ensaiados da mesma forma. E o pórtico de reação dimensionado para que suportasse as cargas nele aplicadas sem alcançar escoamento ou deformação de nenhum de seus componentes e que pudesse ser transportado por uma pessoa de um pino a outro.

Para realização dos ensaios, primeiramente são posicionadas as chapas de aço quadradas, de lado de 100 mm, fixadas com gesso no concreto. Elas devem ser devidamente niveladas para que todo o aparato de ensaio fique nivelado e ocorra distribuição de força de compressão simétrica no pórtico.

Seu posicionamento deve ser verificado para elas estejam suficientemente afastadas do pino, a uma distância superior ou igual a três vezes a altura efetiva, para que não influenciem na ruptura do cone concreto, causando confinamento do mesmo, e que estejam equidistantes do eixo do pino, para garantir a simetria do pórtico (Figura 3.29).

Após esse procedimento, com o gesso endurecido, posiciona-se o pórtico de reação, constituído pela viga H e dois pilares de apoio cilíndricos, sobre as chapas de aço anteriormente fixadas (Figura 3.30).

Por cima do pórtico e ao centro é fixada outra chapa metálica, também através de gesso, para a colocação do atuador hidráulico e célula de carga. É observado se os mesmos são posicionados alinhados, ou seja, no mesmo eixo do pino a ser ensaiado. Os apoios devem ter capacidade suficiente para evitar o escoamento dos seus vários componentes e devem assegurar que a força de tração aplicada permaneça paralela aos eixos dos chumbadores durante todo o ensaio.

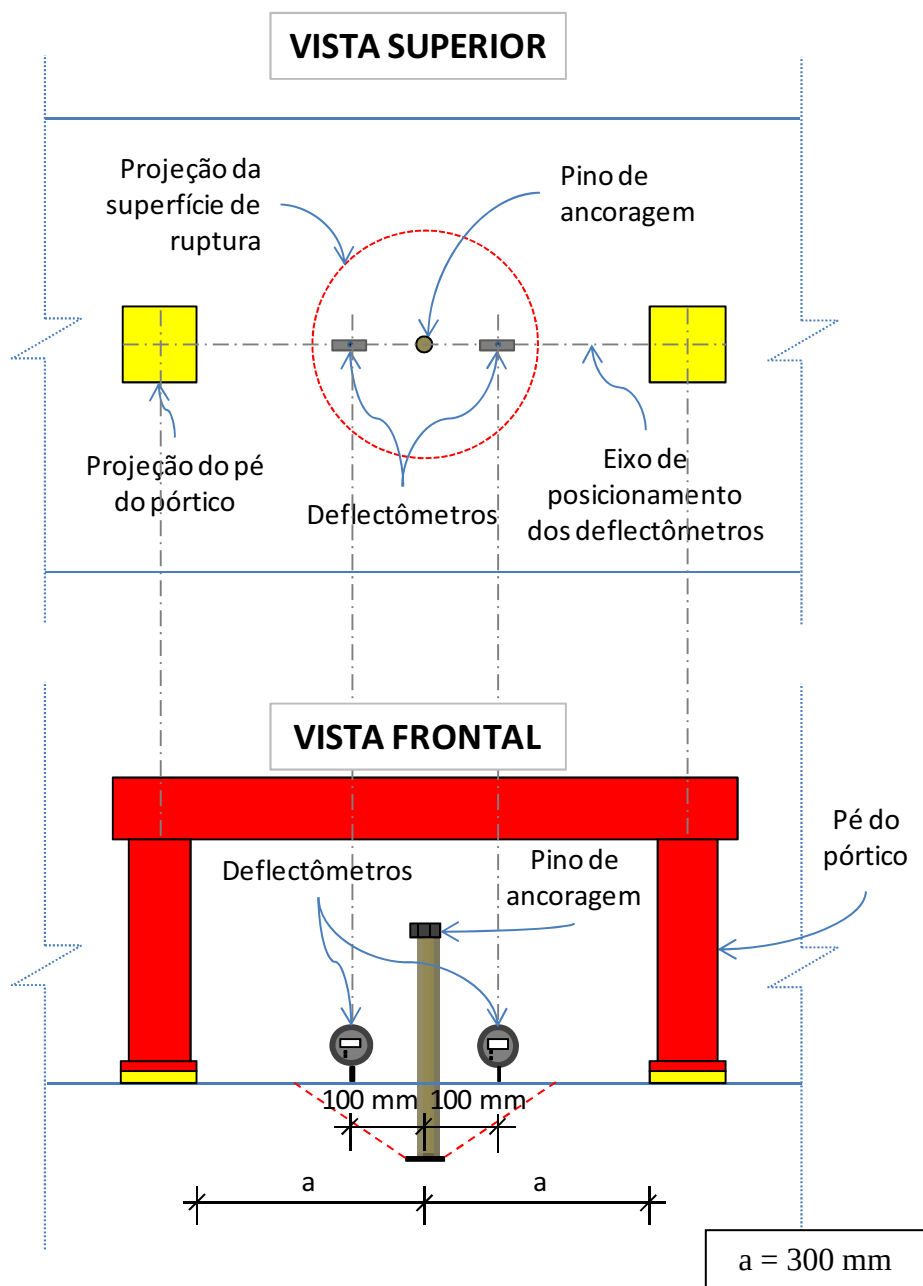


Figura 3.29 – Vistas Superior e Frontal do posicionamento do esquema de ensaio.

Um perfil U (superior) é colocado acima da célula de carga e outro perfil U (inferior) é posicionado de forma que o pino atravessasse esse perfil. Para ligar os perfis U, foram utilizados dois tirantes parafusados com porcas. Após o perfil U inferior ser nivelado, são colocadas as chapas em L para travamento e transmissão dos esforços do perfil U para o pino.

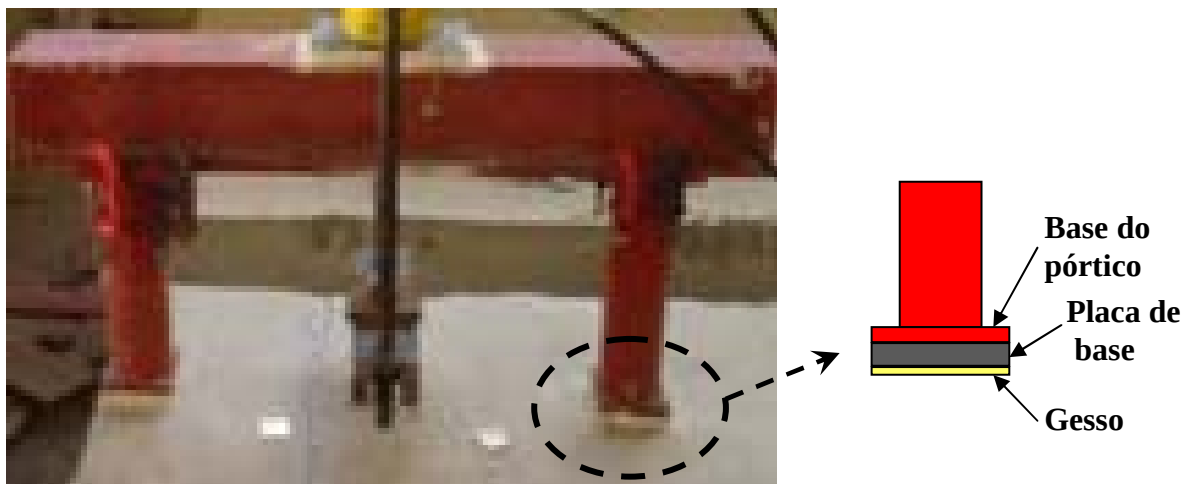


Figura 3.30 – Posicionamento do pórtico sobre as bases quadradas.

Com isso, inicia-se a aplicação da carga de travamento do conjunto. Aplica-se uma carga de estabilização do esquema montado e anota-se o valor obtido. Posiciona-se os deflectômetros no eixo longitudinal do bloco, eqüidistantes ao pino a 100 mm de distância, e se verifica se a ponta da agulha está em contato com a superfície da chapinha e zera-se a leitura.

De acordo com a NBR 14827, os dispositivos de medição da carga e do deslocamento devem ser capazes de fornecer pontos destinados a traçar uma curva contínua de carga x deslocamento.

Ainda segundo a referida norma, para cada ensaio individual, as leituras devem ser feitas antes de atingir a carga última. Os instrumentos devem ser colocados para medir deslocamentos, em relação a pontos do membro estrutural, e fixados de tal modo, que não sofram qualquer influência durante o ensaio, em consequência de deformações ou de ruptura do chumbador ou do membro estrutural.

Em seqüência, são conectados os extensômetros (quando houver) no programa de computador. É feita uma leitura inicial para verificação se a ligação entre eles foi executada corretamente.

Com isso, o ensaio pode ser iniciado. A primeira leitura é feita com a carga aplicada de 10 kN e as seguintes são feitas a cada incremento de carga também de 10 kN. Em cada leitura são anotadas as medidas dos deslocamentos dos relógios comparadores e simultaneamente é efetuada a leitura dos extensômetros no computador. Segue-se essa seqüência até atingir a carga de ruptura a qual é anotada.

CAPÍTULO 4

4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios nos materiais: resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade do concreto, assim como o ensaio de tração do aço utilizado. Também são apresentados os modos e superfícies de ruptura, cargas de ruptura, deslocamentos verticais e deformações das armaduras de flexão e cisalhamento nos ensaios dos pinos.

4.1. MATERIAIS

4.1.1. Concreto

Os ensaios do concreto de compressão, tração e módulo de elasticidade, foram realizados na empresa Carlos Campos Consultoria e Construções Limitada.

Em todos os ensaios realizados, utilizaram-se corpos-de-prova cilíndricos, com diâmetro de 150 mm e altura de 300 mm, de acordo com a NBR 5739, NBR 7222 e NBR 8522 (referentes à resistência à compressão, resistência a tração e módulo de elasticidade do concreto, respectivamente).

Foram feitos ensaios do concreto aos 7, 14, 21 e 28 dias, para se traçar a curva de Resistência à compressão x Tempo (Figura 4.1). Todos os ensaios dos pinos foram realizados no mesmo dia, aos 28 dias (exceto Pref.esq. e Pref.dir.). A resistência à compressão do concreto obtida no dia do ensaio foi de 33,2 MPa, enquanto o módulo de elasticidade e resistência à tração do concreto foram, respectivamente, 29,6 GPa e 3,3 MPa (Tabela 4.1).

Os pinos de referência, Pref.esq. e Pref.dir., que foram ensaiados uma semana antes, aos 21 dias, tiveram resistência de compressão do concreto igual a 29,5 MPa. O pino de referência, Pref.meio, foi ensaiado junto com os demais.

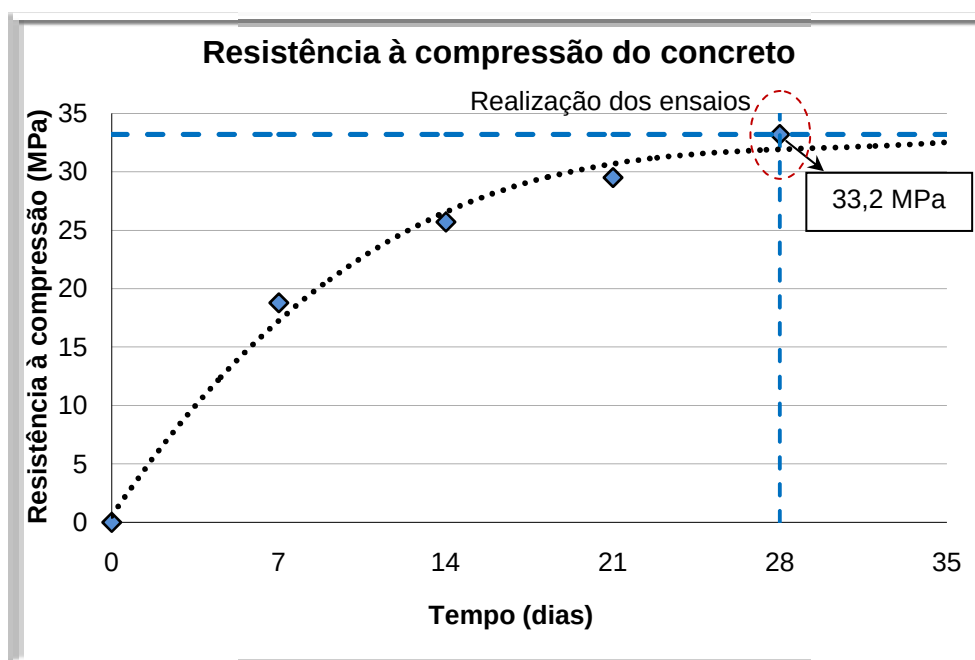


Figura 4.1 – Curva Resistência à compressão x Tempo do concreto.

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização do concreto.

Ensaio	Idade (dias)	Valores obtidos
Resistência à compressão (MPa)	7	18,8
	14	25,7
	21	29,5
	28	33,2
Resistência à tração (MPa)	28	3,3
Módulo de elasticidade (GPa)	28	29,6

Os ensaios para classificação, controle e aceitação no estado fresco do concreto auto-adensável são: determinação do espalhamento e do tempo de escoamento, determinação da habilidade passante, e determinação da viscosidade. Estes foram realizados seguindo a NBR 15823:2010, no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Goiás.

Para determinação do espalhamento e do tempo de escoamento, pelo método do cone de Abrams, realizam-se duas medidas perpendiculares do diâmetro obtido no concreto na placa de base e mede-se o tempo de escoamento para alcançar 500 mm de diâmetro (Figura 4.2). Das duas medidas realizadas, obteve-se a média aritmética, SF, igual a 715 mm (Figura 4.3), cujo valor é aceitável pela norma e enquadra-se na classe SF2, aplicável à maioria das

situações correntes (Tabela 4.2). O tempo de escoamento, t_{500} , foi de 1,77 segundos, e de acordo com a norma, para $t < 2s$, o concreto é classificado na classe VS 1 em relação à viscosidade e indicado para aplicação em elementos com alta densidade de armadura.



Figura 4.2 – Marcações na placa de base (NBR 15823/10 - Parte 2).

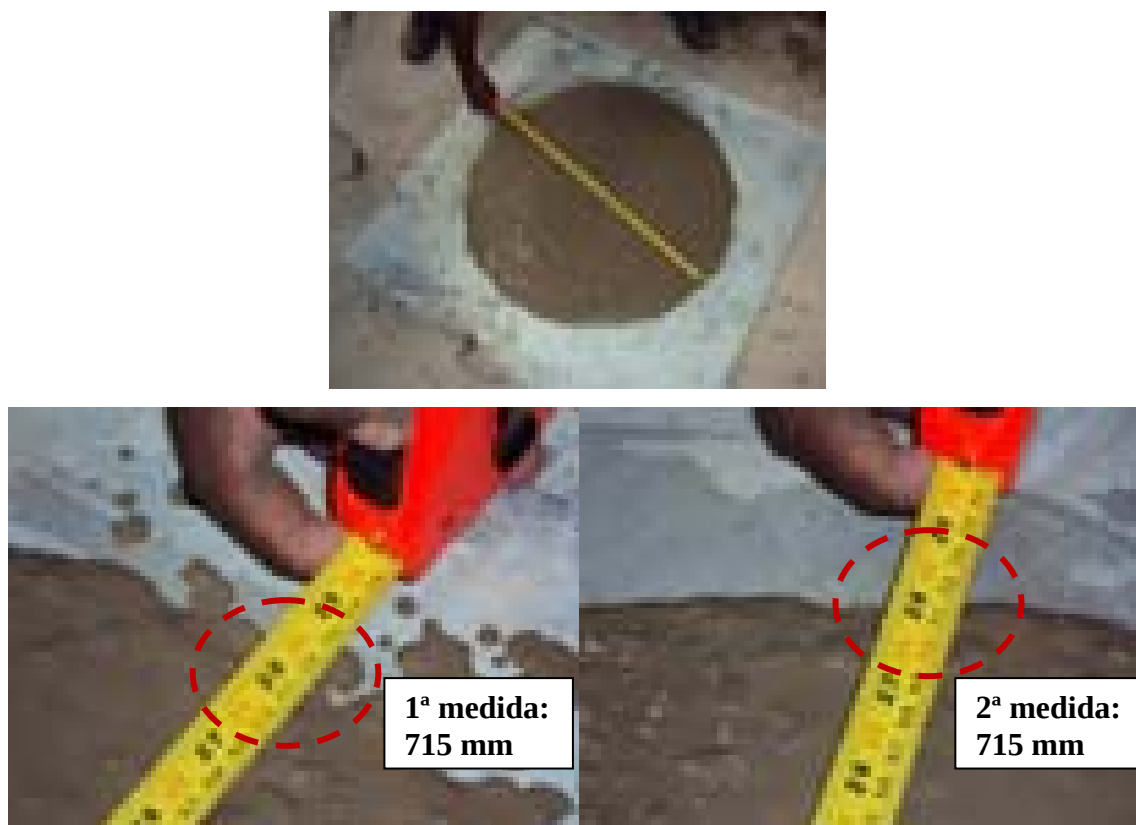


Figura 4.3 – Medidas do espalhamento do concreto.

No ensaio de determinação da habilidade passante, método da caixa L (Figura 4.4), as medidas H1 e H2 obtidas foram 9,7 e 8,3. A relação H1/H2 obtida foi igual a 0,85 e a norma indica que para ensaios com a utilização de grade com 3 barras, o valor H1/H2 deve ser maior que 0,8, portanto, o concreto atendeu à norma.

Tabela 4.2 – Tabela das classes de espalhamento e aplicações (NBR 15823:2010 - Parte 1).

Classe	Espalhamento (mm)	Aplicação
SF1	550 a 650	Estruturas não armadas ou com baixa taxa de armadura.
SF2	660 a 750	Adequada para a maioria das aplicações correntes.
SF3	760 a 850	Estruturas com alta densidade de armadura.

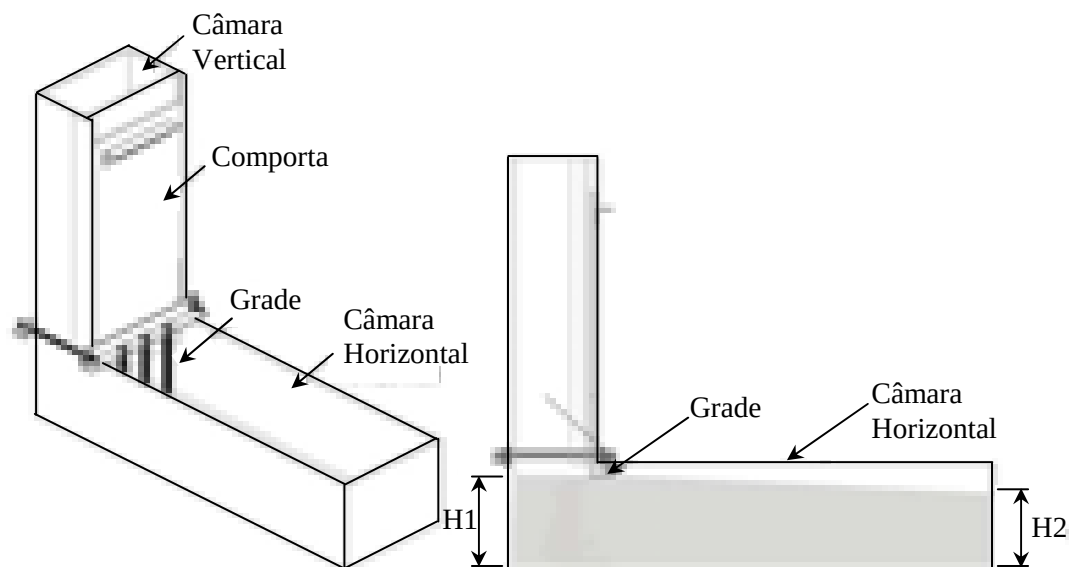


Figura 4.4 – Ensaio do método da caixa L (NBR 15823:2010 - Parte 4).

No último ensaio do concreto auto-adensável, método do funil V, o tempo de escoamento no funil foi de 2,3 segundos, sendo enquadrado pela norma na classe VF 1, indicado para aplicação em elementos com alta densidade de armadura.

4.1.2. Aço

O ensaio de resistência à tração das barras de aço nervuradas CA-50 foi realizado em três amostras de cada diâmetro, de um mesmo lote de barras. Foram ensaiadas barras de Ø 6,3 mm, Ø 8,0 mm e Ø 10,0 mm, com comprimento de 500 mm.

Com os dados obtidos no ensaio, foram determinadas as propriedades mecânicas do aço (Tabela 4.3) e traçadas as curvas tensão x deformação das barras (Figura 4.5, Figura 4.6 e Figura 4.7).

Tabela 4.3 – Características das amostras de aço.

Diâmetro (mm)	Amostra	Tensão Máxima (MPa)	Força Máxima (kN)	Tensão de Escoamento (MPa)	Tensão Média de Escoamento (MPa)	ϵ_y (mm/m)	$\epsilon_{y,méd}$ (mm/m)
6,3	1	746,81	23,74	672	657,5	2,33	2,3
	2	725,27	23,05	643		2,24	
	3	-	-	-		-	
8,0	1	690,62	35,40	592	585,8	2,42	2,5
	2	690,82	35,41	585		2,55	
	3	686,43	35,18	580		2,52	
10,0	1	691,96	55,42	574	568,5	2,33	2,3
	2	688,90	55,17	566		2,30	
	3	690,04	55,26	565		2,34	

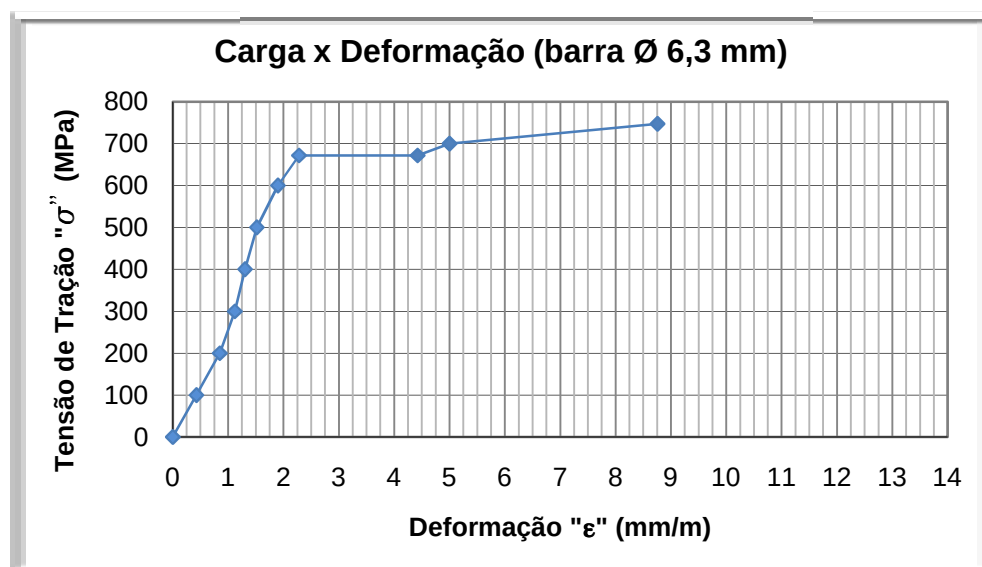


Figura 4.5 – Curva Tensão x Deformação da barra de Ø 6,3 mm.

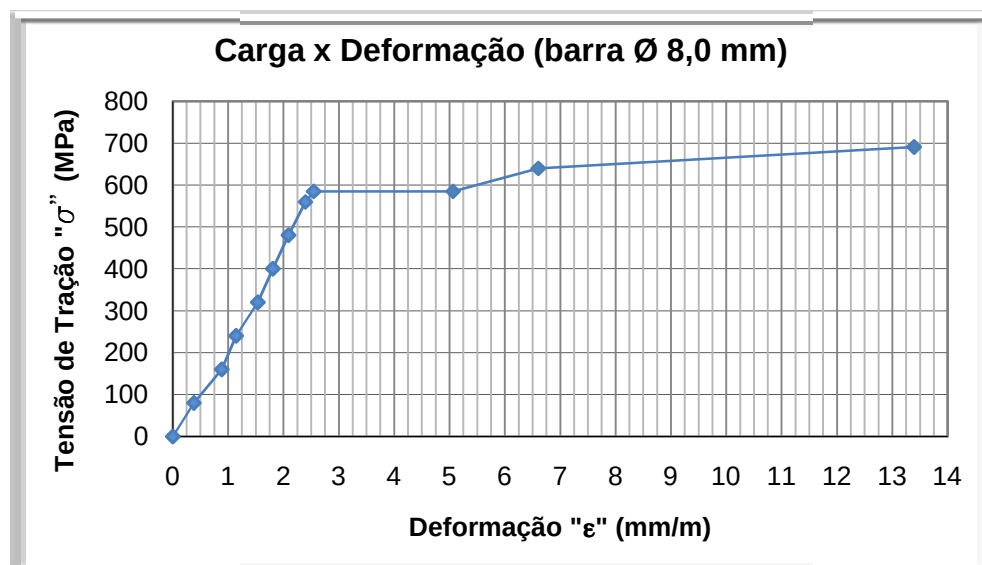


Figura 4.6 – Curva Tensão x Deformação da barra de Ø 8,0 mm.

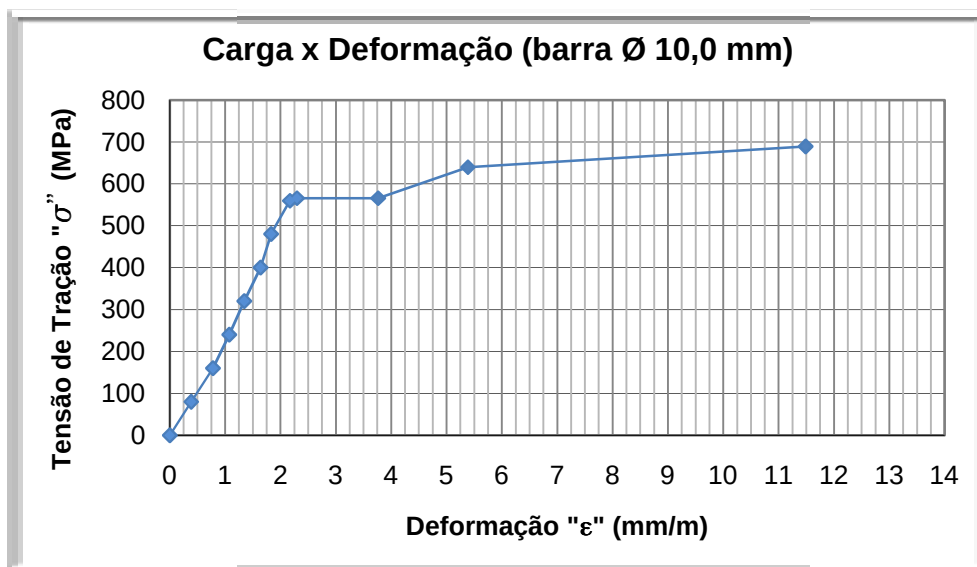


Figura 4.7 – Curva Tensão x Deformação da barra de Ø 10,0 mm.

4.2. CARGAS DE RUPTURA

As cargas de ruptura dos pinos são apresentadas na Tabela 4.4. Foi considerado como carga de ruptura o máximo valor registrado na leitora de carga.

No pino de referência, Pref.meio, foi obtida uma carga de ruptura de 88,00 kN. Nos pinos com armadura de flexão (sem armadura de cisalhamento), os valores das cargas de ruptura variaram:

- No primeiro grupo, variação do diâmetro das barras, de 80,75 kN (Pf.80/90) a 87,45 kN (Pf.(6x6)80/90);
- No segundo grupo, variação da quantidade de barras longitudinais, de 81,25 kN (Pf.30/60/90) a 89,55 kN (Pf.30/60/90/120);
- No terceiro grupo, afastamento das barras externas, de 79,75 kN (Pf.30/50) a 91,70 kN (Pf.30/90**).

Nos pinos com armadura de cisalhamento a variação foi:

- No primeiro grupo, variação do diâmetro da armadura de flexão, de 118,40 kN (Pc(10x10)4g.6) a 129,55 kN (Pc(6x6)4g.6);
- No segundo grupo, afastamento dos grampos no sentido transversal, de 89,15 kN (Pc.4g.6,d.110) a 106,95 kN (Pc.4g.6,d.72);
- No terceiro grupo, variação do diâmetro e quantidade de grampos, de 120,00 kN (Pc.4g.6) a 143,90 kN (Pc.8g.10).

Tabela 4.4 – Carga de ruptura dos pinos.

Grupo	Pino	Arm. transv.	Arm. long.	Distâncias c1 - c2 (mm)	Qtd. grampos	Diâmetro do grampo (mm)	Distâncias do pino d1 - d2 (mm)	Carga de rup. (kN)
Ref.	Pref.esq.	—	—	—	—	—	—	84,90
	Pref.meio	—	—	—	—	—	—	88,00
	Pref.dir.	—	—	—	—	—	—	79,50
Armadura de Flexão	1	4Ø6,3	4Ø6,3	80 - 90	—	—	—	87,45
			4Ø8,0		—	—	—	85,95
			4Ø10,0		—	—	—	80,75
	2	4Ø6,3	4Ø10,0	30 - 90	—	—	—	87,60
			6Ø10,0	30 - 60 - 90 ⁽¹⁾	—	—	—	81,25
			8Ø10,0	30-60-90-120 ⁽²⁾	—	—	—	89,55
	3	2Ø6,3	2Ø10,0	30 - —	—	—	—	90,95
		4Ø6,3	4Ø10,0	30 - 50	—	—	—	79,75
				30 - 70	—	—	—	86,80
				30 - 90	—	—	—	91,70
				30 - 110	—	—	—	85,00
				30 - 130	—	—	—	86,75
	Armadura de Cisalhamento	1	4Ø6,3	30 - 90	4	6,3	55 - —	129,55
			4Ø8,0					118,90
			4Ø10,0					118,40
		2	4Ø6,3	30 - 90	4	6,3	72 - —	106,95
							110 - —	89,15
							120 - —	90,35
		3	4Ø6,3	30 - 90	4	6,3	55 - —	120,00
						8,0		128,55
						10,0		142,25
					8	6,3	55 - 91	130,65
						8,0		140,80
						10,0		143,90
					12	6,3	55 - 91	132,20
						8,0		131,25
						10,0		130,95

Legenda:

Pref. => Pino de referência, sem nenhuma armadura;

Pf. => Pino somente com armadura de flexão;

Pc. => Pino com armadura de cisalhamento.

c1 - c2 => distância das barras mais próximas ao pino - distância das barras externas (exceto pinos com 6 e 8 barras longitudinais).

⁽¹⁾ c1/c1a/c2 => dist. da primeira barra / dist. da segunda barra / dist. da terceira barra⁽²⁾ c1/c1a/c2/c2a => dist. da primeira barra / dist. da segunda barra / dist. da terceira barra / dist. da quarta barra.

*Primeiro pino Pf.30/90

**Segundo pino Pf.30/90

4.3. MODO E SUPERFÍCIE DE RUPTURA

Dentre os possíveis modos de ruptura, constatou-se apenas ruptura do concreto pela formação do cone de concreto. Em todas as amostras podem-se observar fissuras radiais e/ou circunferenciais. As fissuras são mais perceptíveis nos pinos localizados no meio do bloco, pois nesses, após a ruptura, continuou-se a aplicar carga para deslocar mais o pino. De acordo com a sequência de ensaio, quando o pino do centro do bloco era ensaiado, os da extremidade já haviam sido ensaiados, dessa forma, a contínua aplicação de carga após a ruptura dos pinos centrais, não afetavam os externos.

Nos pinos de referência, em duas amostras ocorreram apenas fissuras radiais, (Pref.esq. e Pref.dir.). No pino, Pref.meio, ocorreu a completa extração do cone de concreto, com fissuras circunferenciais.

Nos pinos com armadura, embora tenha ocorrido ruptura do cone de concreto, o mesmo não foi extraído, devido à presença da armadura de flexão e da armadura de cisalhamento ao redor do pino.

A superfície superior de ruptura apresentou, de um modo geral, um raio do cone de ruptura que variou de 8,0 cm a 20,0 cm. Nos pinos sem armadura de cisalhamento (Figura 4.8), os valores dos raios variaram de 8,0 cm a 16,5 cm, e nos pinos com essa armadura (Figura 4.9), a variação foi de 10,0 cm a 20,0 cm.

4.4. DESLOCAMENTO VERTICAL

Os deslocamentos verticais foram medidos utilizando-se deflectômetros, comumente chamados de relógios comparadores, posicionados em dois pontos na superfície do bloco de concreto distantes 100 mm do eixo do pino. Eles foram posicionados de forma que ficassem alinhados ao pino e ao eixo do pórtico de reação, e inseridos dentro do raio teórico de ruptura do cone de concreto.

Para apresentação dos deslocamentos verticais, os pinos foram divididos em dois grupos: “sem armadura de cisalhamento” e “com armadura de cisalhamento”. Os pinos com armadura de cisalhamento (Figura 4.11) apresentam um deslocamento vertical maior antes da ruptura do que os pinos sem esse tipo de armadura (Figura 4.10). Em ambos, a ruptura é brusca, pois quando eles começam a se deslocar acentuadamente, é porque já estão muito próximos da ruptura.



Figura 4.8 – Mapa de fissuração dos pinos de referência e de flexão.

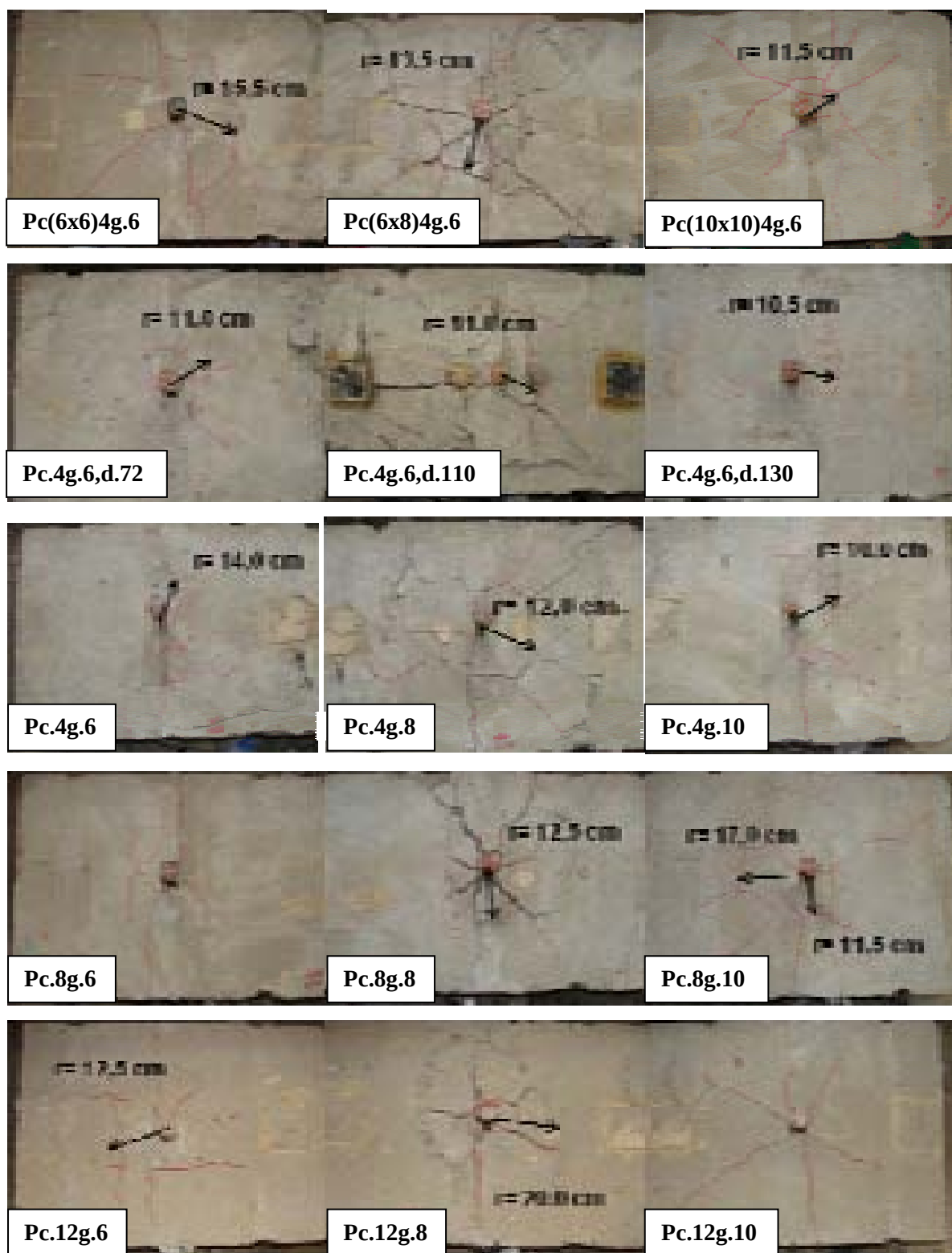


Figura 4.9 – Mapa de fissuração dos pinos de cisalhamento.

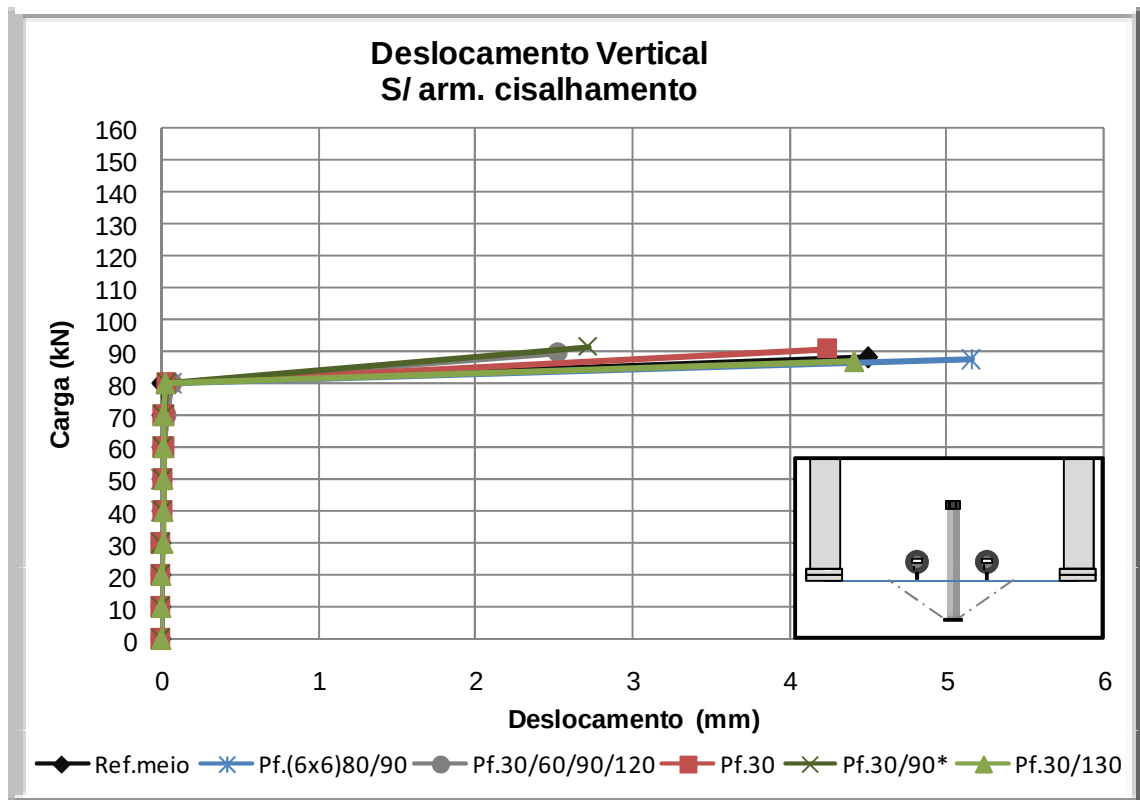


Figura 4.10 – Curva Carga x Deslocamento dos pinos sem armadura de cisalhamento.

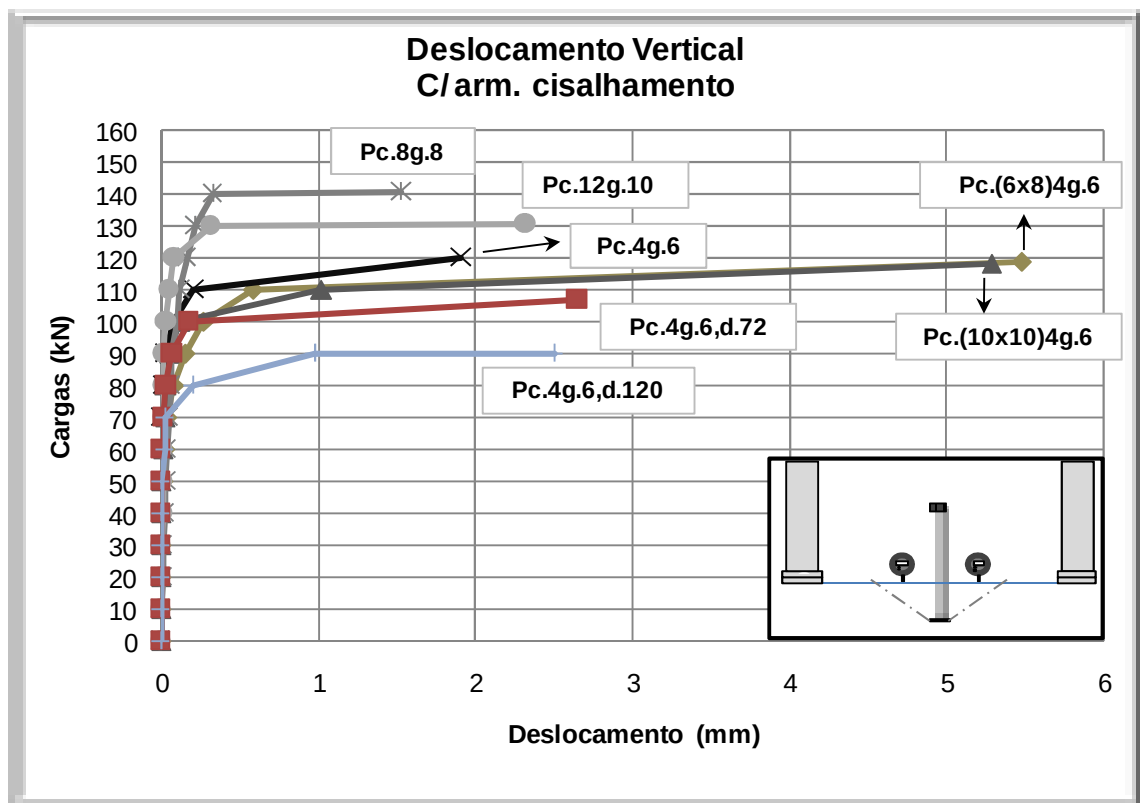


Figura 4.11 – Curva Carga x Deslocamento dos pinos com armadura de cisalhamento.

4.5. DEFORMAÇÃO NAS BARRAS DE AÇO

4.5.1. Pinos sem armadura de cisalhamento

Dos pinos com somente armadura de flexão, foram instrumentados seis deles, os quais são: Pf.80/90, Pf.30/90*, Pf.30/60/90, Pf.30/60/90/120, Pf.30/70 e Pf.30/130. Foram fixados quatro extensômetros na armadura de flexão de cada pino e realizadas leituras a cada incremento de carga de 10 kN. Apenas no pino Pf.30/60/90/120 foram fixados 5 extensômetros.

Os resultados dos pinos Pf.30/90*, Pf.30/60/90 e Pf.30/60/90/120 (Figura 4.12), mostram o crescimento da deformação de acordo com o aumento de carga aplicada. Nenhuma barra atingiu escoamento e a deformação máxima na carga de 80 kN para o pino Pf.30/90* foi 0,6‰, enquanto nos outros dois não passou de 0,41‰ na mesma carga. As deformações foram menores que 0,25‰ para cargas até 60 kN no pinos Pf.30/90* e Pf.30/60/90/120, e até 70 kN no Pf.30/60/90.

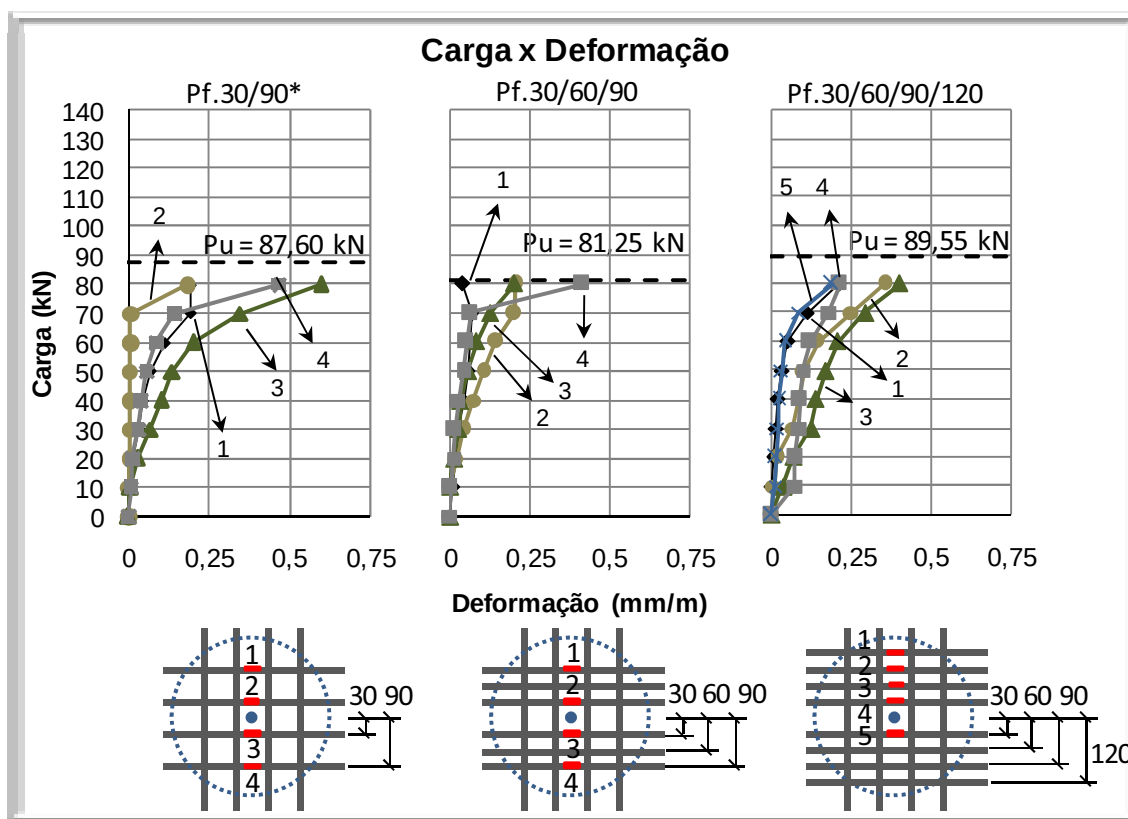


Figura 4.12 – Curva Carga x Deformação do grupo com variação da quantidade de barras longitudinais: Pf.30/90*, Pf.30/60/90 e Pf.30/60/90/120.

A Figura 4.13 apresenta os resultados dos pinos Pf.80/90, Pf.30/70 e Pf.30/130. Em todos, a deformação cresceu com o aumento de carga, entretanto, o aço de nenhuma barra escoou. A deformação do aço na última leitura, correspondente à carga de 80 kN nos três pinos, não passou de 0,88‰ no pino Pf.80/90, 0,37‰ no pino Pf.30/70 e 0,26‰ no pino Pf.30/130, correspondente a, respectivamente, 38%, 16% e 11% da deformação de escoamento. Pelo gráfico, não é possível notar a formação de fissuras, e até a carga de 70 kN para os pinos Pf.80/90 e Pf.30/130, e até a carga de 60 kN para o pino Pf.30/70, todas as deformações nas barras foram inferiores a 0,25‰.

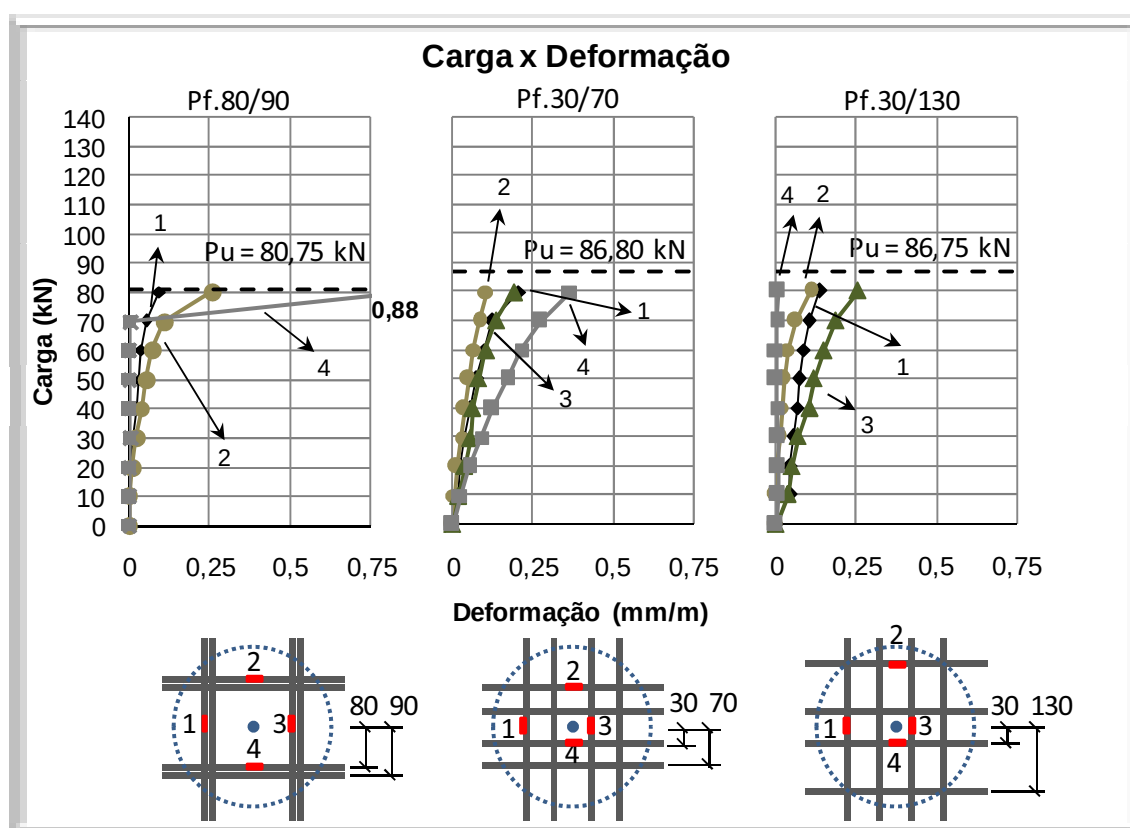


Figura 4.13 – Curva Carga x Deformação dos pinos Pf.80/90, Pf.30/70 e Pf.30/130.

4.5.2. Pinos com armadura de cisalhamento

Para apresentação dos resultados, os pinos com armadura de cisalhamento (grampos) foram divididos em cinco grupos, de acordo com as variáveis analisadas, como diâmetro da armadura de flexão, afastamento do grampo em relação ao pino, diâmetro e quantidade dos grampos.

4.5.2.1. Variação do diâmetro da armadura de flexão

A armadura transversal de flexão variou nos diâmetros de 6,3 mm e 10,0 mm, e nos diâmetros de 6,3 mm, 8,0 mm e 10,0 mm para a armadura longitudinal, enquanto não houve variação no diâmetro nem na quantidade dos grampos. São apresentadas as deformações medidas nos grampos dos pinos Pc(6x6)4g.6, Pc(6x8)4g.6 e Pc(10x10)4g.6 (Figura 4.14). Nos três pinos houve aumento da deformação com o aumento de carga aplicada.

No pino Pc(6x6)4g.6, as barras com os extensômetros 1 e 2 escoaram; a com o extensômetro 3 apresentou tendência ao escoamento na carga de 120 kN, equivalente a 92,6% da carga última, e o quarto extensômetro que também apresentava tendência ao escoamento, descolou da barra na última leitura. Os grampos do pino Pc(6x8)4g.6 apresentaram clara tendência ao escoamento na última carga lida (92,5% de P_u), e com exceção de uma barra (ext.2), os demais grampos do pino Pc(10x10)4g.6 escoaram.

Pelo gráfico, é possível notar a ocorrência de fissura interna do concreto na carga de 70 kN (54%. P_u) no pino Pc(6x6)4g.6. Nos outros dois pinos a fissura ocorreu na carga de 60 kN (51%. P_u). Com exceção do extensômetro 3 do pino Pc(10x10)4g.6, que apresentou um comportamento diferenciado dos demais, o restante teve deformação inferior a 0,25‰ na carga de 50 kN.

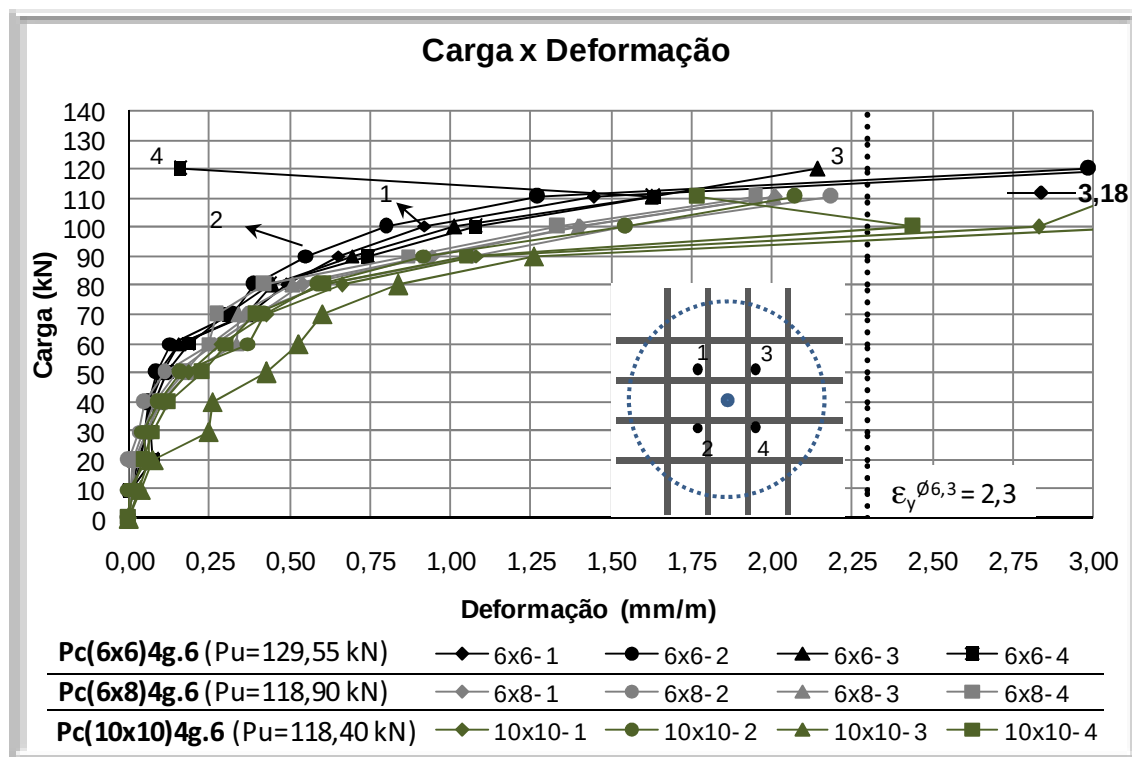


Figura 4.14 – Curva Carga x Deformação dos pinos com variação da armadura de flexão: Pc(6x6)4g.6, Pc(6x8)4g.6 e Pc(10x10)4g.6.

4.5.2.2. Afastamento dos grampos no sentido transversal

A curva Carga x Deformação dos pinos com variação da distância dos grampos em relação ao pino (Pc.4g.6,d.72, Pc.4g.6,d.110 e Pc.4g.6,d.120) é mostrada na Figura 4.15. Em todos se percebe o aumento da deformação com o incremento de carga aplicada e todas as barras apresentaram tendência ao escoamento, sendo que um grampo do pino Pc.4g.6,d.72 escoou.

A carga de fissuração do pino Pc.4g.6,d.110 ocorreu com 50 kN, 56% da carga de ruptura, no pino Pc.4g.6,d.120 ocorreu na carga de 70 kN (77% de P_u) e no pino Pc.4g.6,d.72 também ocorreu na carga de 70 kN (65% de P_u).

O pino Pc.4g.6,d.110 teve deformação nos grampos inferior a 0,25‰ para cargas menores que 50 kN, enquanto nos outros isso ocorreu para cargas inferiores a 60 kN.

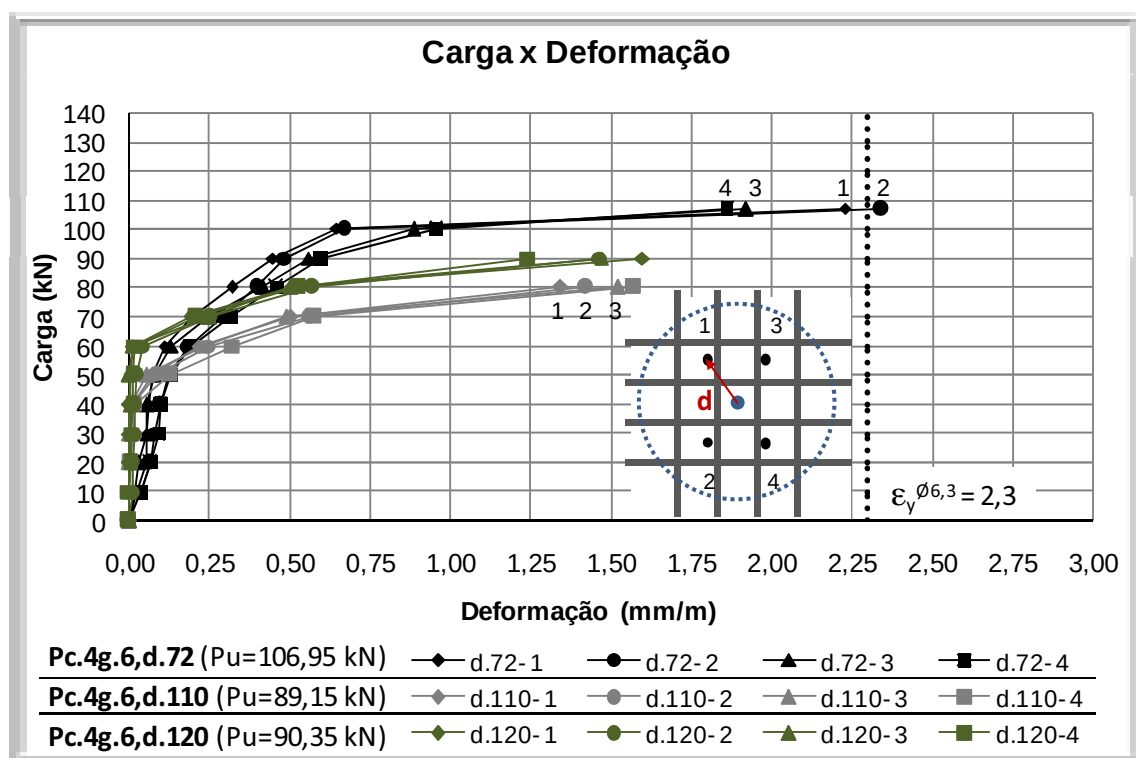


Figura 4.15 – Curva Carga x Deformação dos pinos com afastamento dos grampos no sentido transversal: Pc.4g.6,d.72, Pc.4g.6,d.110 e Pc.4g.6,d.120.

4.5.2.3. Variação do diâmetro dos grampos (Quantidade de grampos = 4)

Para o grupo com variação de diâmetro ($\varnothing 6,3$ mm, $\varnothing 8,0$ mm e $\varnothing 10,0$ mm) e quantidade de grampos igual a 4 (todos com a mesma distância, 55 mm, do pino), o gráfico com a curva carga x deformação é apresentado na Figura 4.16.

Todos os grampos do pino Pc.4g.6 atingiram escoamento, enquanto os do pino Pc.4g.8 apresentaram tendência ao escoamento na última carga lida. Os extensômetros do pino Pc.4g.10 descolaram das barras na última ou na penúltima carga. Na totalidade, a deformação cresceu com o aumento de carga.

Nos pinos – Pc.4g.6 e Pc.4g.8 – a carga de fissuração ocorreu com 60 kN e 90 kN, respectivamente, correspondendo a 50% e 70% da carga última de cada um. No pino Pc.4g.10 não é possível notar a carga de fissuração pelo gráfico de deformação.

As deformações nas barras foram inferiores a 0,25‰ para cargas menores que 50 kN, no caso do Pc.4g.6, e para cargas inferiores a 60 kN, nos demais.

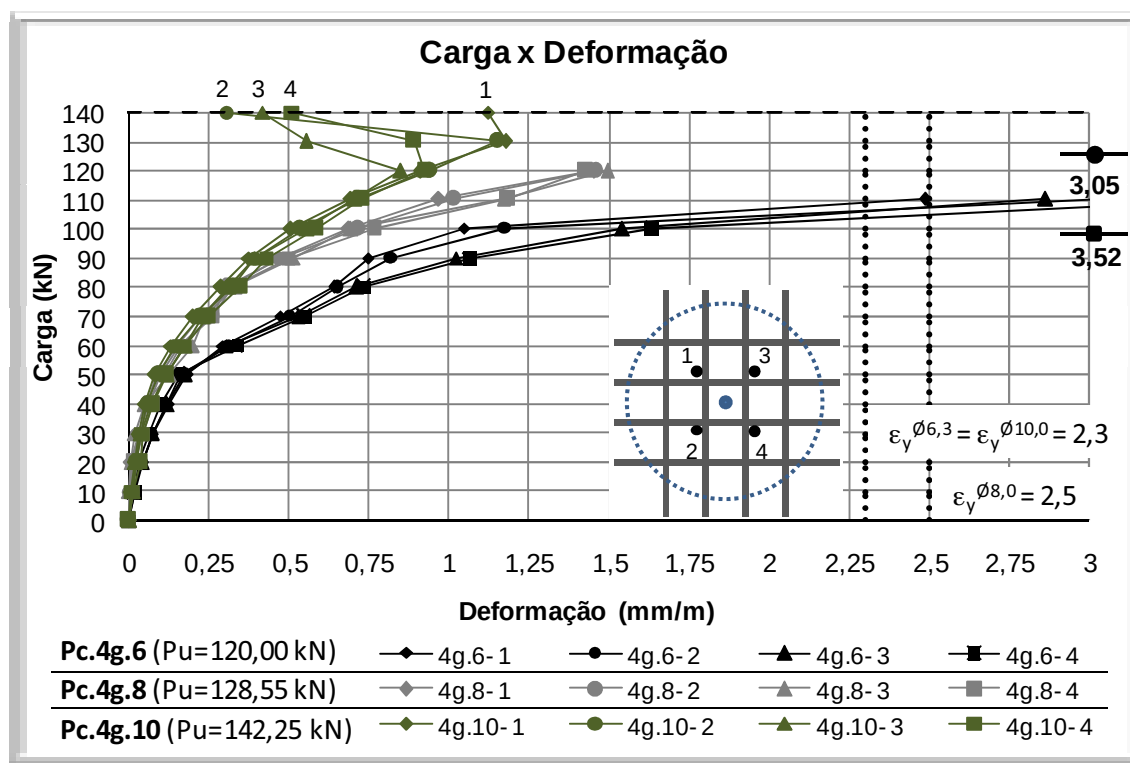


Figura 4.16 – Curva Carga x Deformação dos pinos com 4 grampos variando-se o diâmetro: Pc.4g.6, Pc.4g.8 e Pc.4g.10.

4.5.2.4. Variação do diâmetro dos grampos (Quantidade de grampos = 8)

No grupo com oito grampos, com distância da primeira e segunda camada igual a 55 mm e 91 mm, respectivamente, e variação de diâmetro dos mesmos entre Ø 6,3 mm, Ø 8,0 mm e Ø 10,0 mm, são apresentados dois gráficos com as curvas carga x deformação (Figura 4.17 e Figura 4.18).

Em todas as amostras, a deformação cresceu com o incremento de carga e os grampos da primeira camada apresentaram deformações maiores que o da segunda. Somente os grampos do pino Pc.8g.6 tiveram tendência ao escoamento.

Ocorreu fissuração interna do concreto passando pelos grampos da segunda camada do Pc.8g.6 na carga de 90 kN, aproximadamente 69% da carga última. O mesmo ocorreu para o pino Pc.8g.8 na carga de 70 kN, 50% de P_u . Não é possível observar com clareza pelo gráfico quando isso ocorreu com os grampos internos dos referidos pinos.

As deformações nas barras foram inferiores a 0,25‰ para cargas menores que 70 kN, no caso do Pc.8g.6, e para cargas inferiores a 60 kN, nos demais.

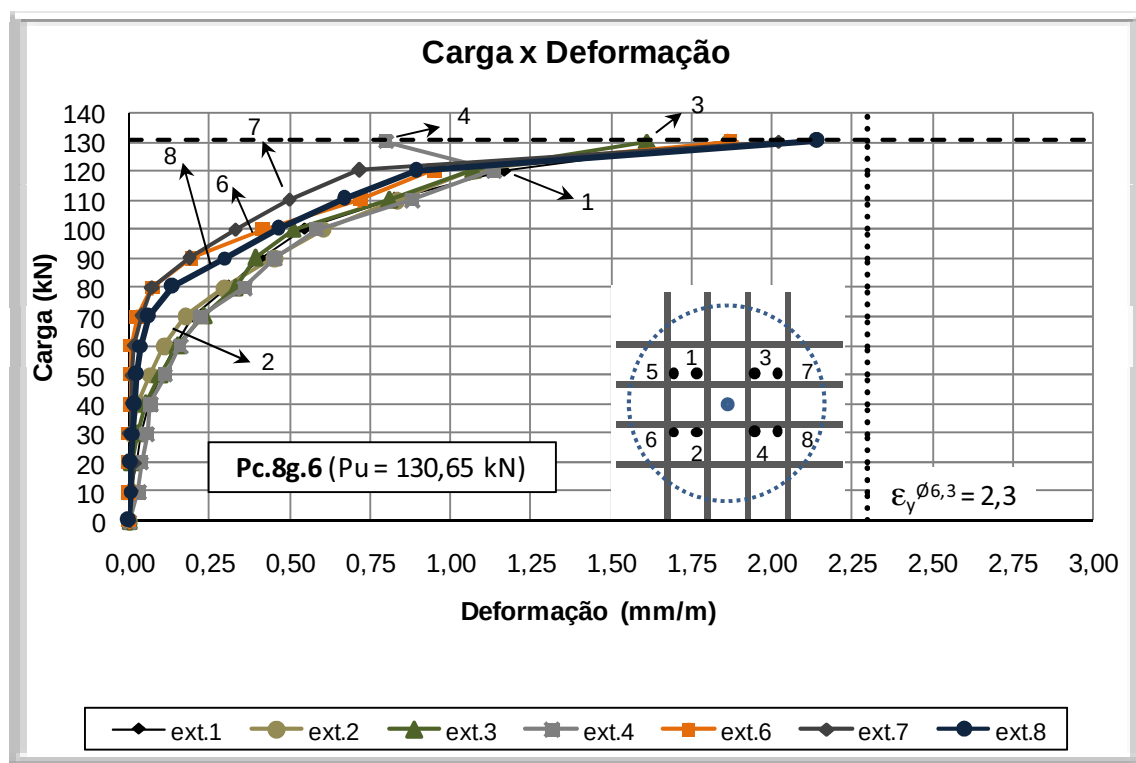


Figura 4.17 – Curva Carga x Deformação do pino Pc.8g.6.

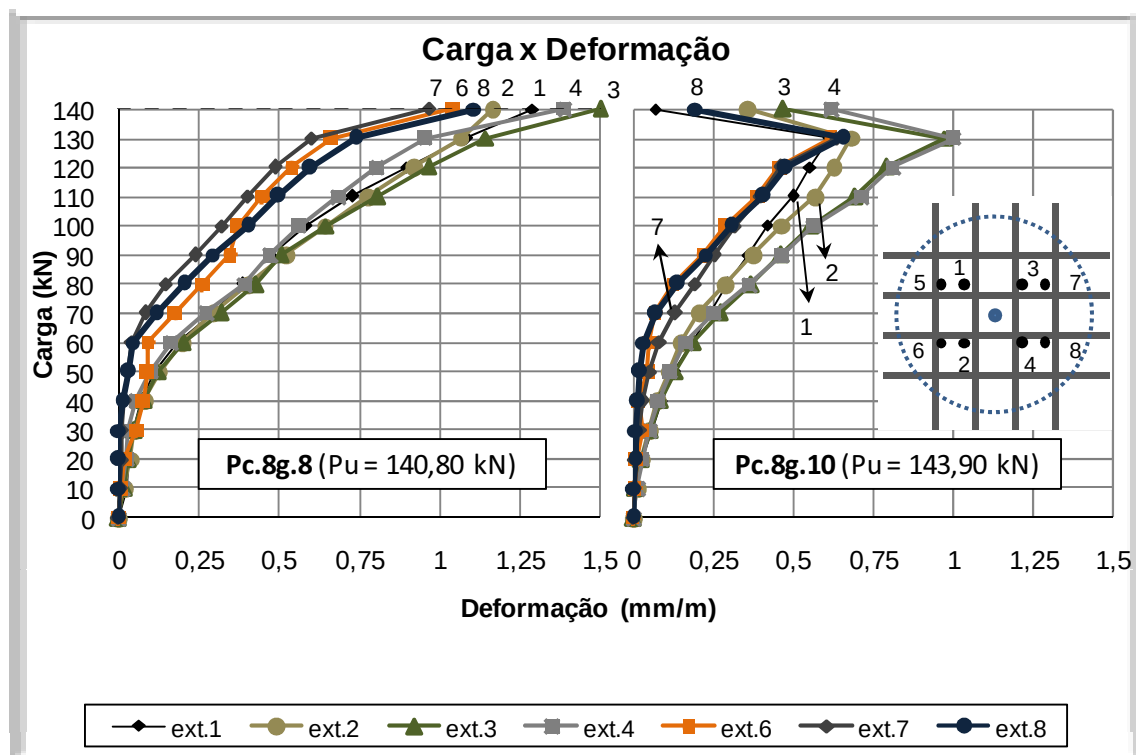


Figura 4.18 – Curva Carga x Deformação dos pinos Pc.8g.8 e Pc.8g.10.

4.5.2.5. Variação do diâmetro dos grampos (Quantidade de grampos = 12)

No grupo com doze grampos, com distância da primeira camada de 55 mm e da segunda camada de 91 mm ao pino, e variação de diâmetro entre Ø 6,3 mm, Ø 8,0 mm e Ø 10,0 mm, são apresentados dois gráficos com as curvas carga x deformação (Figura 4.19 e Figura 4.20).

Em todas as amostras, a deformação cresceu com o incremento de carga e os grampos da primeira camada apresentaram deformações maiores que o da segunda. Somente os grampos da primeira camada do pino Pc.12g.6 tiveram tendência ao escoamento.

A carga de fissuração foi de 70 kN para os grampos da segunda camada do Pc.12g.6 e para os da primeira camada do pino Pc.12g.8, correspondente a 53% da carga última em ambos os casos. Nos demais casos não é possível observar quando ocorre a carga de fissuração.

As deformações nas barras foram inferiores a 0,25‰ para cargas menores que 60 kN em todos os pinos do grupo.

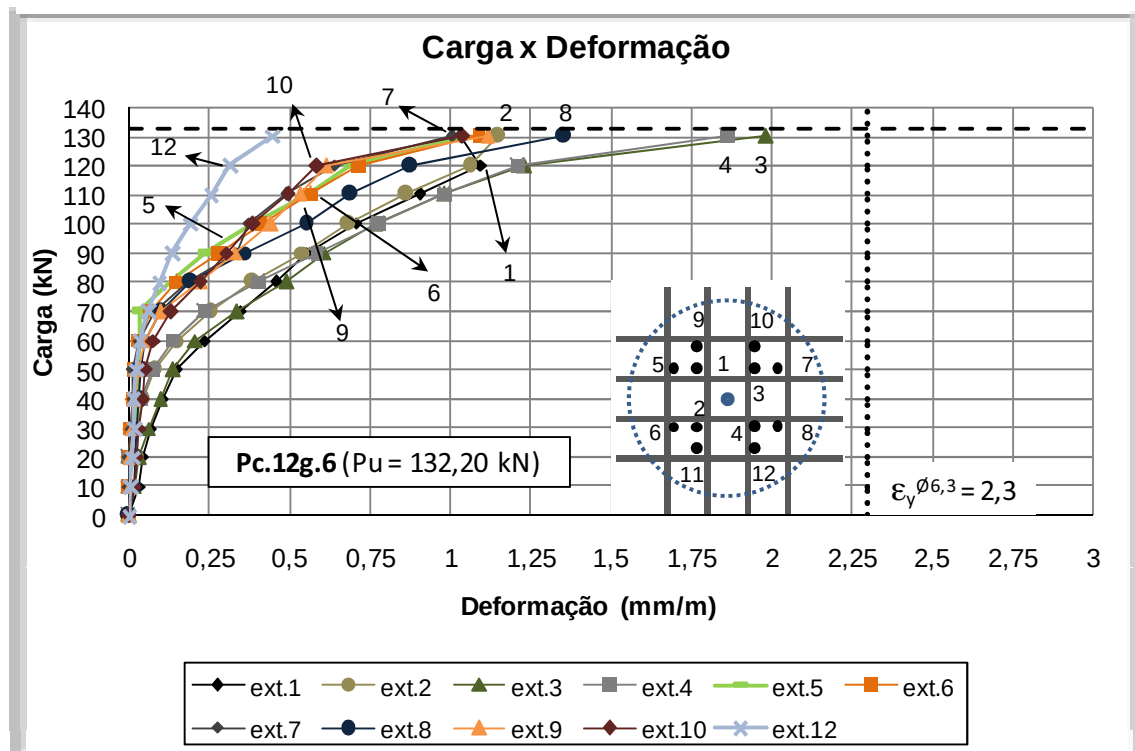


Figura 4.19 – Curva Carga x Deformação do pino Pc.12g.6.

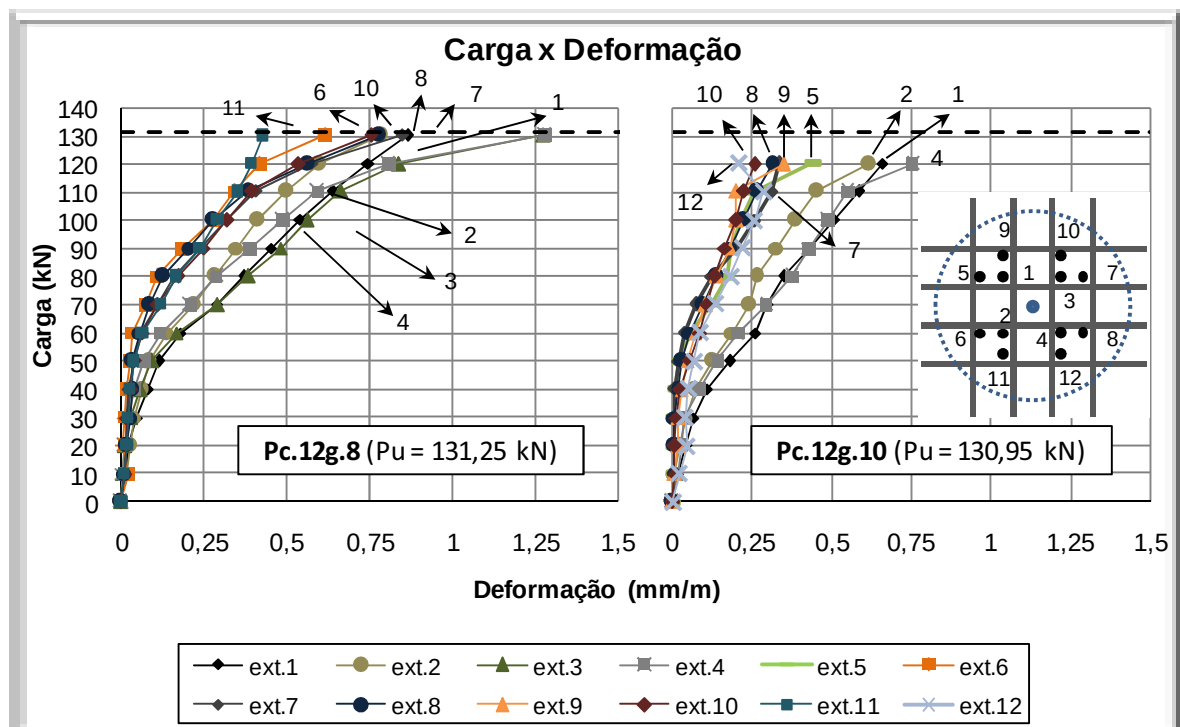


Figura 4.20 – Curva Carga x Deformação dos pinos Pc.12g.8 e Pc.12g.10.

CAPÍTULO 5

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1. CARGA DE RUPTURA

a) Ancoragens com armadura de flexão e sem nenhum tipo de armadura

Nos pinos com variação da área de aço, com o aumento da quantidade de barras longitudinais, a carga de ruptura mínima foi 81,25 kN (Pf.30/60/90) e a máxima 89,55 kN (Pf.30/60/90/120). O pino Pf.30/90, com 4 barras longitudinais, teve uma carga de ruptura de 87,60 kN, superior ao pino Pf.30/60/90 com 6 barras longitudinais, e muito próxima ao valor do pino Pf.30/60/90/120 (Figura 5.1-b). A carga média desses pinos – 86,13 kN – foi muito próxima à carga de ruptura do pino de referência ensaiado no mesmo dia, de 88,00 kN (Figura 5.1-a).

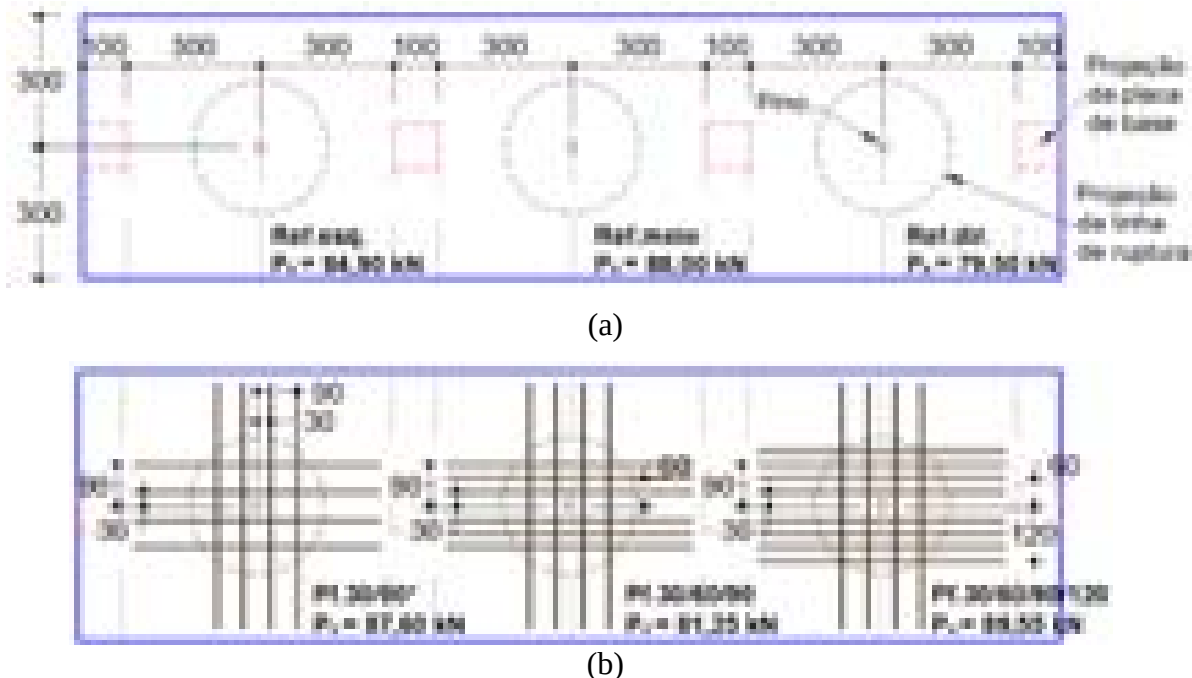


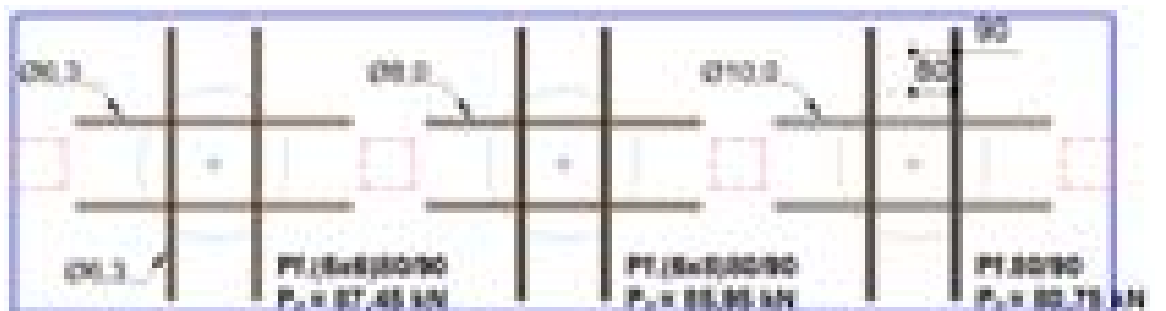
Figura 5.1 – Detalhe dos blocos: (a) com pinos de referência e (b) variação da quantidade de armadura longitudinal.

Nos pinos com variação do diâmetro das barras (Figura 5.2-a), houve um decréscimo de carga com o aumento do diâmetro das barras, entretanto não é possível afirmar

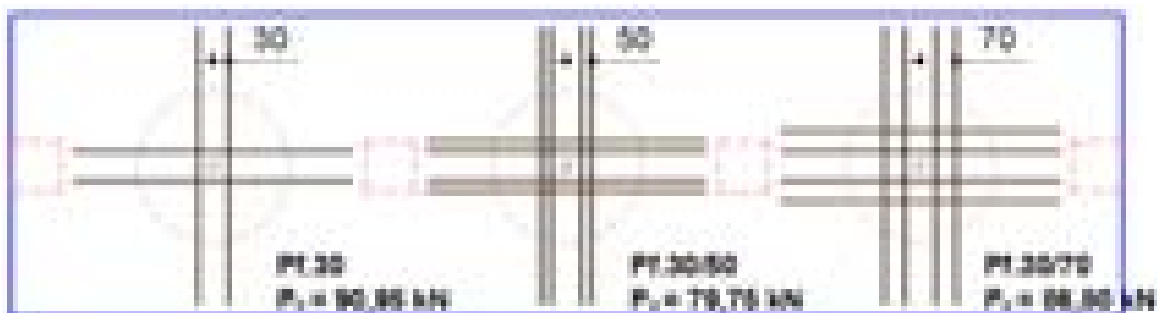
que armadura com diâmetros maiores diminuem a capacidade de carga da ancoragem. São necessários mais ensaios. Em relação aos pinos com afastamento das barras externas (Figura 5.2-b;c), não houve proporcionalidade no comportamento da ancoragem e mantiveram cargas de ruptura com valor mínimo de 79,75 kN e máximo de 91,70 kN para o grupo.

Em geral, nos pinos com armadura de flexão, obteve-se a menor carga de ruptura no pino Pf.30/50 com 79,75 kN, e o máximo valor obtido foi 91,70 kN no pino Pf.30/90**. Em média, o valor da carga de ruptura foi 86,13 kN, com um desvio padrão de 3,88 kN, correspondendo a um coeficiente de variação de 4,50% (Tabela 5.1).

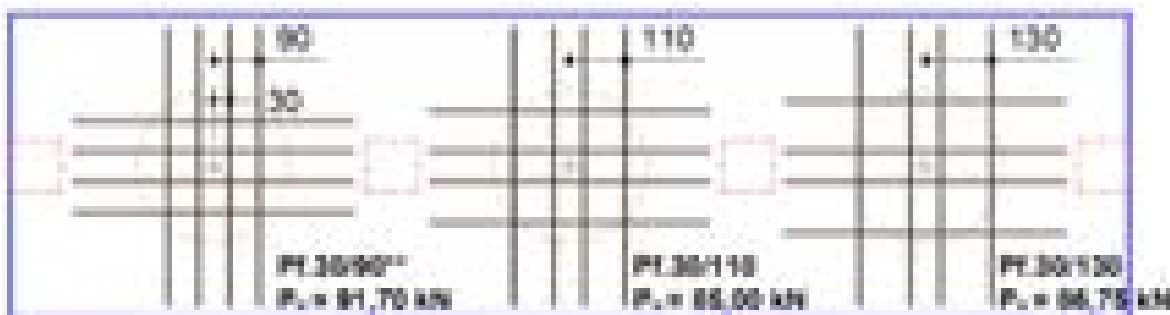
Em relação à carga de ruptura do pino de referência, eles variaram de 0,91 a 1,04 vezes o valor de referência, o que representa valores muito próximos e que se pode concluir que a existência de armadura de flexão não contribui para um aumento da carga.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.2 – Detalhe dos blocos: (a) variação do diâmetro, (b)-(c) afastamento das barras.

Tabela 5.1 – Comparação dos resultados dos pinos com armadura de flexão com $P_{u,ref.meio}$.

Grupo		Pino	Arm. transv.	Arm. long.	Distâncias c1 - c2 (mm)	Carga de rup. P _u (kN)	P _u /P _{u,ref.meio}
Armadura de Flexão	1	Pf.(6x6)80/90	4Ø6,3	4Ø6,3	80 - 90	87,45	0,99
		Pf.(6x8)80/90		4Ø8,0		85,95	0,98
		Pf.80/90		4Ø10,0		80,75	0,92
	2	Pf.30/90*	4Ø6,3	4Ø10,0	30 - 90	87,60	0,99
		Pf.30/60/90		6Ø10,0	30 - 60 - 90 ⁽¹⁾	81,25	0,92
		Pf.30/60/90/120		8Ø10,0	30-60-90-120 ⁽²⁾	89,55	1,02
	3	Pf.30	2Ø6,3	2Ø10,0	30 - --	90,95	1,03
		Pf.30/50	4Ø6,3	4Ø10,0	30 - 50	79,75	0,91
		Pf.30/70			30 - 70	86,80	0,99
		Pf.30/90**			30 - 90	91,70	1,04
		Pf.30/110			30 - 110	85,00	0,97
		Pf.30/130			30 - 130	86,75	0,99
P _{u,ref.meio} → carga de rup. Pref.meio (88,00 kN); ⁽¹⁾ c1/c1a/c2 → dist. 1ª barra / dist. 2ª barra / dist. 3ª barra; ⁽²⁾ c1/c1a/c2/c2a → dist. 1ª barra / dist. 2ª barra / dist. 3ª barra / dist. 4ª barra; *Primeiro pino Pf.30/90; **Segundo pino Pf.30/90				Mínimo	79,75	0,91	
				Máximo	91,70	1,04	
				Média	86,13	0,98	
				Desvio Padrão	3,88	0,04	
				Coef. Variação (%)	4,50	4,41	

b) Ancoragens com adição da armadura de cisalhamento

b.1) Comparação dos resultados das ancoragens com armadura de cisalhamento com as ancoragens com somente armadura de flexão e os de referência

Os pinos com armadura de cisalhamento foram comparados com o pino sem a referida armadura, Pf.30/90**, por possuir a mesma disposição das barras, e com o pino de referência, sem nenhum tipo de armadura. Para uma distância adequada do pino de ancoragem, a armadura de cisalhamento aumentou, no mínimo, em 31% a carga de ruptura da ancoragem, no caso do Pc.4g.6, e no máximo, obteve-se 57% de aumento, com o pino Pc.8g.10 (em relação ao Pf.30/90**). Em relação à armadura de referência, esse aumento pode variar de 36% a 64% (Tabela 5.2 e Figura 5.3).

Tabela 5.2 - Comparação dos resultados dos pinos com adição da armadura de cisalhamento.

Pino	Grampo			P_u (kN)	$P_u / P_{u,30/90}^{**}$ (kN)	$P_u / P_{u,ref.meio}$ (kN)
	Qtd.	$\varnothing$ (mm)	d1 (mm)			
Pref.meio	–	–	–	88,00	–	–
Pf.30/90**	–	–	–	91,70	–	–
Pc.4g.6	4	6,3	55	120,00	1,31	1,36
Pc.8g.10	8	10,0	55 – 91 ⁽¹⁾	143,90	1,57	1,64

Pref. → Pino de referência; Pc. → Pino com armadura de cisalhamento; P_u → Carga de ruptura; c1 - c2 → distância das barras mais próximas ao pino - distância das barras externas; ⁽¹⁾ Distância d1 – d2 (mm).

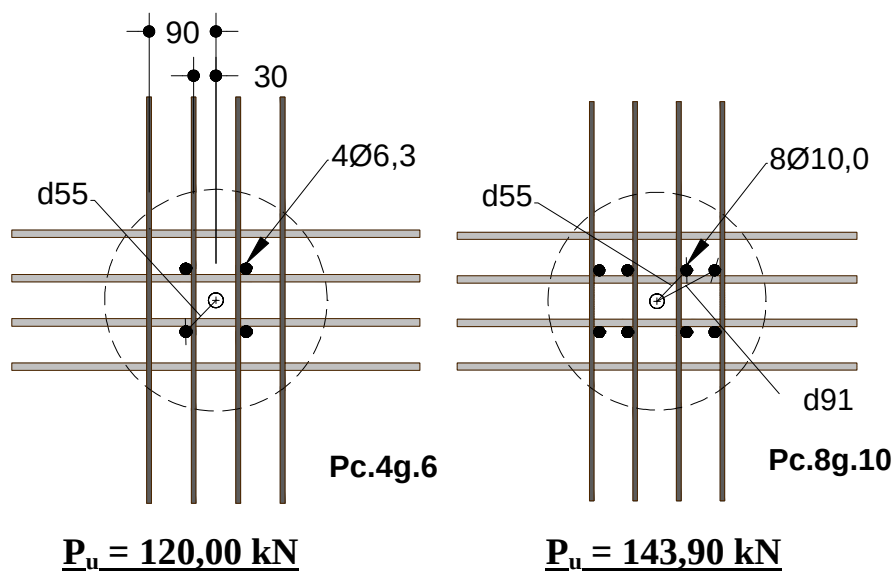


Figura 5.3 – Pinos com armadura de cisalhamento com menor e maior carga de ruptura.

b.2) Comparação dos resultados das ancoragens com armadura de cisalhamento

Na análise da influência da variação da armadura de flexão com a presença de armadura de cisalhamento, o pino Pc(6x6)4g.6 – P_u de 129,55 kN – teve uma carga de ruptura muito superior aos demais pinos do grupo, Pc(6x8)4g.6 e Pc(10x10)4g.6 – P_u de 118,90 kN e 118,40 kN, respectivamente – denotando um comportamento anormal. Pode-se concluir que a armadura de flexão não influencia na capacidade de carga final.

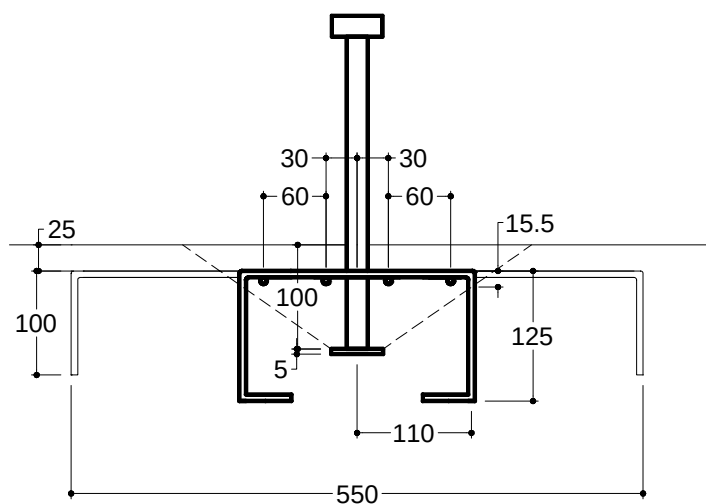
Referente à variação da distância do grampo ao pino, os resultados mostraram claramente que o afastamento dos grampos provoca uma diminuição da capacidade de carga. Isso ocorre porque as tensões se iniciam e são maiores próximas à cabeça da ancoragem, e quanto mais próximo o grampo estiver do pino, maior será sua eficiência, pois terá uma altura efetiva imersa, l_s , maior e atuará resistindo aos esforços desde o princípio.

Em relação ao Pc.4g.6, com distância ao pino de 55 mm, o pino Pc.4g.6,d.72 teve uma perda de carga de 11%. Mas ainda assim, garantiu um aumento de carga de 17% em relação ao pino sem nenhum grampo, Pf.30/90** (Tabela 5.3). Para os pinos Pc.4g.6,d.110 e Pc.4g.6,d.120, como ficaram muito afastados, no limite da projeção de ruptura (Figura 5.4), não tiveram nenhuma influência na capacidade de carga, com resultados muito próximos ao pino Pf.30/90**, correspondendo à 97% e 98% da carga desse, respectivamente.

Tabela 5.3 - Comparação dos resultados dos pinos com variação da distância dos grampos.

Pino	Arm. transv.	Arm. long.	c1 - c2 (mm)	Grampo			P_u (kN)	$P_u / P_{u,4g.6}$ (kN)	$P_u / P_{u,30/90^{**}}$ (kN)
				Qtd.	$\emptyset$ (mm)	d1 (mm)			
Pc.4g.6,d.72	4Ø6,3	4Ø10,0	30 - 90	4	6,3	72	106,95	0,89	1,17
Pc.4g.6,d.110						110	89,15	0,74	0,97
Pc.4g.6,d.120						120	90,35	0,75	0,98

Pc. → Pino com armadura de cisalhamento; P_u → Carga de ruptura; $P_{u,4g.6} \rightarrow 120,00$ kN; $P_{u,30/90^{**}} \rightarrow 91,70$ kN; c1 - c2 → distância das barras mais próximas ao pino - distância das barras externas;



*cotas em mm.

Figura 5.4 – Detalhe do pino Pc.4g.6,d.110.

Na análise dos pinos com variação do diâmetro dos grampos dispostos em uma camada e em quantidade igual a quatro unidades, houve um acréscimo de carga com o aumento da área de aço. Aumentando a área de aço em 61%, houve um acréscimo de 7% na carga final e para um aumento de A_s em 152%, correspondeu à um incremento 19% na carga de ruptura. Em relação ao Pf.30/90** houve um aumento que variou de 31% a 55% (Tabela 5.4).

Tabela 5.4 - Comparação dos resultados dos pinos com 4 grampos.

Pino	Arm. transv.	Arm. long.	c1 - c2 (mm)	Grampo Qtd.	Ø			P _{u,4g.Ø} (kN)	P _{u,4g.Ø} / P _{u,4g.6} (kN)	P _{u,4g.Ø} / P _{u,30/90**} (kN)
					Ø (mm)	d1 (mm)	A _s (mm²)			
Pc.4g.6	4Ø6,3	4Ø10,0	30 - 90	4	6,3	55	124,7	120,00	1,00	1,31
Pc.4g.8					8,0		201,1	128,55	1,07	1,40
Pc.4g.10					10,0		314,2	142,25	1,19	1,55
Pc. → Pino com armadura de cisalhamento; P _u → Carga de ruptura; A _s → área de aço; c1 - c2 → distância das barras mais próximas ao pino - distância das barras externas;										

No grupo com 8 grampos (Tabela 5.5), em relação ao pino com grampos de Ø 6,3 mm (Pc.8g.6), o aumento da área efetiva de aço, A_s , em 61% e 152%, correspondeu a um aumento da capacidade de carga em 8% e 10%, respectivamente. Em referência aos pinos com 4 grampos de mesmos diâmetros, a aumento de carga não passou de 10%, sendo que para os pinos com grampos de Ø 10,0 mm, Pc.8g.10 e Pc.4g.10, o aumento de carga foi de somente 1%, podendo se considerar que não houve influência na capacidade portante com a adição do dobro de aço nesse diâmetro. Em relação ao pino sem grampos, Pf.30/90**, o aumento foi de 42% a 57% na carga de ruptura.

Tabela 5.5 - Comparação dos resultados dos pinos com 8 grampos.

Pino	Arm. transv.	Arm. long.	c1 - c2 (mm)	Grampo				P _{u,8gØ} (kN)	P _{u,8gØ} /P _{u,8g,6} (kN)	P _{u,8gØ} /P _{u,4g.Ø} (kN)	P _{u,8gØ} /P _{u,30/90**} (kN)
				Qtd.	Ø mm	d1 mm	A _s mm²				
Pc.8g.6	4Ø6,3	4Ø10,0	30 - 90	8	6,3	55 – 91 ⁽¹⁾	249,4	130,65	1,00	1,09	1,42
Pc.8g.8					8,0		402,1	140,80	1,08	1,10	1,54
Pc.8g.10					10,0		628,3	143,90	1,10	1,01	1,57
Pc. → Pino com armadura de cisalhamento; P _u → Carga de ruptura; c1 - c2 → distância das barras mais próximas ao pino - distância das barras externas; ⁽¹⁾ Distância d1 – d2 (mm).											

A carga de ruptura para as ancoragens com 12 grampos tiveram valores muito próximos, com uma média de 131,74 kN e um coeficiente de variação 0,5%, o que indica que o aumento da área de aço com o aumento do diâmetro das barras não influenciou a capacidade de carga da ancoragem para essa quantidade de grampos (Tabela 5.6).

Em relação aos pinos com 8 e 4 grampos, de mesmo diâmetro, somente o pino Pc.12g.6 apresentou resultado de 1% e 10%, respectivamente, superior na carga final (Tabela

5.7). Os pinos Pc.12g.8 e Pc.12g.10 apresentaram valores na carga de ruptura inferiores em até 8%, o que demonstra um resultado incoerente, que pode ser falha de concretagem ou falha de ensaio.

Tabela 5.6 – Análise estatística das ancoragens com 12 grampos.

Pino	$P_{u,12g,\emptyset}$ (kN)	Média (kN)	Desvio Padrão (kN)	CV* (%)
Pc.12g.6	132,20	131,74	0,65	0,50
Pc.12g.8	131,25			
Pc.12g.10	130,95			

*CV – Coeficiente de Variação

Tabela 5.7 - Comparação dos resultados dos pinos com 12 grampos.

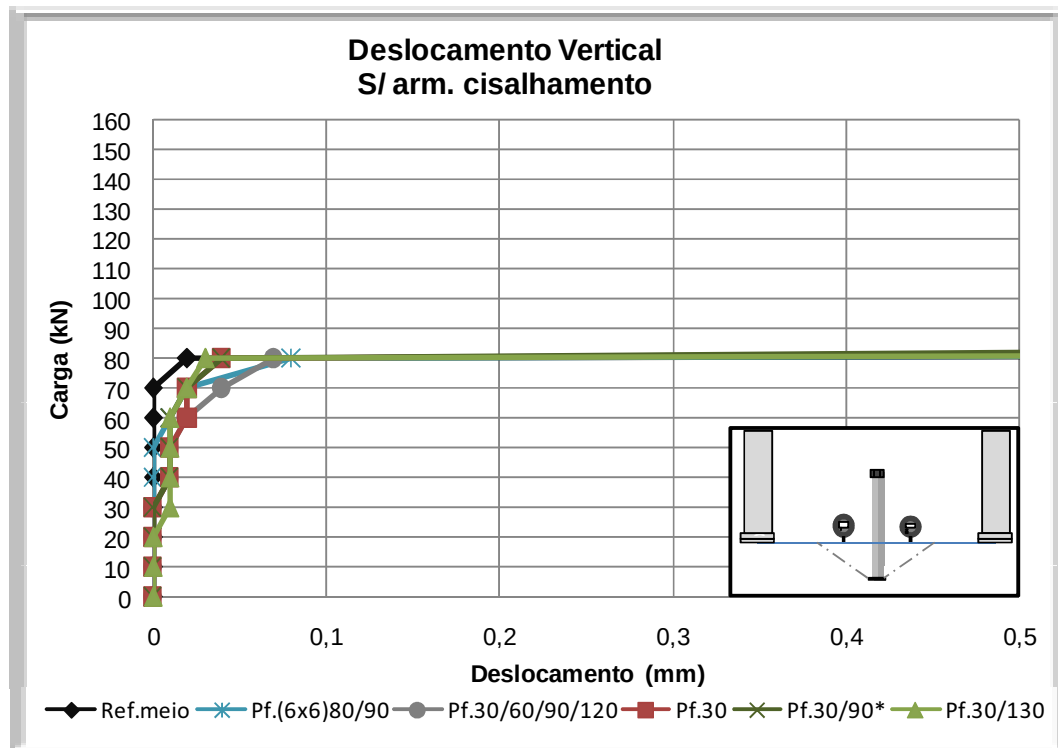
Pino	Arm. transv.	Arm. long.	c1 - c2 (mm)	Grampo			$P_{u,12g,\emptyset}$ (kN)	$P_{u,12g,\emptyset} /$ $P_{u,8g,\emptyset}$ (kN)	$P_{u,12g,\emptyset} /$ $P_{u,4g,\emptyset}$ (kN)	$P_{u,12g,\emptyset} /$ $P_{u,30/90}^{**}$ (kN)
				Qtd.	$\emptyset$ (mm)	d1 (mm)				
Pc.12g.6	4Ø6,3	4Ø10,0	30 - 90	12	6,3	55 - 91 ⁽¹⁾	132,20	1,01	1,10	1,44
Pc.12g.8					8,0		131,25	0,93	1,02	1,43
Pc.12g.10					10,0		130,95	0,91	0,92	1,43

Pc. → Pino com armadura de cisalhamento; P_u → Carga de ruptura; c1 - c2 → distância das barras mais próximas ao pino - distância das barras externas; ⁽¹⁾ Distância d1 – d2 (mm).

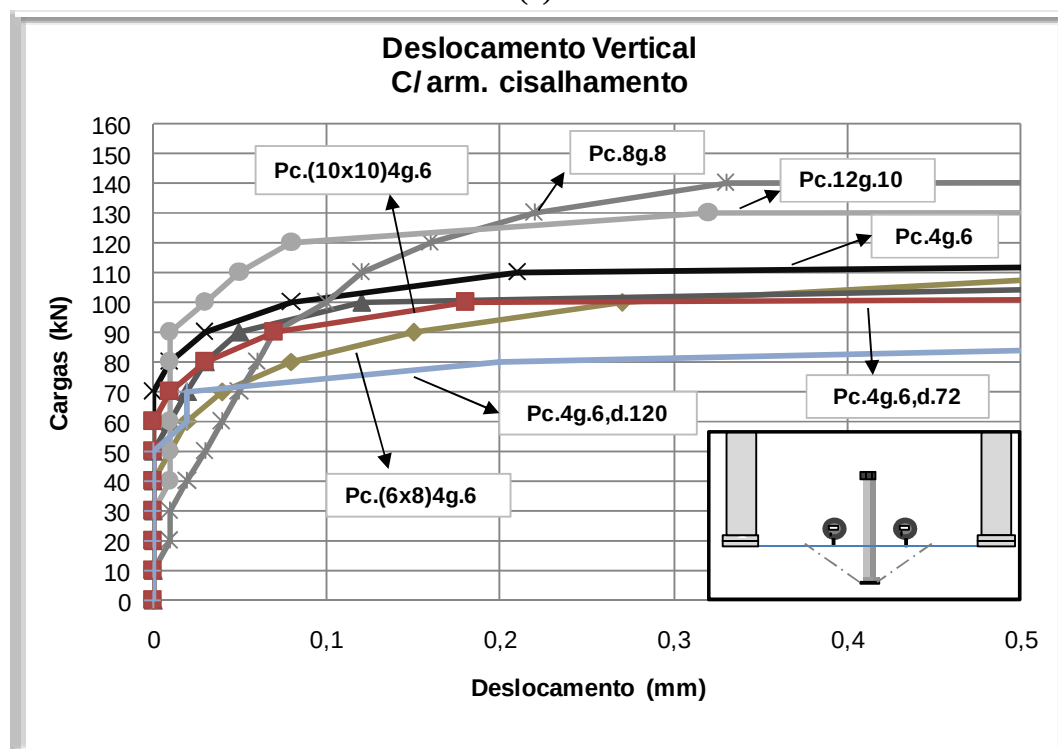
5.2. DESLOCAMENTO VERTICAL NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO

Os deslocamentos verticais dos pinos foram divididos em dois grupos: “sem armadura de cisalhamento” e “com armadura de cisalhamento”. São mostrados os resultados dos pinos até o deslocamento de 0,5 mm (Figura 5.5). Para os pinos sem armadura de cisalhamento, os deslocamento máximos antes da ruptura, na carga de 80 kN, são inferiores a 0,1 mm. Nos casos dos pinos com armadura de cisalhamento, para o mesmo nível de carga, os deslocamentos também não ultrapassaram 0,1 mm, com exceção do pino Pc.4g.6,d.120, que chegou a 0,2 mm. Os pinos com esse tipo de armadura apresentaram cargas de ruptura mais elevadas e consequentemente maiores deslocamentos.

Os deslocamentos medidos na superfície de concreto são muito pequenos, caracterizando uma ruptura brusca, e nos dois casos, sem e com armadura de cisalhamento, o comportamento foi semelhante.



(a)



(b)

Figura 5.5 – Curva Carga x Deslocamento com deslocamento máximo de 0,5 mm. (a) pinos sem armadura de cisalhamento; (b) pinos com armadura de cisalhamento.

5.3. DEFORMAÇÃO NAS BARRAS DE AÇO

5.3.1. Pinos sem armadura de cisalhamento

Nos pinos sem armadura de cisalhamento, independente de qual barra (transversal ou longitudinal, interna ou externa) estivesse situado o extensômetro, os resultados não apresentaram significativa diferença de deformação entre as barras.

As deformações foram muito pequenas (Tabela 5.8), com um máximo de 15% da deformação de escoamento para cargas correspondes a aproximadamente 80% da carga última. Para carga de 89% da carga última (no pino Pf.30/60/90/120), a deformação máxima foi de 17% da deformação de escoamento, ϵ_y , enquanto que para 99% da carga de ruptura (Pf.80/90), a deformação máxima nas barras foi 38% de ϵ_y . Portanto, as deformações nas barras da armadura de flexão foram muito pequenas, induzindo a uma ruptura sem aviso.

5.3.2. Pinos com armadura de cisalhamento

Nos pinos com armadura de cisalhamento, pelos dados fornecidos na Tabela 5.9, é possível afirmar que em todos os pinos com grampos de diâmetro de 6,3 mm e afastados a uma distância de 55 mm do pino, a armadura de cisalhamento escoou.

Nos pinos que tiveram a variação do diâmetro das barras da armadura de flexão, todos apresentaram, para 93% da carga última, deformação nas barras de no mínimo de 85% da deformação de escoamento e estas, na ruptura, atingiram o escoamento.

Quando os grampos de diâmetro de 6,3 mm foram afastados do pino, as barras deformaram menos, e apesar delas tenderem ao escoamento, para um nível de carga de 89% a 94% da carga última, a deformação das barras dos pinos foi de 28% a 42% da deformação de escoamento no Pc.4g.6,d.72, de 58% a 68% no pino Pc.4g.6,d.110 e de 22% a 25% no pino Pc.4g.6,d.120.

O pino Pc.4g.6, com distância de 55 mm, teve seus grampos trabalhando 100% da capacidade total. No aumento da quantidade de grampos, com diâmetro de 6,3 mm, de 4 grampos para 8 grampos, distribuídos metade a uma distância de 55 mm (primeira camada) e a outra metade a 91 mm (segunda camada), os 4 mais próximos foram mais solicitados, e para carga de 92% da carga última, os grampos da primeira camada trabalharam no máximo 51% da capacidade total e os da segunda camada 41%.

Tabela 5.8 – Razão de deformação das barras de flexão (ϵ_s/ϵ_y).

Pino	P _u kN	P _{leitura} kN	P _{leitura,70} / P _u	Deformação nas barras (ϵ_{s70} / ϵ_y)					P _{leitura} kN	P _{leitura,80} / P _u	Deformação nas barras (ϵ_{s80} / ϵ_y)				
				1	2	3	4	5			1	2	3	4	5
Pf.30/90*	87,60	70	0,80	0,08	0,00	0,15	0,06		80	0,91	0,08	0,08	0,26	0,20	
Pf.30/60/90	81,25		0,86	0,03	0,09	0,06	0,03			0,98	-	0,09	0,09	0,18	
Pf.30/60/90/120	89,55		0,78	0,05	0,11	0,13	0,08	0,04		0,89	0,09	0,15	0,17	0,09	0,08
Pf.80/90	80,75		0,87	0,02	0,05	-	0,00			0,99	0,04	0,11	-	0,38	
Pf.30/70	86,80		0,81	0,05	0,04	0,06	0,12			0,92	0,09	0,05	0,08	0,16	
Pf.30/130	86,75		0,81	0,04	0,03	0,08	0,00			0,92	0,06	0,05	0,11	0,00	
- extensômetro perdido ou descolado ϵ_s / ϵ_y de0,00a de0,25a															

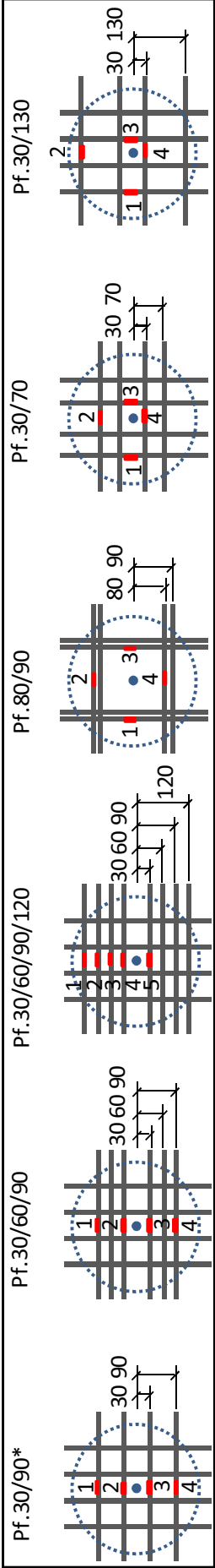


Figura 5.6 – Numeração dos extensômetros nas barras da armadura de flexão.

Para os pinos com 12 grampos (Figura 5.7), os 4 grampos da primeira camada (para carga de 91% da carga última), tiveram o máximo de 53% de solicitação da capacidade total, e os 8 grampos da segunda camada, foram solicitados de 14% a 38% da deformação de escoamento.

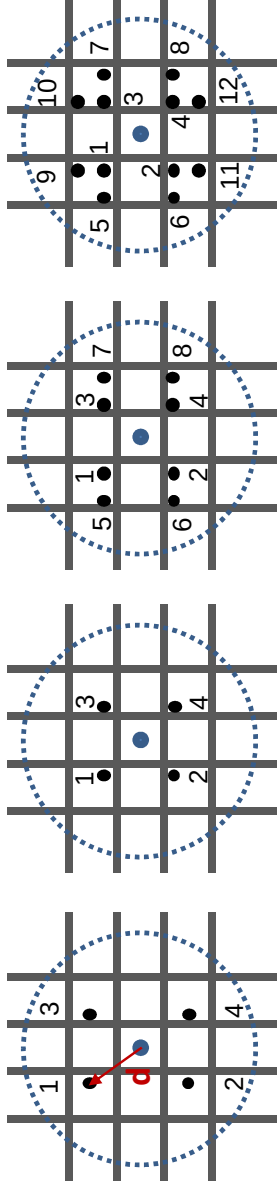
No pino com diâmetro 8,0 mm e 4 grampos, a armadura de cisalhamento alcançou 60% da deformação de escoamento para 93% da carga última. Quando foram adicionados 4 grampos na segunda camada (Pc.8g.8), os da primeira camada atingiram 46% da deformação de escoamento, e os restantes deformaram no máximo 30% de ϵ_y . Para o pino com 12 grampos (Pc.12g.8), os da primeira camada deformaram entre 24% e 33% de ϵ_y , e os da segunda camada deformaram de 16% a 23% da deformação de escoamento.

Para os pinos com diâmetro de 10,0 mm, o pino Pc.4.g.10, apresentou deformação nas barras (para carga de 91% de P_u) de 51% da deformação de escoamento, enquanto que no pino Pc.8g.10, os grampos da primeira camada tiveram entre 27% a 44% e os da segunda camada 28% da deformação de escoamento. A carga de ruptura desses dois pinos foi muito próxima, o que leva a possibilidade de que a linha de ruptura não tenha cruzado a segunda camada de grampos. No pino Pc.12g.10, a deformação dos grampos da primeira camada foi entre 27% e 33% da deformação de escoamento, e nos da segunda camada foi entre 11% e 19%. Não há explicação para o fato desse pino ter tido carga inferior ao pino Pc.4g.10, o que pode ter ocorrido foi uma falha de concretagem no bloco com os pinos de 12 grampos.

Para cargas de 77% a 86% da carga última (Tabela 5.10), os grampos da primeira camada se deformaram entre 20% ($\varnothing$ 10,0 mm) e 71% ($\varnothing$ 6,3 mm) de ϵ_y , com exceção do pino Pc(10x10)4g.6, e os da segunda camada entre 9% ($\varnothing$ 10,0 mm) e 31% ($\varnothing$ 6,3 mm) de ϵ_y . Para cargas entre 50% e 56% da carga última dos pinos (Tabela 5.11), os grampos da primeira camada tiveram deformação entre 8% e 23% da deformação de escoamento, enquanto os da segunda camada não ultrapassaram 8% de ϵ_y . As deformações para esse nível de carga (50% de P_u) foram mais uniformes, independente do diâmetro dos pinos.

Tabela 5.9 - Razão de deformação dos grampos de cisalhamento (ϵ_s/ϵ_y) para carga de aprox. 90% da carga última.

Pino	P _u kN	P _{leitura} kN	Extens. P _{leitura} / P _u	Deformação nas barras ($\epsilon_{sleitura} / \epsilon_y$)											
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Pc(6x6)4g.6	129,55	120	0,93	1,39	1,30	0,93	-	de de de de maior que 0,00 0,25 0,50 0,75 1,00 a a a a 0,24 0,49 0,74 0,99	-	extensômetro perdido ou descolado	-	-	-	-	-
Pc(6x8)4g.6	118,90	110	0,93	0,87	0,95	0,87	0,85								
Pc(10x10)4g.6	118,40	110	0,93	1,34	0,90	2,13	-								
Pc.4g.6,d.72	106,95	100	0,94	0,28	0,29	0,38	0,42								
Pc.4g.6,d.110	89,15	80	0,90	0,58	0,62	0,66	0,68								
Pc.4g.6,d.120	90,35	80	0,89	0,22	0,25	0,22	0,23								
Pc.4g.6	120,00	110	0,92	1,08	1,33	1,24	1,53								
Pc.4g.8	128,55	120	0,93	0,58	0,58	0,60	0,57								
Pc.4g.10	142,25	130	0,91	0,51	0,50	-	-								
Pc.8g.6	130,65	120	0,92	0,51	0,47	0,47	0,49		0,41	0,31	0,39				
Pc.8g.8	140,80	130	0,92	0,43	0,43	0,46	0,38		0,26	0,24	0,30				
Pc.8g.10	143,90	130	0,90	0,27	0,30	0,42	0,44		0,27	0,28	0,28				
Pc.12g.6	132,20	120	0,91	0,48	0,46	0,54	0,53		0,31	0,28	0,38	0,27	0,25	-	0,14
Pc.12g.8	131,25	120	0,91	0,30	0,24	0,33	0,32		0,17	0,23	0,23	-	0,21	0,16	-
Pc.12g.10	130,95	120	0,92	0,29	0,27	-	0,33	0,19	-	0,14	0,13	0,15	0,11	-	-



Variação da distância Pinos/ 4 grampos Pinos/ 8 grampos Pinos/ 12 grampos

Figura 5.7 – Numeração dos extensômetros nos grampos de cisalhamento.

Tabela 5.10 - Razão de deformação dos grampos de cisalhamento (ϵ_s/ϵ_y) para carga de aprox. 80% da carga última.

Deformação nas barras ($\epsilon_{\text{leitura}} / \epsilon_y$)															
Pino	P _u kN	P _{leitura} kN	Extens. P _{leitura} / P _u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Pc(6x6)4g.6	129,55	110	0,85	0,63	0,55	0,71	0,71	extensômetro perdido ou descolado	de 0,00 a 0,24	de 0,25 a 0,49	de 0,50 a 0,74	de 0,75 a 0,99	de maior que 1,00		
Pc(6x8)4g.6	118,90	100	0,84	0,61	0,67	0,61	0,58								
Pc(10x10)4g.6	118,40	100	0,84	1,23	0,67	1,39	1,06								
Pc.4g.6,d.72	106,95	90	0,84	0,19	0,21	0,24	0,26								
Pc.4g.6,d.110	89,15	70	0,79	0,22	0,25	0,21	0,25								
Pc.4g.6,d.120	90,35	70	0,77	0,08	0,11	0,11	0,09								
Pc.4g.6	120,00	100	0,83	0,46	0,51	0,67	0,71								
Pc.4g.8	128,55	110	0,86	0,39	0,41	0,47	0,47								
Pc.4g.10	142,25	120	0,84	0,39	0,41	0,37	0,40								
Pc.8g.6	130,65	110	0,84	0,36	0,36	0,35	0,38	-	0,31	0,22	0,29				
Pc.8g.8	140,80	120	0,85	0,36	0,37	0,39	0,32	-	0,22	0,19	0,24				
Pc.8g.10	143,90	120	0,83	0,24	0,27	0,34	0,35	-	0,20	0,20	0,21				
Pc.12g.6	132,20	110	0,83	0,39	0,38	0,43	0,43	0,24	0,25	0,21	0,30	0,23	0,21	-	0,11
Pc.12g.8	131,25	110	0,84	0,26	0,20	0,26	0,24	-	0,14	0,16	0,15	-	0,16	0,14	-
Pc.12g.10	130,95	110	0,84	0,26	0,20	-	0,24	0,11	-	0,13	0,12	0,09	0,10	-	0,12

Tabela 5.11 - Razão de deformação dos grampos de cisalhamento (ϵ_s/ϵ_y) para carga de aprox. 50% da carga última.

Deformação nas barras ($\epsilon_{\text{leitura}} / \epsilon_y$)															
Pino	P _u kN	P _{leitura} kN	Extens. P _{leitura} / P _u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Pc(6x6)4g.6	129,55	70	0,54	0,16	0,14	0,16	0,13	extensômetro perdido ou descolado	de 0,00 a 0,24	de 0,25 a 0,49	de 0,50 a 0,74	de 0,75 a 0,99	de maior que 1,00		
Pc(6x8)4g.6	118,90	60	0,50	0,12	0,11	0,15	0,11								
Pc(10x10)4g.6	118,40	60	0,51	0,12	0,16	0,23	0,13								
Pc.4g.6.d.72	106,95	60	0,56	0,05	0,08	0,06	0,08								
Pc.4g.6.d.110	89,15	50	0,56	0,03	0,04	0,02	0,06								
Pc.4g.6.d.120	90,35	50	0,55	0,00	0,01	0,00	0,00								
Pc.4g.6	120,00	60	0,50	0,13	0,14	0,13	0,15								
Pc.4g.8	128,55	70	0,54	0,09	0,10	0,09	0,10								
Pc.4g.10	142,25	80	0,56	0,13	0,14	0,14	0,15								
Pc.8g.6	130,65	70	0,54	0,09	0,08	0,10	0,10	-	0,01	0,02	0,03				
Pc.8g.8	140,80	70	0,50	0,12	0,12	0,13	0,11	-	0,07	0,03	0,05				
Pc.8g.10	143,90	80	0,56	0,13	0,12	0,16	0,16	-	0,05	0,08	0,06				
Pc.12g.6	132,20	70	0,53	0,15	0,11	0,15	0,10	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,06	-	0,03
Pc.12g.8	131,25	70	0,53	0,12	0,09	0,12	0,08	-	0,03	0,04	0,03	-	0,04	0,05	-
Pc.12g.10	130,95	70	0,53	0,13	0,11	-	0,13	0,05	-	0,03	0,04	0,05	0,05	-	0,06

5.4. MÉTODOS DE CÁLCULO

Os métodos de cálculo presentes na literatura não consideram o efeito de armadura adicional no aumento da capacidade de carga em pinos de ancoragem. Os métodos do CEB-97 e ACI-318/08 admitem o uso de uma armadura especial como armadura em âncora nos casos em que a força de tração majorada excede à resistência de arrancamento do concreto ou onde a resistência ao arrancamento não pode ser avaliada. Entretanto, eles consideram que essa armadura deve ser considerada para se obter a resistência à tração nominal da ancoragem ao invés da resistência obtida no cálculo do arrancamento do concreto, e não como um coeficiente adicional nessa fórmula.

Como não existem métodos de cálculo para a obtenção da carga de ruptura governada pelo cone de concreto com influência de uma armadura especial, não serão comparadas as carga obtidas dos pinos com armadura de cisalhamento com os resultados dos métodos de cálculo.

Entretanto, como os resultados obtidos com a presença da armadura de flexão foram muito próximos ao resultado do pino de referência (sem nenhum tipo de armadura), foi feita uma análise comparativa dos resultados obtidos com cinco métodos de cálculo da literatura, sem considerar a influência da armadura de flexão no cálculo (Tabela 5.12).

Como os pinos de ancoragem utilizados são isolados, não sofrem nenhum tipo de influência de proximidade de borda e não há excentricidade de carga, os coeficientes de ponderação correspondentes a essas variáveis foram iguais a 1,0. Nos métodos de cálculo do ACI 318/08 e CEB-97, que consideram o efeito do concreto fissurado, foram utilizados os respectivos coeficientes para concreto não fissurado, 1,25 e 1,40.

Para os métodos de cálculo Ψ ou κ , Bode e Roik e CCD, as carga últimas calculadas foram superiores às obtidas nos ensaios, ficando contra a segurança. Em geral, os resultados obtidos nos ensaios foram entre 76% e 94% da carga de ruptura calculada nesses métodos.

Para os métodos do CEB-97 e ACI 318/08, as cargas últimas calculadas foram inferiores às obtidas experimentalmente, com uma margem de segurança mínima de 11% e máxima de 27% para o método do ACI, e um mínimo de 10% e máximo de 26% de coeficiente de segurança para o método do CEB.

Pela comparação com os métodos de cálculo existentes, pode-se concluir que a armadura de flexão não contribui para um aumento na capacidade de carga do pino de ancoragem.

Tabela 5.12 – Comparação dos resultados obtidos com os métodos de cálculo.

Pino	f _c (MPa)	P _u (I) (kN)	P _{u,mét.cálc.} (kN)					P _u / P _{u,mét.cálc.}				
			(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(I)/ (1)	(I)/ (2)	(I)/ (3)	(I)/ (4)	(I)/ (5)
Pref.esq.	29,5	84,90	92,33	96,87	99,34	67,89	68,44	0,92	0,88	0,85	1,25	1,24
Pref.meio	33,2	88,00	97,95	102,76	105,39	72,02	72,60	0,90	0,86	0,84	1,22	1,21
Pref.dir.	29,5	79,50	92,33	96,87	99,34	67,89	68,44	0,86	0,82	0,80	1,17	1,16
Pf.(6x6)80/90	33,2	87,45	97,95	102,76	105,39	72,02	72,60	0,89	0,85	0,83	1,21	1,20
Pf.(6x8)80/90		85,95						0,88	0,84	0,82	1,19	1,18
Pf.80/90		80,75						0,82	0,79	0,77	1,12	1,11
Pf.30/90*		87,60						0,89	0,85	0,83	1,22	1,21
Pf.30/60/90		81,25						0,83	0,79	0,77	1,13	1,12
Pf.30/60/90/120		89,55						0,91	0,87	0,85	1,24	1,23
Pf.30		90,95						0,93	0,89	0,86	1,26	1,25
Pf.30/50		79,75						0,81	0,78	0,76	1,11	1,10
Pf.30/70		86,80						0,89	0,84	0,82	1,21	1,20
Pf.30/90**		91,70						0,94	0,89	0,87	1,27	1,26
Pf.30/110		85,00						0,87	0,83	0,81	1,18	1,17
Pf.30/130		86,75						0,89	0,84	0,82	1,20	1,19
Mínimo								0,81	0,78	0,76	1,11	1,10
Máximo								0,94	0,89	0,87	1,27	1,26

f_c – resistência à compressão do concreto no dia do ensaio;
P_u – carga de ruptura;
P_{u,mét.cálc.} – carga de ruptura obtida pelos métodos de cálculo;
(1) Ψ ou κ – 17,0 * h_{ef}^{1,5} * f_c^{0,5} / 1000 (kN);
(2) Bode e Roik - 11,89 * h_{ef}^{1,5} * [1+(d_h/h_{ef})] * f_c^{0,5} / 1000 (kN);
(3) CCD – 18,29 * f_c^{0,5} * h_{ef}^{1,5} / 1000 (kN);
(4) ACI 318/08 – 10,0 * f_c^{0,5} * h_{ef}^{1,5} * 1,25 / 1000 (kN);
(5) CEB 97 – 9,0 * f_c^{0,5} * h_{ef}^{1,5} * 1,40 / 1000 (kN);

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo foram apresentadas as principais conclusões obtidas a partir da revisão da literatura e dos ensaios realizados sobre a resistência à tração de pinos de ancoragem pré-instalados em concreto. São referentes às características dos pinos e do bloco de concreto utilizado, tais como dimensões do bloco, resistência à compressão do concreto, altura efetiva, dimensões da cabeça da ancoragem, modelo e disposição das armaduras utilizadas, entre outras.

Foram apresentadas também algumas sugestões para trabalhos futuros necessários para complementar o estudo do comportamento de pinos de ancoragens em concreto e aplicações de uma armadura especial para pinos de ancoragem.

6.1. CONCLUSÕES

6.1.1. Ensaios

1. Pinos de ancoragem com somente armadura de flexão

Presença de armadura de flexão

A presença de armadura de flexão em relação aos pinos sem nenhum tipo de armadura, não alterou o comportamento (modo de ruptura e deslocamento vertical) nem a capacidade de carga da ancoragem.

Carga de Ruptura

Enquanto o pino de referência teve carga de ruptura de 88,00 kN, os pinos com armadura de flexão (somente) tiveram cargas que variaram entre 79,75 kN no pino Pf.30/50 (0,91 de Pref.) e 91,70 kN no pino Pf.30/90** (1,04 de Pref.). Portanto, a armadura de flexão, de acordo com os modelos ensaiados, não contribuiu no aumento da capacidade portante do pino de ancoragem.

Taxa e disposição da armadura

Independente da taxa de armadura, o diâmetro das barras ou a quantidade das mesmas no sentido longitudinal e disposição dessas barras dentro do cone teórico de ruptura, não influenciou a carga de ruptura de um pino em relação ao outro e em relação ao pino de referência.

Modo e superfície de ruptura

Em todos os pinos ocorreu ruptura do cone de concreto, com a formação de fissuras radiais e circunferenciais na superfície superior do concreto. Como existe a presença da armadura, não foi possível extrair o cone para verificar a superfície interna do cone de concreto

Deslocamento vertical

Os deslocamentos verticais medidos na superfície do concreto foram muito pequenos, inferiores a 0,1 mm antes da ruptura, induzindo uma ruptura sem aviso. O comportamento foi semelhante ao pino sem nenhuma armadura.

Deformação nas barras

Independente de qual barra estivesse situado o extensômetro, os resultados não apresentaram significativa diferença de deformação entre as barras. A deformação máxima atingida para 99% da carga última, no pino Pf.80/90, foi de 38% da deformação de escoamento (ϵ_y). No pino Pf.30/90*, a deformação máxima foi 26% de ϵ_y para 91% da carga última, enquanto que para os outros pinos a deformação máxima registrada não passou de 18% de ϵ_y . Com isso, as deformações foram pequenas, induzindo uma ruptura sem aviso.

2. Pinos de ancoragem com armadura de flexão e de cisalhamento

Presença de armadura

De acordo com os modelos ensaiados e as variáveis estudadas, a armadura de cisalhamento juntamente com a armadura de flexão pode aumentar a capacidade de carga da ancoragem do pino em no mínimo 36% e no máximo 64% em relação ao pino de referência sem nenhum tipo de armadura. Em relação ao pino com somente armadura de flexão, a adição de armadura de cisalhamento representou um acréscimo de carga de 31% a 57%.

Carga de Ruptura

A carga última dos pinos variou de 89,15 kN no pino Pc.4g.6,d.110 a 143,90 kN no pino Pc.8g.10, mostrando que a carga de ruptura varia com a posição do grampo (distância do grampo ao pino), com a quantidade e diâmetro dos grampos.

Taxa e disposição da armadura

Alterando-se a taxa de armadura de flexão com a variação do diâmetro das barras transversais e longitudinais, não houve influência na capacidade de carga do pino de ancoragem.

O afastamento dos grampos em relação ao pino diminui a carga última atingida pelo pino de ancoragem.

Mantendo-se o diâmetro de 6,3 mm e 8,0 mm, e aumentando-se a quantidade de 4 para 8 grampos, houve um acréscimo de respectivamente 9% e 10% na carga de ruptura.

Para pinos com 4 e 8 grampos, o aumento do diâmetro dos grampos, com incremento da área de aço em 61% correspondeu a, respectivamente, um aumento de 7% e 8% na carga de ruptura e para um aumento de 152% na área de aço, o acréscimo na carga de ruptura foi de 19% e 10%. Portanto, o aumento de área de aço em 152% para um ganho de no máximo 19% na carga de ruptura, denota uma perda de eficiência da armadura com o aumento do diâmetro, talvez seja mais eficiente utilizar diâmetros menores, aumentando-se a quantidade dos mesmos na primeira camada.

Os pinos com 12 grampos e os pinos com grampos de 10,0 mm não obtiveram resultados coerentes com os demais. Pode ser indicado o uso de diâmetros menores que 10,0 mm na armadura de cisalhamento e uma alteração na distribuição dos grampos, com espaçamentos menores entre eles, para se obter melhores resultados.

Modo e superfície de ruptura

Nos pinos Pc.12g.8 e Pc.8g.10, pode ter ocorrido mudança no mecanismo de ruptura com alteração da inclinação da linha de ruptura, não cruzando a segunda camada de grampos, o que explicaria a carga última alcançada nesses pinos. Não houve como fazer essa verificação nos ensaios.

Deslocamento vertical

Os deslocamentos verticais medidos na superfície do concreto atingiram deslocamentos um pouco maiores que os pinos sem armadura de cisalhamento, pois

alcançaram cargas de ruptura mais elevadas, entretanto, ainda assim foram muito pequenos, inferiores a 0,35 mm antes da ruptura, induzindo uma ruptura sem aviso.

Deformação nas barras

Os pinos com 4 grampos, diâmetro de 6,3 mm e distância do grampo ao pino igual a 55 mm apresentaram escoamento das barras da armadura de cisalhamento. Nos outros pinos observou-se que houveram barras que foram pouco solicitadas. É possível que em uma melhor distribuição dos grampos se obtenha um desempenho melhor do aço.

6.1.2. Métodos de cálculo

Compararam-se os resultados dos pinos sem armadura de cisalhamento com os resultados obtidos através de cinco métodos de cálculo e constatou-se que os métodos do CEB e ACI foram os que apresentaram resultados a favor da segurança e que podem ser utilizados para se estimar a carga de ruptura com um coeficiente de segurança de 1,2, de acordo com os modelos estudados nesta pesquisa.

6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Quanto ao aparato e procedimento experimental:

- Utilização de um bloco de concreto com dimensões maiores para se distribuir um número maior de pinos por bloco;
- Desenvolver novos modelos de grampos para se fazer uma distribuição radial;
- Utilizar extensômetros para medir as deformações da armadura de flexão nos pinos que possuem grampos.

Quanto ao programa experimental:

- Utilização de maior quantidade de grampos na primeira camada (Figura 6.1);
- Utilizar distâncias dos grampos ao pino inferiores a $0,5h_{ef}$;
- Distribuição radial e controle da distância entre os grampos, $d < 2h_{ef}$ (Figura 6.2);

- Aumentar o número de camadas da armadura de cisalhamento.
- Posicionar os grampos de forma perpendicular à superfície de ruptura (Figura 6.3).



Figura 6.1 – Sugestão de ensaio com maior número de grampos na primeira camada.

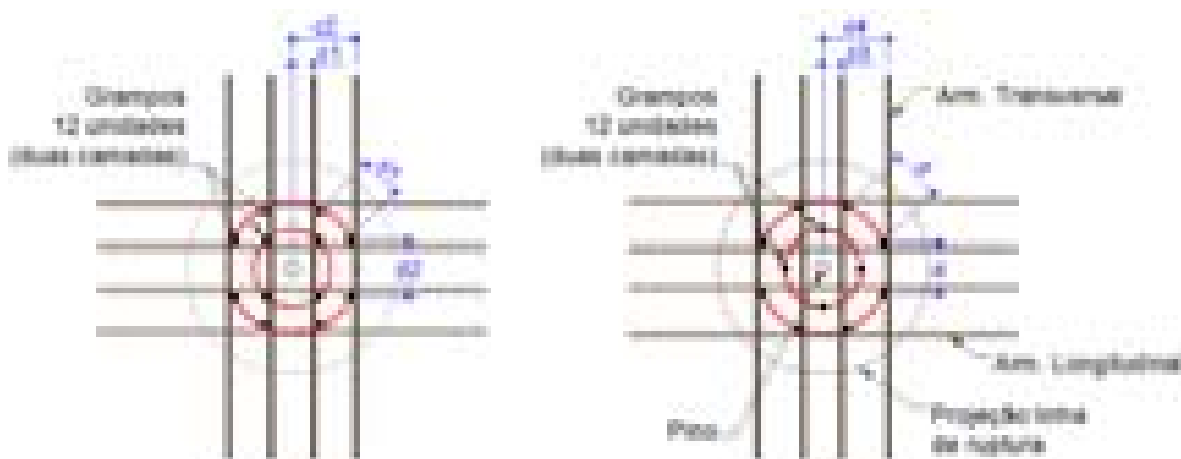


Figura 6.2 – Sugestão de ensaio com distribuição radial e controle da distância entre os grampos.

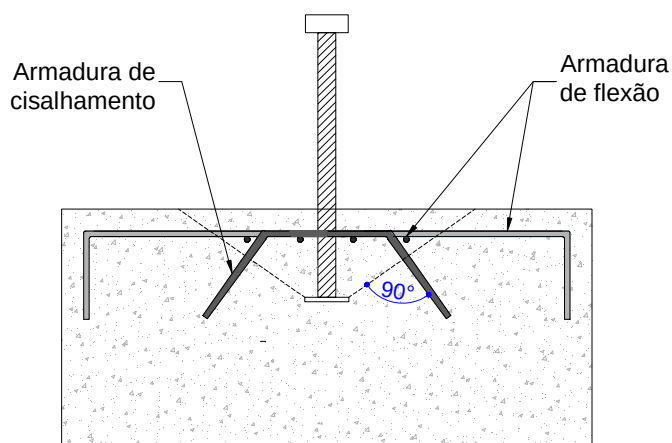


Figura 6.3 – Sugestão de ensaio com armadura de cisalhamento perpendicular à superfície de ruptura.

Quanto à abrangência do tema:

- Estudo de pinos atuando em grupo, em região fissurada, sob influência de borda, com diferentes alturas efetivas e variação da relação d_h/h_{ef} ;
- Aplicação de carga excêntrica, cíclica, de impacto e ação combinada de tração e cisalhamento;
- Análise numérica até a ruptura do comportamento dos pinos de ancoragem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI COMMITTEE 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary – ACI 318-08: Appendix D – Anchoring to Concrete*, Michigan, 2008 473p.
- ACI COMMITTEE 349, *Guide to the Concrete Capacity Design (CCD) Method – Embedment Design Examples – ACI 349.2R-07*, Michigan, 2007.
- ACI COMMITTEE 349, *Code Requeriments for Nuclear Safety Related Concrete Structural and Comentary (ACI 349-85): Appendix B – Steel Embedments*. Detroit, 1985.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5739:2007 – Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118:2003 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7222:2010 – Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8522:2008 – Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão*. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 14827:2002 – Chumbadores instalados em elementos de concreto ou alvenaria – Determinação de resistência à tração e ao cisalhamento*. Rio de Janeiro, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15823-1:2010 – Concreto auto-adensável – Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco*. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15823-2:2010 – Concreto auto-adensável – Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams*. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15823-4:2010 – Concreto auto-adensável – Parte 4: Determinação da habilidade passante – Método da caixa L*. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15823-5:2010 – Concreto auto-adensável – Parte 5: Determinação da viscosidade – Método do funil V*. Rio de Janeiro, 2010.
- BODE, H.; HANENKAMP, W., *Strength of Headed Bolts Subjected to Tensile Loads*, Bauingenieur, v. 60, p.361–367, Sep., 1985.

- BODE, H.; ROIK K., *Head Studs – Embedded in Concrete and Loaded in Tension, Anchorage to Concrete*, SP-103, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, p.61-88, 1987.
- CEB Comitê Euro-International du Béton, *Design of Fastenings in Concrete – State of the Art Report*, Thomas Telford Services Ltda.1994.
- CEB Comitê Euro-International du Béton, *Design of Fastenings in Concrete – Design Guide – Parts 1 to 3*, Bulletin 233, Thomas Telford Services Ltda.1997.
- DE VRIES, R. A.; JIRSA, J. O.; BASHANDY, T., *Anchorage Capacity in Concrete of Headed Reinforcement with Shallow Embedments*, ACI Structural Journal, v. 96, n. 5, p.728–736, Sep.-Oct., 1999.
- ELIGEHAUSEN, R.; BALOGH, T., *Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete*, ACI Structural Journal, v. 92, n. 3, p.365–379, May.-Jun., 1995.
- ELIGEHAUSEN, R., FUCHS, W., MAYER, B. *Loadbearing Behavior of Anchor Fastenings in Tension*. Betonwerk + Fertigteil-Technik, No. 10. 682-692; No. 11.781-785; No. 12, 825-829.1987, 1988.
- ETA – EUROPEAN TECHNICAL APPROVALS, *Metal Anchors for Use in Concrete – Annex C: Design Methods for Anchorages*. Edição de 1997, alterada em outubro de 2001.
- ETSE, Guillermo. *Finite element analysis of failure response behavior of anchor bolts in concrete*. Nuclear Engineering and Design 179 (1998) p. 245 – 252.
- EUROCODE 2: Design of concrete structures, *Part 1: General rules and rules for buildings*, EN 1992-1-1 (November 2002), European Committee for Standardization, 226 p.
- FARROW, C. B.; FRIGUI, I.; KLINGNER, R. E., *Tensile Capacity of Single Anchors in Concrete: Evaluation of Existing Formulas on an LRFD Basis*. ACI Structural Journal, v. 93, p. 128-136, Jan. – Feb., 1996.
- FRANÇA, M. P. A.; OLIVEIRA, R. A. *Estudo Comparativo da Capacidade de Carga de Chumbadores Instalados em Peças de Concreto*. 44º Congresso Brasileiro, Instituto Brasileiro do Concreto, 2002.
- FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.; BREEN, J.E., *Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete*, ACI Structural Journal, v. 92, n. 1, p.73–94, Jan.-Feb., 1995.
- HASSELWANDER; G.B.; JIRSA, J. O.; BREEN, J.E., *Strength and Behavior of Single Cast-in-place Anchor Bolts Subject to Tension*, Anchorage to Concrete, ACI SP-103, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, p.203-231, 1988.

- LUKE, J. J.; HAMAD, B. S.; JIRSA, J.O.; BREEN, J.E., *The Influence of Casting Position on Development and Splice Length of Reinforcing Bars*, Research Report 242-1, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, June, 1981. 174pp.
- MARTINS, Joel Donizete. *Resistência à tração de chumbadores com placa de ancoragem instalados em concreto*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2006, 148 f.
- MARTINS JUNIOR, Joaquim Nunes. *Resistência à Tração de um sistema de ancoragem, embutido em concreto sujeito a carga de impacto*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2006, 140 f.
- MEIRA, Magnus Thiago da Rocha. *Resistência à tração de pinos de ancoragem – Influência de borda, comprimento de aderência, posição e orientação do pino*. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2005.
- OLIVEIRA, Walter Edgley de. *Estudo Experimental da Resistência à Tração de Placas de Ancoragem Embutidas em Concretos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil – PUC, Rio de Janeiro, 2003, 129 f.
- OŽBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R.; REINHARDT, H.W., *Size effect on the concrete cone pull-out load*, International Journal of Fracture 95: p. 391 – 404, 1999.
- RHEM, G., ELIGEHAUSEN, R., MALLÉE, R., *Fastening Technology (Befestigungstechnik)*, Beton-Kalender, Ernst & Sohn, Berlin, 1988.
- SOARES, Murilo Meiron de Pádua. *Influência da proximidade de borda, da altura efetiva, do comprimento aderente e do diâmetro da haste na resistência de pinos de ancoragem*. 173 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, 2007.

Tabela A.5 – Deslocamento vertical dos pinos Pc(6x6)4g.6, Pc(6x8)4g.6 e Pc(10x10)4g.6.

Pc(6x6)4g.6			Pc(6x8)4g.6			Pc(10x10)4g.6		
Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	10	0	0	10	0	0
20	0	0	20	0	0	20	0	0
30	0	0	30	0	0	30	0	0
40	0	0	40	0	0	40	0,01	0
50	0	0	50	0,01	0	50	0,01	0
60	0	0	60	0,02	0,01	60	0,01	0,01
70	0	0	70	0,04	0,03	70	0,02	0,02
80	0	0	80	0,08	0,07	80	0,03	0,03
90	0	0	90	0,15	0,15	90	0,06	0,05
100	0	0	100	0,27	0,25	100	0,13	0,12
110	0	0	110	0,58	0,50	110	0,86	1,02
120	0*	0*	118,90	5,48	5,28	118,40	3,57	5,29
129,55	1,77	3,79	-	-	-	-	-	-

R1, R2 – Deflectômetros (ou relógios) 1 e 2, posicionados a 100 mm do pino.
 *Os deflectômetros podem ter sido mal posicionados, sem que a ponta da leitora encostasse na superfície do concreto.

Tabela A.6 – Deslocamento vertical dos pinos Pc.4g.6,d.72, Pc.4g.6,d.110 e Pc.4g.6,d.120.

Pc.4g.6,d.72			Pc.4g.6,d.110			Pc.4g.6,d.120		
Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	10	0	0	10	0	0
20	0	0	20	0,01	0	20	0	0
30	0	0,01	30	0,02	0,01	30	0	0
40	0	0,01	40	0,03	0,01	40	0	0
50	0	0,01	50	0,05	0,02	50	0	0
60	0	0,01	60	0,08	0,04	60	0,02	0
70	0,01	0,03	70	0,13	0,08	70	0,02	0
80	0,03	0,05	80	0,31	0,20	80	0,20	0,20
90	0,07	0,07	89,15	3,26	2,18	90	0,98	1,31
100	0,18	0,15	-	-	-	90,35	2,50	2,98
106,95	2,65	2,01	-	-	-	-	-	-

R1, R2 – Deflectômetros (ou relógios) 1 e 2, posicionados a 100 mm do pino.

Tabela A.7 – Deslocamento vertical dos pinos Pc.4g.6, Pc.4g.8 e Pc.4g.10.

Pc.4g.6			Pc.4g.8			Pc.4g.10		
Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	10	0	0	10	0	0,02
20	0	0	20	0	0	20	0	0,03
30	0	0	30	0	0	30	0	0,03
40	0	0	40	0	0,01	40	0	0,04
50	0	0	50	0,01	0,01	50	0	0,04
60	0	0	60	0,02	0,02	60	0	0,04
70	0	0	70	0,03	0,03	70	0	0,05
80	0,01	0	80	0,05	0,05	80	0	0,05
90	0,03	0	90	0,09	0,07	90	0	0,06
100	0,08	0*	100	0,14	0,12	100	0	0,07
110	0,21	0,11	110	0,23	0,21	110	0	0,09
120,00	1,91	1,09	120	0,61	0,48	120	0	0,14
-	-	-	128,55	3,79	2,68	130	0,09	0,23
-	-	-	-	-	-	140	0,56	0,77
-	-	-	-	-	-	142,25	2,01	3,57

R1, R2 – Deflectômetros (ou relógios) 1 e 2, posicionados a 100 mm do pino.
 *O deflectômetro pode ter sido mal posicionado, sem que a ponta da leitora encostasse na superfície do concreto.

Tabela A.8 – Deslocamento vertical dos pinos Pc.8g.6, Pc.8g.8 e Pc.8g.10.

Pc.8g.6			Pc.8g.8			Pc.8g.10		
Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	10	0	0	10	0	0
20	0	0	20	0,01	0,01	20	0	0
30	0	0	30	0,01	0,01	30	0	0
40	0	0	40	0,02	0,01	40	0	0
50	0	0	50	0,03	0,02	50	0	0
60	0	0	60	0,04	0,02	60	0	0,01
70	0	0	70	0,05	0,03	70	0	0,01
80	0	0	80	0,06	0,04	80	0	0,02
90	0	0,01	90	0,07	0,05	90	0	0,03
100	0,01	0,03	100	0,1	0,08	100	0,02	0,04
110	0,04	0,07	110	0,12	0,1	110	0,04	0,06
120	0,1	0,14	120	0,16	0,14	120	0,06	0,09
130	0,31	0,42	130	0,22	0,21	130	0,09	0,11
130,65	0,67	0,83	140	0,33	0,32	140	0,15	0,18
-	-	-	140,80	1,53	1,33	143,90	5,23	3,18

R1, R2 – Deflectômetros (ou relógios) 1 e 2, posicionados a 100 mm do pino.

Tabela A.9 – Deslocamento vertical dos pinos Pc.12g.6, Pc.12g.8 e Pc.12g.10.

Pc.12g.6			Pc.12g.8			Pc.12g.10		
Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)	Carga (kN)	R1 (mm)	R2 (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	10	0	0	10	0	0
20	0	0	20	0	0	20	0	0,01
30	0	0	30	0	0	30	0	0,01
40	0	0	40	0	0	40	0,01	0,01
50	0	0	50	0	0	50	0,01	0,01
60	0	0	60	0	0	60	0,01	0,01
70	0	0	70	0	0	70	0,01	0,02
80	0,01	0	80	0	0	80	0,01	0,02
90	0,03	0	90	0	0	90	0,01	0,04
100	0,06	0	100	0	0	100	0,03	0,05
110	0,1	0	110	0	0,03	110	0,05	0,06
120	0,16	0*	120	0,08	0,13	120	0,08	0,08
130	0,39	0,22	130	0,66	0,55	130	0,32	0,29
132,20	2,12	0,84	131,25	1,92	1,84	130,95	2,32	2,20

R1, R2 – Deflectômetros (ou relógios) 1 e 2, posicionados a 100 mm do pino.
 *O deflectômetro pode ter sido mal posicionado, sem que a ponta da leitora encostasse na superfície do concreto.

APÊNDICE B

DEFORMAÇÕES NAS BARRAS

Tabela B.1 – Deformação nas barras da armadura de flexão dos pinos Pf.30/90*, Pf.30/60/90 e Pf.30/60/90/120.

Pf.30/90*					Pf.30/60/90				
Carga (kN)	Deformações (mm/m)				Carga (kN)	Deformações (mm/m)			
	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4		Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10	0,0069	0,0016	0,0061	0,0101	10	0,0096	0,0000	0,0000	0,0033
20	0,0160	0,0036	0,0289	0,0133	20	0,0178	0,0210	0,0110	0,0098
30	0,0322	0,0037	0,0674	0,0296	30	0,0260	0,0421	0,0255	0,0140
40	0,0453	0,0040	0,1019	0,0396	40	0,0411	0,0743	0,0339	0,0284
50	0,0678	0,0034	0,1350	0,0542	50	0,0551	0,1035	0,0558	0,0424
60	0,1127	0,0057	0,2015	0,0874	60	0,0648	0,1439	0,0820	0,0522
70	0,1951	0,0082	0,3482	0,1436	70	0,0669	0,2019	0,1267	0,0651
80	0,1950	0,1836	0,5969	0,4668	80	0,0373	0,2049	0,2006	0,4152
87,60	-	-	-	-	81,25	-	-	-	-
Pf.30/60/90/120									
Carga (kN)	Deformações (mm/m)								
	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4	Ext. 5				
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000				
10	0,0014	0,0089	0,0355	0,0749	0,0099				
20	0,0048	0,0179	0,0673	0,0744	0,0130				
30	0,0157	0,0688	0,1231	0,0874	0,0216				
40	0,0205	0,0868	0,1401	0,0886	0,0240				
50	0,0311	0,1010	0,1694	0,0984	0,0322				
60	0,0514	0,1441	0,2075	0,1204	0,0421				
70	0,1116	0,2533	0,2931	0,1805	0,0869				
80	0,2100	0,3553	0,4009	0,2134	0,1897				
89,55	0,2672	0,3827	0,4843	0,4766	0,1882				

Tabela B.2 – Deformação nas barras da armadura de flexão dos pinos Pf.80/90, Pf.30/70 e Pf.30/130.

Pf.80/90				
Carga (kN)	Deformações (mm/m)			
	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4
0	0,0000	0,0000	Extensômetro perdido	0,0000
10	0,0029	0,0048		0,0000
20	0,0052	0,0086		0,0001
30	0,0128	0,0227		0,0019
40	0,0229	0,0379		0,0011
50	0,0288	0,0548		0,0001
60	0,0375	0,0712		0,0007
70	0,0553	0,1092		0,0028
80	0,0950	0,2576		0,8788
80,75	0,5700	0,4921	-	0,0154
Pf.30/130				
Carga (kN)	Deformações (mm/m)			
	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10	0,0428	0,0007	0,0369	0,0040
20	0,0419	0,0012	0,0498	0,0056
30	0,0524	0,0103	0,0685	0,0036
40	0,0631	0,0175	0,1004	0,0024
50	0,0704	0,0248	0,1186	0,0002
60	0,0820	0,0377	0,1478	0,0002
70	0,1003	0,0604	0,1875	0,0021
80	0,1364	0,1067	0,2546	0,0051
86,75	0,7048	0,4406	0,2443	0,0371

Pf.30/70				
Carga (kN)	Deformações (mm/m)			
	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10	0,0179	0,0065	0,0162	0,0241
20	0,0251	0,0128	0,0363	0,0511
30	0,0354	0,0254	0,0536	0,0896
40	0,0510	0,0354	0,0616	0,1247
50	0,0750	0,0503	0,0794	0,1690
60	0,0948	0,0651	0,1009	0,2145
70	0,1245	0,0823	0,1316	0,2747
80	0,2063	0,1045	0,1900	0,3671
86,80	0,6657	0,5574	0,7075	0,6542

Tabela B.4 – Deformação nos grampos dos pinos Pc(10x10)4g.6 e Pc.4g.6,d.72.

Pc(10x10)4g.6					Pc.4g.6,d.72				
Carga (kN)	Deformações (mm/m)				Carga (kN)	Deformações (mm/m)			
	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4		Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10	0,0298	0,0014	0,0347	0,0120	10	0,0263	0,0345	0,0196	0,0352
20	0,0623	0,0531	0,0757	0,0414	20	0,0525	0,0689	0,0303	0,0701
30	0,0642	0,0433	0,2469	0,0733	30	0,0530	0,0796	0,0541	0,0950
40	0,1026	0,0938	0,2585	0,1247	40	0,0585	0,0999	0,0549	0,0971
50	0,1829	0,1620	0,4262	0,2284	50	0,0742	0,1243	0,0788	0,1295
60	0,2833	0,3727	0,5286	0,3057	60	0,1113	0,1872	0,1326	0,1930
70	0,4313	0,4249	0,6018	0,3895	70	0,1956	0,2925	0,2486	0,3157
80	0,6625	0,5921	0,8394	0,6109	80	0,3200	0,3954	0,4156	0,4600
90	1,0824	0,9207	1,2612	1,0471	90	0,4484	0,4867	0,5592	0,5945
100	2,8308	1,5466	3,1971	2,4442	100	0,6473	0,6679	0,8852	0,9555
110	3,0765	2,0774	4,8916	1,7736	106,95	2,2308	2,3436	1,9210	1,8613
118,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela B.5 – Deformação nos grampos dos pinos Pc.4g.6,d.110 e Pc.4g.6,d.120.

Pc.4g.6,d.110					Pc.4g.6,d.120				
Carga (kN)	Deformações (mm/m)				Carga (kN)	Deformações (mm/m)			
	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4		Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10	0,0000	0,0002	0,0014	0,0021	10	0,0014	0,0095	0,0003	0,0021
20	0,0025	0,0065	0,0002	0,0076	20	0,0018	0,0113	0,0037	0,0038
30	0,0043	0,0030	0,0021	0,0147	30	0,0016	0,0165	0,0030	0,0038
40	0,0090	0,0117	0,0040	0,0165	40	0,0016	0,0191	0,0072	0,0092
50	0,0758	0,0850	0,0545	0,1307	50	0,0037	0,0262	0,0005	0,0105
60	0,2152	0,2504	0,2305	0,3222	60	0,0146	0,0405	0,0109	0,0180
70	0,5037	0,5643	0,4934	0,5794	70	0,1893	0,2533	0,2483	0,2117
80	1,3420	1,4257	1,5217	1,5741	80	0,5088	0,5712	0,5027	0,5299
89,15	-	-	-	-	90	1,5972	1,4689	1,4710	1,2432
-	-	-	-	-	90,35	2,3462	2,2852	1,5565	0,6586

Tabela B.6 – Deformação nos grampos dos pinos Pc.4g.6 e Pc.4g.8.

Pc.4g.6					Pc.4g.8				
Carga (kN)	Deformações (mm/m)				Carga (kN)	Deformações (mm/m)			
	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4		Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10	0,0218	0,0139	0,0142	0,0176	10	0,0035	0,0060	0,0025	0,0100
20	0,0424	0,0448	0,0428	0,0334	20	0,0062	0,0108	0,0046	0,0180
30	0,0731	0,0738	0,0722	0,0617	30	0,0292	0,0343	0,0200	0,0429
40	0,1246	0,1181	0,1180	0,1015	40	0,0580	0,0620	0,0493	0,0743
50	0,1824	0,1619	0,1761	0,1556	50	0,0905	0,0974	0,1267	0,1130
60	0,2953	0,3130	0,3040	0,3396	60	0,1487	0,1579	0,1980	0,1643
70	0,4743	0,5048	0,5287	0,5489	70	0,2275	0,2590	0,2359	0,2603
80	0,6412	0,6532	0,7099	0,7355	80	0,3170	0,3029	0,3317	0,3238
90	0,7468	0,8191	1,0207	1,0655	90	0,4666	0,4746	0,5128	0,4968
100	1,0479	1,1743	1,5394	1,6310	100	0,6857	0,7198	0,6916	0,7638
110	2,4863	3,0557	2,8595	3,5175	110	0,9666	1,0173	1,1705	1,1859
120,00	-	-	-	-	120	1,4544	1,4573	1,4930	1,4288
-	-	-	-	-	128,55	2,6261	1,9564	1,8077	4,5974

Tabela B.7 – Deformação nos grampos do pino Pc.4g.10.

Pc.4g.10				
Carga (kN)	Deformações (mm/m)			
	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10	0,0084	0,0146	0,0118	0,0146
20	0,0205	0,0251	0,0217	0,0385
30	0,0311	0,0377	0,0405	0,0468
40	0,0492	0,0540	0,0660	0,0731
50	0,0838	0,0948	0,1187	0,1166
60	0,1306	0,1443	0,1750	0,1775
70	0,2005	0,2243	0,2336	0,2468
80	0,2896	0,3255	0,3120	0,3483
90	0,3741	0,3916	0,3951	0,4287
100	0,5040	0,5374	0,5560	0,5870
110	0,6948	0,7194	0,7070	0,7317
120	0,9083	0,9416	0,8474	0,9213
130	1,1757	1,1543	0,5534	0,8925
140	1,1195	0,3032	0,4177	0,5109
142,25	-	-	-	-

