

**Rejane Martins Fernandes Canha**

**ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DA LIGAÇÃO  
PILAR-FUNDAÇÃO POR MEIO DE CÁLICE EM  
ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO**

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

**Orientador: Prof. Ass. Mounir Khalil El Debs**

São Carlos - SP  
2004



**FOLHA DE JULGAMENTO**

Candidata: Engenheira **REJANE MARTINS FERNANDES CANHA**

Tese defendida e julgada em 01-10-2004 perante a Comissão Julgadora:



Prof. Associado **MOUNIR KHALIL EL DEBS (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADA



Prof. Associado **MARCIO ROBERTO SILVA CORRÊA**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADA



Prof. Titular **JOÃO BENTO DE HANAI**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADA



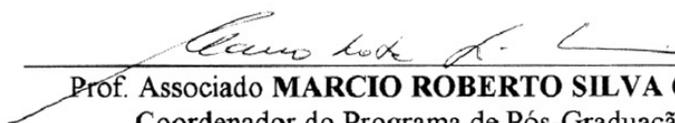
Prof. Dr. **IBRAHIN ABD EL MALIK SHEHATA**  
(Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ)

Aprovado



Prof. Dr. **ANGELO RUBENS MIGLIORE JUNIOR**  
(Fundação Educacional de Barretos/FEB)

Aprovado



Prof. Associado **MARCIO ROBERTO SILVA CORRÊA**  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e  
Vice-Presidente da Comissão de Pós-Graduação em Exercício



*“Ainda que eu falasse línguas, as dos homens e dos anjos, se eu não tivesse o amor, seria como sino ruidoso ou como címbalo estridente. Ainda que eu tivesse o dom da profecia, o conhecimento de todos os mistérios e de toda a ciência; ainda que eu tivesse toda a fé, a ponto de transportar montanhas, se eu não tivesse o amor, eu não seria nada. Ainda que eu distribuísse todos os meus bens aos famintos, ainda que entregasse o meu corpo às chamas, se não tivesse amor, nada disso me adiantaria.” (1Cor 13, 1-3)*

Ao meu amor,  
Renato.



# AGRADECIMENTOS

---

Agradeço a Deus, luz da minha vida, minha inspiração, minha força e meu amigo de todas horas.

A Mounir Khalil EL Debs, pela excelente orientação, apoio, incentivo e, principalmente, pela amizade e compreensão.

Ao meu esposo Renato, pelo amor, carinho, dedicação, paciência e ajuda nas horas mais difíceis. Sem ele, não teria chegado ao fim.

A minha e minha querida avó Palmira (*in memoriam*) por todo o amor, carinho e ensinamentos que transmitiram a mim.

Às minhas madrinhas Laura e Zélia e a todos os meus familiares, pelo carinho e confiança depositada em mim.

A Sirlei, Sidnei, Ana Lúcia, Alexandre e, em especial, à minha afilhada Gabriela, pelas alegrias, boas risadas e pela oportunidade, através deles, de renovar minhas energias.

Ao meu Pai e a meus irmãos Luciana e Djanilton, pelo carinho e início de uma grande amizade.

Aos meus queridos amigos que me acompanharam nesse doutorado: Crés, Vanessinha, Kris, Osvaldo, Silvana, Alex, Joel, Cida, Aline, Marcelo, Gerson, Valentim, Patrícia, Yuri, Rodrigo, Raïssa, Su, Aninha, Lu, Ana Rita, Mônica, Ju, Tati e Fernando.

Em especial à querida Cris, pela amizade, e, principalmente, pelo apoio, palavras de conforto e por fazer acreditar em mim numa fase tão difícil.

Às minhas inesquecíveis amigas de Natal, Aleide, Heloísa e Etiane, que mesmo à distância, sempre torceram por mim.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, que de alguma forma contribuíram nessa pesquisa.

Aos funcionários da secretaria do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, especialmente a Nadir e Rosi, pelo carinho, atenção e eficiência nos serviços prestados.

Ao desenhista Francisco do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, pela execução de alguns desenhos dessa tese.

Às amigas da biblioteca do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, Sylvia e Felícia, que compartilharam minha ansiedade e minhas dores no final do trabalho.

A toda equipe do Laboratório de Estruturas: Amaury, Luiz Vareda, Mário,

Maury, Valdir, Fabiano, Valdimir e Wagner, pela dedicação na realização da pesquisa experimental, sugestões, apoio nos contratempos e, sobretudo, pela paciência com a minha exigência e pelas boas conversas.

Aos funcionários da Oficina Mecânica da EESC-USP, pela execução dos chumbadores e reformas nas peças metálicas.

Aos funcionários da Marcenaria da EESC-USP, pela confecção das fôrmas.

A Gerdau, pela doação da armadura longitudinal do pilar.

A Holcim Brasil, pela doação de cimento, e a Degussa Admixtures, Inc., pela doação de superplastificante, ambos utilizados no concreto da junta.

A FAPESP, pelo apoio financeiro da bolsa e do auxílio-pesquisa.

# SUMÁRIO

---

LISTA DE SÍMBOLOS .....	i
RESUMO.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO .....	1
1.1. GENERALIDADES .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	4
1.3. JUSTIFICATIVAS .....	4
1.4. METODOLOGIA .....	7
1.5. APRESENTAÇÃO DA TESE .....	7
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	9
2.1. GENERALIDADES SOBRE OS TIPOS DE LIGAÇÕES PILAR-FUNDAÇÃO .....	9
2.2. VARIANTES DO CÁLICE DE FUNDAÇÃO .....	12
2.3. RELAÇÃO ENTRE OS ESFORÇOS TRANSMITIDOS NO CÁLICE DE FUNDAÇÃO .....	14
2.4. ESTUDOS EXPERIMENTAIS.....	16
2.4.1. ENSAIOS DO CSTC (1978) .....	16
2.4.2. INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DE GOLOSOV & KOROVIN (1978) ..	19
2.4.3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS APRESENTADOS EM VASCONCELOS (1979) .....	20
2.4.4. PESQUISA EXPERIMENTAL DE OSANAI <i>ET AL.</i> (1996) .....	22

2.5. MODELOS E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO .....	25
2.5.1. COMPORTAMENTO DO CÁLICE DE FUNDAÇÃO .....	25
2.5.2. RECOMENDAÇÕES DE PROJETO SEGUNDO LEONHARDT & MÖNNIG (1977), NBR-9062/85 (1985) E EL DEBS (2000).....	27
2.5.3. MODELO EMPÍRICO DE GOLOSOV & KOROVIN (1978).....	39
2.5.4. MODELO DE PROJETO DE WILLERT & KESSER (1983).....	41
2.5.5. MODELO E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO APRESENTADOS EM OLIN <i>ET</i> <i>AL.</i> (1985) .....	44
2.5.6. MODELOS DE BIELAS E TIRANTES APRESENTADOS EM BRUGGELING & HUYGHE (1991).....	50
2.5.7. MODELO DE PROJETO DE ELLIOTT (1996) .....	52
2.5.8. MODELO DE PROJETO DE OSANAI <i>ET AL.</i> (1996) .....	54
2.5.9. MODELO E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO SEGUNDO A CNR-10025/98 (1998).....	60
2.5.10. MODELOS DE BIELAS E TIRANTES APRESENTADOS EM LÚCIO & SILVA (2000).....	64
2.5.11. MODELO E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO DA EMPRESA MUNTE APRESENTADOS EM MELO (2004).....	69
2.6. APLICAÇÃO DE MODELOS DE PROJETO E ANÁLISE CRÍTICA DOS ESTUDOS EXISTENTES SOBRE O CÁLICE DE FUNDAÇÃO .....	73
CAPÍTULO 3 - VARIÁVEIS DO CÁLICE DE FUNDAÇÃO E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS PRELIMINARES .....	88
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	88
3.2. A RUGOSIDADE DA INTERFACE PILAR-COLARINHO.....	89
3.2.1. A INTERFACE PILAR-COLARINHO E AS CHAVES DE CISALHAMENTO.....	89
3.2.2. AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DA FORMA DAS CHAVES DE CISALHAMENTO.....	90
3.3. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS PRELIMINARES.....	98
3.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	98
3.3.2. SINGULARIDADES DAS NÃO-LINEARIDADES FÍSICA E DE CONTATO .....	98
3.3.3. ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS .....	102
3.3.4. CONSOLOS.....	104
3.3.5. CÁLICE DE FUNDAÇÃO .....	114
3.3.5.1. SIMULAÇÃO NUMÉRICA 1.....	115
3.3.5.2. SIMULAÇÃO NUMÉRICA 2.....	127

CAPÍTULO 4 - INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL .....	143
4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	143
4.2. DELINEAMENTO DAS VARIÁVEIS E MODELOS INVESTIGADOS EXPERIMENTALMENTE.....	144
4.3. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	148
4.3.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E ESTUDO DE DOSAGEM DO CONCRETO DA JUNTA.....	148
4.3.2. MODELO PILOTO.....	150
4.3.3. MODELOS IL1, IL2 E IL3 .....	150
4.3.3.1. DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO.....	150
4.3.3.2. INSTRUMENTAÇÃO.....	154
4.3.3.3. CONFECÇÃO E ENSAIO DOS MODELOS IL1, IL2 E IL3.....	157
4.3.4. MODELOS IR1 E IR2.....	159
4.3.4.1. DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO.....	159
4.3.4.2. INSTRUMENTAÇÃO.....	163
4.3.4.3. CONFECÇÃO E ENSAIO DOS MODELOS IR1 E IR2.....	165
4.4. DISPOSITIVOS, INSTRUMENTOS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS.....	168
4.5. PROCEDIMENTO DE ENSAIO .....	171
CAPÍTULO 5 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	172
5.1. CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO E DO AÇO .....	172
5.2. ANÁLISE DO MODELO PILOTO .....	173
5.3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	179
5.3.1. RESISTÊNCIA E RUPTURA DA LIGAÇÃO .....	179
5.3.2. EFEITO DOS CICLOS DE PRÉ-CARREGAMENTO .....	181
5.3.3. COMPORTAMENTO DA ARMADURA HORIZONTAL SUPERIOR TRANSVERSAL ( $A_{S,HFT}$ ) .....	184
5.3.4. COMPORTAMENTO DA ARMADURA HORIZONTAL SUPERIOR LONGITUDINAL ( $A_{S,HSUP}$ ).....	191
5.3.5. COMPORTAMENTO DAS ARMADURAS DO TIRANTE ( $A_{S,TIR}$ ) E DE COSTURA ( $A_{S,COST}$ ) .....	199
5.3.6. COMPORTAMENTO CONJUNTO DAS ARMADURAS ( $A_{S,HFT}$ , $A_{S,HSUP}$ , $A_{S,TIR}$ E $A_{S,COST}$ ) .....	212
5.3.7. TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO .....	214
5.3.8. FISSURAÇÃO .....	222

5.4. RESULTADOS TEÓRICOS .....	229
5.4.1. RESULTADOS NUMÉRICOS VERSUS EXPERIMENTAIS .....	229
5.4.1.1. MODELOS IL2 E IL3 .....	229
5.4.1.2. MODELOS IR1 E IR2.....	240
5.4.2. APLICAÇÃO DOS MODELOS DE PROJETO DA LITERATURA NOS PROTÓTIPOS ENSAIADOS.....	246
5.4.3. PROPOSTA DE MODELO DE PROJETO E COMPARAÇÃO COM RESULTADOS EXPERIMENTAIS .....	248
5.5. RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA O PROJETO DO CÁLICE DE FUNDAÇÃO COM COLARINHO.....	257
CAPÍTULO 6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES .....	260
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	260
6.2. CONCLUSÕES.....	261
6.3. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....	263
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	264
ANEXO A - ALGUNS MODELOS TEÓRICOS PARA CHAVES DE CISALHAMENTO .....	269
A.1. MODELO DE FAUCHART & CORTINI (1972) .....	269
A.2. MODELO DE LACOMBE & POMMERET (1974).....	271
A.3. MODELO DE RIZKALLA <i>ET AL.</i> (1989).....	273

---

## LISTA DE SÍMBOLOS

---

$a_1, a_2, a_3$	- Deslocamentos centrais relativos na parede transversal 1
$a_c$	- Distância do ponto de aplicação da força vertical do consolo ao encontro consolo-pilar ou consolo-base da fundação
$A_c$	- Área da seção transversal da ligação de painéis com junta
$a_{ch}$	- Área de corte das chaves distribuída ao longo do comprimento da ligação
$A_{ch}$	- Área da seção transversal da parte da ligação referente às chaves dos painéis com junta
$A_{ch,fr}$	- Área frontal da chave
$A_{cs}$	- Área da seção transversal média da parte diagonal da biela da ligação de painéis com junta
$A_{i,par}$	- Área da superfície lateral interna das paredes
$A_{emb}$	- Área da seção longitudinal do embutimento
$A_r$	- Área da seção transversal total das fissuras diagonais nas chaves da ligação de painéis com junta
$A_{s,b}$	- Armadura em forma de “U” disposta na base do pilar para resistir à força $H_{inf,d}$
$A_{s,ch1}$	- Área dos chumbadores de fixação do cálice
$A_{s,ch2}$	- Área das barras transversais soldadas nos chumbadores de fixação do cálice
$A_{s, cost}$	- Área da armadura de costura
$A_{s, costl}$	- Área da armadura de costura longitudinal disposta nas paredes 3 e 4
$A_{s, costl1}$	- Área da armadura de costura longitudinal 1, situada na primeira camada (mais próxima do lado tracionado)

$A_{s,costl2}$	- Área da armadura de costura longitudinal 2, situada na segunda camada (mais próxima do lado comprimido)
$A_{s,costt}$	- Área da armadura de costura transversal disposta nas paredes 1 e 2
$A_{s,dist}$	- Área da armadura de distribuição
$A_{s,distl}$	- Área da armadura de distribuição longitudinal disposta nas paredes 3 e 4
$A_{s,distt}$	- Área da armadura de distribuição transversal disposta nas paredes 1 e 2
$A_{s,hft}$	- Área da armadura horizontal superior transversal disposta no topo da parede transversal 1 para absorver a flexo-tração dessa parede
$A_{s,hfte}$	- Área do ramo externo da armadura de flexo-tração da parede transversal 1
$A_{s,hfti}$	- Área do ramo interno da armadura de flexo-tração da parede transversal 1
$A_{s,hinf}$	- Armadura disposta horizontalmente na região inferior do colarinho para resistir $(H_{inf,d} - \mu.N_{bf,d})/2$
$A_{s,hsup}$	- Área da armadura horizontal superior longitudinal para transmitir a força $H_{sup,d}/2$ , referente a uma parede longitudinal
$A_{s,hsupe}$	- Área do ramo externo da armadura horizontal superior longitudinal das paredes 3 e 4
$A_{s,hsupi}$	- Área do ramo interno da armadura horizontal superior longitudinal das paredes 3 e 4
$A_{s,sus}$	- Área da armadura de suspensão
$A_{s,tir}$	- Área da armadura do tirante do consolo
$A_{s,tir1}$	- Armadura do tirante no canto 1 calculada para o caso de flexão oblíqua
$A_{s,tir2}$	- Armadura do tirante no canto 2 calculada para o caso de flexão oblíqua
$A_{s,tir3}$	- Armadura do tirante no canto 3 calculada para o caso de flexão oblíqua
$A_{s,tir3x}$	- Armadura do tirante no canto 3 calculada para o momento $M_{xd}$ no caso de flexão oblíqua
$A_{s,tir3y}$	- Armadura do tirante no canto 3 calculada para o momento $M_{yd}$ no caso de flexão oblíqua
$A_{s,tir4}$	- Armadura do tirante no canto 4 calculada para o caso de flexão oblíqua
$A_{sv,bf}$	- Armadura vertical que chega na base da fundação
$a_{sw}$	- Área da armadura transversal à ligação dos painéis com junta
$A_{sx,bf}$	- Área da armadura da base da fundação na direção $x$
$A_{sx,bf}'$	- Área da armadura no trecho $b_{tp}$
$A_{sy,bf}$	- Área da armadura da base da fundação na direção $y$
$A_{sy,bf}'$	- Área da armadura no trecho $h_{tp}$
$A_{tot}$	- Área total da fundação

$A_{tp}$	- Superfície lateral do tronco piramidal de punção
$b$	- Base da seção transversal do pilar
$b_{bf}$	- Base da seção em planta da base da fundação
$b_{bie}$	- Base da biela de compressão
$b_{ext}$	- Base externa entre as paredes do colarinho
$b_{int}$	- Base interna entre as paredes do colarinho
$b_j$	- Espessura da junta de ligação dos painéis com chaves de cisalhamento
$b_{tp}$	- Base do tronco piramidal de punção
$c$	- Cobrimento da armadura
$C_{dr}, C_{1dr}, \dots,$ $C_{11d}$	- Forças nas bielas de compressão dos modelos de biela e tirante de LÚCIO & SILVA (2000)
$d$	- Altura útil do pilar
$d'$	- Distância do centróide da armadura de tração e compressão à fibra extrema tracionada e comprimida, respectivamente
$d_2$	- Altura útil das armaduras de costura longitudinais ( $A_{s, cost1}$ )
$d_3$	- Altura útil das armaduras de costura longitudinais ( $A_{s, cost2}$ )
$d_{bf}$	- Altura útil da base da fundação
$d_c$	- Altura útil do consolo ou do cálice para o cálculo da resistência monolítica
$d_{ft}$	- Altura útil do ramo interno ou externo da armadura de flexo-tração da parede transversal 1
$d_x$	- Altura útil da base da fundação referente à armadura na direção $x$
$d_y$	- Altura útil da base da fundação referente à armadura na direção $y$
$e$	- Excentricidade da força normal
$E$	- Módulo de elasticidade
$E_c$	- Módulo de elasticidade do concreto
$e_{ch}$	- Espaçamento entre eixos das chaves de cisalhamento
$e_{ch}'$	- Espaçamento interno entre chaves de cisalhamento
$E_{cm}$	- Valor médio do módulo de elasticidade do concreto
$E_{cs}$	- Módulo de elasticidade secante do concreto
$e_{ft}$	- Distância de $R_{ft,d}$ e $R_{ft',d}$ ao nó central do modelo de biela e tirante da parede transversal 1 (CNR-10025/98 (1998))
$e_{nb}$	- Excentricidade da força normal na base da fundação em relação ao centro de gravidade do pilar
$E_p$	- Módulo plástico
$e_{rs}$	- Excentricidade da força $R_{solo}$
$E_s$	- Módulo de elasticidade do aço

$E_{sp}$	- Módulo plástico do aço
$e_v$	- Excentricidade da força horizontal $V/V_d$ em relação ao topo da ligação
$F$	- Função do estado de tensões principais
$f_1$	- Resistência à tração do concreto para um estado de tensão hidrostática biaxial
$f_2$	- Resistência à compressão do concreto para um estado de tensão hidrostática biaxial
$F_{at,bf}$	- Força de atrito na base da fundação
$F_{at,bf,d}$	- Valor de cálculo da força de atrito na base da fundação
$F_{at,hft}$	- Força de atrito na parede transversal 1 devido à flexo-tração desta
$F_{at,hft,d}$	- Valor de cálculo da força de atrito na parede transversal 1 devido à flexo-tração desta
$F_{at,inf}$	- Força de atrito na região inferior da parede transversal 2
$F_{at,inf,d}$	- Valor de cálculo da força de atrito na região inferior da parede transversal 2
$F_{at,long}$	- Força de atrito longitudinal entre a junta e os elementos na direção das paredes 3 e 4
$F_{at,sup}$	- Força de atrito na região superior da parede transversal 1
$F_{at,sup,d}$	- Valor de cálculo da força de atrito na região superior da parede transversal 1
$F_{at1,d}, F_{at2,d}$	- Forças de atrito do modelo da Empresa Munte em MELO (2004)
$F_{bu,x}$	- Força resultante horizontal de aderência
$F_{bu,y}$	- Força resultante vertical de adesão
$f_c$	- Resistência à compressão do concreto
$f_{cb}$	- Resistência à compressão biaxial do concreto
$f_{cd}$	- Resistência de cálculo à compressão do concreto
$f_{cd}'$	- Resistência de cálculo à compressão do concreto relativa ao corpo-de-prova cúbico
$f_{ck}$	- Resistência característica à compressão do concreto
$f_{ck,mín}$	- Resistência característica mínima à compressão do concreto
$f_{ck}'$	- Resistência característica à compressão do concreto relativa ao corpo-de-prova cúbico
$f_{cm}$	- Resistência média à compressão do concreto
$f_{cr}$	- Resistência à compressão da junta fissurada
$f_{ct}$	- Resistência do concreto à tração direta
$f_{ct,f}$	- Resistência do concreto à tração na flexão
$f_{ct,sp}$	- Resistência do concreto à tração por compressão diametral
$f_{ctd}$	- Resistência de cálculo do concreto à tração direta

$f_{ctk}$	- Resistência característica do concreto à tração direta
$f_{ctk,inf}$	- Resistência característica inferior do concreto à tração direta
$f_{ctm}$	- Resistência média do concreto à tração direta
$f_{ctm,f}$	- Resistência média do concreto à tração na flexão
$f_{ctm,sp}$	- Resistência média do concreto à tração por compressão diametral
$FKN$	- Fator de rigidez normal
$f_{st}$	- Resistência à tração do aço
$f_{stm}$	- Resistência média à tração do aço
$F_{tir}$	- Força no tirante do consolo
$F_{tir,d}$	- Valor de cálculo da força no tirante do consolo
$FTOLN$	- Fator de tolerância para a penetração normal entre os elementos “de contato” e “alvo”
$F_v$	- Força vertical concentrada na viga
$f_y$	- Resistência ao escoamento do aço
$F_y$	- Força de escoamento na armadura
$f_{yd}$	- Resistência de cálculo ao escoamento do aço
$f_{yk}$	- Resistência característica ao escoamento do aço
$f_{ym}$	- Resistência média ao escoamento do aço
$g_{cont}$	- Abertura entre o elemento de contato e o alvo
$h$	- Largura da seção transversal do pilar
$H_{a1}, H_{a2}$	- Reações horizontais na viga da modelagem do comportamento da parede transversal 1
$h_{bf}$	- Largura da seção em planta da base da fundação
$h_{bie}$	- Espessura da biela de compressão do consolo
$h_{bie}'$	- Espessura na direção vertical da biela de compressão do consolo das paredes 3 e 4 (CNR-10025/98 (1998))
$h_c$	- Espessura da parede do colarinho
$h_{ch}$	- Altura da chave de cisalhamento
$h_{con}$	- Altura da seção transversal do consolo
$h_{ext}$	- Largura externa entre as paredes do colarinho
$H_{inf}$	- Força de compressão inferior oriunda da pressão do pilar na parede transversal 2
$H_{inf,d}$	- Valor de cálculo da força de compressão inferior oriunda da pressão do pilar na parede transversal 2
$h_{int}$	- Largura interna entre as paredes do colarinho
$h_j$	- Espessura da junta de ligação do cálice com o pilar
$h_n$	- Largura onde se distribui a força $N_{bf,d}$

$H_{sup}$	- Força de compressão superior oriunda da pressão do pilar na parede transversal 1
$H_{sup,d}$	- Valor de cálculo da força de compressão superior oriunda da pressão do pilar na parede transversal 1
$H_{sup1,d}$	- Valor de cálculo da força de compressão superior oriunda da pressão do pilar na parede transversal 1 do modelo 1 (OSANAI <i>et al.</i> (1996)) ou da modelagem do comportamento dessa parede
$H_{sup2,d}$	- Valor de cálculo da força de compressão superior oriunda da pressão do pilar na parede transversal 1 do modelo 2 (OSANAI <i>et al.</i> (1996)) ou da modelagem do comportamento dessa parede
$h_{tp}$	- Largura do tronco piramidal de punção
$h_v$	- Altura da seção transversal da viga
$h_{viga}$	- Altura da viga metálica de aplicação do carregamento
$l_b$	- Comprimento de ancoragem
$l_{bf}$	- Espessura da base da fundação
$l_c$	- Comprimento do consolo
$l_{ch}$	- Base maior da chave de cisalhamento
$l_{ch}'$	- Base menor da chave de cisalhamento
$l_{emb}$	- Comprimento de embutimento do pilar no cálice (não se considera a altura da junta abaixo do pilar em relação à base da fundação)
$l_f$	- Altura da fundação
$l_h$	- Distância onde a força $H_{sup,d}$ é distribuída no colarinho
$l_j$	- Comprimento da junta de ligação dos painéis com chaves de cisalhamento
$l_o$	- Distância da força $H_{sup,d}/2$ ao nó inferior do modelo de biela e tirante do consolo das paredes 3 e 4 (CNR-10025/98 (1998))
$l_p$	- Comprimento do pilar
$l_v$	- Distância onde a força $V_d$ é distribuída no colarinho
$l_{viga}$	- Comprimento da viga
$l_\phi$	- Comprimento da armadura
$M$	- Momento fletor
$M_{1d}$	- Momento de cálculo do modelo 1 (OSANAI <i>et al.</i> (1996))
$M_{2d}$	- Momento de cálculo do modelo 2 (OSANAI <i>et al.</i> (1996))
$M_d$	- Momento fletor de cálculo
$M_O$	- Momento no ponto O
$M_o$	- Momento que, com a ação simultânea da força normal $N_{bf,d}$ , ocasiona um estado de tensão nulo no canto do pilar

---

$M_u$	- Momento último
$M_{xd}$	- Momento de cálculo na direção $x$
$M_{yd}$	- Momento de cálculo na direção $y$
$n$	- Força normal aplicada no painel por comprimento da ligação
$N$	- Força normal
$n_1$	- Grau do polinômio da modelagem do comportamento da parede transversal 1
$N_{1d}, N_{2d}$	- Reações normais na base da fundação do modelo de biela e tirante de LÚCIO & SILVA (2000)
$N_{bf}$	- Força normal admissível à punção na base da fundação
$N_{bf}$	- Força normal na base da fundação
$N_{bf,d}$	- Valor de cálculo da força normal na base da fundação
$n_{ch}$	- Número de chaves de cisalhamento
$N_{conv}$	- Força última de convergência
$N_d$	- Força normal de cálculo
$N_{desl}$	- Força normal de deslocamento
$N_{num}$	- Força numérica
$N_u$	- Força última
$N_{u,exp}$	- Força última experimental
$N_{u,teo}$	- Força última teórica
$P$	- Força no consolo numérico
$p_{bf1,d}$	- Pressão maior na base da fundação
$p_{bf2,d}$	- Pressão menor na base da fundação
$p_{cont}$	- Penetração do elemento de contato no “alvo”
$p_{inf,d}$	- Pressão na base da parede transversal 2
$p_M$	- Pressão devido ao momento nos elementos na cabeça do pilar
$p_N$	- Pressão da força normal nos elementos na cabeça do pilar
$p_{sup,d}$	- Pressão no topo da parede transversal 1
$P_u$	- Força última no consolo físico
$R_c$	- Resultante de compressão no concreto
$R_{cd}$	- Valor de cálculo da resultante de compressão no concreto
$R_{est}$	- Rigidez normal estimada pelo ANSYS 5.5
$R_{final}$	- Rigidez normal final de cálculo
$R_{ft,d}$	- Reação do modelo de biela e tirante da parede transversal 1 referente ao ramo externo da armadura de flexo-tração (CNR-10025/98 (1998))

$R_{ft',d}$	- Reação do modelo de biela e tirante da parede transversal 1 referente ao ramo interno da armadura de flexo-tração (CNR-10025/98 (1998))
$R_{inf}$	- Resultante de compressão inferior na parede transversal 2, igual a soma de $H_{inf}$ e $F_{at,bf}$
$R_{inf,d}$	- Valor de cálculo da resultante de compressão inferior na parede transversal 2, igual a soma de $H_{inf,d}$ e $F_{at,bf,d}$
$R_p$	- Resultante de pressão na parede transversal 1 com distribuição parabólica
$R_s$	- Resultante na armadura tracionada
$R_s'$	- Resultante na armadura comprimida ou menos tracionada
$R_{s1,d}$	- Resultante das armaduras verticais da parede transversal 2 situadas na linha média
$R_{s2,d}$	- Resultante das armaduras de costura longitudinais ( $A_{s,cost1}$ ) situadas na altura útil $d_2$
$R_{s3,d}$	- Resultante das armaduras de costura longitudinais ( $A_{s,cost2}$ ) situadas na altura útil $d_3$
$R_{sd}$	- Valor de cálculo da resultante na armadura tracionada
$R_{sd}'$	- Valor de cálculo da resultante na armadura comprimida ou menos tracionada
$R_{solo}$	- Resultante da pressão do solo na aba da sapata
$s$	- Espaçamento entre barras de armadura
$S$	- Superfície de ruptura expressa em termos das tensões principais e dos cinco parâmetros do modelo "Concrete"
$s_{cont}$	- Deslizamento entre o elemento de contato e o alvo
$T$	- Temperatura
$T_{xd}, T_{yd}, T_d,$ $T_{1d}, \dots, T_{7d}$	- Forças nos tirantes do modelo de biela e tirante de LÚCIO & SILVA (2000)
$u$	- Perímetro do contorno crítico para verificação da punção
$u_1$	- Perímetro superior da base do tronco piramidal de punção
$u_2$	- Perímetro inferior da base do tronco piramidal de punção
$u_x$	- Deslocamento na direção $x$
$V$	- Força cortante
$V_{1d}$	- Força horizontal de cálculo do modelo 1 (OSANAI <i>et al.</i> (1996))
$V_{2d}$	- Força horizontal de cálculo do modelo 2 (OSANAI <i>et al.</i> (1996))
$V_{a1}, V_{b1}, V_{a2},$ $V_{b2}$	- Reações verticais na viga da modelagem do comportamento da parede transversal 1
$V_c$	- Força cortante devido à compressão das bielas entre fissuras diagonais da ligação de painéis com junta

$V_c'$	- Força de compressão das bielas entre fissuras diagonais da ligação de painéis com junta
$V_d$	- Força cortante de cálculo
$V_f$	- Força cortante devido ao atrito ao longo da superfície de deslizamento da ligação de painéis com junta
$V_{par}$	- Força de compressão na superfície lateral interna $A_{i,par}$ do colarinho
$V_r$	- Força de fissuração que corresponde ao início de fissuras diagonais nas chaves da ligação dos painéis com junta
$V_{rb}$	- Força de fissuração oriunda da pressão de contato na parte inclinada da chave da ligação de painéis com junta
$V_{rf}$	- Força de fissuração por atrito da ligação de painéis com junta
$V_s$	- Força última em um deslizamento de 5 mm na ligação de painéis com junta
$V_{sd}$	- Valor de cálculo da força cortante na extremidade inferior do pilar
$V_{sd,red}$	- Valor de cálculo da força cortante reduzida na extremidade inferior do pilar
$x$	- Altura da linha neutra
$\bar{x}_p$	- Posição da resultante $R_p$ em relação ao centro da parede transversal 1
$y$	- Distância do ponto de aplicação de $H_{sup} / H_{sup,d}$ ao topo do colarinho
$y'$	- Distância do ponto de aplicação de $H_{inf} / H_{inf,d}$ à base do pilar
$y''$	- Distância do ponto de aplicação de $R_{inf} / R_{inf,d}$ à base do pilar
$z$	- Braço de alavanca entre o binário de forças $H_{sup} / H_{sup,d}$ e $H_{inf} / H_{sup,d}$
$Z_{base}$	- Dimensão do elemento da armadura na base da fundação
$Z_{col}$	- Dimensão do elemento da armadura no colarinho
$Z_{ft}$	- Distância entre os centróides dos ramos interno e externo da armadura de flexo-tração da parede transversal 1 (CNR-10025/98 (1998))
$Z_{hsup}$	- Distância entre os centróides dos ramos interno e externo da armadura horizontal superior longitudinal das paredes 3 e 4 (CNR-10025/98 (1998))

#### Letras gregas:

$\alpha$	- Relação entre a tensão média de compressão e tensão máxima de compressão do concreto
$\alpha_c$	- Inclinação da parte diagonal da biela com a horizontal da ligação dos painéis com chaves
$\alpha_{ch}$	- Inclinação da face da chave em relação à linha paralela ao eixo da junta
$\alpha_{ch,lim}$	- Inclinação limite da face da chave em relação à linha paralela ao eixo da junta

$\alpha_e$	- Relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto
$\alpha_{fi}, \beta_{fi}, \gamma_{fi}$	- Inclinações das fissuras na junta de ligação dos painéis com chaves
$\alpha_{s,ft}$	- Relação entre as áreas dos ramos interno e externo da armadura de flexo-tração da parede transversal 1 (CNR-10025/98 (1998))
$\alpha_{tp}$	- Ângulo de inclinação do tronco piramidal de punção
$\alpha_{v2}$	- Coeficiente utilizado no dimensionamento à força cortante
$\beta$	- Ângulo de inclinação da biela de compressão do consolo
$\beta_1$	- Coeficiente que majora a capacidade por cisalhamento na extremidade inferior do pilar devido à flexo-compressão
$\beta_2$	- Coeficiente que majora a capacidade por cisalhamento com o objetivo de considerar a proximidade entre as forças $H_{sup,d}$ e $H_{inf,d}$
$\beta_c$	- Coeficiente de transferência de cisalhamento para uma fissura fechada
$\beta_t$	- Coeficiente de transferência de cisalhamento para uma fissura aberta
$\beta_z$	- Fator que representa a variação no braço de alavanca $z$ (modelo de WILLERT & KESSER (1983))
$\varepsilon$	- Deformação específica normal
$\varepsilon^{pl}$	- Deformação específica normal plástica
$\varepsilon_s$	- Deformação específica na armadura
$\varepsilon_{s,base}$	- Deformação no elemento da armadura na base da fundação
$\varepsilon_{s,col}$	- Deformação no elemento da armadura no colarinho
$\varepsilon_{s,máx}$	- Deformação máxima na armadura
$\varepsilon_s^1$	- Deformação específica na armadura comprimida
$\varepsilon_{si}$	- Deformação inicial no chumbador
$\varepsilon_{ym}$	- Deformação específica de início de escoamento
$\phi$	- Diâmetro da armadura
$\phi_{ag}$	- Diâmetro máximo do agregado graúdo
$\phi_r$	- Ângulo da taxa de armadura (“rebar”) relativo ao plano XY
$\gamma_c$	- Coeficiente de minoração da resistência do concreto
$\gamma_f$	- Coeficiente de majoração dos esforços
$\gamma_s$	- Coeficiente de minoração da resistência do aço
$\kappa$	- Constante para verificação da punção
$\lambda_c$	- Relação entre $\ell_o$ e $d_c$ do consolo das paredes 3 e 4 (CNR-10025/98 (1998))
$\lambda_{ch}$	- Relação entre a base maior $\ell_{ch}$ e a altura $h_{ch}$ da chave de cisalhamento
$\lambda_{ft}$	- Relação entre $e_{ft}$ e $z_{ft}$

$\lambda_x$	- Tangente do ângulo formado pela distância de $R_{solo}$ a um ponto na ligação colarinho-base da fundação e a altura útil da base da fundação referente à armadura na direção $x$
$\mu$	- Coeficiente de atrito
$\mu_f$	- Coeficiente de atrito no carregamento final do modelo numérico
$\mu_i$	- Coeficiente de atrito no carregamento inicial do modelo numérico
$\mu_{inf}$	- Coeficiente de atrito na região inferior da parede transversal 2
$\mu_{sup}$	- Coeficiente de atrito na região superior da parede transversal 1
$\theta$	- Ângulo de inclinação das diagonais de compressão em relação ao eixo longitudinal da viga ou da força inclinada na parede transversal 1 sob flexo-tração
$\theta_{ch}$	- Inclinação da face da chave em relação à linha perpendicular ao eixo da junta
$\theta_r$	- Ângulo da taxa de armadura ("rebar") referente ao eixo $x$
$\rho$	- Taxa geométrica da armadura do tirante do consolo
$\rho_{bf}$	- Taxa geométrica da armadura da base da fundação
$\rho_x$	- Taxa geométrica da armadura da base da fundação na direção $x$
$\rho_y$	- Taxa geométrica da armadura da base da fundação na direção $y$
$\sigma$	- Tensão normal
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	- Tensões principais
$\sigma_{cd}$	- Valor de cálculo da tensão de compressão no concreto
$\sigma_{cm}$	- Tensão média de compressão no concreto
$\sigma_{cont}$	- Pressão nos elementos de contato
$\sigma_e$	- Tensão equivalente para um estado multiaxial de tensão
$\sigma_e^{pl}$	- Tensão equivalente plástica para um estado multiaxial de tensão
$\sigma_{ext}$	- Tensão no canto do pilar
$\sigma_h$	- Estado de tensão hidrostático
$\sigma_n$	- Tensão normal de compressão
$\sigma_{n,par}$	- Tensão de compressão uniformemente distribuída na superfície lateral interna $A_{i,par}$ da parede
$\sigma_o$	- Constante igual a $100 \text{ MPa}$ do modelo empírico de GOLOSOV & KOROVIN (1978)
$\sigma_s$	- Tensão axial na armadura
$\sigma_{t,par}$	- Máxima tensão de tração na parede
$\sigma_{u,exp}$	- Tensão última experimental do consolo, relação entre a força do vertical no consolo e a área de sua seção transversal

---

$\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$	- Tensões principais nas direções principais
$\sigma_y$	- Tensão de escoamento do material
$\tau_{ar,m}$	- Resistência média ao arrancamento
$\tau_{b,y}$	- Tensão vertical de aderência
$\tau_{bu}$	- Resistência de aderência
$\tau_{bu,x}$	- Resistência horizontal de aderência
$\tau_{bu,y}$	- Resistência vertical de aderência
$\tau_{cont}$	- Tensão de cisalhamento nos elementos de contato
$\tau_{máz}$	- Tensão máxima de cisalhamento
$\tau_{wd}$	- Tensão de cálculo convencional de cisalhamento
$\tau_{wu}$	- Valor limite para a tensão de cálculo convencional de cisalhamento
$\omega_1$	- Coeficiente do modelo empírico de GOLOSOV & KOROVIN (1978) com relação à curva das deformações do concreto na largura da parede
$\omega_2$	- Coeficiente do modelo empírico de GOLOSOV & KOROVIN (1978) com relação à curva das deformações do concreto na altura da parede
$\xi'$	- Posição relativa do centróide da resultante das tensões de compressão do concreto

## RESUMO

---

Este trabalho apresenta uma análise teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado, com ênfase no colarinho. No programa experimental, foram ensaiados cinco protótipos sob força normal com grande excentricidade, variando-se o tipo e condição de interface: três com interface lisa, onde em dois foi eliminada a adesão para representar a situação mais adequada de projeto; e dois com interface rugosa, com duas configurações diferentes de chaves de cisalhamento. Foram realizadas simulações numéricas pelo Método dos Elementos Finitos nos modelos lisos sem adesão, com as não-linearidades física e de contato, e nos cálices rugosos, considerando-se a não-linearidade física e a aderência perfeita das interfaces. Os resultados experimentais indicaram a necessidade de se reavaliar os principais métodos de projeto para essa ligação. Desta forma, foi proposto, para o cálice liso, um modelo de projeto considerando o atrito entre as interfaces e o cálculo das paredes longitudinais como consolos. Já para o cálice com interface rugosa, como foi verificada a proximidade do comportamento dos modelos físicos rugosos com uma ligação monolítica, recomendou-se o dimensionamento de suas armaduras verticais, admitindo a transferência total dos esforços, e das armaduras horizontais superiores também com o funcionamento das paredes longitudinais como consolos. Os modelos numéricos apresentaram uma boa convergência e semelhanças na fissuração e no caminho de tensões em relação aos protótipos físicos, apesar das deformações terem sido menores que as observadas experimentalmente.

Palavras-chave: ligação, cálice de fundação, concreto pré-moldado, colarinho, chave de cisalhamento, investigação experimental, simulação numérica.

---

## ABSTRACT

---

This research presents a theoretical-experimental analysis of column-foundation connection through socket of precast concrete structures, with emphasis in pedestal walls. The experimental program included five models submitted to normal load with large eccentricity, changing the type and the condition of interface: three models had smooth interface and two models had rough interface. In two of smooth models, the bond was eliminated to represent the more appropriate situation of design. Two different configurations of shear keys were used in rough models. Numerical simulations, by Finite Elements Method, were developed on the smooth models without bond, using physical and contact non-linear analyses, and on the rough socket connections, using physical non-linear analysis and perfect adherence of interfaces. The experimental results indicated the need to revalue the principal design methods for this connection. In that way, a design model was proposed for the smooth socket connection, considering friction between the interfaces, and the design of longitudinal walls was suggested as corbels. As it was verified the proximity of rough physical models behavior with a monolithic connection, its vertical reinforcing design was recommended, admitting the total transfer of the efforts. Superior horizontal reinforcing design of these rough models was suggested using corbels recommendations for longitudinal walls. Numerical models had a good convergence and likeness with cracking and tensions field of physical prototypes, in spite of deformations have been smaller than experimental results.

Key-words: connection, socket base, precast concrete, pedestal walls, shear key, experimental research, numerical simulation.

**CAPÍTULO 1****INTRODUÇÃO**

---

**1.1. GENERALIDADES**

Na busca de espaço cada vez maior do concreto pré-moldado, os engenheiros têm-se motivado a procurar para o projeto das estruturas com esse tipo de concreto, soluções mais econômicas sem afetar a segurança estrutural. Baseado nisso, uma das principais alavancas para a otimização do cálculo estrutural e o desenvolvimento de novas inovações tecnológicas no campo das estruturas de concreto pré-moldado são as atividades de pesquisa, nas quais merece destaque o estudo das ligações.

Com relação ao comportamento estrutural, uma estrutura de concreto pré-moldado diferencia-se principalmente de uma estrutura convencional de concreto pela existência das ligações entre os seus elementos. Embora a falta de monolitismo possa ser compensada pelo controle de qualidade na confecção dos seus elementos e na montagem das estruturas, as ligações constituem um ponto delicado quanto ao projeto e detalhamento, pois são regiões de descontinuidade onde ocorrem concentrações de tensões. Torna-se necessário, portanto, para as ligações dessas estruturas, um bom projeto que combine praticidade e economia, e que obedeça a critérios como resistência, rigidez, ductilidade e durabilidade.

As ligações são responsáveis pela distribuição de esforços na estrutura, a qual interfere no comportamento da mesma, pois podem impedir ou mobilizar total ou parcialmente deslocamentos e esforços decorrentes dos seus elementos adjacentes. Dessa forma, baseando-se na deformação que ocorre na ligação quando solicitada à flexão, esta pode ser classificada como articulada, rígida ou semi-rígida.

Conforme FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ *et al.* (1974), a influência das ligações na construção pré-moldada é tão predominante, que alguns especialistas afirmam que a superação dos métodos construtivos convencionais pelos pré-moldados tem sido

impedida devido às questões técnicas referentes às ligações. Em uma lista com 40 prioridades de pesquisa no campo das estruturas pré-moldadas de concreto, de acordo com a consulta efetuada no *APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL*, em Berkeley em 1981, a qual é referenciada em CHEOK & LEW (1991), destaca-se o desenvolvimento de recomendações práticas para o projeto de ligações típicas. Segundo o levantamento feito pelo *PCI COMMITTEE ON RESEARCH AND DEVELOPMENT* sobre as principais necessidades de pesquisa, apresentado em JOHAL *et al.* (1991), merece destaque o estudo das ligações.

Pelo que se tem conhecimento, o primeiro estudo sistematizado sobre a investigação experimental em ligações iniciou-se na década de 60 pela *Portland Cement Association (PCA)*, cujo programa abrangeu estudos sobre a continuidade em elementos pré-moldados em duplo T, a resistência do apoio no topo de pilares e vigas pré-moldadas, ligações viga-viga e viga-pilar com fixação através de parafusos em dentes rebaixados e a resistência de consolos e ligações por chapas metálicas em bases de pilares.

Outro programa de pesquisa denominado de “*Moment Resistant Connections and Simple Connections*” do projeto *PCI-SFRAD* (“*Specially Funded Research and Development Programs 1 and 4 – PCI 1/4*”) fundado nos Estados Unidos em 1986 aborda o estudo experimental de vários tipos de ligações viga-pilar, cujos resultados são encontrados em DOLAN *et al.* (1987).

O Programa de Pesquisa *PRESSS* (“*Precast Seismic Structural Systems*”) iniciado entre os Estados Unidos e Japão em 1990 tem como objetivo estudar eficientes sistemas estruturais pré-moldados de concreto resistentes a ações sísmicas e fornecer recomendações de projeto para incorporação nos códigos modelo de construção. O projeto foi subdividido em três fases: (i) projetos de caráter de definição de critérios e de diretrizes básicas; (ii) projetos relacionados com o estudo do comportamento e ensaios de ligações; (iii) projetos relacionados a ensaios de estruturas de edifícios.

Sob a responsabilidade da União Européia, o programa de pesquisa *COST C1* (“*Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*”) foi criado em maio de 1991 e finalizado em 1998, e tinha como principais objetivos: a) aumentar o banco de dados referente ao comportamento das ligações; b) utilizar técnicas computacionais para extrapolar os dados, com a finalidade de abranger mais condições de geometria e carregamento; e c) padronizar medições de rigidez, na forma de curvas momento fletor *versus* rotação, as quais podem ser utilizadas em programas computacionais destinados ao projeto de estruturas de concreto pré-moldado.

Com a finalidade de investigar as ligações semi-rígidas viga-pilar, viga-viga e pilar-fundação mais utilizadas pela indústria francesa e de direcionar os estudos sobre ligações para as estruturas em esqueleto, em 1990, foi criado pelo centro de pesquisa da indústria de concreto pré-moldado da França (*CERIB – “French Precast Concrete Industry Study and Research Centre”*) o programa de pesquisa “*Investigation of the Behaviour of the Semi-rigid Connections*”. Em COMAIR & DARDARE (1992), destaca-se a ligação através

do cálice dentre as ligações pilar-fundação a serem investigadas experimentalmente pela indústria francesa.

Em São Carlos, o primeiro trabalho de pesquisa sobre ligações foi desenvolvido por BALLARIN (1993), no qual encontra-se um amplo estado da arte, as bases de fundamentação teórica e as principais prioridades de pesquisa nessa área no Brasil.

No projeto de sistemas estruturais em concreto pré-moldado na linha de pesquisa Estruturas de Concreto e de Alvenaria do Departamento de Engenharia da EESC-USP, especificamente na área de ligações, alguns trabalhos foram desenvolvidos nos últimos anos, dos quais são citados os seguintes:

- Na dissertação de mestrado de FERREIRA (1993), foram desenvolvidas expressões analíticas para a determinação da deformabilidade de alguns tipos de ligações pré-moldadas. FERREIRA (1999), em seu doutorado, investigou experimentalmente dois tipos de ligações pré-moldadas, onde foram explorados os seus comportamentos à flexão, cisalhamento e torção e aperfeiçoadas, com os resultados dos ensaios, as expressões analíticas abordadas em FERREIRA (1993).
- ARAÚJO (1997), em seu mestrado, abordou teórica e experimentalmente o cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em vigas e lajes compostas, apresentando os modelos analíticos e empíricos e indicações de normas sobre o assunto. Recentemente, ARAÚJO (2002) estudou, no seu doutorado, vigas compostas formadas por viga e laje pré-moldadas de concreto, com a ligação na interface constituída por conectores metálicos associados com concreto moldado no local. A partir dos resultados dos ensaios físicos, foi proposto um modelo analítico para representar o comportamento das ligações com chaves-de-cisalhamento.
- No mestrado de SOARES (1998), foi analisada teórica e experimentalmente a deformabilidade à flexão da ligação viga-pilar executada com consolo e chumbador, presente nos galpões pré-moldados. Já na tese de doutorado de MIOTTO (2002), foram estudadas duas ligações viga-pilar com ênfase na deformabilidade ao momento fletor: a primeira similar à ligação avaliada em SOARES (1998); e a segunda, utilizada em edifícios com múltiplos pavimentos, possui uma armadura de continuidade e uma capa de concreto estrutural para garantir a transmissão de momento fletor.
- BARBOZA (2002), no seu doutorado, fez uma análise teórico-experimental do comportamento de juntas de argamassa sob compressão, com a finalidade de propor recomendações de projeto que caracterizem a deformabilidade e a resistência da junta, visando um melhor aproveitamento da capacidade resistente do sistema pré-moldado. Para o preenchimento da junta, foram utilizados materiais comercialmente disponíveis e almofada de apoio de argamassa flexível.

Portanto, com o estudo teórico-experimental sobre o cálice de fundação desse

trabalho, foi dada uma continuidade nas pesquisas sobre ligações de estruturas de concreto pré-moldado do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP.

## 1.2. OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo geral o estudo aprofundado da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado, através de ensaios em modelos físicos e numéricos.

Como objetivos específicos, têm-se:

- Investigar experimentalmente o comportamento da ligação com interface lisa e rugosa para os casos de grande excentricidade;
- Analisar através da modelagem numérica o comportamento da ligação e, principalmente, da armadura do colarinho;
- Validar a modelagem numérica com a pesquisa experimental;
- Ajustar os processos simplificados de cálculo existentes com os parâmetros obtidos da modelagem numérica e da pesquisa experimental.

## 1.3. JUSTIFICATIVAS

Apesar desse tipo de ligação ser bastante utilizado no mundo inteiro e ser o mais difundido no Brasil, ainda existe uma lacuna a ser preenchida entre os métodos de projeto e um modelo teórico mais consistente baseado em pesquisas experimentais. Além disso, existe pouca bibliografia sobre o assunto, o que pode ser evidenciado no segundo capítulo desse trabalho, e não existem resultados experimentais especificamente relacionados com o comportamento do colarinho.

Portanto, uma pesquisa teórico-experimental dessa ligação, torna-se necessária de modo a contribuir para o meio acadêmico, com a solução e explicação mais realista do problema; e para o meio técnico, com subsídios para o dimensionamento adequado atendendo aos critérios de segurança e economia.

O crescente desenvolvimento de programas computacionais baseados no Método dos Elementos Finitos tem possibilitado a análise das estruturas com maior facilidade, velocidade e com um grau de refinamento mais elevado. A investigação experimental pode validar um modelo numérico, possibilitando a sua utilização futura com a consideração dos diversos parâmetros que influem no projeto e conduzindo, assim, a um dimensionamento mais econômico.

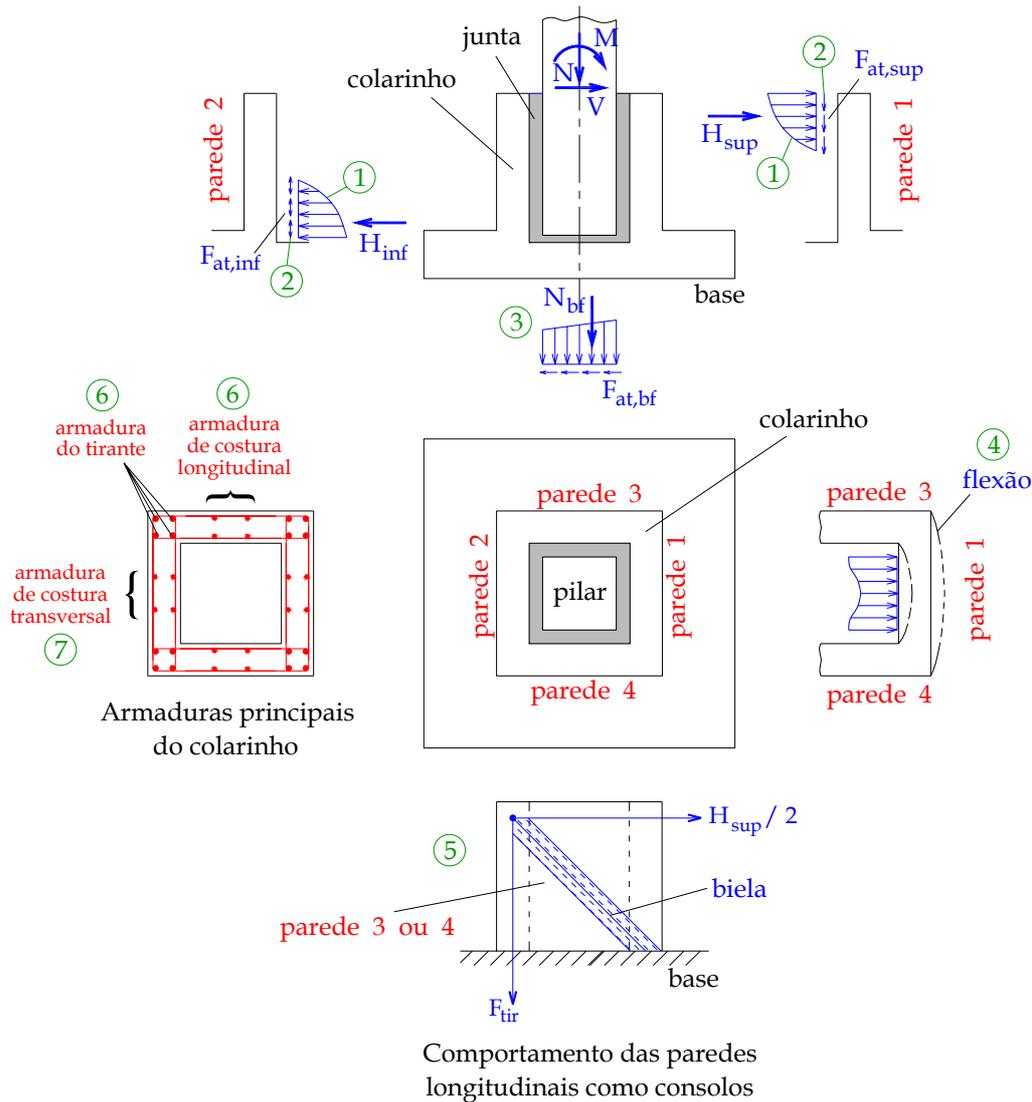
Com base nos ensaios numéricos e experimentais, pretende-se sugerir uma armadura mais racional do colarinho, em vista das poucas pesquisas que enfocam esse assunto. Em relação à resistência e a deformabilidade, também existem poucos resultados disponíveis na literatura, sendo necessária, conseqüentemente, uma análise

mais detalhada dessas variáveis em questão.

Outro aspecto importante é que existiam incertezas relacionadas ao cálculo dessa ligação, das quais destacam-se as seguintes, abordadas nesse trabalho (vide Figura 1.1 para auxiliar o entendimento):

- O quanto de conservadorismo está embutido no modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) e da NBR-9062/85 (1985) para essa ligação. Verificar, então, através do confronto dos resultados teóricos com os experimentais, a parcela de atrito que contribui para a resistência do cálice;
- Até que ponto as armaduras de costura da parede transversal 2 e das paredes longitudinais 3 e 4 contribuem para a resistência da ligação;
- Baseando-se na investigação experimental, verificar a eventual flexão do topo da parede transversal 1 oriunda da pressão do pilar e a quantidade de armadura necessária nessa região e adequar, na medida do possível, um procedimento de cálculo para o dimensionamento dessa armadura.
- Se a altura da rugosidade mínima de 1 cm em 10 cm de junta recomendada pela NBR-9062/85 (1985) proporciona um comportamento conjunto do pilar e colarinho no caso de interface pilar-colarinho rugosa;

Essas variáveis foram analisadas para os casos com grandes excentricidades de carga, pois são os mais comuns em estruturas de concreto pré-moldado. O estudo de grandes excentricidades se justifica ainda pelo fato de que, com exceção do estudo de OSANAI *et al.* (1996) sobre a ligação sob força horizontal e inclinada com uma grande distância em relação ao topo do colarinho, as pesquisas existentes, que se tem conhecimento sobre essa ligação, focalizam apenas o seu comportamento sob carga centrada ou com pequena excentricidade.



- ① - Por meio do concreto de preenchimento da junta, as solicitações  $M$  e  $V$  são transmitidas para as paredes 1 e 2, ocasionando uma pressão nas mesmas
- ② - As pressões nessas paredes mobilizam forças de atrito
- ③ - A força normal que chega na base da fundação, reduzida pela força de atrito, também tende a mobilizar atrito
- ④ - As pressões na parede 1 são transmitidas por flexão, praticamente em sua totalidade nos casos usuais, para as paredes 3 e 4, por estas serem mais rígidas para a transferência de esforços para a base
- ⑤ - As forças nas paredes 3 e 4 são transmitidas para a base do cálice com um comportamento de consolo
- ⑥ - Armaduras do tirante e de costura longitudinal calculadas conforme os modelos e recomendações de consolos
- ⑦ - Armadura de costura transversal considerada geralmente igual à armadura de costura longitudinal

Figura 1.1 - Aspectos da geometria, armaduras principais e comportamento do cálice de fundação – adaptado de EL DEBS (2000)

## 1.4. METODOLOGIA

A metodologia empregada no desenvolvimento dessa pesquisa foi dividida nas seguintes partes: revisão bibliográfica, modelagem numérica preliminar, investigação experimental dos protótipos, calibração dos modelos numéricos e ajuste dos processos simplificados de cálculo existentes.

Na revisão bibliográfica, foram avaliadas as principais variáveis de projeto que influem no comportamento da ligação, como o atrito na região entre o pilar e o cálice, a resistência do concreto de preenchimento, o comprimento de embutimento do pilar, o detalhamento da armadura do pilar e da fundação, a excentricidade da força normal, o tipo de carregamento e outras. Pôde-se perceber que apesar de existirem algumas recomendações normativas sobre o projeto dessa ligação, ainda existem dúvidas sobre os modelos de transferência de esforços, cálculo das armaduras e valores a serem adotados para algumas dimensões.

Através da modelagem numérica preliminar, foi feito um estudo dos parâmetros e nos modelos de comportamento dos materiais no programa computacional ANSYS 5.5 (ANSYS RELEASE 5.5 (1999)) de forma a direcionar sua utilização e calibração posterior aos resultados experimentais.

Na investigação experimental, foram ensaiados protótipos em escala 1:1 sob grande excentricidade, dando-se enfoque no colarinho com a variação da condição e tipo de interface e a excentricidade da força normal aplicada.

A calibração e a validação da modelagem numérica foi realizada com os resultados obtidos na experimentação dos modelos físicos, adotando-se alguns parâmetros estudados nas simulações numéricas preliminares.

Os processos de cálculo existentes foram reavaliados e ajustados com os resultados da investigação experimental, de forma a conduzir a um dimensionamento mais racional desse tipo de ligação.

## 1.5. APRESENTAÇÃO DA TESE

No *Capítulo 1*, é feita uma abordagem geral dos primeiros estudos sobre ligações de estruturas de concreto pré-moldado e são apresentados os objetivos, as justificativas e a metodologia para o desenvolvimento desse trabalho.

O *Capítulo 2* descreve inicialmente os principais tipos de ligação pilar-fundação de estruturas de concreto pré-moldado, apresentando-se depois, detalhadamente, o cálice de fundação, as variáveis que influem no seu comportamento, os estudos experimentais e os modelos e recomendações projeto para essa ligação. Faz-se no final uma análise crítica da bibliografia disponível e uma aplicação desses modelos de projeto para indicar as principais diferenças entre estes.

Aborda-se, no *Capítulo 3*, o estudo de algumas variáveis relacionadas com o

comportamento do cálice e as simulações numéricas preliminares. São aplicados os principais modelos de cálculo da literatura para chaves de cisalhamento, os quais são descritos no *Anexo A*. Apresentam-se os resultados numéricos de alguns consolos ensaiados na literatura e do estudo de parâmetros e modelos de comportamento dos materiais do *ANSYS 5.5* aplicados no cálice de fundação.

São descritos, no *Capítulo 4*, todos os aspectos da pesquisa experimental, tais como: variáveis e modelos investigados; caracterização dos materiais; dimensionamento, detalhamento, instrumentação e etapas de confecção e montagem dos protótipos; procedimento e esquema de ensaio, entre outros.

O *Capítulo 5* apresenta juntamente com sua análise e discussão os resultados da investigação experimental, como força e tipo de ruptura dos modelos, comportamento das armaduras e transdutores de deslocamento e fissuração. Mostra-se ainda a aplicação dos métodos de projeto da literatura nos modelos físicos ensaiados, o confronto entre os resultados numéricos e experimentais, a proposta de modelo e algumas recomendações de projeto para o cálice de fundação.

E por último, no *Capítulo 6*, são descritas as considerações finais, as conclusões do trabalho e algumas sugestões para futuras pesquisas relacionadas com o cálice de fundação.

**CAPÍTULO 2****REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

---

**2.1. GENERALIDADES SOBRE OS TIPOS DE LIGAÇÕES PILAR-FUNDAÇÃO**

A finalidade primordial das ligações é a transmissão de esforços de um elemento pré-moldado a outro ou a um componente moldado no local, que podem ser de compressão, tração, cisalhamento, flexão ou torção. As ligações pilar-fundação são projetadas para transmitir forças normais, momentos e forças horizontais, sendo as últimas mais comuns em casos de ações alternadas. O projeto dessas ligações como articulações é pouco usual e costuma ser feito apenas em situações especiais.

As solicitações do pilar pré-moldado podem ser transmitidas à fundação, basicamente, através de quatro tipos de ligações, as quais são visualizadas na Figura 2.1. A capacidade de resistência à flexão dessas ligações pode ser bastante elevada, podendo até apresentar um comportamento monolítico, dependendo do momento a ser resistido.

A ligação pilar-fundação por meio de cálice consiste no embutimento de um certo trecho do pilar (base ou, comprimento de embutimento ou engastamento) em uma conformação no elemento estrutural da fundação, que possibilite o encaixe do pilar. O posicionamento do pilar em planta e referente ao nível é feito geralmente através de dispositivos de centralização. Para a fixação temporária e o prumo, são utilizadas cunhas de madeira. Após a colocação do pilar, o espaço vazio entre os dois elementos é preenchido com concreto ou graute. O cálice pode ser moldado no local ou pré-moldado, podendo-se recorrer também à pré-moldagem apenas do colarinho que constitui as paredes em torno do pilar.

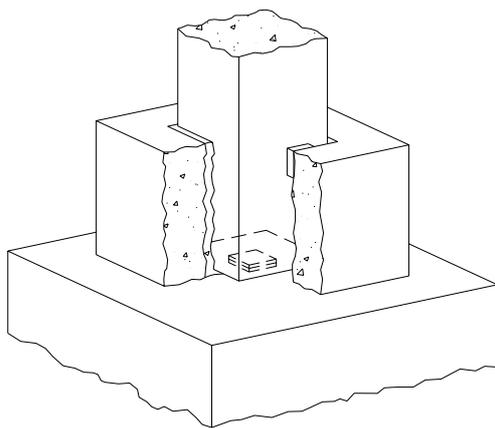
Como principais vantagens, têm-se:

- Facilidade e rapidez na montagem;

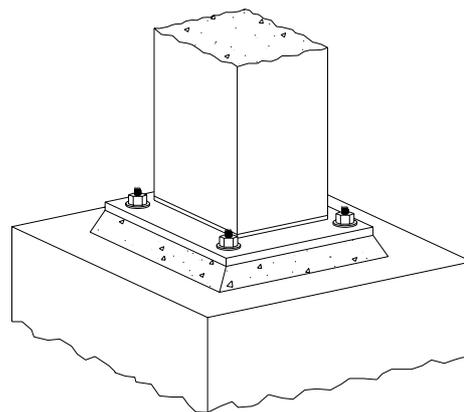
- Menor sensibilidade às imprecisões de projeto e montagem, facilitando os ajustes aos desvios de execução;
- Boa capacidade de transmissão de esforços normais e momentos fletores, com comportamento muito próximo ao de uma estrutura monolítica;
- Dispensa cuidados especiais de proteção contra agentes atmosféricos e fogo.

As principais desvantagens são:

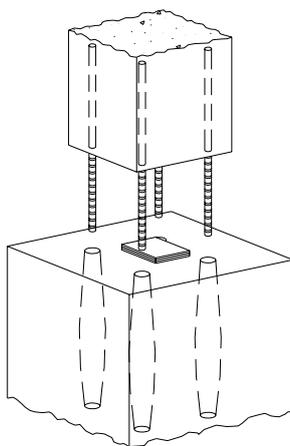
- Fundação bastante pronunciada, sendo, portanto, usualmente escondida;
- O uso do colarinho em divisas só é possível quando existe uma determinada distância entre o pilar e a divisa;
- Exige-se um certo cuidado no preenchimento da cavidade do encaixe, principalmente na região inferior ao pilar;
- Dificuldade no estabelecimento da continuidade na armadura de tração entre o pilar e a fundação, segundo o manual de ligações do PCI (1988).



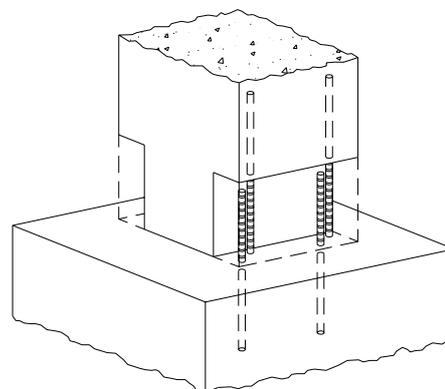
Cálice



Chapa de base



Emenda da armadura com bainha e graute



Emenda da armadura saliente e concretagem posterior

Figura 2.1 - Tipos de ligações pré-moldadas pilar-fundação - adaptada do PCI (1988)

A ligação por meio de chapa de base consiste na fixação de uma chapa metálica à armadura principal do pilar. Durante a montagem, o pilar é posicionado de forma a encaixar os furos da chapa nos chumbadores. O ajuste do prumo e do nivelamento pode ser feito através de um sistema de porcas e contra-porcas. Nesta fase, ocorre uma transmissão parcial de momentos na ligação. Após a montagem o espaço entre a face inferior da chapa e o topo da fundação é preenchido com argamassa seca ou graute não-retrátil. A ligação desenvolve a capacidade total de transmissão de esforços a partir do endurecimento do material de preenchimento.

As principais vantagens são:

- Facilidade de montagem e de ajuste de prumo;
- Boa capacidade de transmissão de momentos fletores, no caso de chapa com dimensões transversais maiores que as do pilar;
- Possibilidade de emprego em pilares encostados em divisas no caso de ligação não-saliente proporcionada por chapa de base com mesmas dimensões transversais do pilar.

Entre as principais desvantagens, têm-se:

- Transmissão limitada de momentos fletores, no caso de chapa com mesmas dimensões transversais do pilar;
- Necessidade de cuidados adicionais no manuseio do pilar para não danificar a chapa quando esta tem dimensões transversais maiores que as do pilar;
- Chapa e chumbadores susceptíveis à corrosão e danos quando não é feita a concretagem na região superior da chapa;
- Ligação mais onerosa devido à espessura maior quando a chapa possui dimensões transversais maiores que as do pilar;
- Dificuldade de ajuste aos desvios quando os furos na chapa são de pequenos diâmetros.

Na ligação por emenda da armadura com graute e bainha, a armadura do pilar ou da fundação que se projeta para fora do elemento é colocada dentro da bainha do elemento adjacente. Após a montagem, é feito o preenchimento por graute do espaço entre a barra e a bainha e do espaço entre o pilar e a fundação.

As principais vantagens são:

- Boa capacidade de transmitir momento fletor;
- A ligação fica escondida após o grauteamento da bainha;
- Possibilidade de uso em pilares com função estética em que a base da fundação é exposta.

As principais desvantagens são:

- Necessidade de escoramento provisório;
- Dificuldade de ajuste aos desvios quando as bainhas possuem diâmetros pequenos;

- No caso de armaduras de diâmetros maiores, o comprimento da bainha se torna elevado;
- Armadura saliente susceptível a danos durante o manuseio;
- Cuidados adicionais devem ser tomados para evitar que entre água e entulho da obra.

Outra alternativa para a ligação pilar-fundação consiste no apoio provisório da saliência na extremidade do pilar na fundação e na emenda de armaduras salientes, onde a armadura saliente do pilar é emendada, usualmente por meio de solda ou acopladores, à armadura saliente da fundação. Após a montagem, faz-se a concretagem da emenda.

A principal vantagem é que essa ligação apresenta um comportamento praticamente igual ao de uma estrutura monolítica, desde que executada adequadamente. Entretanto, o seu emprego é limitado devido à dificuldade de montagem, de realização de solda de campo, quando necessária, e de concretagem adequada na emenda.

No caso da ligação pilar-fundação ser articulada, de acordo com MOKK (1969), existem duas formas básicas ilustradas na Figura 2.2: (a) com o embutimento do pilar em uma conformação rasa do elemento de fundação; e (b) por soldagem.

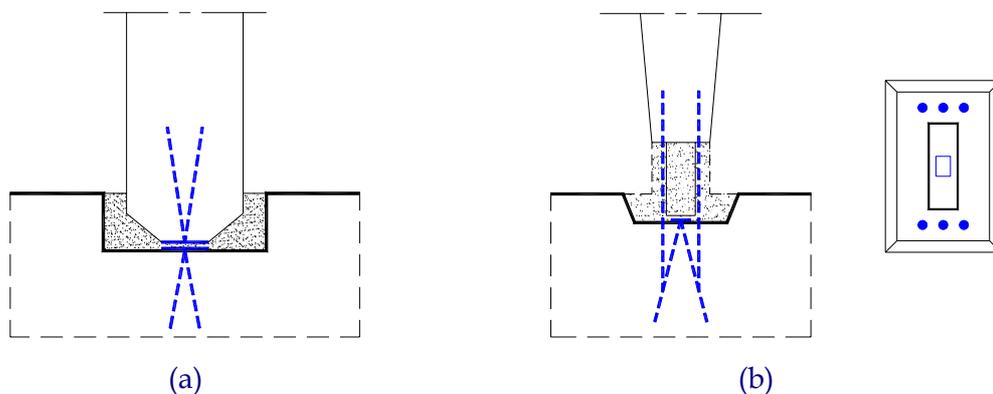


Figura 2.2 - Ligação pilar-fundação articulada: a) com embutimento do pilar em conformação na fundação de pouca profundidade; b) por soldagem - MOKK (1969)

## 2.2. VARIANTES DO CÁLICE DE FUNDAÇÃO

Na Figura 2.3, são indicadas as variantes desse tipo de ligação, que se diferenciam pelo tipo de fundação e pela presença ou não de colarinho. Para a escolha adequada da alternativa, deve-se analisar o nível das solicitações e o tipo de solo. Ressalta-se aqui que o projeto do colarinho independe do tipo de fundação utilizado e está relacionado com as forças a serem transmitidas para a fundação. No caso de fundações rasas, o cálice com nervuras e sapata é bastante apropriado quando se deseja

o aumento de resistência e rigidez à flexão com a redução de material quando comparado com o volume do cálice em sapata com colarinho. Já o cálice com o encaixe embutido no bloco sobre estacas é indicado para os casos de elevadas solicitações de flexão e baixos esforços normais que não tornem a punção uma situação crítica.

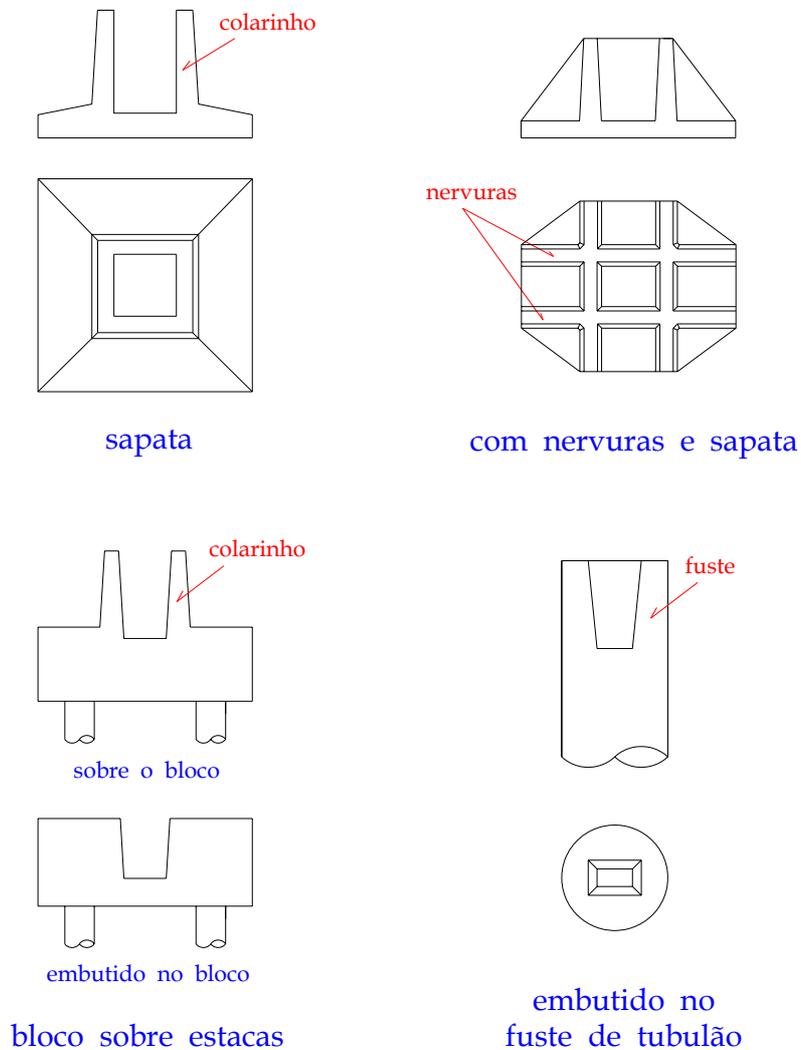


Figura 2.3 - Formas do cálice de fundação - EL DEBS (2000)

Embora as indicações para o cálice de fundação apresentadas em MOKK (1969) estejam desatualizadas e divergentes das recomendações mais atuais, elas são mencionadas pelo fato de se procurar apresentar neste trabalho a coletânea de todas as referências relacionadas a essa ligação. MOKK (1969) mostra três variantes do cálice de fundação em sapata como uma ligação rígida, como ilustra a Figura 2.4. O primeiro caso corresponde às sapatas com pequenas dimensões, onde o comprimento de embutimento, segundo a norma soviética, deve ser 1,1 vezes a maior dimensão do pilar. Para as sapatas de médias dimensões, correspondente à segunda alternativa, a profundidade de engastamento deve ser 1,5 vezes a maior dimensão do pilar, de acordo com a norma húngara, e, segundo algumas regras práticas, pode-se adotar o

valor de 12 a 15% do comprimento do pilar. No terceiro tipo, são utilizadas nervuras para aumentar a capacidade resistente à flexão da ligação, e placas de aço fixadas na extremidade do pilar e no centro da base de encaixe, com o objetivo de evitar o esmagamento do concreto de enchimento sob elevadas cargas concentradas. As dimensões dessas placas de aço variam desde 10 cm x 10 cm x 1 cm a 15 cm x 15 cm x 1 cm. Para possibilitar o emprego de vibradores na região do material de preenchimento, a distância entre o pilar e o colarinho deve ser, no mínimo, 5 cm.

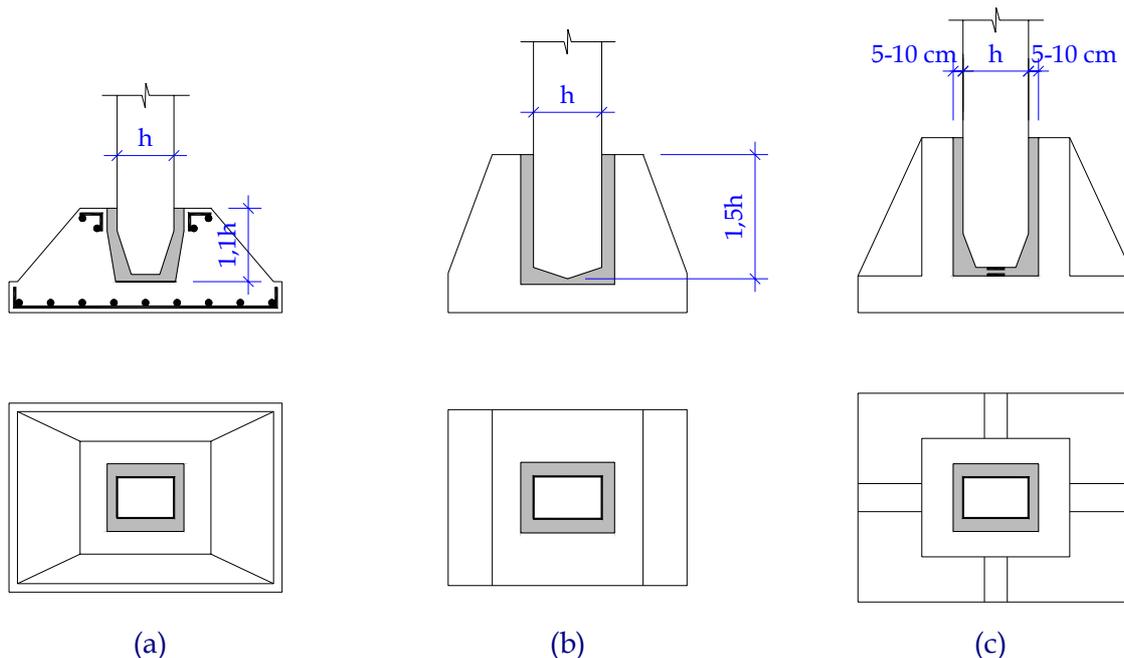


Figura 2.4 - Variantes do cálice de fundação para sapata de dimensões: a) pequenas; b) médias; c) grandes - MOKK (1969)

### 2.3. RELAÇÃO ENTRE OS ESFORÇOS TRANSMITIDOS NO CÁLICE DE FUNDAÇÃO

Uma variável de grande importância no comportamento do cálice é a relação entre os momentos fletores e esforços normais transmitidos na ligação.

Conforme SANTOS (1985), a identificação e caracterização dos mecanismos resistentes das ligações pilar-fundação podem ser feitos através da investigação experimental segundo três tipos de ensaios, conforme indicam as Figuras 2.5 a 2.6.

A primeira alternativa consiste no ensaio de modelos submetidos simultaneamente aos esforços normais e momentos fletores na região da ligação. Devido à dificuldade de aplicação das forças axiais conjuntamente com as forças transversais no topo do pilar, geralmente os modelos são constituídos por pilares com pequenos consolos transversais, nos quais as forças normais de valor crescente são aplicadas com excentricidades constantes, como mostra a Figura 2.5. Contudo, através

desse método, torna-se necessária a realização de muitos ensaios para a caracterização das diversas hipóteses de combinações possíveis dos esforços e não é possível a caracterização da influência da força transversal.

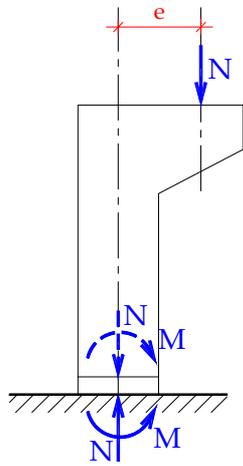


Figura 2.5 - Ensaio de ligação pilar-fundação com consolo no topo do pilar - SANTOS (1985)

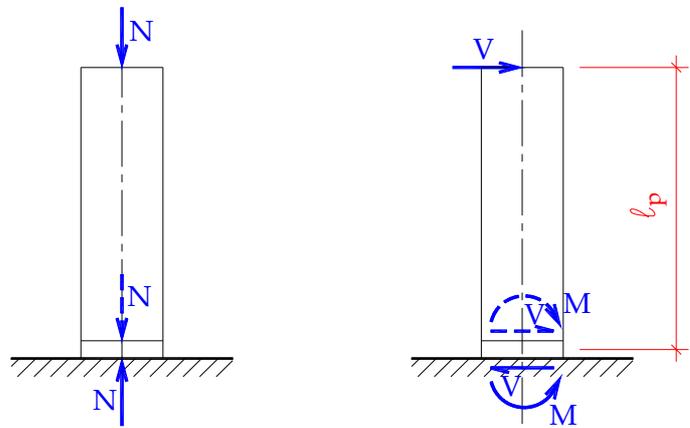


Figura 2.6 - Análise isolada dos efeitos da força normal e da flexão com força transversal no comportamento da ligação pilar-fundação - SANTOS (1985)

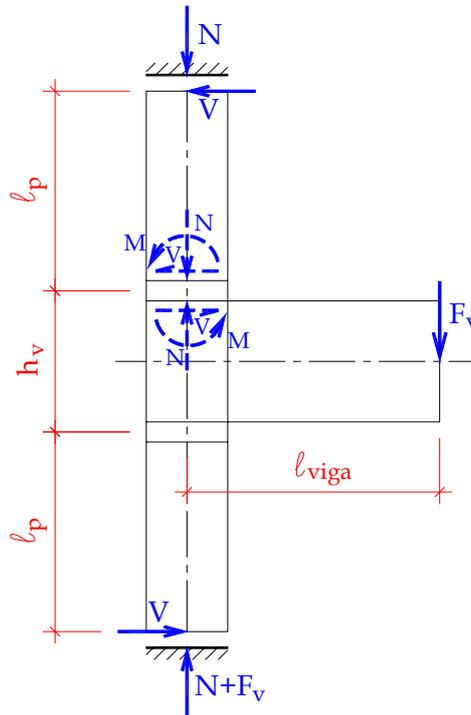


Figura 2.7 - Ensaio da ligação pilar-fundação sob o efeito conjunto dos momentos fletores, forças normais e transversais - SANTOS (1985)

Outra forma de analisar a ligação consiste no estudo isolado do comportamento dessa sob compressão e sob flexão (incluindo o esforço transversal), reduzindo assim o número necessário de ensaios. São ensaiados modelos com pilares submetidos a

compressão simples e modelos com pilares unidos à fundação, sendo a força transversal aplicada no topo dos pilares de forma a caracterizar os momentos fletores e esforços transversais desenvolvidos na região da ligação, ilustrados na Figura 2.6. Entretanto, essa solução não permite a análise conjunta do efeito da flexão e da força normal. Através dessa alternativa, pode-se estudar o comportamento sísmico dessa ligação, submetendo-se o pilar à flexão, com a aplicação alternada da força transversal no seu topo. É feita uma comparação com o comportamento dos pilares monolíticos de modo a generalizar os resultados obtidos para os casos de força normal.

O terceiro caso consiste na utilização de um dispositivo constituído por dois pilares sobrepostos com as extremidades fixas, nas quais é aplicada a força normal constante. Esses pilares são ligados a um bloco de grande rigidez na forma de um consolo, no qual é aplicada a força transversal que transmite os momentos fletores e os esforços transversais crescentes nas ligações. Essa solução, que pode ser visualizada na Figura 2.7, apresenta, todavia, a dificuldade de caracterizar adequadamente os apoios dos pilares de forma a quantificar corretamente os esforços nas ligações. No caso de solicitações sísmicas, aplicando-se a força no topo do consolo segundo ciclos alternados, pode-se analisar o efeito da força normal para diversos níveis de tensões normais atuantes.

## 2.4. ESTUDOS EXPERIMENTAIS

### 2.4.1. ENSAIOS DO CSTC (1978)

De acordo com SANTOS (1985), na investigação experimental realizada no CSTC (1978)<sup>1</sup>, com o objetivo de estudar o modelo de cálculo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), foram utilizados modelos dessa ligação constituídos por um pilar com um consolo horizontal no topo colocado na região de encaixe da sapata com posterior concretagem do espaço remanescente entre os dois elementos, como mostra a Figura 2.8. A força vertical foi aplicada no consolo, ocasionado assim uma compressão excêntrica no pilar.

Alguns parâmetros foram analisados como a rugosidade da interface (lisa ou rugosa), a espessura das paredes do colarinho ( $h_c / h = 1/3$  ou  $1/2$ ), a largura da junta de argamassa ( $h_j / h = 1/4$  ou  $1/6$ ) e o comprimento de embutimento do pilar ( $\ell_{emb} / h = 1,0$  ou  $1,5$ ).

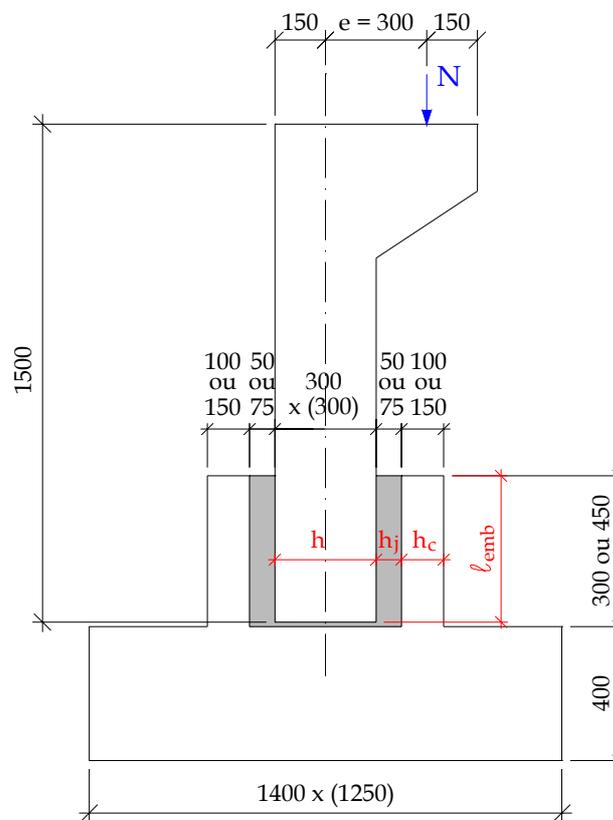
Os modelos, no total de 15, foram projetados de forma que a resistência teórica do pilar fosse aproximadamente 3 vezes a resistência da sapata. Em todos os modelos,

---

<sup>1</sup> CSTC (1978). *Calcul et execution de l'assemblage des structures industrialisées: Recommandations pratiques*. Bruxelles, CSTC - Centre Scientifique et Technique de la Construction.

a excentricidade de aplicação da força foi mantida constante ( $e/h = 1$ ). Em 4 modelos, a cavidade foi preenchida apenas nas regiões de atuação das forças teóricas do binário ( $H_{sup,d}$  e  $H_{inf,d}$ , resultantes de compressão superior e inferior no colarinho, respectivamente).

Nos ensaios com preenchimento parcial da junta, a força de ruptura  $N_u$  foi proporcional ao comprimento  $\ell_{emb}$ . A relação entre a força de ruptura experimental e a teórica foi superior a 1,5 para  $\ell_{emb} = h$ , e superior a 2,5 para  $\ell_{emb} = 1,5h$ . Nos ensaios com preenchimento total da junta, a ruptura ocorreu pelo pilar, com uma relação entre a força de ruptura experimental e a teórica superior a 3.



obs.: medidas em mm

Figura 2.8 - Esquema de ensaio de ligação no CSTC (1978) - adaptado de SANTOS (1985)

Essa pesquisa mostrou que o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) para o dimensionamento da ligação foi satisfatório, conduzindo a resultados a favor da segurança.

Segundo SANTOS (1985), os critérios apresentados por LEONHARDT & MÖNNIG (1977) para quantificação do comprimento de embutimento do pilar não parecem ser plenamente adequados. Esse comprimento não depende diretamente da maior dimensão do pilar e não depende apenas da excentricidade da força normal. Ele

deve relacionar-se com os esforços atuantes na base do pilar, com a dimensão do pilar na direção perpendicular ao plano de flexão considerado e com a resistência à compressão da argamassa de preenchimento da junta.

Admitindo-se a distribuição parabólica das forças  $H_{sup,d}$  e  $H_{inf,d}$ , o comprimento de embutimento se relaciona com a pressão de contato  $\sigma_{cd}$  e as forças atuantes na ligação de acordo com as seguintes equações para os casos de interface lisa e rugosa, respectivamente:

$$H_{sup,d} = \frac{3M_d}{2\ell_{emb}} + \frac{5V_d}{4} = \frac{8}{27}b.\ell_{emb}.\sigma_{cd} \quad (2.1)$$

$$H_{sup,d} = \frac{6M_d}{5\ell_{emb}} + \frac{6V_d}{5} = \frac{8}{27}b.\ell_{emb}.\sigma_{cd} \quad (2.2)$$

Que são equivalentes a considerar tanto para interface lisa como rugosa, a força  $H_{sup,d}$  uniformemente distribuída em aproximadamente 30% da região superior do embutimento.

Vale salientar que o comprimento de embutimento  $\ell_{emb}$  determinado pela segunda igualdade das Equações (2.1) e (2.2) implicam em iguais resultantes de pressão  $H_{sup,d}$  para interfaces lisa e rugosa, o que não está de acordo com o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977).

Considerando-se nula a força horizontal  $V_d$ , o comprimento de embutimento é dado, respectivamente, para os casos de superfície lisa e rugosa por:

$$\ell_{emb} = 2,25\sqrt{\frac{M_d}{b.\sigma_{cd}}} \quad (2.3)$$

$$\ell_{emb} = 2,0\sqrt{\frac{M_d}{b.\sigma_{cd}}} \quad (2.4)$$

A tensão de contato na parede transversal deve ser considerada igual a  $0,6f_{cd}$ , onde  $f_{cd}$  é a resistência de cálculo do concreto de preenchimento da junta.

Nessa investigação experimental e no modelo de cálculo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), não são analisados os efeitos das ações dinâmicas resultantes da circulação de pontes rolantes em edifícios industriais e das ações sísmicas na estrutura. No primeiro caso, deve-se utilizar material de preenchimento com resistência elevada e não retrátil ou aditivos expansivos. Com relação ao segundo caso, a ligação pode não apresentar uma ductilidade significativa. Recomenda-se que a plastificação se desenvolva na base do pilar, sem afetar a ductilidade, a qual pode ser alcançada adotando-se um coeficiente de segurança adicional adequado para o dimensionamento da ligação.

## 2.4.2. INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DE GOLOSOV & KOROVIN (1978)

Em GOLOSOV & KOROVIN (1978), encontra-se os resultados de uma investigação experimental para avaliar a influência da rigidez lateral das paredes, dos ângulos de inclinação do tronco piramidal de punção e da resistência à compressão do concreto na capacidade da ligação do pilar com bloco sobre estacas e uma formulação referenciada no item 2.5.3 para o cálculo da resistência dessa ligação para o caso de pilar sob força axial. Na Figura 2.9, é apresentado um esquema da geometria dos 20 protótipos ensaiados com o pilar submetido a força normal centrada.

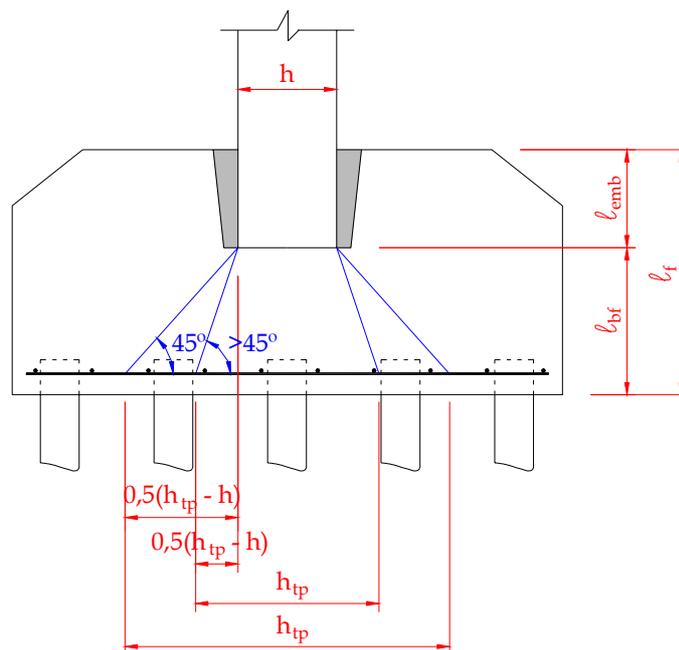


Figura 2.9 - Geometria do cálice de fundação em bloco sobre estacas - GOLOSOV & KOROVIN (1978)

Conforme as observações experimentais, a ruptura da ligação iniciou-se com o fendilhamento das paredes (Figura 2.10(a)). Após a formação de fissuras nessas paredes, ocorreu o puncionamento piramidal da laje de fundação (Figura 2.10(b)).

Baseando-se nos resultados experimentais, podem ser destacados alguns aspectos importantes sobre o mecanismo de transmissão da força de punção para a laje. Para ações de pequena magnitude, a transmissão da força axial do pilar para a laje ocorre pela adesão, desprezando-se o deslocamento vertical do pilar. Com o aumento da força axial, cresce o deslizamento do pilar, ocasionando conseqüentemente a ruptura da adesão entre o pilar e o concreto de preenchimento. A partir daí, a força vertical na região de contato entre os dois concretos onde ocorreu o deslizamento vertical é transmitida pela ação do atrito, se atuarem tensões normais às superfícies.

Quanto ao puncionamento da laje inferior da fundação, foram ensaiadas duas

séries de modelos: uma com o objetivo de avaliar a influência dos diferentes ângulos de inclinação do tronco piramidal de punção na capacidade resistente das lajes de fundação, e outra para determinar os efeitos da resistência do concreto à punção na região tracionada da laje de fundação. No primeiro caso, cujos modelos continham ligação monolítica entre o pilar e a laje de fundação, foram observados dois tipos de ruptura: uma com o puncionamento da laje pelo pilar e outro com o puncionamento na laje por uma das estacas. Na segunda série, onde se eliminou a aderência do pilar com o concreto de preenchimento na região das paredes ( $\ell_{emb}$  da Figura 2.9) através de placas metálicas lubrificadas com óleo, observou-se que as tensões de arrancamento do tronco piramidal na zona tracionada são praticamente iguais às da série anterior.

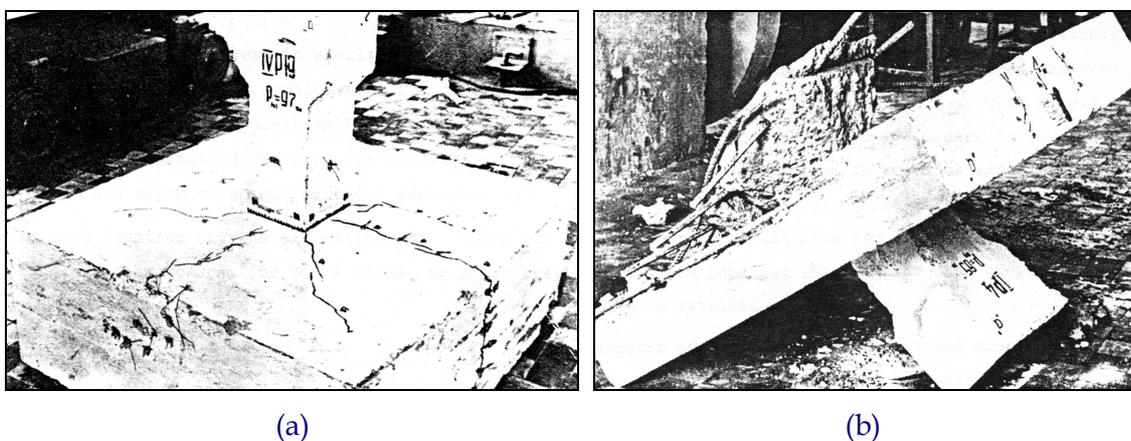


Figura 2.10 - (a) Fendilhamento das paredes; (b) Puncionamento da laje de fundação - GOLOSOV & KOROVIN (1978)

### 2.4.3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS APRESENTADOS EM VASCONCELOS (1979)

Em VASCONCELOS (1979), são apresentados alguns resultados de um ensaio realizado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) para a construtora SOBRAF de São Paulo, que deu origem à empresa CONSID. O objetivo do ensaio foi sanar dúvidas em relação ao comportamento da ligação na fase transitória sob punção e formular um procedimento seguro de cálculo.

Para viabilizar a execução dos ensaios no IPT, o modelo incluindo o bloco sobre estacas e o pilar foi construído em escala geométrica reduzida de 1:2, aplicando-se a força de compressão centrada no pilar com escala de 1:4. O diâmetro da armadura do modelo ensaiado foi reduzido para metade do equivalente ao protótipo em escala real. A abertura de preenchimento foi proporcionalmente reduzida para 5 cm na parte superior e 2 cm na região inferior, dimensões mínimas para uma execução satisfatória. A armadura utilizada foi constituída de ferros acompanhando o formato do cálice e dobrados em cima, seguindo o contorno vertical do colarinho e denominada de armadura de suspensão, pois tinha o objetivo de suspender a carga na laje da fundação abaixo do pilar e transmiti-la para as estacas. A instrumentação da armadura foi feita

com 20 extensômetros elétricos em 40 pontos das barras de suspensão de 8.0 mm. A Figura 2.11 ilustra o esquema do modelo com o detalhe das armaduras.

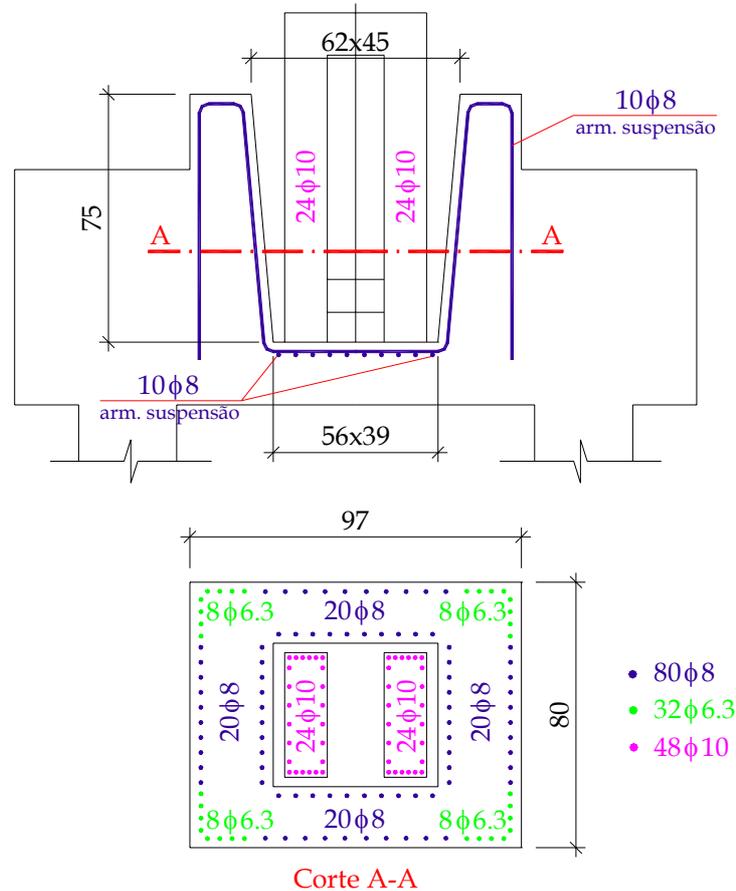


Figura 2.11 – Modelo ensaiado pelo IPT – VASCONCELOS (1979)

Alguns cálculos foram efetuados para o modelo em escala reduzida. A carga de serviço prevista desse modelo (1080 kN) é equivalente a  $\frac{1}{4}$  da carga do protótipo em escala real (4320 kN). Portanto, a carga de cálculo é igual a:

$$N_d = \gamma_f \cdot N = 1,4 \cdot 1080 = 1512 \text{ kN}$$

As resistências de cálculo são:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20 / 1,4 = 14,3 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ MPa}$$

A curva carga-deformação na armadura de suspensão é ilustrada na Figura 2.12. A força de ruptura (3700 kN) foi correspondente a 3,43 vezes a força de serviço prevista (1080 kN). A armadura de suspensão foi solicitada por uma força de compressão máxima equivalente a 1,76 da força de serviço teórica (1900 kN) com uma deformação praticamente constante  $\varepsilon_s = -0,08\%$ . Essa deformação corresponde a uma tensão  $\sigma_s = -16,8 \text{ MPa}$ . A ligação, portanto, apresentou comportamento monolítico até

essa força, a qual é chamada de força de deslocamento ( $N_{desl}$ ), pois a partir daí, começaram a surgir fissuras macroscópicas entre a junta e a fundação.

A carga admissível à punção na base é:

$$N_{bf,d} = 0,45175 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot u \cdot d = 0,45175 \cdot \sqrt{20} \cdot 2 \cdot (520 + 130 + 350 + 130) \cdot 130 = 593,56 \text{ kN}$$

onde  $u$  é o perímetro crítico.

A verificação da quantidade de armadura de suspensão foi baseada em uma força equivalente a 75 % da diferença entre a carga de cálculo ( $N_d$ ) e a que é resistida pelo concreto na base da fundação ( $50\% \cdot N_{bf,d}$ ).

Portanto, a armadura de suspensão deve ter área igual a:

$$A_{s,sus} = \frac{0,75 \cdot (N_d - 0,5 \cdot N_{bf,d})}{f_{yd}} = 21 \text{ cm}^2$$

Essa área corresponde, por conseguinte, à armadura adotada de 40 barras de 8.0 mm.

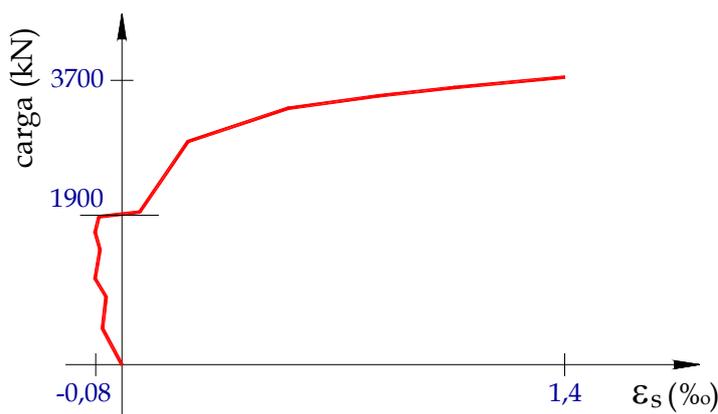


Figura 2.12 - Curva carga-deformação na armadura de suspensão - VASCONCELOS (1979)

#### 2.4.4. PESQUISA EXPERIMENTAL DE OSANAI ET AL. (1996)

Para a validação do método de cálculo de OSANAI *et al.* (1996), esses autores realizaram uma investigação experimental em modelos, onde duas condições de superfície na interface foram avaliadas (uma rugosa, com chaves de cisalhamento nas superfícies do pilar e do cálice; e outra lisa), variando-se o comprimento de embutimento  $\ell_{emb}$  ( $h$  (= 50 cm);  $1,25h$  (= 62,5 cm) e  $1,5h$  (= 75 cm)) e a seção da viga de fundação (uma retangular e outra em T). Na Figura 2.13, apresenta-se o detalhamento dos modelos ensaiados.

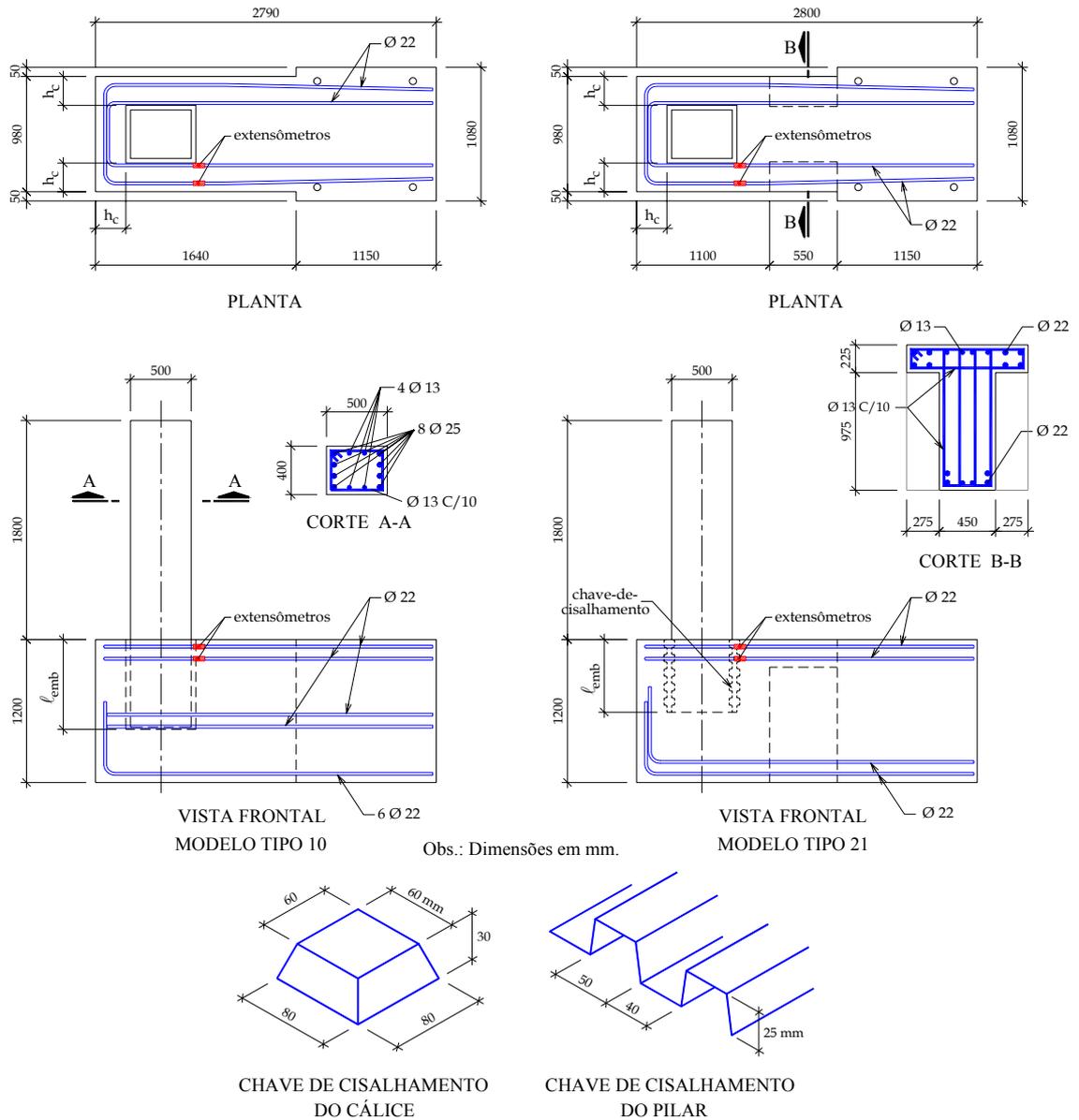


Figura 2.13 - Detalhamento dos modelos ensaiados por OSANAI *et al.* (1996)

De acordo com as comparações entre os resultados experimentais, dos cálculos teóricos e das normas DIN 1045<sup>2</sup> e AIJ<sup>3</sup>, os autores chegaram a algumas conclusões importantes:

- Se o comprimento de embutimento  $\ell_{emb}$  for igual ou superior a  $1,5h$ , a ligação se comporta como rígida, mesmo no caso de interface lisa.
- O comportamento dos modelos com um comprimento de embutimento menor pode ser melhorado com a rugosidade na interface. As ligações com

<sup>2</sup> DIN 1045 (1972). Cálculo e execução de obras de concreto armado. (Norma alemã).

<sup>3</sup> AIJ (1990). *Recommendations for the design and fabrication of tubular structures in stell.* Architectural Institute of Japan. p.237-42.

comprimento de embutimento igual ou superior a  $h$  e superfície rugosa apresentaram resultados semelhantes àsquelas com comprimento igual a  $1,5h$  e interface lisa, podendo atingir a resistência última dos pilares.

- As ligações sem rugosidade não apresentaram rigidez suficiente quando  $\ell_{emb}$  foi menor que  $1,25h$ , embora no caso desse comprimento, o pilar possa atingir sua resistência última à flexão para grandes flechas.
- Comparando-se a carga última experimental com o valor teórico, alguns coeficientes de atrito são sugeridos: 1 para  $\ell_{emb} \geq 1,5h$  com interface lisa ou para  $\ell_{emb} \geq 1,25h$  com interface rugosa; e 0,5 para  $\ell_{emb} = h$  com interface rugosa.
- Para os protótipos com superfície lisa, a degradação da rigidez ocorreu no início do ensaio. Essa origem da perda de rigidez pode ser retardada no caso de interface rugosa.
- A equação teórica proposta apresentou resultados mais próximos dos experimentais que as equações das normas DIN 1045 e AIJ para coeficientes de atrito iguais a 0,5 e 1. Entretanto, no trecho inicial da curva força-deformação, houve uma diferença considerável, pois a hipótese de não considerar a resistência à tração do concreto nessa região não é válida. Essas comparações são indicadas na Figura 2.14.

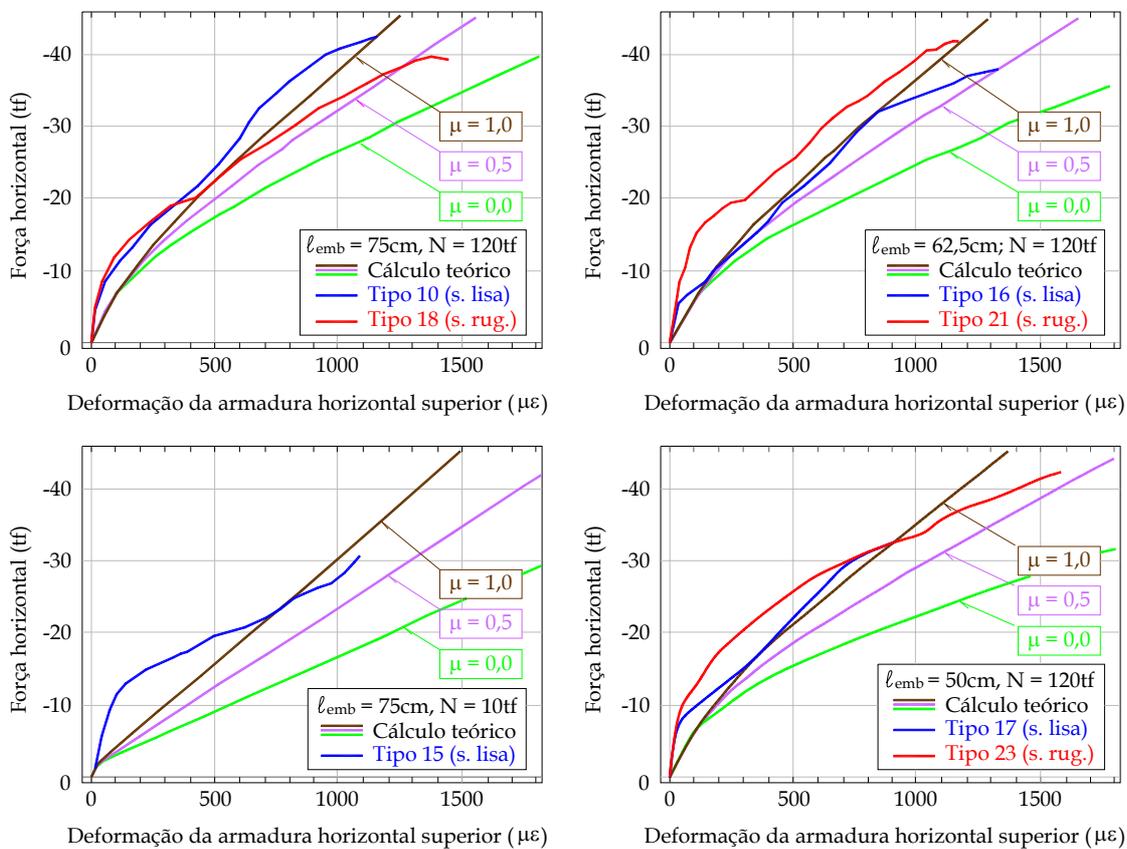


Figura 2.14 - Resultados teóricos e experimentais: curva força horizontal versus deformação na armadura horizontal superior do cálice - OSANAI *et al.* (1996)

## 2.5. MODELOS E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO

### 2.5.1. COMPORTAMENTO DO CÁLICE DE FUNDAÇÃO

Embora o comportamento do cálice tenha sido descrito resumidamente no Capítulo 1, neste item ele é apresentado mais detalhadamente. A Figura 2.15 ilustra a transferência de esforços na ligação, no caso de superfícies lisas entre o pilar e o colarinho.

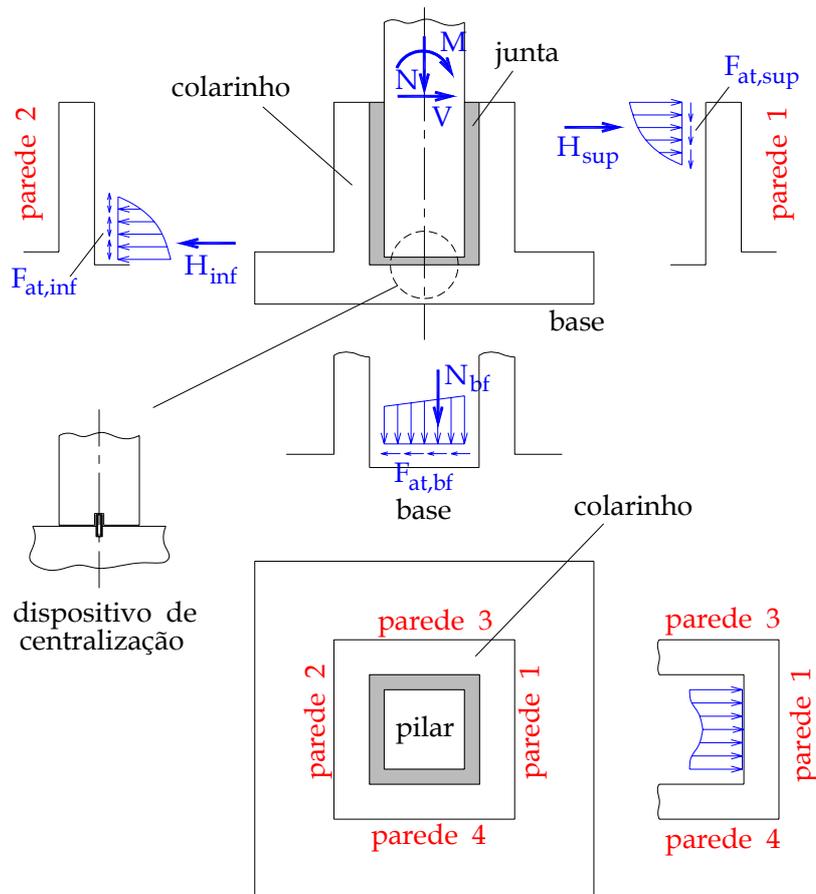


Figura 2.15 – Transferência de esforços no cálice de fundação com interface lisa – adaptado de EL DEBS (2000)

Pelo concreto de preenchimento, o momento  $M_d$  e a força horizontal  $V_d$  atuando no pilar são transmitidos para as paredes transversais 1 e 2. Na interface pilar-colarinho, surgem forças de atrito nas paredes 1 e 2 mobilizadas pelas pressões oriundas da transferência de forças na ligação. O sentido dessa força na parede 2 depende da relação entre as solicitações e da geometria, enquanto na parede 1, ela tem mesmo sentido da força normal. Esta, por sua vez, é reduzida pelas forças de atrito e transmitida para a base do cálice, tendendo a puncioná-la, no caso de pequenas espessuras. A transferência de forças da parede 1 para as paredes 3 e 4 ocorre por

flexão, quase na sua totalidade, pois estas possuem rigidez maior para transmitir os esforços para a base do cálice, como mostra a Figura 2.16(a). As paredes 3 e 4 apresentam comportamento de consolo engastado na fundação, sendo, portanto, dimensionadas segundo as prescrições para consolos (Figura 2.16(b)). Devido à pequena altura entre a resultante de pressão na parede 2 e a base, pode-se considerar que essa pressão é transmitida diretamente para a base.

O emprego da rugosidade nas faces internas do colarinho e do pilar, como apresenta a Figura 2.17, melhora a transmissão de esforços na ligação, ocasionando o funcionamento conjunto do pilar com a fundação. Nesse caso, além da mobilização das forças de atrito, ocorre a transferência de cisalhamento em todas as paredes por chaves (dentes) de cisalhamento. A força normal transmitida para a base da fundação é distribuída na área equivalente ao pilar mais o colarinho.

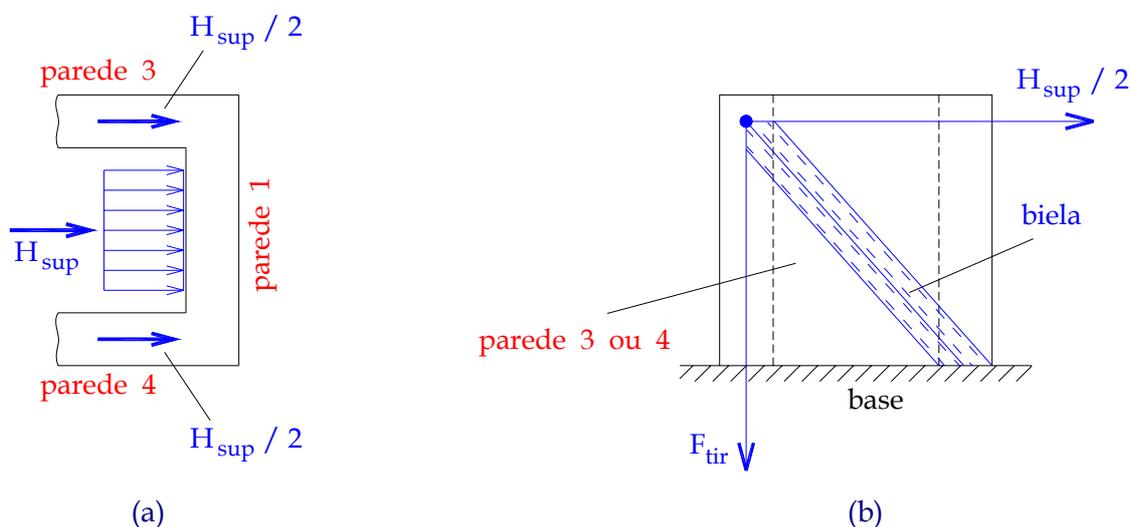


Figura 2.16 - Transferência dos esforços no colarinho - LEONHARDT & MÖNNIG (1977) adaptado por EL DEBS (2000)

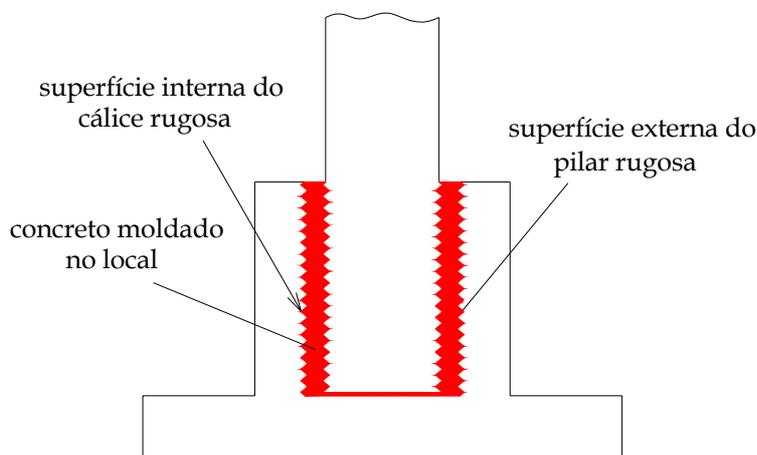


Figura 2.17 - Emprego de rugosidade no pilar e no cálice - EL DEBS (2000)

Uma das formulações que tem mais aceitação para o dimensionamento do cálice e que, entretanto, conduz a resultados conservadores é a proposta por LEONHARDT & MÖNNIG (1977). Nesse modelo teórico simplificado apresentado na Figura 2.16, as forças de atrito nas interfaces são desprezadas e são considerados os dois casos limites quanto à conformação superficial das paredes do pilar e do colarinho: lisa e rugosa.

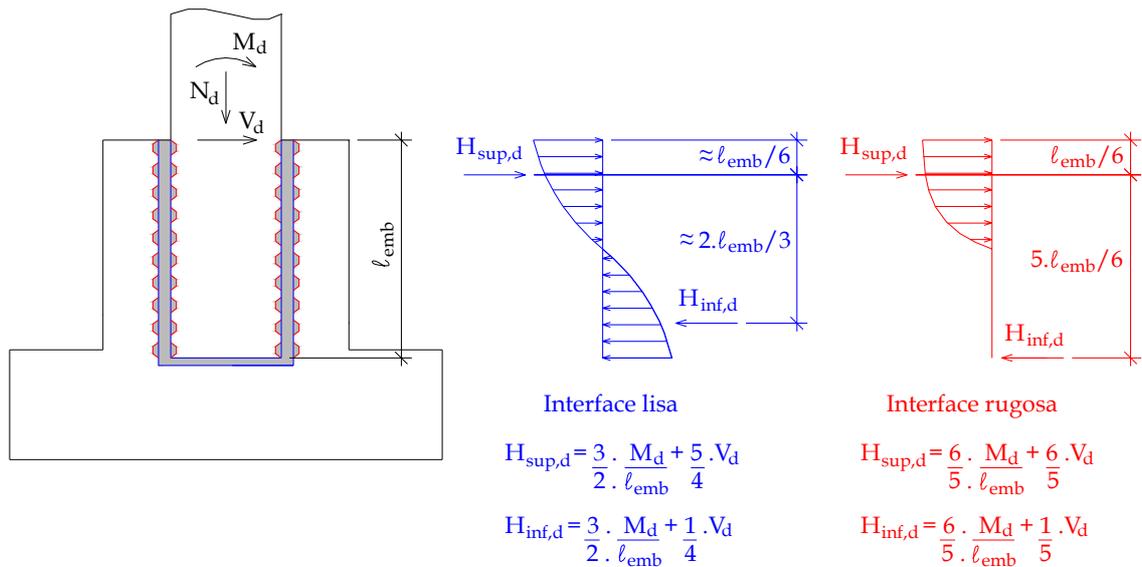


Figura 2.18 – Forças no colarinho conforme o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977)

### 2.5.2. RECOMENDAÇÕES DE PROJETO SEGUNDO LEONHARDT & MÖNNIG (1977), NBR-9062/85 (1985) E EL DEBS (2000)

São compiladas a seguir as principais recomendações segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1977) e a NBR-9062/85 (1985) para o projeto da ligação pilar-fundação através do cálice. Algumas considerações dispostas em EL DEBS (2000) são acrescentadas.

Na Figura 2.19, são indicadas as características geométricas e as resultantes de forças com suas respectivas distâncias no cálice.

A NBR-9062/85 (1985) determina que a conformação das paredes internas do cálice deve ter pelo menos a mesma característica superficial do pilar. De acordo com a rugosidade dos elementos, pode ocorrer a transferência total ou parcial da força normal pela interface.

Conforme a Tabela 2.1, observa-se que, com exceção do comprimento de embutimento  $\ell_{emb}$  mínimo de  $1,2h$  para o caso de pequena excentricidade e interface rugosa, os valores apresentados em LEONHARDT & MÖNNIG (1977) são mais conservadores que os oriundos da NBR-9062/85 (1985).

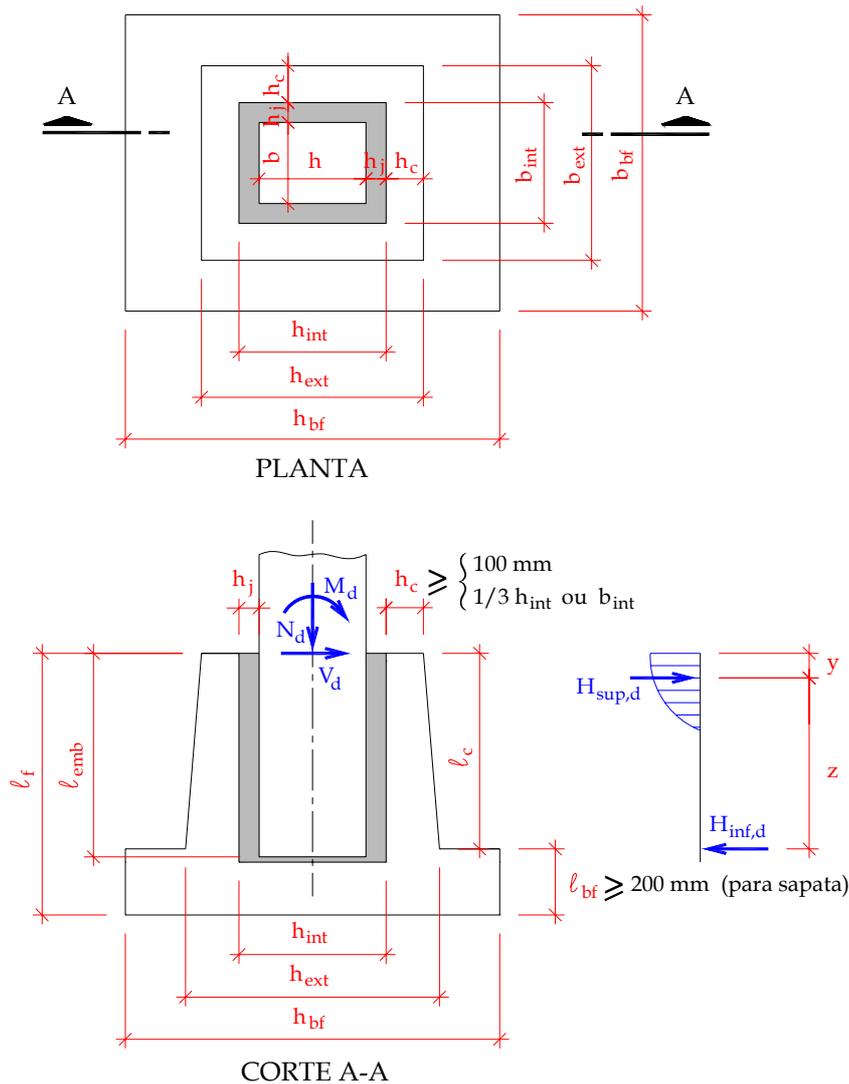


Figura 2.19 - Características geométricas e resultantes de forças no cálice - adaptado de EL DEBS (2000)

Tabela 2.1 - Comprimento de embutimento  $l_{emb}$  mínimo do pilar segundo a NBR-9062/85 (1985) e LEONHARDT & MÖNNIG (1977)

Paredes	$M_d/N_d \leq 0,15h$		$M_d/N_d \geq 2,00h$	
	NBR-9062/85 (1985)	LEONHARDT & MÖNNIG (1977)	NBR-9062/85 (1985)	LEONHARDT & MÖNNIG (1977)
Lisas	$1,50h$	$1,68h$	$2,00h$	$2,80h$
Rugosas	$1,20h$	$1,20h$	$1,60h$	$2,00h$
Valores intermediários devem ser interpolados $l_{emb} \geq 40 \text{ cm}$ (NBR-9062/85 (1985))				

As resultantes de pressão  $H_{sup,d}$  e  $H_{inf,d}$  e o ponto de aplicação  $y$  de  $H_{sup,d}$  são indicados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Resultantes das tensões e ponto de aplicação de  $H_{sup,d}$  no cálice

Paredes	$H_{sup,d}$	$H_{inf,d}$	$y$
Lisas	$1,5 \frac{M_d}{\ell_{emb}} + 1,25V_d$	$1,5 \frac{M_d}{\ell_{emb}} + 0,25V_d$	$0,167 \ell_{emb}^*$
Rugosas	$1,2 \frac{M_d}{\ell_{emb}} + 1,2V_d$	$1,2 \frac{M_d}{\ell_{emb}} + 0,2V_d$	$0,15 \ell_{emb}^{**}$

\* Conforme LEONHARDT & MÖNNIG (1977) e a NBR-9062/85 (1985)

\*\* Conforme a NBR-9062/85 (1985)

Considerando a elevada rigidez à flexão das paredes 3 e 4 e a transferência de forma praticamente direta da pressão inferior na parede 2 para a base da fundação, apenas a parte superior ( $\ell_{emb} / 3$ ) da parede 1 é solicitada significativamente à flexão, como ilustra a Figura 2.20. Deve-se ainda limitar a tensão de contato em  $0,6.f_{cd}$  nessa região. Esse procedimento para o dimensionamento da armadura de flexão  $A_{s,hft}$ , apresentado em EL DEBS (2000), é baseado na antiga Norma Italiana CNR-10025/84 (1984).

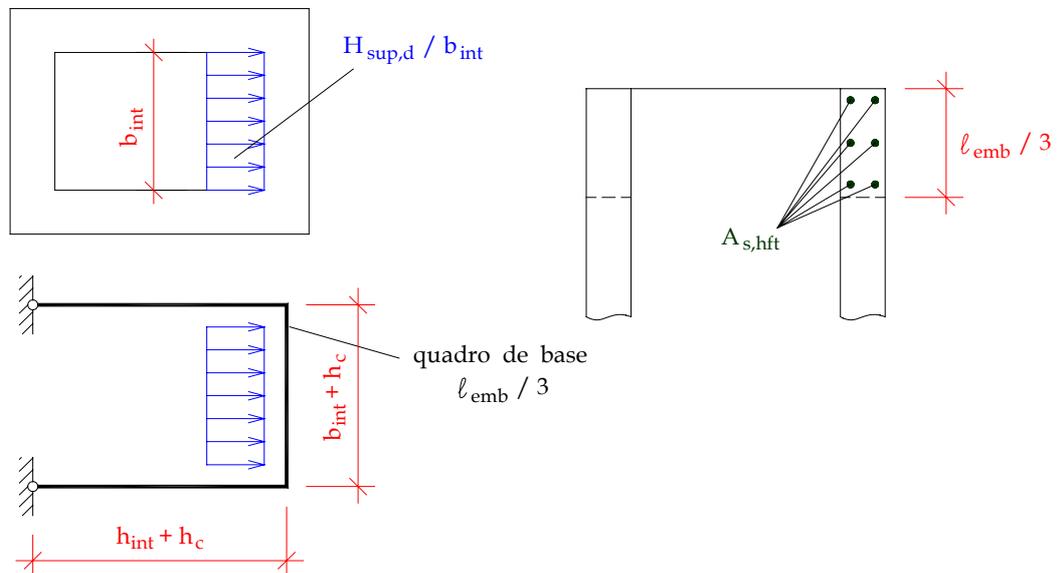


Figura 2.20 - Flexão e disposição da armadura  $A_{s,hft}$  na parte superior da parede transversal 1 - EL DEBS (2000)

Na Figura 2.21, é mostrado o esquema da armadura do cálice, tanto para interface lisa como rugosa. Distribuí-se a armadura  $A_{s,hsup}$  em uma altura igual a  $2y$  nas paredes longitudinais 3 e 4, repetindo-se nas paredes transversais 1 e 2, tanto para interface lisa como rugosa. A armadura  $A_{s,hft}$  calculada apenas no caso de interface lisa conforme o procedimento apresentado em EL DEBS (2000) é disposta no topo da parede transversal 1 ( $\ell_{emb} / 3$ ), adotando-se a maior entre  $A_{s,hft}$  e  $A_{s,hsup}$ . Considerando

as paredes longitudinais como consolos, a armadura do tirante é dimensionada pelo modelo de biela e tirante, no caso de consolo curto; pelo modelo de atrito-cisalhamento, para consolo muito curto; ou pela teoria de flexão, quando o consolo for longo. Essa armadura também é disposta no lado comprimido. As armaduras secundárias longitudinais de costura  $A_{s, costl}$  e de distribuição  $A_{s, distl}$  são calculadas conforme as recomendações de cada tipo de consolo e são repetidas na direção transversal (no caso  $A_{s, costt}$  e  $A_{s, distt}$ ). Adota-se a nomenclatura genérica para as armaduras de costura e de distribuição nas duas direções de  $A_{s, cost}$  e  $A_{s, dist}$ .

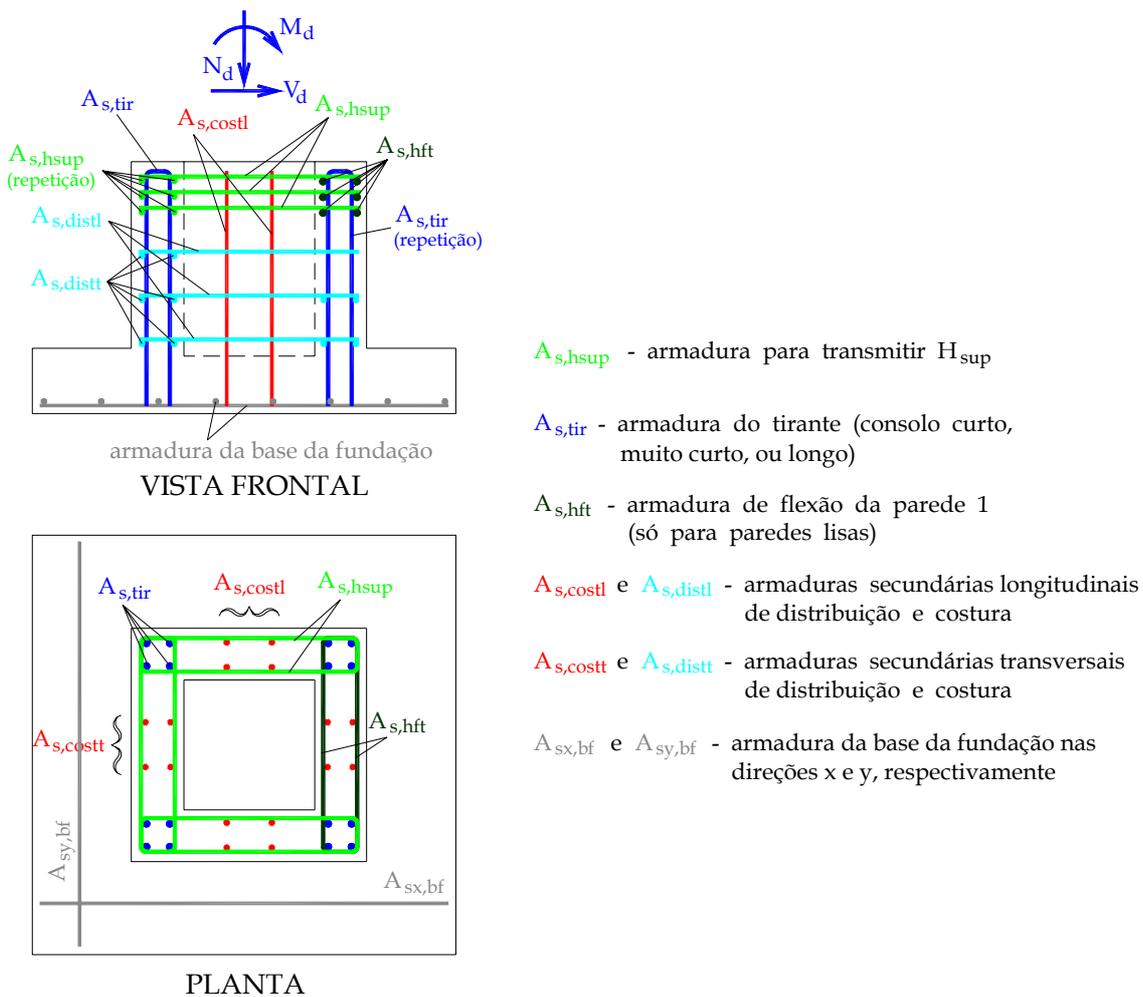


Figura 2.21 - Esquema da armadura do cálice

A armadura para transmitir a força  $H_{sup,d}$  das paredes 1 e 2 e disposta igualmente nas paredes 3 e 4 é calculada conforme:

$$A_{s, hsup} = \frac{H_{sup,d}}{2 \cdot f_{yd}} \tag{2.5}$$

Para o dimensionamento das paredes 3 e 4, adota-se as recomendações a seguir,

conforme o tipo de consolo.

Consolo curto:

Considerando-se as indicações do modelo de bielas e tirantes para consolo curto com  $1 \geq \text{tg } \beta \geq 0,5$ , conforme a Figura 2.22, o cálculo da armadura do tirante e a verificação do esmagamento na biela comprimida são feitos segundo as Equações (2.6) e (2.7), respectivamente.

$$A_{s,tir} = \frac{F_{tir,d}}{f_{yd}} \tag{2.6}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{R_{cd}}{h_{bie} \cdot h_c} \leq 0,85 \cdot f_{cd} \tag{2.7}$$

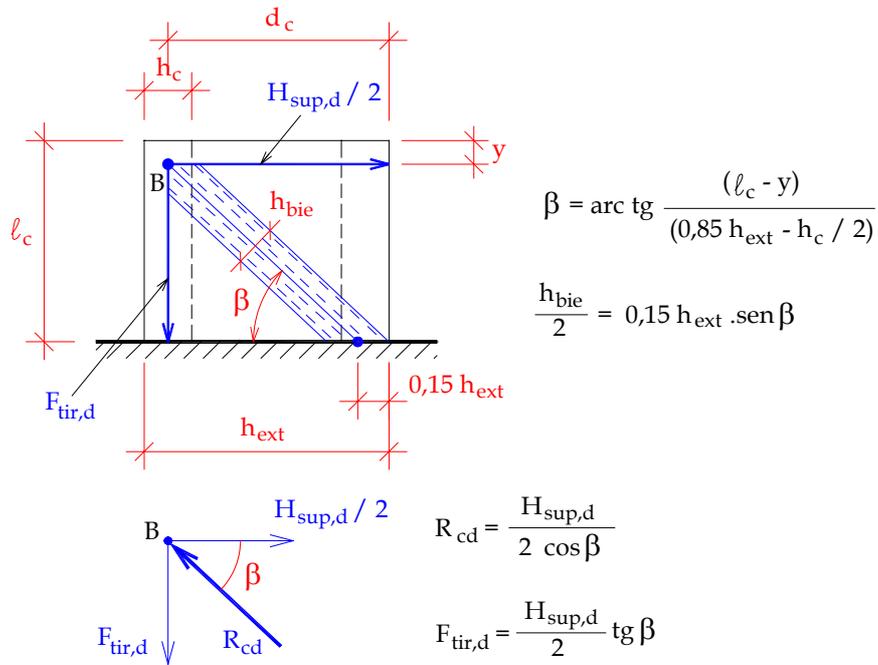


Figura 2.22 – Indicações para o dimensionamento das paredes 3 e 4 como consolo curto - EL DEBS (2000)

Deve-se ainda dispor das armaduras secundárias longitudinais de costura  $A_{s, costl}$  e de distribuição  $A_{s, distl}$  nas paredes longitudinais 3 e 4 de áreas, respectivamente, iguais a:

$$A_{s, costl} = 0,4 \cdot A_{s, tir} \tag{2.8}$$

$$A_{s, distl} \geq \begin{cases} 0,15\% h_c \cdot h_{ext} \\ 0,2 \cdot A_{s, tir} \end{cases} \tag{2.9}$$

Ambas com espaçamento entre 15 cm e 30 cm.

As armaduras transversais de costura  $A_{s, costt}$  e de distribuição  $A_{s, distt}$ , também devem ser colocadas nas paredes transversais 1 e 2, iguais, respectivamente, às duas últimas.

Consolo muito curto:

No caso de  $tg \beta \leq 0,5$ , o dimensionamento é feito como consolo muito curto através do modelo de atrito-cisalhamento. A verificação do esmagamento do concreto pode ser feita também em termos da tensão tangencial de referência de acordo com as seguintes equações:

$$\tau_{wd} = \frac{H_{sup,d}}{2h_c \cdot d_c} \leq \tau_{wu} \leq \begin{cases} 3,0 + 0,9\rho \cdot f_{yd} \text{ (MPa)} & \text{(a)} \\ 0,30 f_{cd} & \text{(b)} \\ 6 \text{ MPa} & \text{(c)} \end{cases} \quad (2.10)$$

onde  $\rho$  é a taxa geométrica da armadura do tirante.

A armadura principal do tirante é calculada segundo a expressão:

$$A_{s,tir} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \frac{0,8(H_{sup,d} / 2)}{\mu} \quad (2.11)$$

onde o valor de  $\mu$  vale:

- $\mu = 1,4$ : para concreto lançado monoliticamente;
- $\mu = 1,0$ : para concreto lançado sobre concreto endurecido intencionalmente rugoso (5 mm de profundidade a cada 30 mm);
- $\mu = 0,6$ : para concreto lançado sobre concreto endurecido com interface lisa.

Conforme a Equação (2.10a), a armadura do tirante pode ser calculada também igualando a tensão tangencial de referência com o seu valor último. A área dessa armadura é dada por:

$$A_{s,tir} = \frac{(H_{sup,d} / 2) - 3h_c \cdot d_c}{0,9 f_{yd}} \quad (2.12)$$

com unidades em N e mm.

Recomenda-se que a área da armadura do tirante seja a maior das calculadas com as Equações (2.11) e (2.12). Essa área ainda não deve ser menor que aquela calculada com a expressão para consolo curto, com o objetivo de cobrir algum esforço de flexão que eventualmente venha a surgir. A tensão da armadura deve ser limitada em 435 MPa para os dois tipos de consolo (curto e muito curto).

As armaduras de costura e de distribuição para consolo muito curto são,

respectivamente:

$$A_{s, costl} = 0,5 \cdot A_{s, tir} \quad (2.13)$$

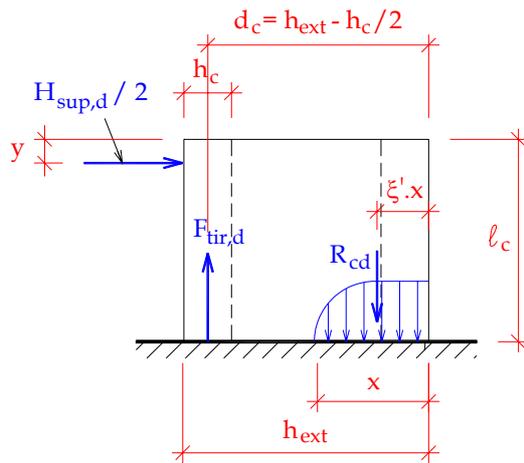
$$A_{s, distl} \geq \begin{cases} 0,15\% h_c \cdot h_{ext} \\ 0,2 \cdot A_{s, tir} \end{cases} \quad (2.14)$$

Ambas com espaçamento entre 15 cm e 30 cm.

Essas mesmas áreas são adotadas para as armaduras secundárias  $A_{s, costl}$  e  $A_{s, distl}$  dispostas nas paredes transversais 1 e 2.

### Consolo longo:

Para  $tg \beta \geq 1$ , denomina-se o consolo de longo e o dimensionamento é feito para uma viga engastada na fundação com uma força horizontal ( $H_{sup,d} / 2$ ) aplicada na extremidade do balanço gerando um momento no engaste, como ilustra a Figura 2.23.



$$F_{tir,d} = \frac{(H_{sup,d}/2) \cdot (\ell_c - y)}{(d_c - \xi' \cdot x)} = A_{s,tir} \cdot f_{yd}$$

$$R_{cd} = F_{tir,d} = \alpha \cdot \sigma_{cd} \cdot h_c \cdot x$$

Considerando a posição  $x$  da L.N. entre os domínios 3 e 4:

Diagrama de tensões do concreto

• parábola-retângulo:

$$\alpha = 0,8095 \quad \text{e} \quad \xi' = 0,416$$

• retangular:

$$\alpha = 0,8 \quad \text{e} \quad \xi' = 0,4$$

Figura 2.23 - Cálculo das paredes longitudinais 3 e 4 como vigas

Utilizando-se a teoria de flexão, faz-se, então, o cálculo da armadura do tirante e a verificação do esmagamento do concreto de acordo com as Equações (2.15) e (2.16).

$$A_{s,tir} = \frac{(H_{sup,d}/2) \cdot (\ell_c - y)}{(d_c - \xi' \cdot x) \cdot f_{yd}} \quad (2.15)$$

$$\sigma_{cd} \geq \frac{R_{cd}}{\alpha \cdot h_c \cdot x} \quad (2.16)$$

Conseqüentemente, a armadura de costura pode ser calculada como uma armadura de pele de vigas conforme a seguinte equação:

$$A_{s,cos tl} = A_{s,cos tt} = 0,1\%h_c \cdot h_{ext} \quad (2.17)$$

com espaçamento menor que  $d_c / 3$  e 20 cm. Ressalta-se que, no caso de cargas próximas ao apoio, essa armadura pode vir a contribuir na resistência desse consolo.

A armadura de distribuição para resistir ao esforço cortante  $H_{sup,d} / 2$  pode ser dimensionada segundo os modelos de cálculo I e II da NBR-6118/03 (2003) para elementos lineares sujeitos à força cortante apresentados resumidamente nas Equações (2.18) e (2.19).

Modelo de cálculo I:

$$\frac{A_{s,distl}}{s} = \frac{A_{s,distt}}{s} = \frac{H_{sup,d} / 2 - 0,6f_{ctd} \cdot h_c \cdot d_c}{0,9d_c \cdot f_{yd}} \quad (2.18)$$

Modelo de cálculo II:

$$\frac{A_{s,distl}}{s} = \frac{A_{s,distt}}{s} = \begin{cases} \frac{H_{sup,d} / 2 - 0,6f_{ctd} \cdot h_c \cdot d_c}{0,9d_c \cdot f_{yd} \cdot \cot g\theta} & \text{Se } H_{sup,d} / 2 \leq 0,6f_{ctd} \cdot h_c \cdot d_c \\ \frac{H_{sup,d} / 2}{0,9d_c \cdot f_{yd} \cdot \cot g\theta} & \text{Se } H_{sup,d} / 2 = 0,54\alpha_{v2} \cdot f_{ctd} \cdot h_c \cdot d_c \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot \cot g\theta \end{cases} \quad (2.19)$$

Valores intermediários interpolados

Onde:

$\theta$  é o ângulo de inclinação das diagonais de compressão em relação ao eixo longitudinal da viga, no caso, perpendicular à linha de ação de  $H_{sup,d} / 2$  e

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250) \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa}$$

Neste caso, também deve ser adotada a maior área para todas as armaduras (tirante, costura e de distribuição) entre o cálculo das paredes longitudinais 3 e 4 como viga e como consolo curto.

No caso de flexão oblíqua, com a atuação simultânea de momentos nas duas direções ortogonais, segundo a Figura 2.24, o cálculo da armadura pode ser feito considerando os momentos atuando isoladamente, desde que sejam satisfeitas as seguintes condições:

- reduzir a tensão última de contato de  $0,6f_{cd}$  para  $0,5f_{cd}$ ;
- sobrepor a armadura  $A_{s,hsup}$  para transmitir a força  $H_{sup,d}$  com a armadura de flexão  $A_{s,hft}$ ;
- sobrepor as armaduras dos tirantes do consolo calculadas nas duas direções, por exemplo,  $A_{s,tir3} = A_{s,tir3x} + A_{s,tir3y}$ , sendo  $A_{s,tir3x}$  e  $A_{s,tir3y}$  as armaduras para os momentos  $M_{xd}$  e  $M_{yd}$ , respectivamente.

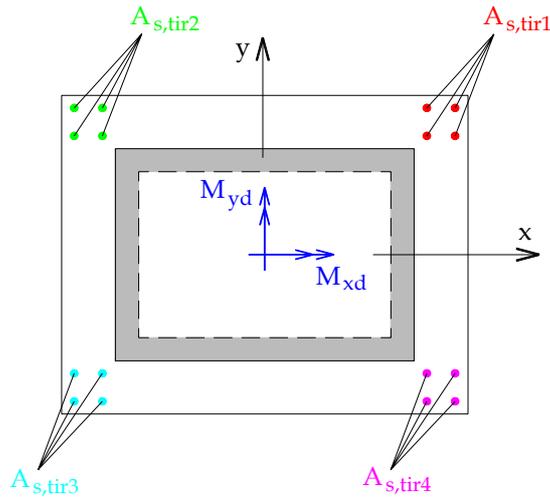


Figura 2.24 – Flexão oblíqua no cálice de fundação – EL DEBS (2000)

Para o dimensionamento da fundação, no caso de interface lisa, considera-se que a força normal é transmitida na sua totalidade para a base com alguma eventual redução através da mobilização do atrito na superfície pilar-colarinho, como apresenta a Figura 2.25. Essa redução é admitida apenas quando houver a ação simultânea de  $M_d$  e  $N_d$ . A verificação da punção na fundação deve ser feita com as dimensões do pilar.

No caso de paredes rugosas, a força normal é transmitida para a base da fundação em uma área equivalente ao pilar mais o colarinho. Portanto, o dimensionamento da fundação e a verificação da punção são feitos com as dimensões externas do colarinho, conforme ilustra a Figura 2.26.

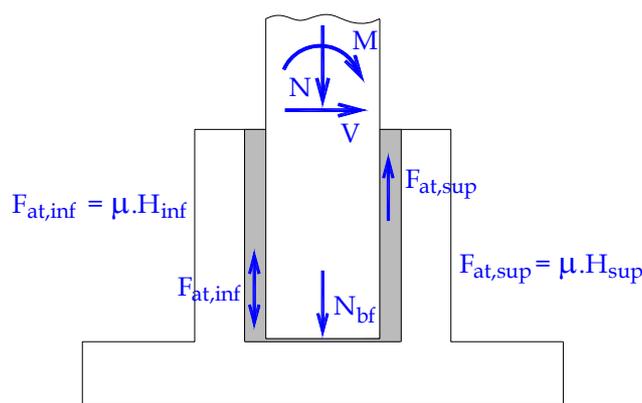


Figura 2.25 - Mobilização do atrito no cálice com interface pilar-colarinho lisa - EL DEBS (2000)

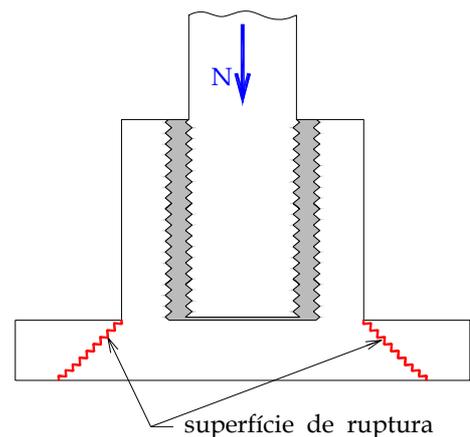
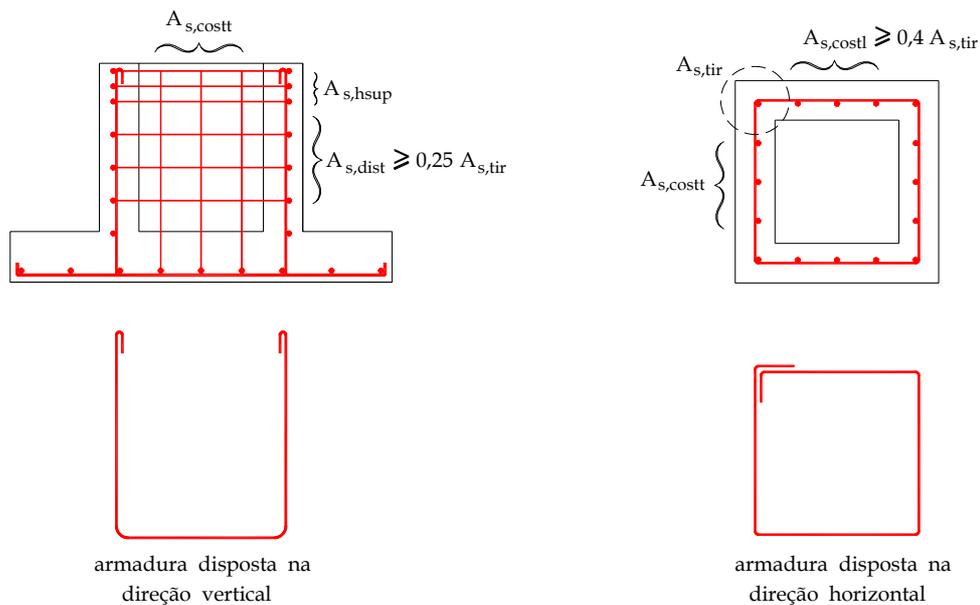
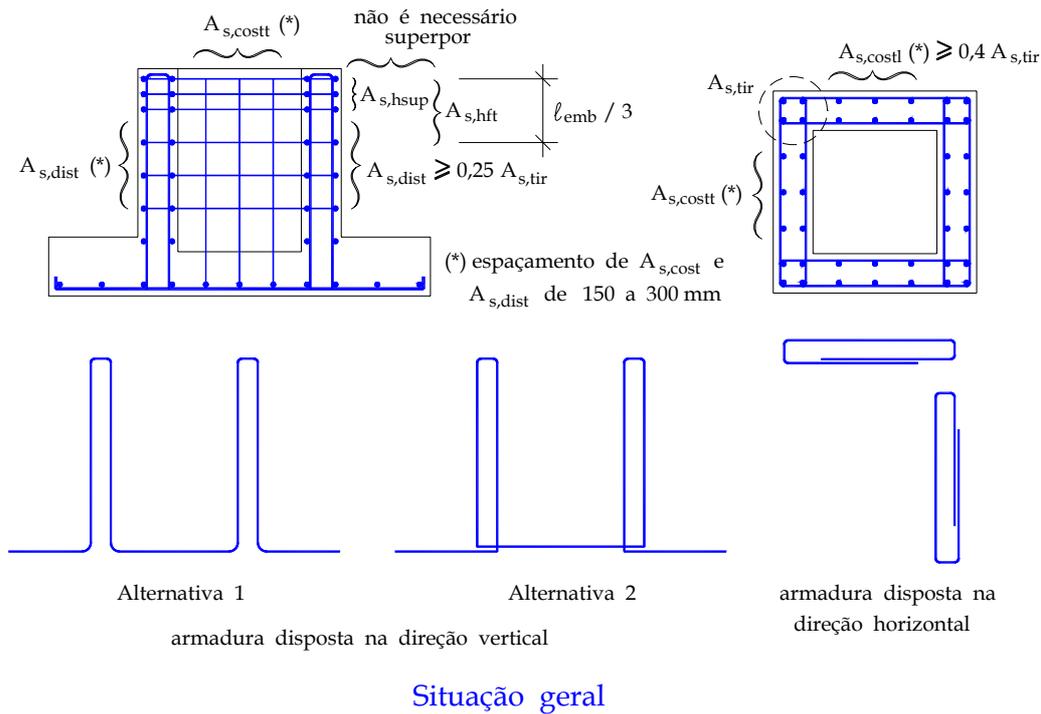


Figura 2.26 – Punção na base do cálice com interface pilar-colarinho rugosa – EL DEBS (2000)

A Figura 2.27 ilustra o arranjo da armadura para as situações de grande e pequena excentricidade.



Situação de  $M_d / (N_d \cdot h) < 0,15$

Figura 2.27 - Arranjo da armadura do cálice - LEONHARDT & MÖNNIG (1977) adaptado por EL DEBS (2000)

No detalhamento do cálice, ainda devem ser atendidas as seguintes disposições construtivas:

- O concreto de preenchimento deve ter qualidade equivalente ou superior à do concreto do pilar ou do colarinho;
- As superfícies laterais do pilar e das paredes internas do colarinho, quando

rugosas, devem ser profundidade mínima das nervuras igual a 1 cm a cada 10 cm, segundo a NBR-9062/85 (1985);

- De acordo com LEONHARDT & MÖNNIG (1977), a espessura do colarinho deve ser maior ou igual a 1/3 da menor distância interna entre as paredes do colarinho, e no mínimo igual a 10 cm;
- O comprimento de embutimento do pilar deve ser maior que 40 cm, conforme a NBR-9062/85 (1985);
- O cobrimento da armadura nas faces internas do cálice pode ser reduzido;
- O espaçamento entre o pilar e o colarinho deve ser projetado de acordo com o vibrador de agulha, com o valor mínimo recomendável de 50 mm, exceto quando o graute for autoadensável;
- No caso de paredes lisas, recomenda-se para a armadura do pilar na região de embutimento, conforme OLIN *et al.* (1985): 1) colocar na extremidade inferior do pilar uma armadura transversal adicional (estribos) para resistir à força cortante de valor  $H_{inf,d}$ , a qual pode ser reduzida na proporção  $\ell_{emb}/(3h)$ . O dimensionamento pode ser feito com flexo-compressão; 2) na base do pilar, deve-se dispor de uma armadura  $A_{s,b}$  em forma de “U” para resistir à força  $H_{inf,d}$  com ancoragem a partir da posição  $y$  da resultante  $H_{sup,d}$ , fornecida na Tabela 2.2; e 3) verificar a ancoragem dessa armadura  $A_{s,b}$ . Essas armaduras são visualizadas na Figura 2.28.
- Nos pilares sob flexo-compressão no cálice com paredes rugosas, como ilustra a Figura 2.29, a força de tração na armadura longitudinal do pilar é transmitida por traspasse para a armadura vertical do colarinho com maior braço de alavanca, no caso  $A_{s,tir}$  e  $A_{s,costt}$ , através da armadura secundária de distribuição  $A_{s,distl}$  e  $A_{s,distt}$  com espaçamento entre 15 cm e 30 cm. Portanto, deve ser verificada a emenda por traspasse entre a armadura longitudinal do pilar e armadura vertical do colarinho.
- Conforme LEONHARDT & MÖNNIG (1977), quando se dispuser de comprovação experimental, no caso de interface rugosa, a armadura  $A_{s,hsup}$  disposta no topo das paredes 3 e 4 para resistir à força  $H_{sup,d}$  pode ser reduzida em virtude da contribuição da aderência mecânica que ocasiona uma inclinação da biela de compressão em relação à horizontal ( $\beta$ ) maior que a admitida no cálculo do consolo, como indica a Figura 2.29. Nas paredes transversais, deve ser disposta a mesma armadura  $A_{s,hsup}$ , embora, devido também à aderência mecânica, somente parte de  $H_{sup,d}$  atue no topo da parede transversal 1, formando-se nessa região um arco atirantado;
- De acordo com LEONHARDT & MÖNNIG (1977), no caso de paredes lisas, quando o comprimento de penetração do pilar na sapata for igual ou superior a  $\ell_{emb}/6$ , é dispensável a armadura em estribos que absorve  $H_{inf,d}$  na parte

inferior do colarinho;

- No caso de interface lisa, parte da força normal transmitida para a base da fundação pode ser transmitida para o colarinho através de uma armadura de suspensão com valor máximo indicado por EL DEBS (2000) de  $0,5N_d / f_{yd}$ , como mostra a Figura 2.30, diferentemente do valor recomendado pela NBR-9062/85 (1985) de  $0,7N_d / f_{yd}$ . A utilização dessa armadura de suspensão melhora o comportamento da fundação quanto à punção com o deslocamento da superfície potencial de separação.
- A espessura da base do cálice não deve ser inferior a 200 mm.

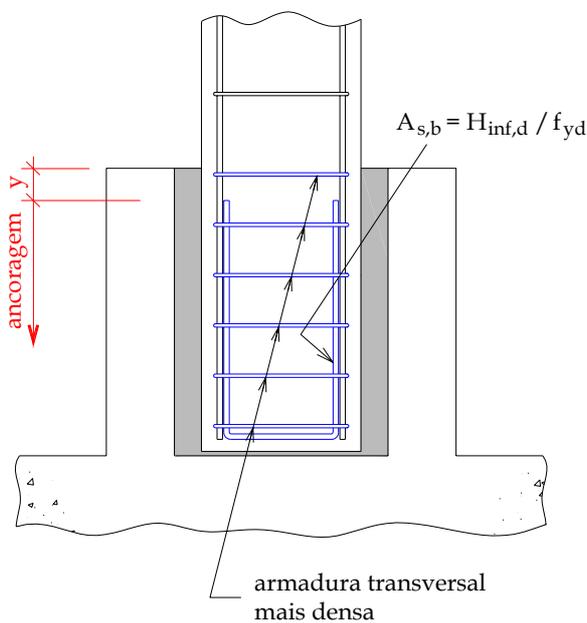


Figura 2.28 - Armadura na extremidade inferior do pilar no caso de interface pilar-colarinho lisa - OLIN *et al.* (1985) adaptado por EL DEBS (2000)

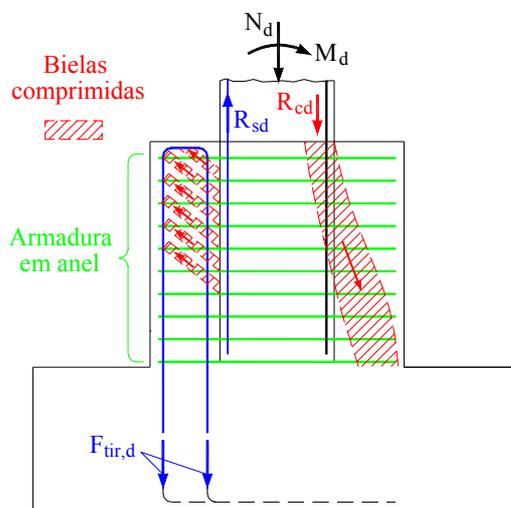


Figura 2.29 - Transmissão das forças de tração e compressão no pilar sob compressão excêntrica para a fundação com interface pilar-colarinho rugosa - LEONHARDT & MÖNNIG (1977)

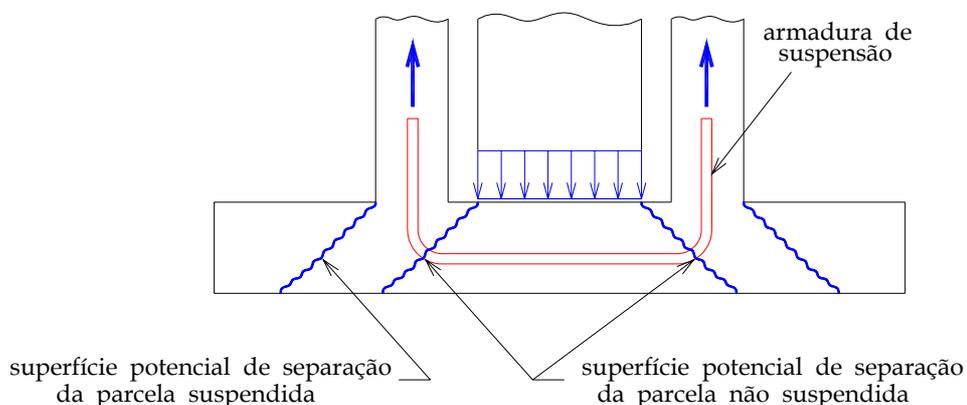


Figura 2.30 - Punção na base e armadura de suspensão no cálice com paredes lisas - EL DEBS (2000)

### 2.5.3. MODELO EMPÍRICO DE GOLOSOV & KOROVIN (1978)

De acordo com as análises dos resultados experimentais apresentados em GOLOSOV & KOROVIN (1978), o projeto da ligação entre o pilar e o bloco sobre estacas por meio de cálice deve ser baseado com a contribuição de duas seções: a parte relativa às paredes ( $\ell_{emb}$  da Figura 2.9) e a parte da laje de fundação ( $\ell_{bf}$  da Figura 2.9). Com relação à capacidade da ligação quanto à punção, deve-se considerar os dois esquemas de ruptura, adotando-se a maior força de ruptura prevista.

Com relação à parcela das paredes, deve-se considerar que devido à transmissão da força axial  $N_d$  na ligação, surge uma força de compressão  $V_{par} = N_d / \mu$  na superfície lateral interna das paredes, onde  $\mu$  é o coeficiente de atrito concreto-concreto da interface pilar-parede. Admitindo-se que essa força de compressão seja uniformemente distribuída na superfície lateral interna  $A_{i,par}$  das paredes, têm-se a tensão  $\sigma_{n,par} = N_d / (\mu A_{i,par})$ . Para a solução aproximada desse problema, nas paredes atuam apenas tensões de tração devido à ação das forças de compressão. Através das condições de equilíbrio, obtém-se a seguinte relação:

$$\sigma_{n,par} \cdot h \cdot \ell_{emb} = \omega_1 \cdot \omega_2 \cdot \sigma_{t,par} \cdot A_{\ell_{emb}} \quad (2.20)$$

onde:

$\sigma_{t,par}$  é a máxima tensão de tração nas paredes;

$\omega_1 = 0,5$  e  $\omega_2 = 1,0$  são coeficientes empíricos com relação à curva das deformações do concreto na largura e altura da parede, respectivamente;

$A_{\ell_{emb}}$  é a área da seção longitudinal do embutimento;

$h$  e  $\ell_{emb}$  são a largura e o comprimento de embutimento do pilar, respectivamente.

No caso de dimensões em planta iguais nas duas direções, e admitindo-se a área lateral interna das paredes como  $h \cdot \ell_{emb}$ , substitui-se o valor de  $\sigma_{n,par} = N_d / (\mu \cdot A_{i,par}) = N_d / (\mu \cdot 4 \cdot h \cdot \ell_{emb})$  na Equação (2.20) e tem-se a força última:

$$N_d = 4\mu \cdot \omega_1 \cdot \omega_2 \cdot A_{\ell_{emb}} \sigma_{t,par} \quad (2.21)$$

Entende-se aqui que a área  $A_{\ell_{emb}}$  da seção longitudinal do embutimento seja equivalente a  $4h \cdot \ell_{emb}$ .

O coeficiente de atrito  $\mu$ , o qual é calibrado com os resultados experimentais, é dado por:

$$\mu = 0,8 - 2,5 \frac{\sigma_{n,par}}{\sigma_o} \quad (2.22)$$

onde  $\sigma_o$  é uma constante igual a 100 MPa.

A relação média entre as forças últimas experimentais e as de projeto foi 1,09, sendo a formulação teórica, por conseguinte, a favor da segurança.

Os troncos piramidais de punção das duas séries, cuja formação ocorreu segundo diferentes ângulos de inclinação  $\alpha_{tp}$ , são classificados em dois grupos: (i)  $0,5(h_{tp} - h)/\ell_{bf} \geq 1$  e (ii)  $0,5(h_{tp} - h)/\ell_{bf} \leq 1$ .

Para o primeiro grupo, GOLOSOV & KOROVIN (1978) comentam que a força última experimental foi 40% maior que o valor teórico segundo uma norma não especificada no texto.

Com relação ao segundo grupo, é apresentada uma formulação empírica para o cálculo da força última  $N_d$ .

A superfície lateral do tronco piramidal de punção é determinada com a seguinte expressão:

$$A_{tp} = \frac{(u_1 + u_2)\ell_{bf}}{2 \operatorname{sen} \alpha_{tp}} \quad (2.23)$$

onde  $u_1$  e  $u_2$  são, respectivamente, os perímetros superior e inferior da base do tronco piramidal de punção.

Pela definição, a resistência média ao arrancamento é dada pela Equação (2.24) e o seu valor empírico é calculado conforme a Expressão (2.25).

$$\tau_{ar,m} = \frac{N_d}{A_{tp}} \quad (2.24)$$

$$\tau_{ar,m} = 0,7 \left( 1 - \frac{k_{tp}}{3} \right) \frac{\sqrt{k_{tp}^2 + 1}}{k_{tp}} \sigma_{t,par} \quad (2.25)$$

onde  $\tan \alpha_{tp} = 0,5(h_{tp} - h)/\ell_{bf}$  é dada por  $0,3 \leq \tan \alpha_{tp} \leq 1$ .

Igualando-se as Equações (2.24) e (2.25) e substituindo-se o valor de  $A_{tp}$  da Equação (2.23), tem-se o seguinte valor para a força última:

$$N_d = 0,7 \left( 1 - \frac{\tan \alpha_{tp}}{3} \right) \frac{\sqrt{(\tan \alpha_{tp})^2 + 1}}{\tan \alpha_{tp}} \frac{(u_1 + u_2)\ell_{bf}}{2 \operatorname{sen} \alpha_{tp}} \sigma_{t,par} \quad (2.26)$$

A relação média entre as forças últimas experimental e teórica foi igual a 1,23. A Equação (2.26) pode ser usada, portanto, para a previsão da força última nos dois grupos de troncos piramidais de punção. Conforme comentado anteriormente, devido à proximidade dos valores das duas séries ensaiadas para se avaliar o comportamento

da punção, pode-se prever através dessa equação, para a segunda série, a capacidade devido à punção no caso de formação do tronco piramidal na zona tracionada da laje de fundação.

#### 2.5.4. MODELO DE PROJETO DE WILLERT & KESSER (1983)

WILLERT & KESSER (1983) apresentaram um modelo teórico para a transmissão de forças na ligação com interface pilar-colarinho lisa. Todavia, como esse modelo considera a rugosidade da interface em função de um coeficiente de atrito  $\mu$ , ele pode ser utilizado no caso de interface rugosa com o ajuste adequado desse coeficiente. Os autores sugerem um coeficiente de atrito apenas para interface lisa igual a  $2/3$ .

Para a transferência de esforços na ligação esquematizada na Figura 2.31, as forças de atrito apenas são consideradas quando forem aplicadas simultaneamente forças verticais.

O comprimento de embutimento  $\ell_{emb}$  do pilar deve ser calculado de acordo com a seguinte relação:

$$1,5h \leq \ell_{emb} \leq 3,0h \quad (2.27)$$

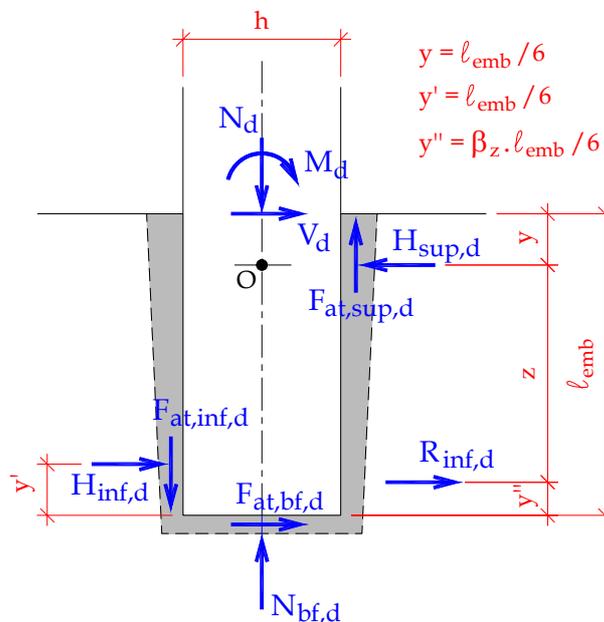


Figura 2.31 - Forças transmitidas na ligação com interface lisa - WILLERT & KESSER (1983)

As condições de equilíbrio são dadas pelas equações abaixo.

Equilíbrio de forças verticais:

$$N_{bf,d} - F_{at,inf,d} + F_{at,sup,d} - N_d = 0 \quad (2.28)$$

Equilíbrio de forças horizontais:

$$H_{sup,d} - H_{inf,d} - F_{at,bf,d} - V_d = 0 \quad (2.29)$$

Equilíbrio de momentos no ponto O:

$$\frac{5.F_{at,bf,d} \cdot \ell_{emb}}{6} + \frac{2.H_{inf,d} \cdot \ell_{emb}}{3} + \frac{h}{2} \cdot (F_{at,sup,d} + F_{at,inf,d}) - M_d - \frac{V_d \cdot \ell_{emb}}{6} = 0 \quad (2.30)$$

Ainda são acrescentadas as seguintes relações:

$$R_{inf,d} = H_{inf,d} + F_{at,bf,d} \quad (2.31)$$

$$F_{at,sup,d} = \mu \cdot R_{inf,d} \quad (2.32)$$

$$F_{at,inf,d} = \mu \cdot H_{inf,d} \quad (2.33)$$

$$F_{at,bf,d} \leq \mu \cdot N_{bf,d} \quad (2.34)$$

$$N_{bf,d} \geq 0 \quad (2.35)$$

O braço de alavanca  $z$  é determinado com base nas seguintes considerações:

- Nos casos de pequena excentricidade, ou seja, quando a força normal predomina, a força de atrito  $F_{at,bf,d}$  na base é elevada e a componente  $H_{inf,d}$  na parede transversal 2 é pequena.
- Quando o momento predomina, que são os casos de grande excentricidade, a compressão lateral  $H_{inf,d}$  aumenta e a força de atrito  $F_{at,bf,d}$  torna-se pequena.

Com base na excentricidade da carga  $e/h$ , é introduzido o fator  $\beta_z$ , que representa a variação no braço de alavanca  $z$ :

- Para excentricidade pequena ( $e/h < 1/6$ ):

$$\beta_z \approx 0 \quad z \approx \frac{5 \cdot \ell_{emb}}{6}$$

- Para excentricidade média ( $e/h \approx 1$ ):

$$\beta_z \approx 0,5 \quad z \approx \frac{3 \cdot \ell_{emb}}{4}$$

- Para excentricidade grande ( $e/h > 6$ ):

$$\beta_z \approx 1 \quad z \approx \frac{2 \cdot \ell_{emb}}{3}$$

com:

$$\frac{e}{h} = \frac{M_O}{N_d \cdot h} = \frac{6 \cdot M_d + V_d \cdot \ell_{emb}}{6 \cdot N_d \cdot h} \quad (2.36)$$

O fator  $\beta_z$  pode ser representado com excelente aproximação pela função exponencial da expressão abaixo:

$$\beta_z = 1 - \exp\left(-\frac{2e}{3h}\right) \text{ com } 0 < \beta_z \leq 1 \quad (2.37)$$

A distância do ponto de aplicação da força  $R_{inf,d}$  à base da fundação é dada por:

$$y'' = \beta_z \cdot \frac{\ell_{emb}}{6} \quad (2.38)$$

Colocando o braço de alavanca  $z$  em função de  $\ell_{emb}$  e  $\beta_z$ , tem-se:

$$z = \frac{\ell_{emb}}{6} \cdot (5 - \beta_z) \quad (2.39)$$

Utilizando-se as expressões acima com as equações de equilíbrio ((2.28) a (2.30)), obtém-se a força cortante resultante  $R_{inf,d}$  na base do pilar.

$$R_{inf,d} = \frac{6 \cdot M_d + V_d \cdot \ell_{emb}}{\ell_{emb} \cdot (5 - \beta_z) + 3 \cdot \mu \cdot h \cdot (1 + \beta_z)} \quad (2.40)$$

As reações são dadas pelas seguintes expressões:

$$H_{sup,d} = R_{inf,d} + V_d \quad (2.41)$$

$$F_{at,sup,d} = \mu \cdot R_{inf,d} \quad (2.42)$$

$$H_{inf,d} = \beta_z \cdot R_{inf,d} \quad (2.43)$$

$$F_{at,inf,d} = \mu \cdot H_{inf,d} = \mu \cdot \beta_z \cdot R_{inf,d} \quad (2.44)$$

$$F_{at,bf,d} = R_{inf,d} - H_{inf,d} = (1 - \beta_z) \cdot R_{inf,d} \quad (2.45)$$

$$N_{bf,d} = N_d - F_{at,sup,d} + F_{at,inf,d} = N_d - \mu \cdot (1 - \beta_z) \cdot R_{inf,d} \quad (2.46)$$

Para o caso de pequena excentricidade, onde  $e/h < 1/6$  e  $\beta_z = 0$ , tem-se:

$$R_{inf,d} = F_{at,bf,d} = \frac{6 \cdot M_d + V_d \cdot \ell_{emb}}{5 \cdot \ell_{emb} + 3 \cdot \mu \cdot h} \quad (2.47)$$

Quando se despreza o atrito na interface, a força cortante  $R_{inf,d}$  é dada pela seguinte equação:

$$R_{inf,d} = F_{at,bf,d} = \frac{6.M_d}{5\ell_{emb}} + \frac{V_d}{5} \quad (2.48)$$

Para o caso de flexão pura, onde  $N_d = 0$ ,  $e/h = \infty$  e  $\beta_z = 1$ , tem-se:

$$R_{inf,d} = H_{inf,d} = \frac{6.M_d + V_d.\ell_{emb}}{4.\ell_{emb} + 6.\mu.h} \quad (2.49)$$

Desconsiderando o atrito na interface, a força cortante  $R_{inf,d}$  é dada pela seguinte equação:

$$R_{inf,d} = H_{inf,d} = \frac{3.M_d}{2.\ell_{emb}} + \frac{V_d}{4} \quad (2.50)$$

Os valores das Equações (2.48) e (2.50) coincidem com a força  $H_{inf,d}$  do modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) para interface rugosa e lisa, respectivamente, indicada na Figura 2.18 e na Tabela 2.2.

### 2.5.5. MODELO E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO APRESENTADOS EM OLIN *ET AL.* (1985)

De acordo com OLIN *et al.* (1985), a capacidade efetiva da ligação do cálice é superior à referida nos métodos de cálculo<sup>4</sup>. Esse acréscimo de resistência é oriundo das tensões de aderência na ligação e do deslocamento da reação na extremidade inferior do pilar.

OLIN *et al.* (1985) apresentaram um modelo para a distribuição de forças na ligação, as quais podem ser visualizadas na Figura 2.32.

No estado limite último, o momento resultante que atua na região de embutimento ocasiona uma excentricidade na reação normal na extremidade inferior do pilar, a qual depende de alguns fatores como a magnitude da força atuante e as dimensões do colarinho. O valor de  $h/6$  pode ser utilizado para essa excentricidade nos casos usuais de ligação rígida. A reação de atrito atuando na extremidade inferior do pilar não é considerada, pois não se desenvolve uma força de atrito plena nessa região.

Com o equilíbrio de momentos no ponto *A*, tem-se o valor para a força  $H_{sup,d}$  dado por:

<sup>4</sup> Betonielementtirakenteet. Helsinki 1977, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto, RIL 115. 416p.

Runko-BES-tutkimus. Helsinki 1983, Suomen Betoniteollisuuden Keskusjärjestö, Julkaisut 1 – 7. 188p.

Saarinen, E. Elementtirakenteiden suunnitteluohjeita. In: Rakentajain Kalenteri 1982. Helsinki 1982, Rakentajain Kustannus. p.677–95.

$$H_{sup,d} = \frac{M_d - 0,17.h.N_d + 0,9.\ell_{emb}.V_d}{0,8.\ell_{emb} + 0,33.\mu.h} \quad (2.51)$$

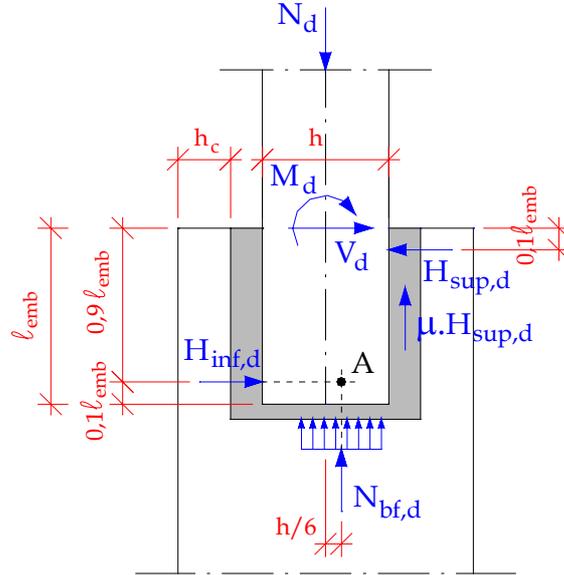


Figura 2.32 – Forças atuando na ligação do pilar com a fundação pelo cálice – OLIN *et al.* (1985)

É recomendado que se utilize uma profundidade igual a 1,3 da medida lateral maior do pilar ( $\ell_{emb} = 1,3.h$ ).

O dimensionamento é feito para duas condições limites: interface lisa ( $\mu = 0,3$ ) e interface rugosa ( $\mu = 0,6$ ).

Considerando-se a superfície lisa, tem-se para a força  $H_{sup,d}$ :

$$H_{sup,d} = 1,14.\frac{M_d}{\ell_{emb}} + 1,03.V_d - 0,15.N_d \quad (2.52)$$

Com o equilíbrio das forças horizontais, chega-se a expressão para  $H_{inf,d}$ :

$$H_{inf,d} = H_{sup,d} - V_d \quad (2.53)$$

As tensões de cisalhamento na interface pilar-concreto de preenchimento são originadas devido ao atrito e à adesão. As forças de atrito surgem com a compressão oriunda de forças externas e são consideradas através do coeficiente de atrito dependente da qualidade da superfície. Quando não existirem forças horizontais produzidas por carregamento externo, as tensões de cisalhamento são originadas apenas pela ação da adesão. Como OLIN *et al.* (1985) mencionam esta última tensão com a ocorrência de deslizamento, torna-se mais conveniente denominá-la de tensão de aderência.

Em função do deslocamento do pilar, pode-se determinar a direção e magnitude das tensões de aderência das superfícies laterais, subdivididas nas componentes horizontal e vertical.

A força horizontal de aderência  $F_{bu,x}$ , visualizada na Figura 2.33, é assumida como uniformemente distribuída devido à magnitude do deslizamento entre as superfícies no Estado Limite Último. A posição dessa resultante  $F_{bu,x}$  poderia, em princípio, ser considerada igual à da força  $H_{sup,d}$ , com um bom nível de aproximação, tendo em vista que essa diferença de localização não influencia significativamente no projeto da ligação. As tensões distribuídas ao longo da parede do colarinho exigem praticamente a mesma armadura quando se considera a força concentrada  $H_{sup,d}$ . Por essa razão, elas não são consideradas no dimensionamento do cálice.

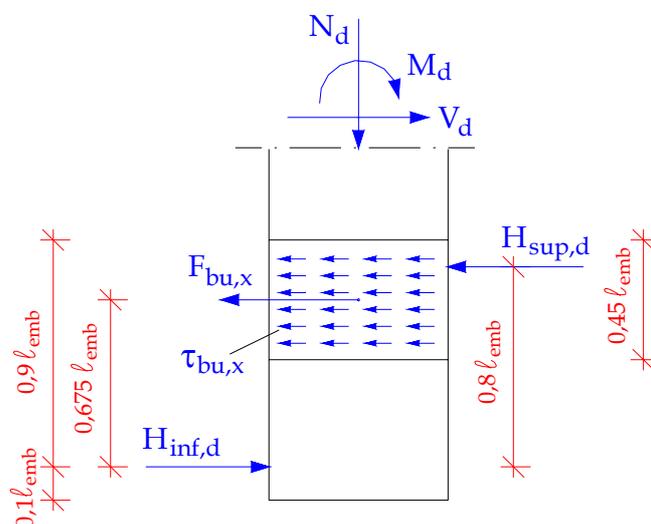


Figura 2.33 – Tensões horizontais de aderência nas superfícies laterais do pilar - OLIN *et al.* (1985)

Para a definição da direção e magnitude das tensões verticais de aderência, são adotadas as hipóteses de que o valor do escorregamento é grande no Estado Limite Último e que, portanto, a ligação apresenta comportamento dúctil. A distribuição das tensões verticais, mostrada na Figura 2.34, indica o seguinte valor para a resultante  $F_{bu,y}$ :

$$F_{bu,y} = 0,5 \cdot \tau_{bu,y} \cdot l_{emb} \cdot h \quad (2.54)$$

Embora haja o deslizamento entre as superfícies, considera-se que a tensão de aderência permanecerá constante. Com uma rugosidade razoavelmente superficial, mantém-se a capacidade de aderência embora surjam pequenas fissuras na ligação oriundas da retração do concreto de preenchimento.

No caso de interface rugosa, considerando-se a tensão de aderência vertical da Expressão (2.54) e com o equilíbrio de momentos em relação ao ponto A na Figura 2.32,

obtem-se a seguinte equação para a reação  $H_{sup,d}$ :

$$H_{sup,d} = \frac{M_d - 0,17.h.N_d + 0,9.\ell_{emb}.V_d - 0,083.h.F_{bu,y}}{0,8.\ell_{emb} + 0,33.\mu.h} \quad (2.55)$$

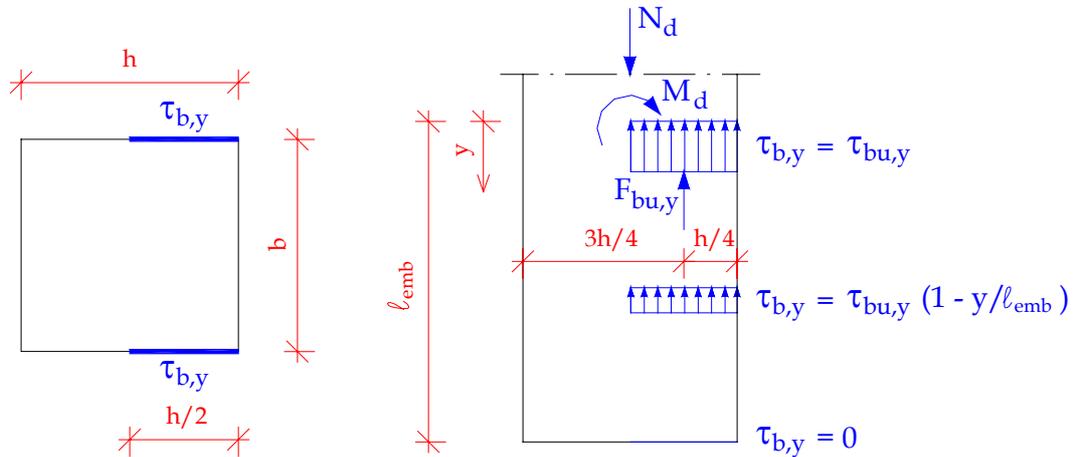


Figura 2.34 - Tensões verticais de aderência nas superfícies laterais do pilar no E.L.U. - OLIN *et al.* (1985)

Substituindo-se os valores do coeficiente de atrito ( $\mu = 0,6$ ) para o caso de interface rugosa e da lateral em função do comprimento de embutimento ( $h = \ell_{emb} / 1,3$ ), obtém-se para  $H_{sup,d}$ :

$$H_{sup,d} = 1,05.\frac{M_d}{\ell_{emb}} + 0,95.V_d - 0,13.N_d - 0,06.F_{bu,y} \quad (2.56)$$

De acordo com o RUNKO-BES-TUTKIMUS<sup>5</sup> *apud* OLIN *et al.* (1985), determina-se a tensão última de aderência como função da resistência à tração do concreto de preenchimento conforme a seguinte equação:

$$\tau_{bu,y} = \tau_{bu} = 0,3.f_{ctd} \quad (2.57)$$

Esse valor substituído na Expressão (2.54) fornece o valor de  $F_{bu,y}$  dado por:

$$F_{bu,y} = 0,15.f_{ctd}.\ell_{emb}.h \quad (2.58)$$

Para evitar o fendilhamento e assegurar as tensões de aderência no caso de interface rugosa, são distribuídos estribos ao longo da altura do colarinho com uma área mínima dada por:

<sup>5</sup> Runko-BES-tutkimus. Helsinki 1983, Suomen Betoniteollisuuden Keskusjärjestö, Julkaisut 1 - 7. 188p.

$$A_{s,dist} = 0,17.h.s. \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.59)$$

onde:

$h$ : é a altura da seção transversal do pilar

$s$ : é o espaçamento entre estribos

$f_{ctk}$ : é a resistência característica do concreto à tração

$f_{yk}$ : é a resistência característica ao escoamento do aço

O cálculo da armadura para transmitir a força  $H_{sup,d}$  é semelhante ao disposto em LEONHARDT & MÖNNIG (1977), dado por:

$$A_{s,h sup} = \frac{H_{sup,d}}{2 \cdot f_{yd}} \quad (2.60)$$

Ainda é considerada uma armadura adicional com magnitude dependente da força  $H_{inf,d}$  e da força de atrito que atua horizontalmente na região inferior da ligação dada por:

$$A_{s,h inf} = \frac{H_{inf,d} - \mu \cdot N_{bf,d}}{2 \cdot f_{yd}} \quad (2.61)$$

onde:

$$N_{bf,d} = N_d - \mu \cdot H_{sup,d} - F_{bu,y} \quad (2.62)$$

Se a força de atrito na base da fundação  $\mu \cdot N_{bf,d}$  for superior à resultante de compressão inferior  $H_{inf,d}$ , não será necessário dispor a armadura  $A_{s,h inf}$  na região inferior do colarinho.

Conforme OLIN *et al.* (1985), esse modelo de cálculo é indicado quando a excentricidade da força normal for grande o suficiente para produzir uma reação  $H_{inf,d}$  positiva, embora haja a ocorrência da força de atrito  $F_{at,bf,d}$  na extremidade inferior do pilar. Pelo exposto, a força de atrito  $F_{at,bf,d}$  foi considerada com sentido contrário ao de  $H_{inf,d}$ , não concordando, então, com os modelos de WILLERT & KESSER (1983) e de OSANAI *et al.* (1996).

A armadura vertical do cálice deve ser calculada para a transferência do momento na ligação colarinho-base da fundação, ou seja, como se a ligação fosse monolítica.

Na Figura 2.35, é visualizado o esquema das armaduras do colarinho.

Se a região inferior do pilar não dispuser de estribos, torna-se necessária a verificação da transmissão de cisalhamento na peça. A Figura 2.36 mostra as forças atuantes na extremidade inferior do pilar.

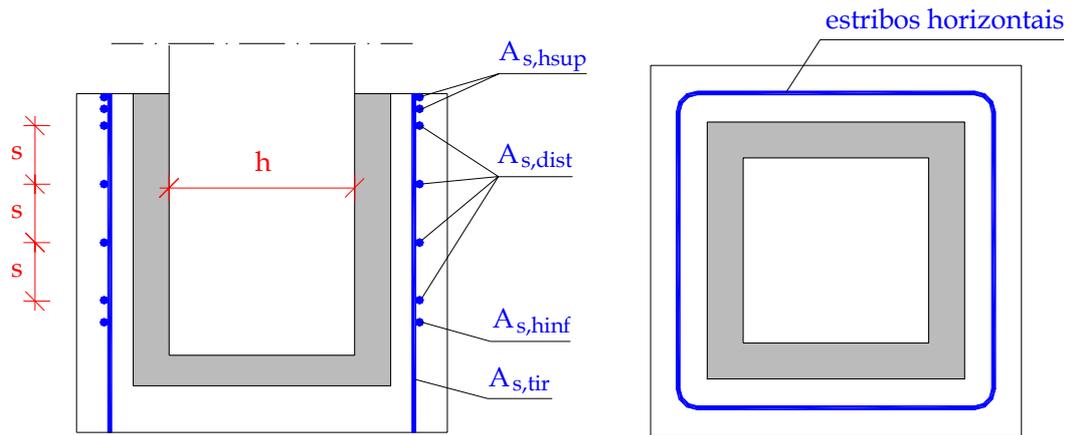


Figura 2.35 - Armadura do colarinho - OLIN *et al.* (1985)

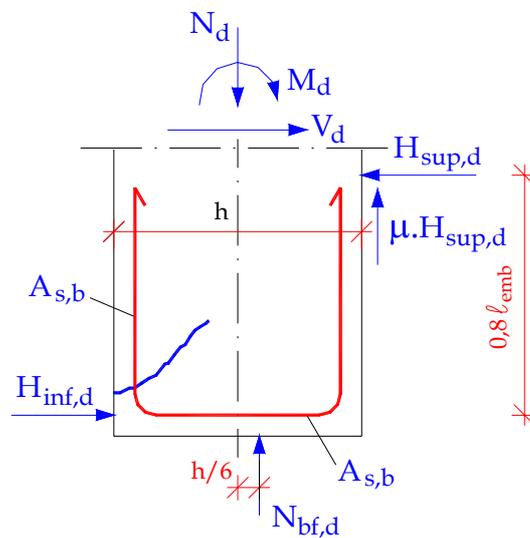


Figura 2.36 - Forças na extremidade inferior do pilar - OLIN *et al.* (1985)

Conforme Betonirakenteet<sup>6</sup> *apud* OLIN *et al.* (1985), a força normal não aumenta a capacidade por cisalhamento na extremidade inferior do pilar, o que pode ser observado com o valor do coeficiente  $\beta_1 = 1$  indicado a seguir.

$$\beta_1 = 1 + \frac{M_o}{0,8 \cdot \ell_{emb} \cdot H_{sup,d}} \quad (2.63)$$

onde:

$M_o$ : é o momento que, com a ação simultânea da força normal  $N_{bf,d}$ , ocasiona um estado de tensão nulo no canto do pilar.

Anulando-se a tensão no canto do pilar, obtém-se o valor nulo para  $M_o$  e,

<sup>6</sup> Betonirakenteet. Ohjeet 1981. Helsinki 1981, Suomen rakentamismääräyskokoelma, Osa b 4. 60p.

conseqüentemente, o valor de  $\beta_1 = 1$ .

$$\sigma_{ext} = \frac{N_{bf,d}}{h.b} - \frac{6.N_{bf,d} \cdot (h/6)}{h^2.b} - \frac{6.M_0}{h^2.b} = 0 \quad (2.64)$$

$$\therefore M_0 = 0$$

$$\therefore \beta_1 = 1$$

O coeficiente  $\beta_2$  majora a capacidade por cisalhamento com o objetivo de considerar a proximidade entre as forças  $H_{sup,d}$  e  $H_{inf,d}$ :

$$\beta_2 = \frac{V_{sd}}{V_{sd,red}} \leq 2 \quad (2.65)$$

onde:

$$V_{sd} = H_{inf,d} \quad (2.66)$$

$$V_{sd,red} = H_{inf,d} \cdot \frac{0,8 \cdot \ell_{emb}}{2.d} \quad (2.67)$$

$d$ : é a altura útil da armadura longitudinal do pilar, que na maioria dos casos, pode ser considerada igual a  $0,9.h$ .

Substituindo-se os valores de  $V_{sd}$  e  $V_{sd,red}$ , tem-se para o coeficiente  $\beta_2$ :

$$\beta_2 = 2,25 \cdot \frac{h}{\ell_{emb}} \quad (2.68)$$

Deve-se, entretanto, com o uso do coeficiente  $\beta_2$ , garantir a ancoragem adequada da armadura longitudinal do pilar abaixo da linha de ação de  $H_{inf,d}$ .

Recomenda-se ainda dispor uma armadura adicional na extremidade inferior do pilar, calculada conforme a Equação (2.69), para atender à solitação da força  $H_{inf,d}$ , a qual se desloca para a região inferior do pilar onde reação normal  $N_{bf,d}$  é distribuída. Essa armadura deve ser devidamente ancorada acima da linha de ação de  $H_{inf,d}$  de forma a evitar fissuras diagonais, conforme ilustra a Figura 2.36.

$$A_{s,b} = \frac{H_{inf,d}}{f_{yd}} \quad (2.69)$$

## 2.5.6. MODELOS DE BIELAS E TIRANTES APRESENTADOS EM BRUGGELING & HUYGHE (1991)

No caso do comprimento de embutimento ser inferior ao valor mínimo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), a transferência do momento fletor  $M_d$  é feita por

bielas de compressão inclinadas nas juntas verticais entre as chaves de cisalhamento da superfície do pilar e as chaves internas do bloco, conforme a Figura 2.37(b). As forças horizontais de tração são resistidas por armadura suficiente e transmitidas por bielas diagonais para a laje de fundação. O comprimento de embutimento é limitado pelo comprimento de ancoragem da armadura de tração e as forças cortantes no pilar. No caso de inexistência de momento, a força vertical  $N_d$  é transferida por duas bielas diagonais da parte superior do pilar para a região inferior da laje, como ilustra o modelo da Figura 2.37(a).

No caso de se utilizar o comprimento de embutimento mínimo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), o modelo de bielas e tirantes para interface lisa pode ser representado pela Figura 2.38, o qual está de acordo com o modelo teórico de LEONHARDT & MÖNNIG (1977).

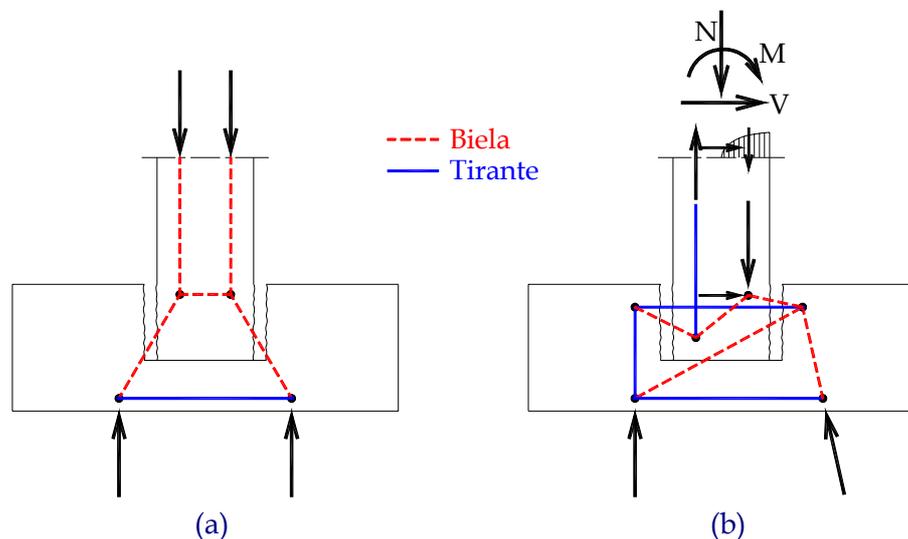


Figura 2.37 - Modelo de bielas e tirantes para superfície rugosa com comprimento de embutimento inferior ao valor mínimo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977)

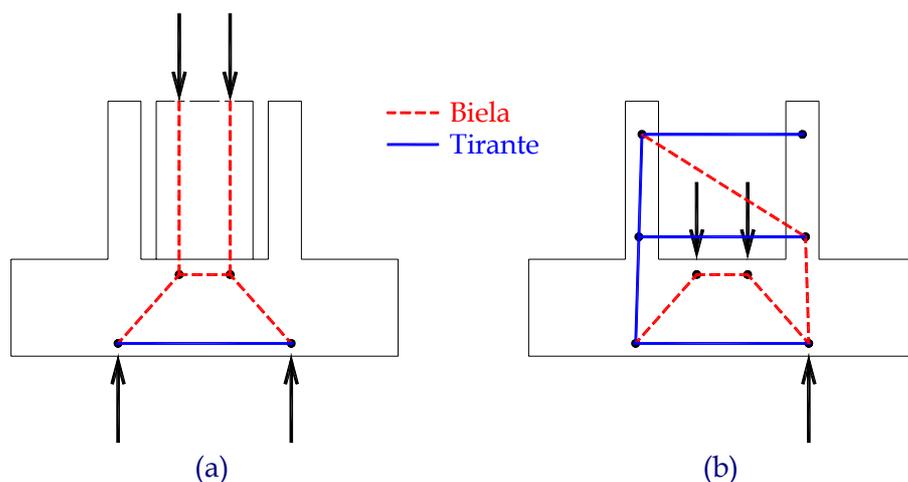


Figura 2.38 - Modelo de bielas e tirantes para superfície lisa com comprimento de embutimento mínimo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977)

### 2.5.7. MODELO DE PROJETO DE ELLIOTT (1996)

Em ELLIOTT (1996), são apresentados dois modelos teóricos: um com a atuação apenas da força normal excêntrica apresentado na Figura 2.39(a) e o outro com a atuação também da força cortante horizontal mostrado na Figura 2.39(b).

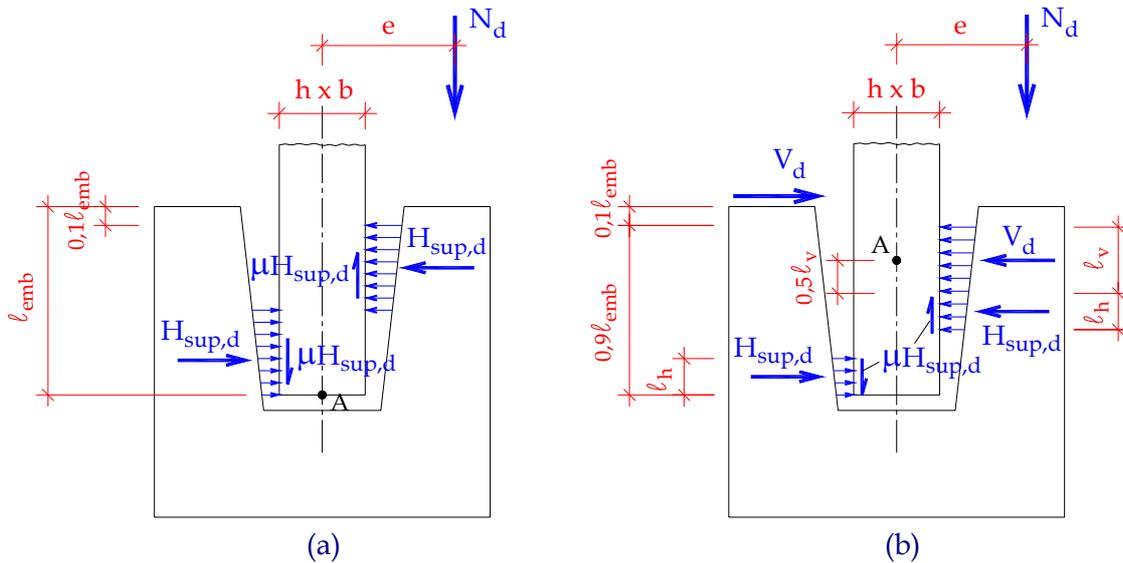


Figura 2.39 – Método de projeto do cálice de fundação: (a) com a força normal excêntrica; (b) com a força normal excêntrica e a força cortante horizontal – adaptado de ELLIOTT (1996)

Quando atuar apenas força normal excêntrica, as pressões de contato nas laterais e na base do pilar geram, respectivamente, as forças de atrito verticais  $\mu.H_{sup,d}$  e  $\mu.H_{inf,d}$  nas laterais e horizontal  $\mu.N_{bf,d}$  na base. Entretanto, essa força de atrito na base do pilar não foi considerada no primeiro método de cálculo, o que implica na resultante de compressão inferior  $H_{inf,d}$  igual a resultante superior  $H_{sup,d}$  e, conseqüentemente, forças de atrito verticais iguais a  $\mu.H_{sup,d}$ . A força  $H_{sup,d}$  atua nas faces opostas na forma de um binário com distância  $z$  dada pelo maior dos seguintes valores:

$$z = (\ell_{emb} - 0,1\ell_{emb}) / 2 = 0,45\ell_{emb} \quad (2.70)$$

ou

$$z = (\ell_{emb} - c) / 2 \quad (2.71)$$

onde  $c$  é o cobrimento da armadura  $A_{s,hsup}$  referente ao topo do colarinho.

Considerando o equilíbrio de momentos em relação ao ponto A da Figura 2.39(a), têm-se:

$$N_d \cdot e - \mu \cdot H_{sup,d} \cdot h - 0,45 \ell_{emb} \cdot H_{sup,d} = 0 \quad (2.72)$$

$$H_{sup,d} = \frac{N_d \cdot e}{\mu \cdot h + 0,45 \ell_{emb}} < 0,4 f_{cd}' \cdot b (0,45 \ell_{emb}) \quad (2.73)$$

ELLIOTT (1996) sugere adotar-se  $\ell_{emb} = 1,5h$  e, no caso de interface lisa,  $\mu = 0,7$ . Substituindo-se esses valores na Equação (2.73) obtêm-se:

$$H_{sup,d} = \frac{N_d \cdot e}{1,375h} < 0,27 f_{cd}' \cdot b \cdot h \quad (2.74)$$

onde  $f_{cd}'$  é a resistência do concreto de preenchimento medida em corpos-de-prova cúbicos. Pode-se considerar essa resistência, conforme comentado em MEHTA & MONTEIRO (1994), equivalente à resistência medida em corpos-de-prova cilíndricos 15 cm x 30 cm majorada entre 10% a 15%.

Simplificando a última equação, limita-se o valor da excentricidade  $e$ :

$$e = \frac{0,375 f_{cd}' \cdot b \cdot h^2}{N_d} \quad (2.75)$$

Equações semelhantes podem ser obtidas para outros valores de  $\ell_{emb}/h$ . Entretanto, o comportamento de um cálice com profundidade rasa é diferente do apresentado anteriormente, onde o atrito na base do pilar passa a ser predominante e o atrito nas paredes paralelas à ação do momento também passa a atuar, o que torna a equação acima conservadora para forças axiais elevadas.

No segundo método, os efeitos da força cortante são incluídos. Uma tensão de compressão de  $0,4 f_{cd}'$  é considerada atuando na largura do pilar  $b$ . O valor da distância  $\ell_v$  na Figura 2.39(b) é expresso pela seguinte relação:

$$\ell_v = \frac{V_d}{0,4 f_{cd}' \cdot b} \quad (2.76)$$

Fazendo o equilíbrio de momentos no ponto A da Figura 2.39(b), obtêm-se:

$$N_d \cdot e + V_d \cdot (0,1 \ell_{emb} + 0,5 \ell_v) = (\mu \cdot 0,4 f_{cd}' \cdot b \cdot h \cdot \ell_h) + \dots \quad (2.77)$$

$$\dots + [0,4 f_{cd}' \cdot b \cdot \ell_h (0,9 \ell_{emb} - \ell_v - \ell_h)]$$

$\ell_h$  é, então, calculado com a equação do segundo grau abaixo:

$$\ell_h^2 - (\mu \cdot h + 0,9 \ell_{emb} - \ell_v) \cdot \ell_h + \frac{M_d + V_d \cdot (0,1 \ell_{emb} + 0,5 \ell_v)}{0,4 f_{cd}' \cdot b} = 0 \quad (2.78)$$

A resultante de pressão superior no cálice é, então, calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$H_{sup,d} = 0,4 f_{cd}' \cdot b \cdot \ell_h \quad (2.79)$$

O valor de  $0,1\ell_{emb}$  é substituído pelo cobrimento  $c$  se este for maior. A força de atrito vertical só é considerada no comprimento  $\ell_h$ , pois ela só é mobilizada com a flexão, já que o efeito da força cortante horizontal foi considerado em  $\ell_v$ .

As tensões nas interfaces opostas não podem se sobrepor tal que  $\ell_v + 2\ell_h < 0,9 \cdot (0,9\ell_{emb})$ .

A armadura superior em volta do pilar deve ser dimensionada de forma a resistir à força horizontal total na região superior da ligação  $((V_d + H_{sup,d})/2)$  mais metade da força lateral devido à inclinação do encaixe de  $N_d \cdot \tan 5^\circ$ , de acordo com a Equação (2.80). Essa armadura deve ser distribuída na metade superior do comprimento de embutimento.

$$A_{s,hsup} = \frac{[0,4 f_{cd}' \cdot b \cdot (\ell_v + \ell_h) + N_d \cdot \tan 5^\circ] / 2}{0,87 f_{yk}} \quad (2.80)$$

### 2.5.8. MODELO DE PROJETO DE OSANAI ET AL. (1996)

OSANAI *et al.* (1996) apresentaram um método de projeto para a ligação do cálice em estruturas sob ações sísmicas que considera a reação normal na base do pilar deslocada e as forças de atrito geradas entre o pilar e as faces internas do cálice.

Quando as forças axial e horizontal atuam no pilar, são gerados um momento e uma força de cisalhamento na base do pilar. Essas forças resultam em reações horizontais, reações de atrito na interface e reação vertical inferior. Na Figura 2.40, é ilustrado o equilíbrio de todas as forças atuantes na ligação.

Objetivando-se facilitar a resolução das equações de equilíbrio, o modelo de cálculo total foi subdividido em dois outros modelos que computam todas as forças em questão. O esquema desse modelo teórico é apresentado na Figura 2.41.

Nas recomendações do AIJ<sup>7</sup>, despreza-se as forças de atrito  $F_{at,sup,d}$ ,  $F_{at,inf,d}$  e  $F_{at,bf,d}$  e a reação vertical  $N_{bf,d}$  deslocada, e apenas as reações  $H_{sup,d}$  e  $H_{inf,d}$  são consideradas. Como mencionado anteriormente, a DIN1045<sup>8</sup> considera o mecanismo de transferência das forças na ligação através de binários de acordo com duas condições de interface (uma lisa e outra rugosa).

<sup>7</sup> AIJ (1990). *Recommendations for the design and fabrication of tubular structures in steel*. Architectural Institute of Japan. p.237-42.

<sup>8</sup> DIN 1045 (1972). *Cálculo e execução de obras de concreto armado*.

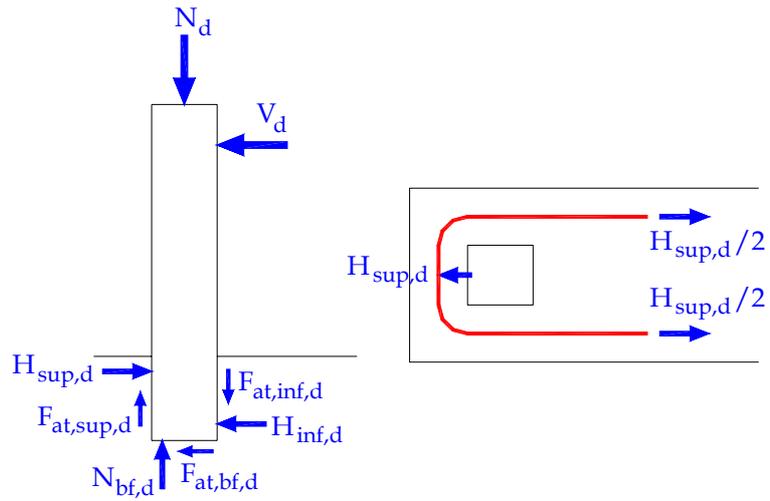


Figura 2.40 - Equilíbrio das forças na ligação e transmissão de tensão do pilar para a fundação - OSANAI *et al.* (1996)

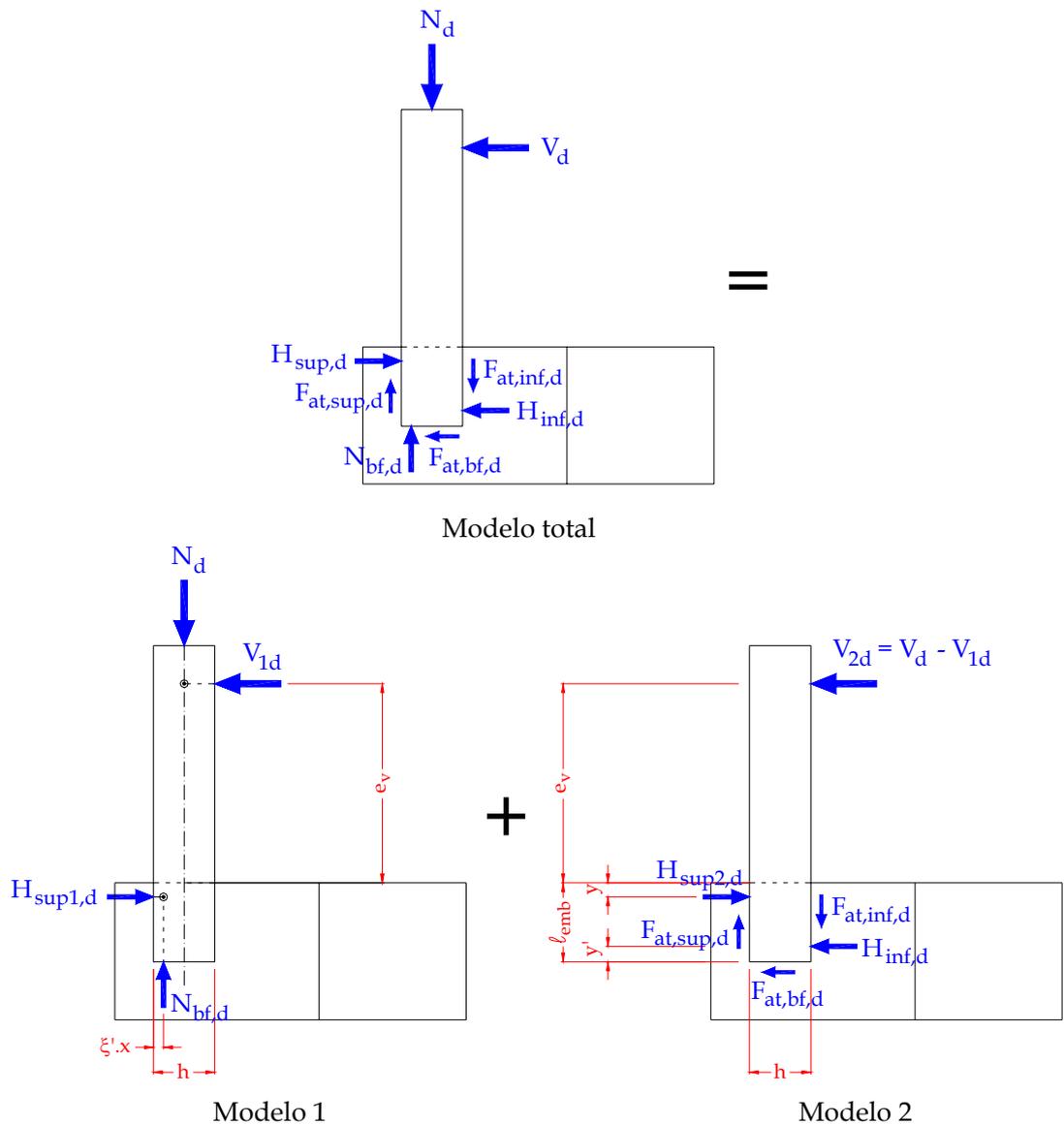


Figura 2.41 - Modelo teórico - OSANAI *et al.* (1996)

Para a formulação das equações de equilíbrio, foram adotadas algumas hipóteses:

- A resistência à tração do concreto da fundação é ignorada;
- As forças de tração nas fundações são absorvidas apenas pela armadura da fundação, desconsiderando a contribuição de armaduras auxiliares como estribos;
- São consideradas as forças de atrito nas interfaces;
- A reação vertical atua na face inferior do pilar.

Para o cálculo da posição da resultante de compressão do concreto  $\xi'.x$ , considera-se a hipótese básica da resistência dos materiais onde as seções planas permanecem planas. A Figura 2.42 mostra a distribuição das tensões últimas com a seguinte notação:

- $R_{cd}$ : Força de compressão do concreto devido à força normal do pilar e o momento atuante na seção do pilar;
- $R_{sd}'$ : Força de compressão da armadura do pilar devido à força normal do pilar e o momento atuante na seção do pilar;
- $h$ : altura da seção transversal do pilar;
- $d'$ : Distância da fibra extrema tracionada e comprimida ao centróide da armadura de tração e compressão, respectivamente;
- $R_{sd}$ : Força de tração na armadura do pilar devido à força normal do pilar e o momento atuante na seção do pilar;
- $x$ : Distância da fibra extrema de compressão à linha neutra;
- $\xi'.x$ : Distância da fibra extrema de compressão ao ponto de atuação de  $R_{cd}$ .

Portanto, a força horizontal  $V_{1d}$  do modelo 1 e a reação  $H_{sup1,d}$  são calculadas da condição de equilíbrio e dadas por:

$$H_{sup1,d} = V_{1d} = \frac{M_{1d}}{e_v + y} \cong \frac{M_{1d}}{e_v} = \left( \frac{h}{2} - \xi'.x \right) \cdot \frac{N_d}{e_v} \quad (2.81)$$

onde  $N_d = N_{bf,d}$  e  $y$  é desprezível comparado com  $e_v$ .

A distribuição de tensões na região da ligação do modelo 2 é mostrada na Figura 2.43.

Considerou-se a força  $R_{inf,d}$  atuando na posição  $y''$  como a soma da reação horizontal  $H_{inf,d}$  com a força de atrito  $F_{at,bf,d}$ :

$$R_{inf,d} = H_{inf,d} + F_{at,bf,d} \quad (2.82)$$

$$y'' = (\ell_{emb} - 2.y) / 6 \quad (2.83)$$

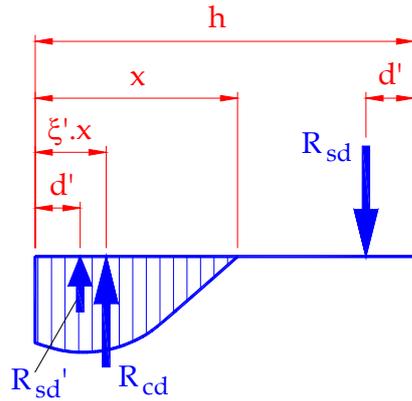


Figura 2.42 - Distribuição de tensões na seção do pilar - OSANAI *et al.* (1996)

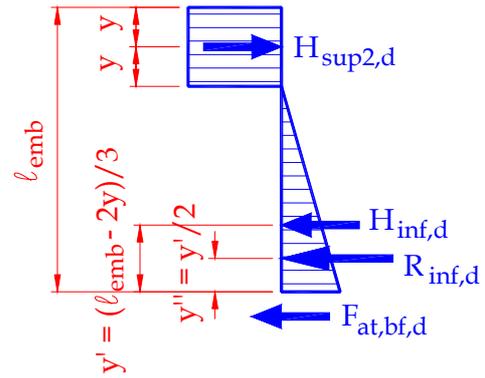


Figura 2.43 - Distribuição de tensões na região de embutimento do pilar do modelo 2 - OSANAI *et al.* (1996)

Das condições de equilíbrio do modelo 2, são obtidas as Equações (2.84), (2.85) e (2.86).

- Equilíbrio de momentos:

$$M_{2d} + V_{2d} \cdot \ell_{emb} + R_{inf,d} \cdot y'' - H_{sup2,d} \cdot (\ell_{emb} - y) - F_{at,sup,d} \cdot h = 0 \quad (2.84)$$

- Equilíbrio de forças verticais:

$$F_{at,sup,d} = F_{at,inf,d} \quad (2.85)$$

- Equilíbrio de forças horizontais:

$$H_{sup2,d} = V_{2d} + R_{inf,d} \quad (2.86)$$

onde o momento de flexão na seção crítica do pilar é dado por:

$$M_{2d} = V_{2d} \cdot e_v \quad (2.87)$$

e as forças de atrito na interface do pilar com o colarinho são definidas por:

$$F_{at,sup,d} = \mu_{sup} \cdot H_{sup2,d} \quad (2.88)$$

$$F_{at,inf,d} = \mu_{inf} \cdot H_{inf,d} \quad (2.89)$$

A reação total  $H_{sup,d}$  é obtida por:

$$H_{sup,d} = H_{sup1,d} + H_{sup2,d} \quad (2.90)$$

A reação  $H_{sup,d}$  é transmitida para a armadura da fundação, como ilustra a Figura 2.40, e é derivada da soma da Equação (2.81) com a combinação das Equações (2.84) a (2.89).

Denominando-se a excentricidade da reação normal na base do pilar em relação

ao seu centro de gravidade  $e_{nb} = 0,5\ell_{emb} - \xi'.x$ , tem-se a seguinte equação para  $H_{sup,d}$ :

$$H_{sup,d} = \frac{\frac{e_{nb}}{e_v} \cdot (\mu \cdot h - e_v - y) \cdot N_d + \left( \frac{5\ell_{emb}}{6} + \frac{y}{3} + e_v \right) \cdot V_d}{\frac{5\ell_{emb}}{6} - \frac{2y}{3} + \mu \cdot h} \quad (2.91)$$

Como essa expressão só pode ser utilizada para o cálice sob força normal centrada e cortante, adaptou-se o modelo de OSANAI *et al.* (1996), baseando-se nas hipóteses acima, para o caso de força normal, momento fletor e força cortante atuando no topo da ligação e chegou-se na seguinte expressão para cálculo de  $H_{sup,d}$ :

$$H_{sup,d} = \frac{M_d - \left[ e_{nb} - \frac{\mu^2(0,5h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right] \cdot N_d + \left[ \frac{5\ell_{emb}}{6} + \frac{y}{3} + \frac{\mu(0,5h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right] \cdot V_d}{\frac{5\ell_{emb}}{6} - \frac{2y}{3} + \mu \cdot h} \quad (2.92)$$

Esse modelo é referenciado nas aplicações teóricas dos itens 2.6, 5.4.2 e 5.4.3 como OSANAI *et al.* (1996) modificado.

A transferência de forças na ligação segundo a AIJ segue o esquema da Figura 2.44(a), na qual é derivada a Equação (2.93) através do equilíbrio de momentos no centro do pilar.

$$H_{sup,d} = \frac{M_d + V_d \cdot (0,5\ell_{emb} - y')}{\ell_{emb} - y - y'} \quad (2.93)$$

com:

$$H_{inf,d} = H_{sup,d} - V_d \quad (2.94)$$

Percebe-se, entretanto, que na Equação (2.93) não foi considerado o momento da força cortante na ligação, pois, para este caso, o termo a ser multiplicado por  $V_d$  deveria ser  $\ell_{emb} - y'$ .

A DIN1045 considera a reação horizontal  $H_{sup,d}$  da Figura 2.44(b) segundo a condição da superfície da interface:

- Superfície rugosa:

$$H_{sup,d} = \frac{6}{5} \cdot \frac{M_d}{\ell_{emb}} + \frac{6}{5} \cdot V_d \quad (2.95)$$

- Superfície lisa:

$$H_{sup,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_d}{\ell_{emb}} + \frac{5}{4} \cdot V_d \quad (2.96)$$

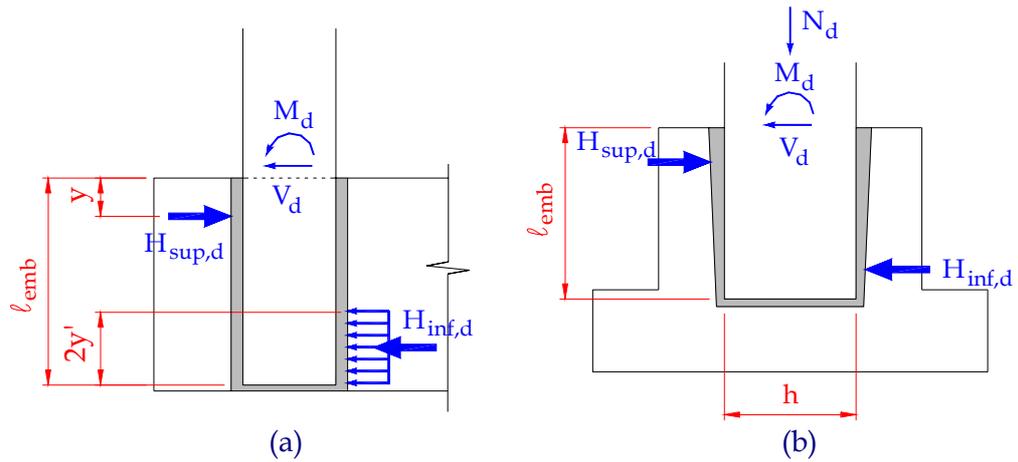


Figura 2.44 - Transferência de forças: (a) AIJ; (b) DIN1045

Na Figura 2.45, são apresentadas as previsões teóricas do modelo de OSANAI *et al.* (1996), da DIN1045 e da AIJ. Os cálculos foram efetuados para os modelos ensaiados por esses autores, variando-se o comprimento de embutimento, a força normal do pilar e o coeficiente de atrito.

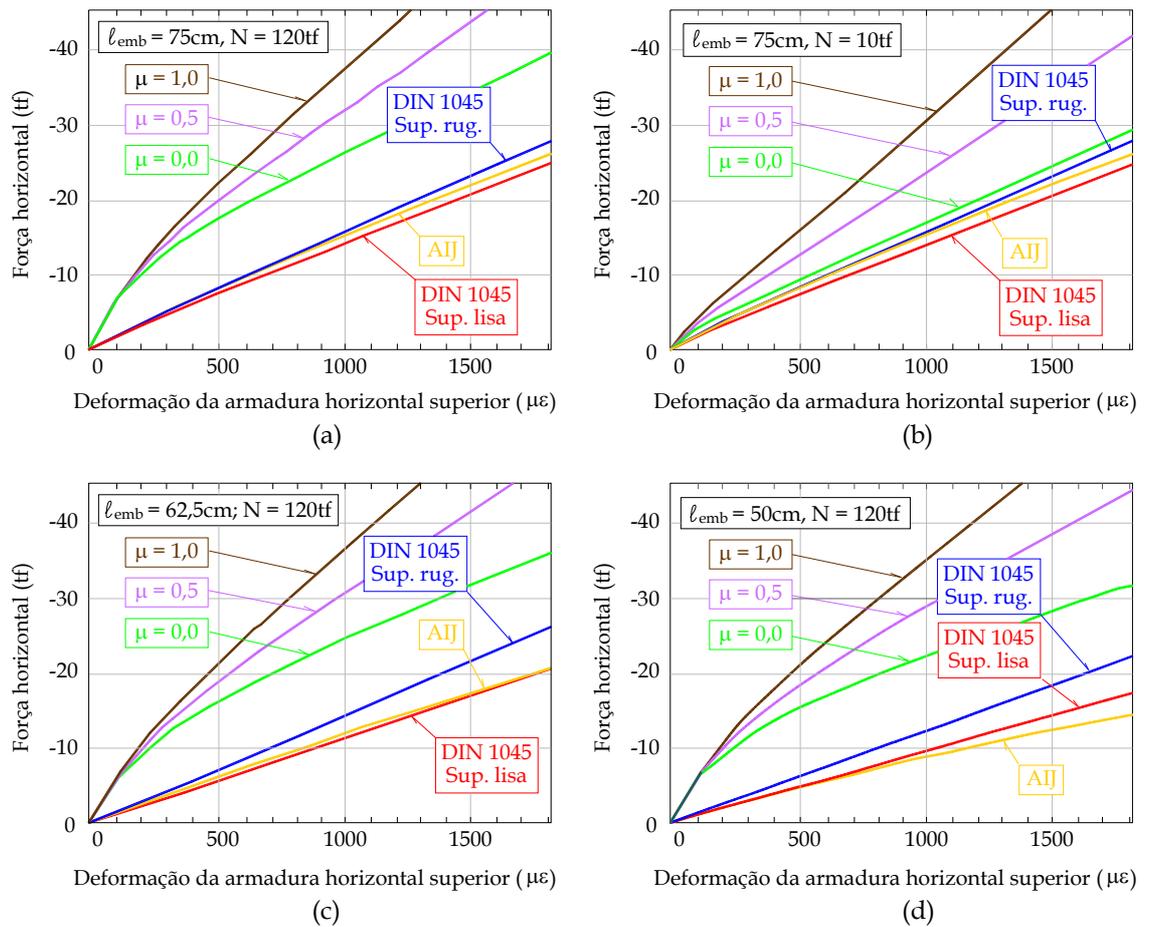


Figura 2.45 - Resultados teóricos e das recomendações da DIN 1045 e AIJ: curva força horizontal *versus* deformação na armadura horizontal superior do cálice - OSANAI *et al.* (1996)

Os resultados da norma AIJ apresentaram boa concordância com os obtidos pela DIN1045. Entretanto, com exceção do cálculo efetuado para o modelo referente à Figura 2.45(b) com coeficiente de atrito nulo, o método teórico proposto por OSANAI *et al.* (1996) forneceu resultados bem menos conservadores, com deformações menores para mesmo carregamento com o crescimento do coeficiente de atrito. Isso traduz o fato de que força gerada na armadura horizontal superior da ligação decresce com o aumento da força normal ou do coeficiente de atrito.

### 2.5.9. MODELO E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO SEGUNDO A CNR-10025/98 (1998)

Com relação ao comprimento de embutimento, a CNR-10025/98 (1998) não faz distinção entre interface lisa e rugosa e recomenda adotar:

- $\ell_{emb} \geq 1,2h$  para  $M_d / N_d \leq 0,15h$
- $\ell_{emb} \geq 2,0h$  para  $M_d / N_d \geq 2,00h$

interpolando-se valores intermediários e não se utilizando comprimento de embutimento menor que 30 cm.

Semelhantemente ao modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), a espessura da parede do colarinho deve ser igual a pelo menos 1/3 da distância interna entre as paredes ou 10 cm.

O espaço entre o pilar e o colarinho deve ser no mínimo 3 cm, de modo a permitir um adequado preenchimento e adensamento do concreto ou graute nessa região. Para a determinação dessa abertura, deve-se levar em conta as tolerâncias do pilar, do seu assentamento e da distância interna entre as paredes do colarinho.

As ações  $M_d$ ,  $V_d$  e  $N_d$  transmitidas na ligação atuam em uma seção abaixo do topo do colarinho de  $\ell_{emb} / 4$ , representada pelo ponto  $O$  na Figura 2.46.

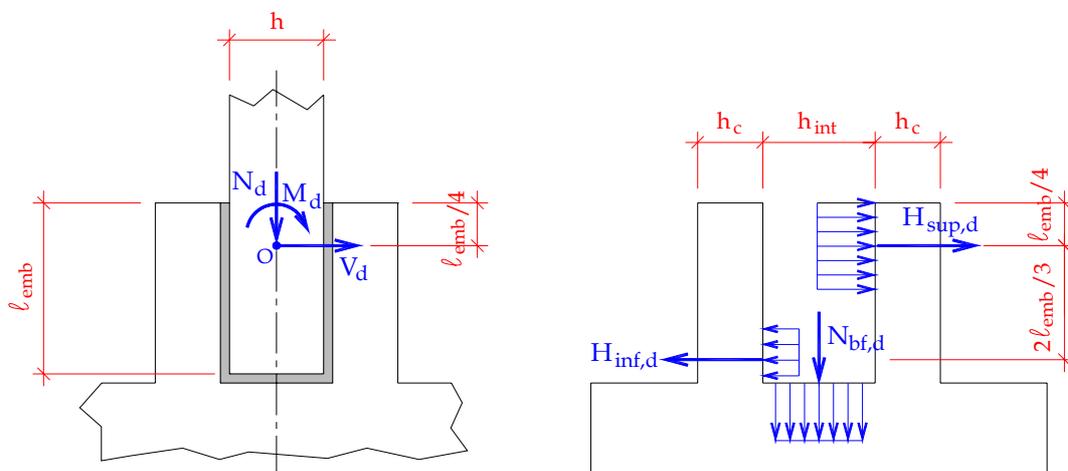


Figura 2.46 - Transferência de forças no cálice - CNR-10025/98 (1998)

Esse modelo despreza as forças de atrito na interface pilar-colarinho e considera apenas os esforços de compressão no colarinho e na base da fundação, conforme as seguintes expressões:

$$H_{sup,d} = V_d + \frac{3}{2} \frac{M_d}{\ell_{emb}} \quad (2.97)$$

$$H_{inf,d} = \frac{3}{2} \frac{M_d}{\ell_{emb}} \quad (2.98)$$

$$N_{bf,d} = N_d \quad (2.99)$$

Devem ser feitas algumas verificações nas paredes do cálice. O primeiro caso, correspondente à Figura 2.47, consiste em verificar a resistência na armadura e no concreto no topo da parede transversal 1 através de um modelo de biela e tirante, e a resistência à tração na região inferior da parede transversal 2, através das Equações (2.100), (2.101) e (2.102), respectivamente.

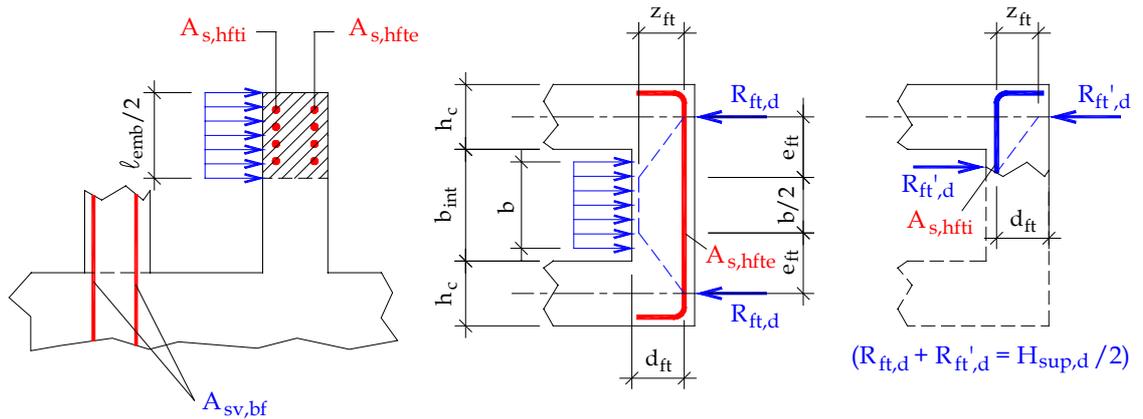


Figura 2.47 – Forças nas paredes transversais – CNR-10025/98 (1998)

Região superior da parede transversal 1:

$$2A_{s,hfte}(1 + \alpha_{s,ft})f_{yd} / \lambda_{ft} > H_{sup,d} \quad (2.100)$$

$$2.0,4d_{ft}(\ell_{emb} / 2)\sigma_{cd} / (1 + \lambda_{ft}^2) > H_{sup,d} \quad (2.101)$$

Região inferior da parede transversal 2:

$$[h_c(b + h_c) + \alpha_e A_{sv,bf}]f_{ctd} > H_{inf,d} \quad (2.102)$$

onde:

$$\alpha_{s,ft} = A_{s,hfti} / A_{s,hfte}, \quad \alpha_e = E_s / E_c, \quad \lambda_{ft} = e_{ft} / z_{ft}, \quad z_{ft} = 0,9d_{ft}, \quad e_{ft} = \frac{b_{int} + h_c}{2} - \frac{b}{4}$$

Outras verificações devem ser feitas nas paredes longitudinais, segundo a Figura 2.48. As Expressões (2.103) e (2.104) se referem, respectivamente, à verificação da resistência das armaduras externa e interna na região superior das paredes longitudinais. Deve ser feitos ainda o dimensionamento da armadura vertical  $A_{s,tir}$  e a verificação da biela de compressão da parede longitudinal como consolo (Expressões (2.105) e (2.106)).

Região superior das paredes longitudinais 3 e 4:

$$2A_{s,hsupe} \cdot f_{yd} / (1 - \alpha_{s,ft} \cdot e_{ft} / z_{hsup}) > H_{sup,d} \quad (2.103)$$

$$2A_{s,hsupi} \cdot f_{yd} / (1 + \alpha_{s,ft} \cdot e_{ft} / z_{hsup}) > H_{sup,d} \quad (2.104)$$

Paredes longitudinais 3 e 4 (consolo):

$$2A_{s,tir} \cdot f_{yd} / \lambda_c > H_{sup,d} \quad (2.105)$$

$$2.0,4d_c \cdot h_c \sigma_{cd} / (1 + \lambda_c^2) > H_{sup,d} \quad (2.106)$$

onde:

$$\lambda_c = \ell_o / d_c,$$

$$\ell_o = \ell_c - \ell_{emb} / 4 + h_{bie}' / 2,$$

$$d_c = h_{ext} - h_c / 2,$$

$h_{bie}' / 2$  é o valor mínimo entre  $0,2d_c$  e  $\ell_{bf} / 2$ .

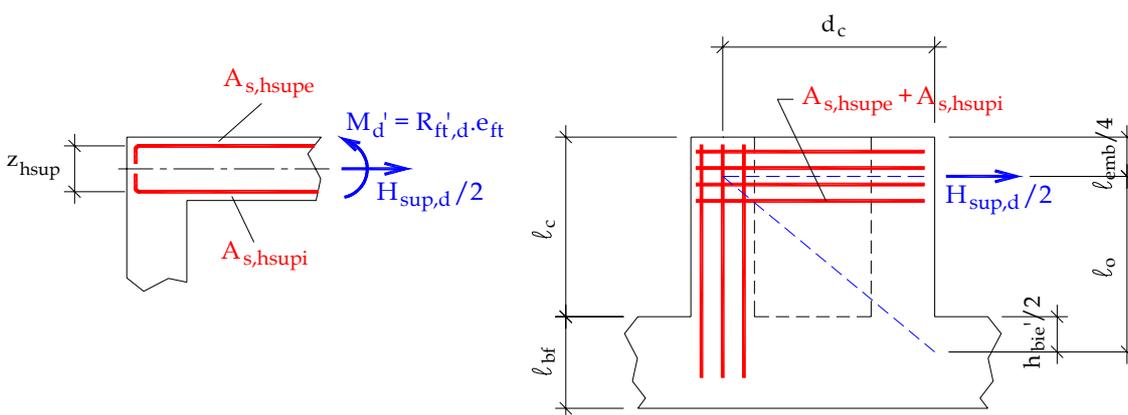


Figura 2.48 - Forças nas paredes longitudinais - CNR-10025/98 (1998)

A verificação da extremidade da laje da fundação é feita conforme o modelo de bielas e tirantes para consolo curto, com a consideração de uma pressão elástica do terreno sobre a fundação, conforme a Equação (2.107) e a Figura 2.49.

$$A_{sx,bf} \cdot f_{yd} / \lambda_x > R_{solo} \quad (2.107)$$

onde:

$$\lambda_x = (e_{rs} + 0,2d_x) / d_x$$

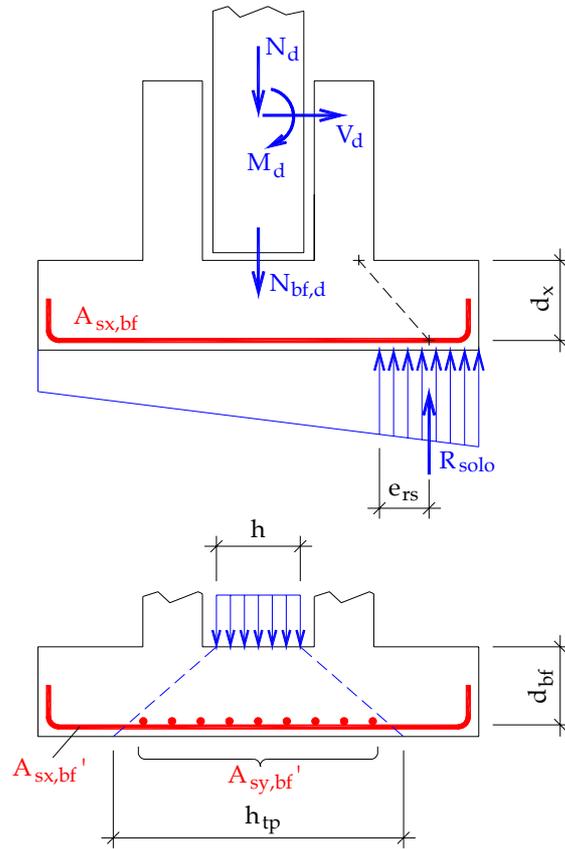


Figura 2.49 - Forças na laje da fundação - CNR-10025/98 (1998)

A punção na laje da fundação devido a ação vertical deve ser verificada com referência à força atuando em uma seção equivalente a do pilar, de acordo com a Figura 2.49 e a Equação (2.108).

$$0,25d_{bf} \cdot u \cdot f_{ctd} \cdot \kappa (1,2 + 40\rho_{bf}) > N_d (1 - h_{tp} \cdot b_{tp} / A_{tot}) \quad (2.108)$$

com:

$$d_{bf} = (d_x + d_y) / 2, \quad u = 2h + 2b + 3\pi d_{bf}$$

$$\kappa = 1,6 - d_{bf} \geq 1 \quad (d_{bf} \text{ em mm})$$

$$\rho_{bf} = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0,02$$

$$\rho_x = A_{sx,bf}' / b_{tp} \quad (A_{sx,bf}' \text{ é a área da armadura no trecho } b_{tp})$$

$$\rho_y = A_{sy,bf}' / h_{tp} \quad (A_{sy,bf}' \text{ é a área da armadura no trecho } h_{tp})$$

$$h_{tp} = h + 3d_{bf}, \quad b_{tp} = b + 3d_{bf}$$

$A_{tot}$  = área total da fundação

Quando houver momento fletor elevado, na Expressão (2.108), no perímetro  $u$  deve ser introduzida a parte referente à área comprimida, e a força normal  $N_d$  não deve ser reduzida.

No caso de interface rugosa, o projeto da ligação deve ser feito considerando-se o comportamento monolítico do pilar com a fundação. Portanto, nas verificações como resistência, estabilidade e punção, são consideradas as dimensões externas do colarinho para efeitos de projeto.

Para a transmissão da força de tração do pilar para a fundação, a ancoragem das armaduras do pilar e da fundação é feita por traspasse, com comprimento igual à parcela referente à aderência aço-concreto mais o espaçamento entre as armaduras, conforme a Figura 2.50. Devem ser dispostos horizontalmente estribos para a união dessas armaduras no trecho da ancoragem.

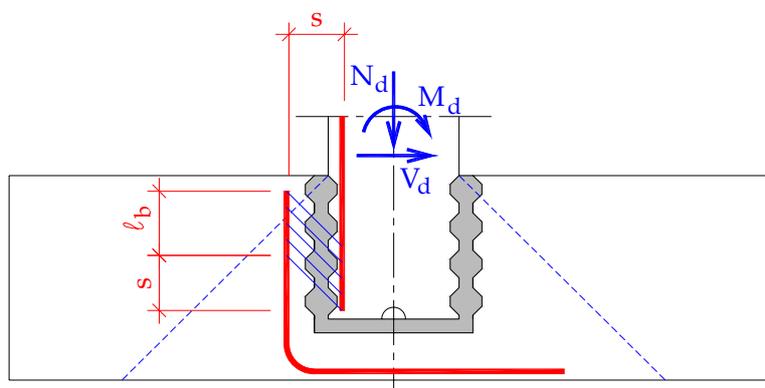


Figura 2.50 - Ancoragem das armaduras do pilar e da fundação - CNR-10025/98 (1998)

### 2.5.10. MODELOS DE BIELAS E TIRANTES APRESENTADOS EM LÚCIO & SILVA (2000)

Em LÚCIO & SILVA (2000), são apresentados alguns modelos de bielas e tirantes para o projeto e detalhamento da ligação pilar-fundação através do cálice.

No caso de pilar sob compressão centrada, o modelo de projeto pode ser ilustrado pela Figura 2.51.

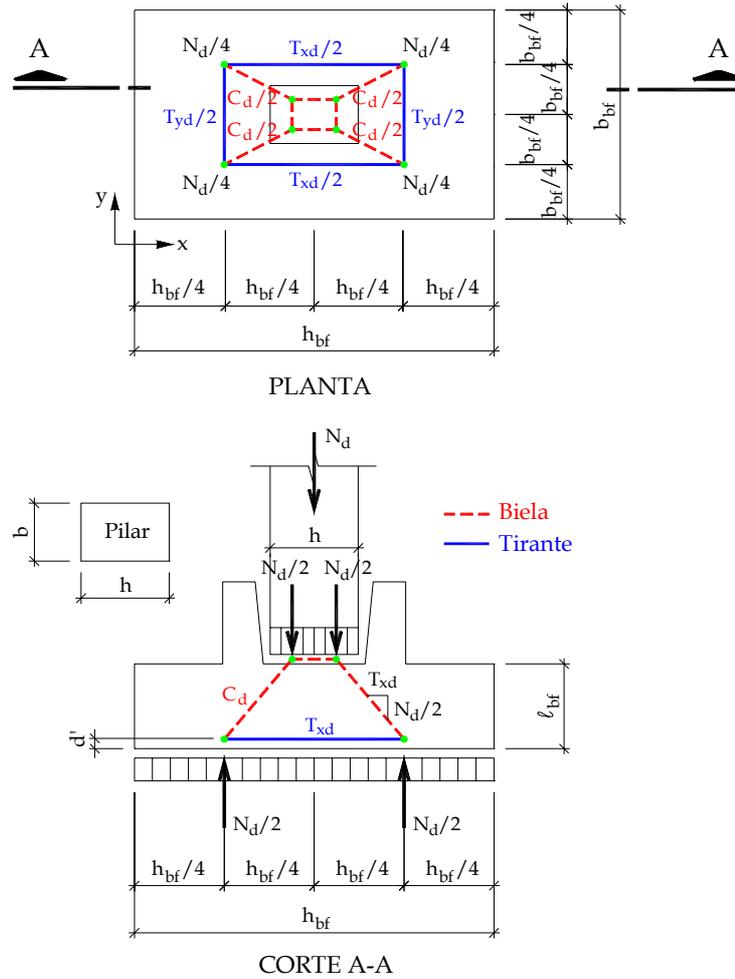


Figura 2.51 – Modelo de bielas e tirantes para a ligação no caso de pilares sob compressão centrada – LÚCIO & SILVA (2000)

A força normal ( $N_d$ ) é transferida para o solo por duas bielas de compressão ( $C_d$ ). A força  $C_d$  distribuída na área da seção da biela não deve ultrapassar a resistência à compressão do concreto. As Equações (2.109) e (2.110) indicam a força e a verificação do esmagamento na biela, respectivamente.

$$C_d = \frac{N_d \cdot \sqrt{(4\ell_{bf} - 4d')^2 + (h_{bf} - h)^2}}{8 \cdot (\ell_{bf} - d')} \quad (2.109)$$

$$\frac{C_d}{h_{bie} \cdot b_{bie}} \leq f_{cd} \quad (2.110)$$

O tirante horizontal ( $T_{xd}$ ), colocado na superfície inferior da fundação, equilibra as forças nos dois nós inferiores e é dado por:

$$T_{xd} = \frac{N_d \cdot (h_{bf} - h)}{8 \cdot (\ell_{bf} - d')} \quad (2.111)$$

A força nesse tirante é resistida por uma armadura, distribuída ao longo da base da fundação, com área dada por:

$$A_{sx,bf} = \frac{T_{xd}}{b_{bf} \cdot f_{yd}} = \frac{N_d \cdot (h_{bf} - h)}{8 \cdot (\ell_{bf} - d') \cdot b_{bf} \cdot f_{yd}} \quad (2.112)$$

Essa análise pode ser feita nas duas direções perpendiculares de acordo com a vista em planta na Figura 2.51.

A componente vertical da força de compressão  $C_d/2$  se equilibra com a reação vertical  $N_d/4$  em um dos nós. As forças  $T_{xd}/2$  e  $T_{yd}/2$  são dadas pelo equilíbrio em um dos nós inferiores com a projeção da força  $C_d/2$  em planta.

O modelo de bielas e tirantes da Figura 2.52 é indicado para a distribuição das forças internas do pilar sob compressão excêntrica. Com esse modelo, pode-se determinar a profundidade necessária do encaixe para a transmissão de momento na ligação.

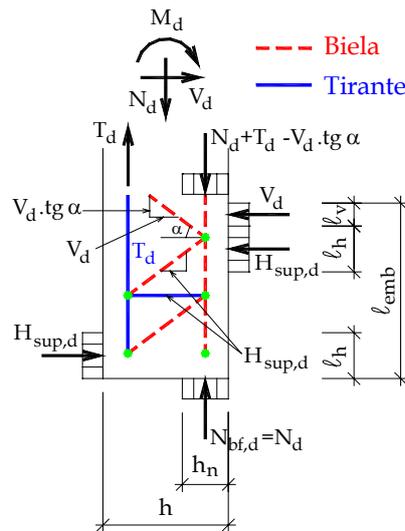


Figura 2.52 – Modelo de bielas e tirantes para as forças internas do pilar no caso de compressão excêntrica – LÚCIO & SILVA (2000)

Se o atrito entre as superfícies do pilar e do colarinho for desprezado, o momento ( $M_d$ ) é transferido pelo binário de forças ( $H_{sup,d}$ ) e uma reação vertical excêntrica na extremidade do pilar ( $N_d$ ). O binário de forças ( $H_{sup,d}$ ) deve ser equilibrado pelo momento produzido pelas ações externas  $M_d$ ,  $N_d$  e  $V_d$ , conforme a seguinte Equação:

$$H_{sup,d} \cdot (\ell_{emb} - \ell_v - \ell_h) = M_d + V_d \cdot \frac{\ell_v}{2} - N_d \cdot \frac{(h - h_n)}{2} \quad (2.113)$$

As distâncias  $\ell_v$ ,  $h_n$  e  $\ell_h$  obtidas pelas Equações (2.114), (2.115) e (2.116),

respectivamente, são estimadas pela consideração da pressão atuante igual à pressão máxima de contato nessa região.

$$\ell_v = \frac{V_d}{b \cdot 0,6 \cdot f_{cd}} \quad (2.114)$$

$$h_n = \frac{N_d}{b \cdot 0,6 \cdot f_{cd}} \quad (2.115)$$

$$\ell_h = \frac{H_{sup,d}}{b \cdot 0,6 \cdot f_{cd}} \quad (2.116)$$

Extraíndo-se o valor de  $H_{sup,d}$  da Equação (2.116) e substituindo-se na Equação (2.113), tem-se uma equação do segundo grau em  $\ell_h$ . A partir daí, determina-se o valor mínimo de  $\ell_{emb}$  dado pela Equação (2.117) que fornece raízes reais para a Equação (2.113).

$$\ell_{emb} \geq \ell_v + 2\sqrt{\frac{M_d + V_d \cdot \frac{\ell_v}{2} - N_d \cdot \frac{(h - h_n)}{2}}{0,6 \cdot f_{cd} \cdot b}} \quad (2.117)$$

Conforme esses autores, a espessura da parede do colarinho deve ser igual ou superior a  $\ell_{emb} / 2$ . Esse valor, entretanto, é bastante conservador, considerando as recomendações dos modelos de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), das principais normas e, conseqüentemente, o que é utilizado na prática.

Quando existir transmissão de momentos na ligação, duas situações diferentes são consideradas de acordo com a excentricidade da força normal ( $N_d$ ): se  $e \geq h_{bf} / 4$ , a reação do solo sobre a fundação atua em uma área menor que metade da base da fundação na direção analisada; se  $e < h_{bf} / 4$ , essa reação se distribui em uma região maior que a base da fundação na direção considerada.

No primeiro caso, considerando-se uma força axial no pilar com excentricidade de  $e = M_d / N_d$ , o solo apresenta uma distribuição de tensões sobre uma área de  $b_{bf} \cdot (h_{bf} - 2e)$ . O modelo de bielas e tirantes para um cálice com colarinho é ilustrado na Figura 2.53. Primeiramente, a biela  $C_{1d}$  transmite a força total  $V_d$  dos nós 1 e 1' para os nós 2 e 2'. Através da biela  $C_{2d}$ , a força  $H_{sup,d}$  é transmitida para os nós 3 e 3'. O tirante  $T_{2d}$  no topo do colarinho direciona a força  $H_{sup,d}$  para os nós 4 e 4', pelos quais a biela inclinada  $C_{3d}$  e o tirante vertical  $T_{3d}$  transmitem-na para a extremidade do pilar onde atua a força inferior  $H_{sup,d}$  (nós 5 e 5') e para a base da fundação (nós 6 e 6'), respectivamente. A força axial do pilar é transferida para os nós 7 e 7' através da biela inclinada  $C_{8d}$ , na qual a componente horizontal é equilibrada com o tirante  $T_{4d}$ , correspondente à armadura da base da fundação. As armaduras dos tirantes  $T_{1d}$ ,  $T_{2d}$  e  $T_{7d}$  são distribuídas no topo do colarinho com altura de  $\ell_h$  dada pela Equação (2.116). Para resistir a força do tirante  $T_{3d}$ , deve ser colocada uma armadura concentrada nos cantos do colarinho e

ancorada em laço na base da fundação para transferir a força ao tirante  $T_{4d}$ . A armadura deste deve ser distribuída na largura  $b_{bf}$ . Além disso, ainda existe o tirante  $T_{5d}$  que corresponde à armadura distribuída na largura  $h_{bf} - 2e$ . Essa armadura deve ser extrapolada para o comprimento restante de  $2e$ .

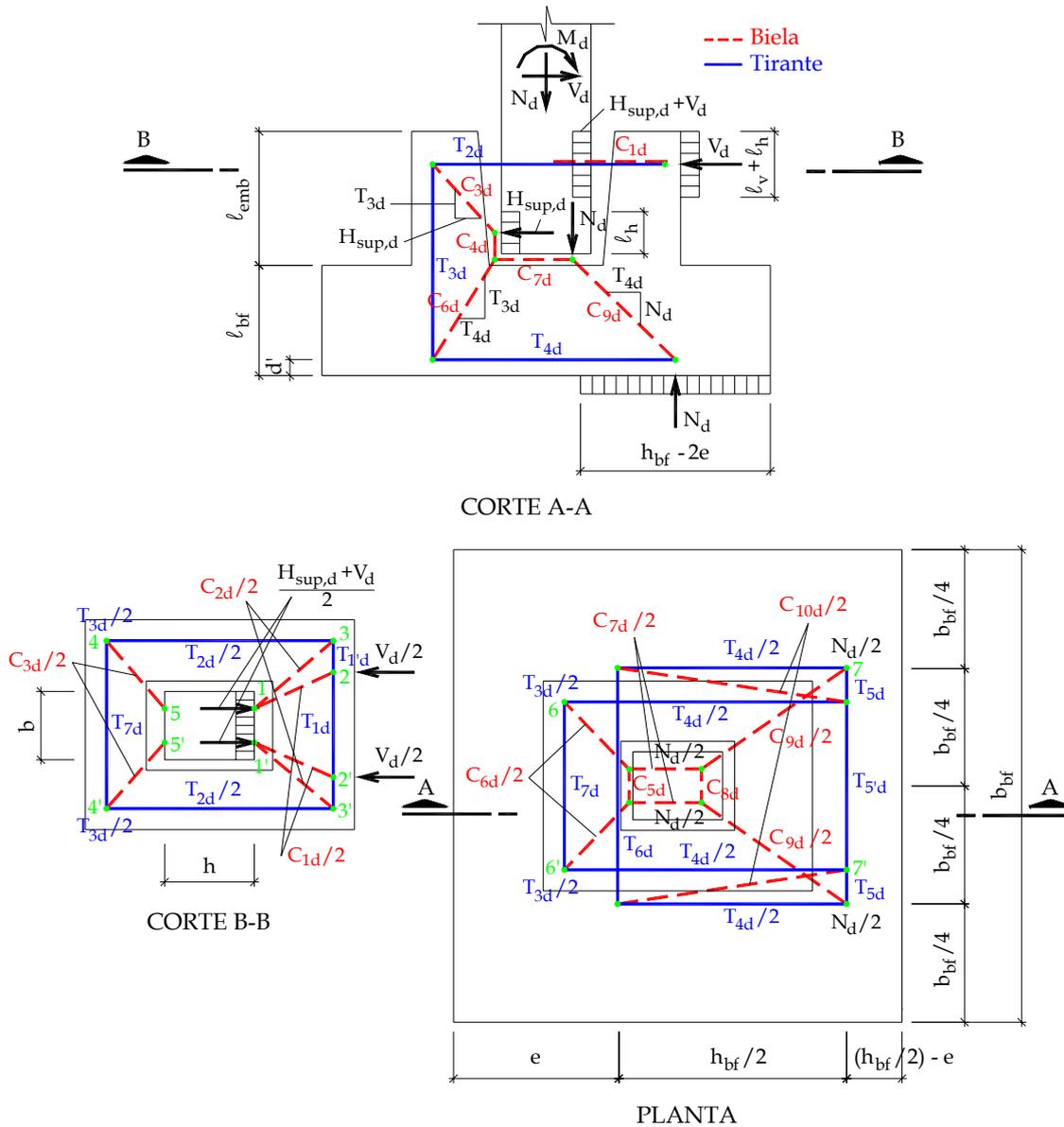


Figura 2.53 – Modelo de bielas e tirantes em calce com colarinho para o caso de compressão excêntrica ( $e \geq h_{bf}/4$ ) – adaptado de LÚCIO & SILVA (2000)

O modelo de bielas e tirantes do segundo caso ( $e < h_{bf}/4$ ) é mostrado na Figura 2.54 para um calce sem colarinho. As tensões no solo, neste caso, são subdivididas nas resultantes  $N_{2d}$  na metade direita da fundação ( $h_{bf}/2$ ) e  $N_{1d}$  ( $= N_d - N_{2d}$ ) no comprimento  $(h_{bf}/2) - 2e$ . Apesar da semelhança entre os dois modelos, algumas diferenças em relação ao modelo anterior são observadas, tais como: a inexistência da biela intermediária  $C_{1d}$  para a transferência de  $V_d$  para os nós centrais 1 e 1' e da biela  $C_{10d}$  na

base da fundação do primeiro modelo, e acréscimo da biela intermediária  $C_{11d}$  na base da fundação do segundo modelo. As armaduras correspondentes aos tirantes  $T_{2d}$  e  $T_{3d}$  são distribuídas na região longitudinal do topo e na superfície lateral da fundação, respectivamente, ao longo da largura  $b_{bf}$ . Para os tirantes  $T_{1d}$  e  $T_{7d}$ , devem ser dispostas armaduras concentradas na região transversal do topo da fundação. Os tirantes  $T_{5Ad}$  e  $T_{5Bd}$  transferem as forças nas armaduras distribuídas nos comprimentos  $(h_{bf}/2) - 2e$  e  $h_{bf}/2$ , respectivamente.

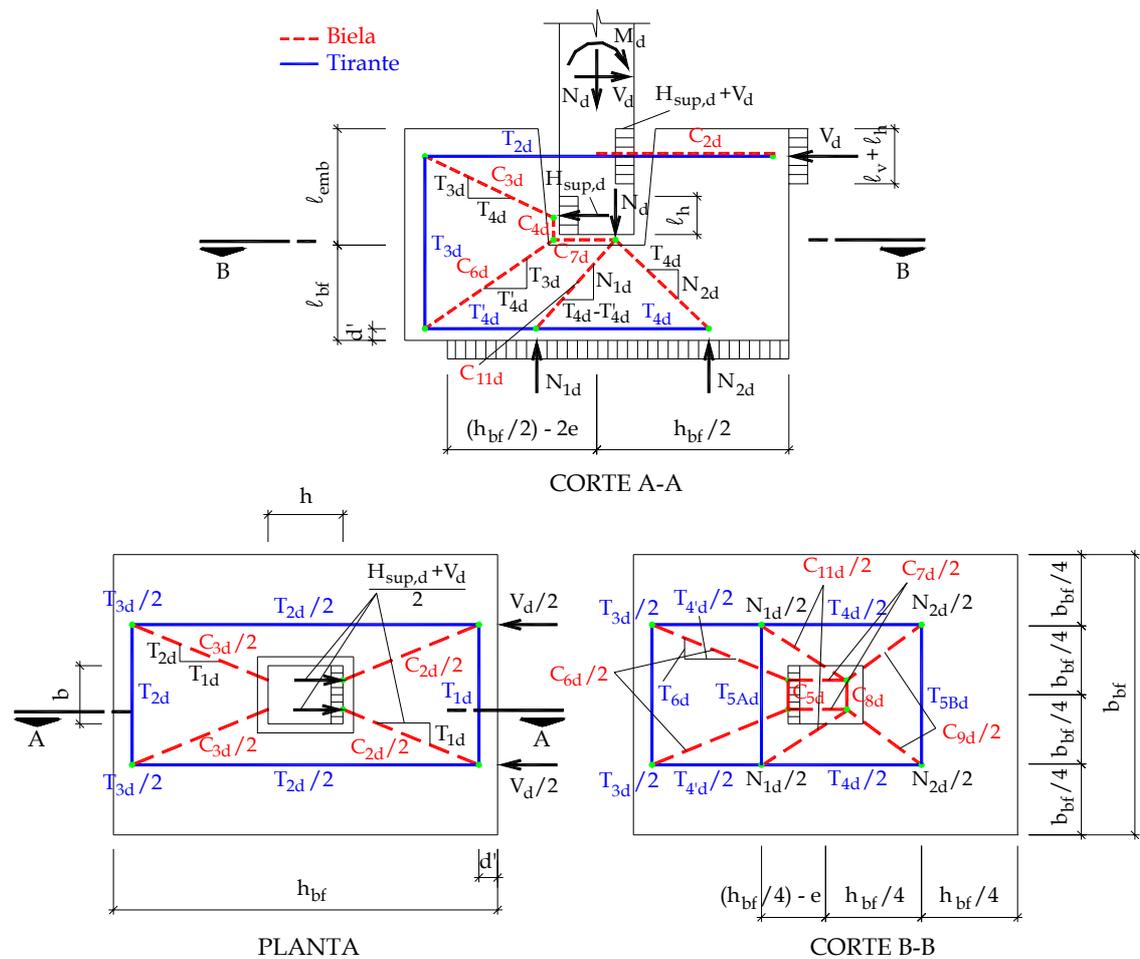


Figura 2.54 – Modelo de bielas e tirantes em cálice sem colarinho para o caso de compressão excêntrica ( $e < h_{bf}/4$ ) – adaptado de LÚCIO & SILVA (2000)

### 2.5.11. MODELO E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO DA EMPRESA MUNTE APRESENTADOS EM MELO (2004)

A bibliografia mais recente que se tem conhecimento sobre o projeto do cálice de fundação é o Manual Munte de Projetos em Pré-Fabricados de Concreto organizado por MELO (2004).

A Empresa Munte recomenda obrigatoriamente o uso de ranhuras nas interfaces do colarinho e pilar, com o objetivo de consolidar melhor a ligação do cálice

de fundação efetivada com o preenchimento do espaço vazio entre os dois elementos. Desta forma, apresenta-se em MELO (2004) apenas um modelo teórico para o projeto do cálice com interface rugosa.

Para o comprimento de embutimento, deve-se adotar os seguintes valores:

- $\ell_{emb} \geq 1,2h$  para  $M_d / N_d \leq 0,15h$
- $\ell_{emb} \geq 1,6h$  para  $M_d / N_d \geq 2,00h$

interpolando-se valores intermediários e utilizando-se um comprimento de embutimento mínimo de 40 cm.

A espessura da parede do colarinho  $h_c$  deve ser maior ou igual a 10 cm. A medida ideal de  $h_c$  para fechamento em painel alveolar é de 17,5 cm, podendo-se variar entre 15 cm e 20 cm.

Na Figura 2.55, apresenta-se o modelo teórico para cálice com interface rugosa, em que o atrito entre o colarinho e o pilar é o grande responsável pela transmissão dos esforços.

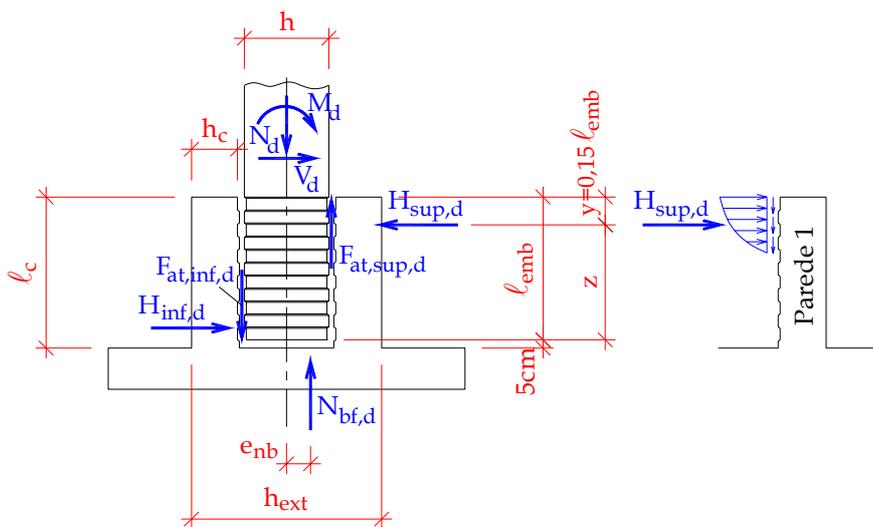


Figura 2.55 - Modelo teórico da Empresa Munte para cálice com interface rugosa - adaptado de MELO (2004)

Os esforços atuantes no colarinho são decompostos nas várias distribuições de esquemas resistentes, isto é, composição das forças equivalentes. Nenhum conjunto de esforços equivalentes atua de maneira única e exclusiva, mas pode-se avaliar a parcela atuante em cada um deles. Desta maneira, para cada esforço atuante, têm-se os esforços resistentes equivalentes de equilíbrio conforme as seguintes equações:

$$M_d = F_{at1,d} \cdot h + H_{sup,d} \cdot z + N_{bf,d} \cdot e_{nb} \quad (2.118)$$

$$N_d = N_{bf,d} + F_{at,sup,d} - F_{at,inf,d} \quad (2.119)$$

$$V_d = H_{sup,d} - H_{inf,d} \quad (2.120)$$

Para cada parcela resistente ao momento solicitante  $M_d$  do pilar, pode-se adotar um percentual para cada termo, conforme os coeficientes multiplicadores de  $M_d$  nas Equações (2.121), (2.122) e (2.123). A soma percentual dos três termos destas equações é maior que os 100% do esforço solicitante  $M_d$ , pois não foi determinado o valor exato de cada parcela resistente, embutindo-se nas porcentagens os coeficientes de segurança adequados. Totalizando-se, têm-se 8 equações e 8 incógnitas:

$$F_{at1,d} \cdot h = 0,45 M_d \quad (2.121)$$

$$H_{sup,d} \cdot z = 0,85 M_d + 1,2 V_d \cdot z \quad (2.122)$$

$$N_{bf,d} \cdot e_{nb} = 0,1 M_d \quad (2.123)$$

$$N_d = N_{bf,d} + F_{at,sup,d} - F_{at,inf,d} \quad (2.124)$$

$$V_d = H_{sup,d} - H_{inf,d} \quad (2.125)$$

$$N_{bf,d} = 0,1 N_d \quad (2.126)$$

$$F_{at,inf,d} = F_{at1,d} - F_{at2,d} \quad (2.127)$$

$$F_{at2,d} = (N_d - N_{bf,d}) / 2 \quad (2.128)$$

Observa-se que na Equação (2.126), a força normal que chega na base da fundação é equivalente a 10% da força normal atuante  $N_d$ . A partir da Equação (2.126), obtém-se  $N_{bf,d}$  e substituindo-se este valor na Equação (2.123), encontra-se o valor da excêntrica  $e_{nb}$  da reação normal na base da fundação em relação ao centro do pilar. Quando  $e_{nb} > h/2$ , deve-se adotar  $h/2$  como valor máximo para  $e_{nb}$  e redefinir um novo percentual para a parcela resistente ao momento atuante da reação normal na base da fundação, definido na Equação (2.123). Assim, os percentuais das Equações (2.121) e (2.122) devem ser aumentados de maneira que a soma dos três percentuais das Equações (2.121), (2.122) e (2.123) seja mantida em  $1,4 M_d$ .

No caso de flexão oblíqua, pode-se fazer o dimensionamento com os momentos atuando separadamente em cada uma das duas direções ortogonais, devendo-se, entretanto, limitar a tensão última de contato  $\sigma_{cd}$  em  $0,5 f_{cd}$ . A área de atuação das tensões de compressão geradas por  $H_{sup,d}$  é igual a distância interna entre as paredes do colarinho  $h_{int}$  vezes uma altura de  $0,3 \ell_{emb}$ .

Para o dimensionamento da armadura de flexão  $A_{s,lft}$  disposta no topo da parede transversal 1, admite-se que as tensões de compressão atuantes nessa região geram momentos co-relacionados a uma viga engastada em suas extremidades, de acordo com a Figura 2.56. Otimiza-se essa armadura com o momento de  $(H_{sup,d} / b_{int})(b_{int} + h_c)^2 / 18$ , ao considerar a plastificação desse momento de

engastamento.

O dimensionamento da armadura que transmite a força  $H_{sup,d}$  é semelhante ao disposto em LEONHARDT & MÖNNIG (1977), dado por:

$$A_{s,h\,sup} = \frac{H_{sup,d}}{2 \cdot f_{yd}} \tag{2.129}$$

As paredes longitudinais 3 e 4 também funcionam como consolos, e para sua armadura vertical do tirante  $A_{s,tir}$ , deve-se considerar, além da força oriunda do consolo, uma parcela da força de atrito inferior transmitida para a parede transversal 2, segundo ilustra a Figura 2.57. Essa força de atrito, contudo, só deve ser considerada quando tracionar a parede transversal 2, ou seja, seu sentido estiver para cima na interface colarinho-junta com os esforços atuantes de acordo com a Figura 2.57. A força do tirante  $F_{tir,d}$  do consolo e a área da armadura  $A_{s,tir}$  são calculadas, respectivamente, conforme as equações abaixo:

$$F_{tir,d} = \frac{(H_{sup,d} / 2)(\ell_c - y)}{(0,85h_{ext} - h_c / 2)} + 0,7F_{at,inf,d} \tag{2.130}$$

$$A_{s,tir} = F_{tir,d} / f_{yd} \tag{2.131}$$

devendo-se utilizar  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$  e uma área mínima dessa armadura igual a  $0,15\%h_c \cdot (h_{int} + h_c)$ .

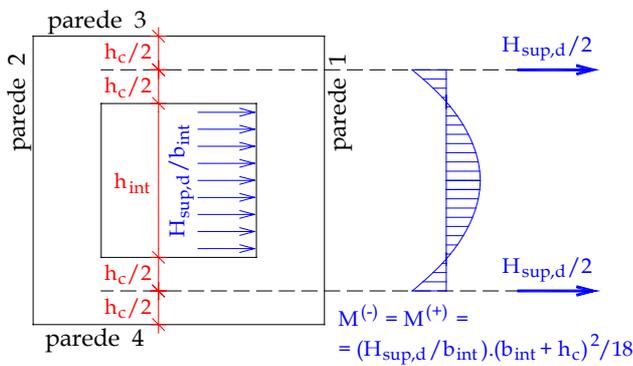


Figura 2.56 - Dimensionamento conforme a Empresa Munte da armadura  $A_{s,hft}$  no topo da parede transversal 1 - adaptado de MELO (2004)

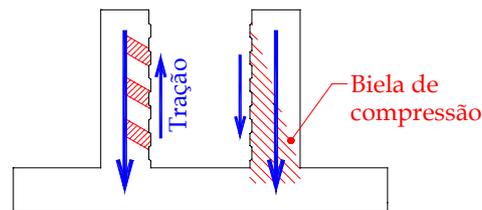


Figura 2.57 - Transmissão das forças de atrito  $F_{at,sup,d}$  e  $F_{at,inf,d}$  para o centro das paredes transversais 1 e 2 do colarinho, respectivamente, apresentada em MELO (2004)

As áreas das armaduras de costura  $A_{s,cost}$  e de distribuição  $A_{s,dist}$ , tanto na direção longitudinal ( $A_{s,costl}$  e  $A_{s,distl}$ ) como transversal ( $A_{s,costt}$  e  $A_{s,distt}$ ), devem ter o maior entre os valores abaixo:

$$A_{s,cost} = A_{s,dist} \geq \begin{cases} 0,7F_{at,inf,d} / f_{yd} \\ 0,25 \cdot A_{s,tir} \end{cases} \tag{2.132}$$

## 2.6. APLICAÇÃO DE MODELOS DE PROJETO E ANÁLISE CRÍTICA DOS ESTUDOS EXISTENTES SOBRE O CÁLICE DE FUNDAÇÃO

Entre os estudos experimentais abordados nesse trabalho, nenhum apresenta detalhadamente o comportamento e local de ruptura dos protótipos.

A investigação experimental realizada no CSTC (1978)<sup>9</sup> *apud* SANTOS (1985) relata apenas o conservadorismo embutido no modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), comparando-se a força última teórica com a experimental. Conforme os resultados desses ensaios, nos protótipos com preenchimento total da junta, a ruptura ocorreu sempre no pilar. Desta forma, como o pilar foi projetado para uma resistência da ordem de 3 vezes a resistência teórica da sapata, conclui-se que, no mínimo, a força teórica do modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) utilizado para o dimensionamento do cálice é 3 vezes superior ao valor experimental. A ruptura no cálice só foi observada quando houve o preenchimento parcial da junta apenas na região de atuação das forças teóricas do binário, mas ainda assim com uma diferença considerável referente ao modelo teórico em questão. Embora a relação entre a força última teórica e experimental tenha variado de acordo com o comprimento de embutimento, esse valor para  $\ell_{emb} = h$  foi superior a 1,5 e para  $\ell_{emb} = 1,5h$  foi maior que 2,5. Ou seja, mesmo com o comprimento de embutimento sendo inferior ao valor recomendado por LEONHARDT & MÖNNIG (1977) e com apenas o preenchimento parcial da junta, a resistência experimental foi bastante elevada.

VASCONCELOS (1979) apresenta apenas alguns resultados referentes à armadura de suspensão para combater a punção na base da fundação e GOLOSOV & KOROVIN (1978) mostram um modelo empírico baseado em dados experimentais para análise da punção, mas sem grandes comparações entre os resultados teóricos com os dos ensaios. Na falta de modelos de projeto mais consistentes, pode-se utilizar os procedimentos de projeto da NBR-6118/03 (2003) para o dimensionamento de lajes à punção.

Embora não tenha sido comentado, através dos resultados experimentais mostrados em OSANAI *et al.* (1996), acredita-se que a ruptura de todos os protótipos tenha ocorrido no pilar, visto que as armaduras do cálice não atingiram o escoamento, não foram apresentadas ilustrações de fissuração e pelo nível de carregamento último apresentado. Com as características da seção e dos materiais aço e concreto, foi feito neste trabalho um cálculo teórico da força horizontal de ruptura do pilar considerando a contribuição de todas as armaduras e uma comparação com o respectivo valor experimental dos modelos ensaiados por OSANAI *et al.* (1996). Percebe-se pela Figura 2.58 que apenas os protótipos Tipo 16 e Tipo 17 tiveram a resistência do pilar

---

<sup>9</sup> CSTC (1978). *Calcul et execution de l'assamblage des structures industrialisées: Recommandations pratiques*. Bruxelles, CSTC - Centre Scientifique et Technique de la Construction.

subestimada, embora a relação entre a força horizontal de ruptura experimental e teórica referente ao pilar do modelo Tipo 16 tenha ficado muito próxima da unidade. De acordo com os autores, o protótipo Tipo 17 não atingiu sua capacidade devido ao pequeno comprimento de embutimento, ressaltando-se aqui o que poderia tornar a ligação articulada. Uma série de conclusões foi apresentada em OSANAI *et al.* (1996) com relação à influência do comprimento de embutimento e à condição de interface no comportamento da ligação e coeficiente de atrito a utilizar; entretanto, apenas através da ruptura determinada pelo cálice e não pelo pilar é que se pode avaliar a resposta do cálice com a variação desses parâmetros.

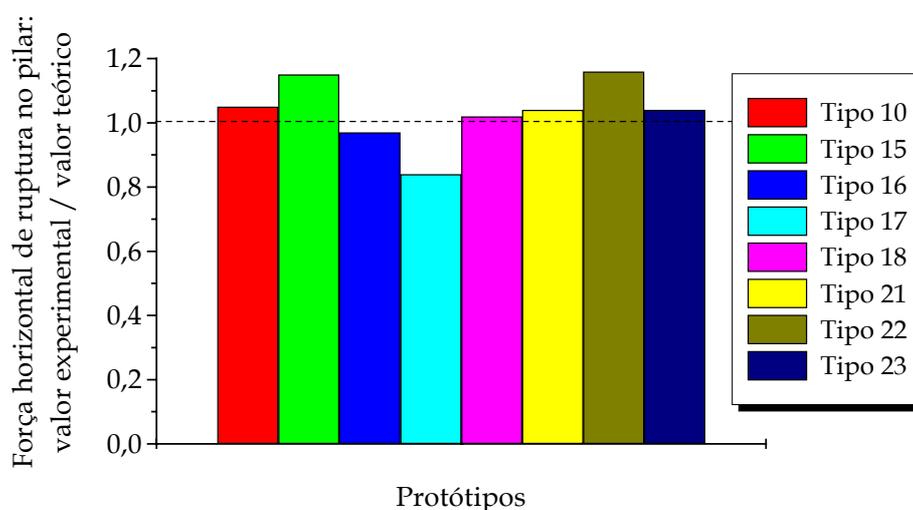


Figura 2.58 - Relação entre as resistências experimentais e teóricas dos protótipos de OSANAI *et al.* (1996)

Com relação aos modelos teóricos apresentados nesse trabalho para o dimensionamento do colarinho, a maioria considera o atrito, mas sem comprovação experimental de sua validade.

O modelo de OLIN *et al.* (1985) atua apenas a força de atrito superior  $F_{at,sup,d}$  com a reação normal  $N_{bf,d}$  na base da fundação deslocada em relação ao centro do pilar. No caso de interface rugosa, ainda sugere-se a contribuição de tensões de aderência vertical  $\tau_{vu,y}$  em metade das interfaces internas longitudinais da ligação. Acredita-se que os coeficientes de atrito de 0,3 e 0,6 sugeridos por OLIN *et al.* (1985) para os casos de interface lisa e rugosa, respectivamente, sejam conservadores. Recomenda-se adotar nos modelos de projeto, os valores usuais de  $\mu=0,6$  para interface lisa e  $\mu=1$  para interface rugosa, que parecem ser mais compatíveis com a realidade experimental e conduzem a um dimensionamento mais econômico.

Com relação ao modelo de ELLIOTT (1996), são apresentadas duas formulações diferentes, conforme atua ou não a força cortante horizontal  $V_d$ . Para o primeiro caso, ao contrário do que é afirmado em ELLIOTT (1996), espera-se que a força cortante horizontal também gere atrito na interface do lado comprimido, mesmo porque ela

também ocasiona, embora com uma excentricidade pequena, a flexão da parede transversal 1. Já quando não existe  $V_d$ , o procedimento proposto por ELLIOTT (1996) parece ser bastante conservador, tendo em vista o pequeno braço de alavanca  $z$  entre as resultantes de compressão superior  $H_{sup,d}$  e inferior  $H_{inf,d}$ .

Os modelos de WILLERT & KESSER (1983) e de OSANAI *et al.* (1996) utilizam na sua formulação todas as três forças de atrito ( $F_{at,sup}$ ,  $F_{at,inf}$  e  $F_{at,bf}$ ) oriundas das duas resultantes de compressão  $H_{sup,d}$  e  $H_{inf,d}$  e da reação normal  $N_{bf,d}$  na base da fundação, contudo o primeiro modelo não considera o deslocamento de  $N_{bf,d}$  que reduz  $H_{sup,d}$  e, conseqüentemente, as áreas de armaduras relacionadas a esta força. A principal desvantagem do modelo de OSANAI *et al.* (1996) é que ele só pode ser utilizado para força normal centrada e o momento oriundo da força cortante horizontal aplicada no topo do pilar. Para o caso geral, em que atuam  $N_d$ ,  $M_d$  e  $V_d$ , adaptou-se o modelo de OSANAI *et al.* (1996), considerando suas hipóteses principais, o que resultou na Expressão (2.92).

Um dos principais motivos do superdimensionamento do cálice de fundação quando se utiliza o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), que é o mais difundido da literatura, se deve de fato à não consideração das forças de atrito atuantes no colarinho e base da fundação. Entretanto, ele constitui a base para a compreensão da transferência das forças do pilar para o cálice. Aliado aos outros modelos em que o atrito contribui para a resistência da ligação, ele pode ser uma importante ferramenta para o projeto do cálice.

Com o objetivo de se apresentar, então, as principais diferenças entre esses modelos, foi feita a aplicação destes no projeto do colarinho de um cálice, cujos esforços e dimensões estão apresentados na Figura 2.59 e as características de projeto dos materiais indicadas na Tabela 2.3.

Inicialmente, foram feitas as análises com interfaces lisa e rugosa, adotando-se o comprimento de embutimento recomendado pela NBR-9062/85 (1985) para o caso de grande excentricidade ( $M_d / N_d \geq 2,00h$ ).

No modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), foram acrescentadas as recomendações apresentadas pela NBR-9062/85 (1985) e EL DEBS (2000). Os modelos de WILLERT & KESSER (1983), ELLIOTT (1996) e OSANAI *et al.* (1996) não apresentam prescrições para o dimensionamento da armadura vertical do tirante e de costura. Conforme OLIN *et al.* (1985), esta armadura deve ser calculada para a transferência total dos esforços atuantes na ligação colarinho-base da fundação com a teoria de flexão composta. Os modelos de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) e da Norma Italiana CNR-10025/98 (1998) recomendam o cálculo da parede longitudinal como consolo, mas a última não faz referência à área da armadura de costura a ser adotada. Por uma questão de uniformidade de resultados, o dimensionamento da armadura do tirante, de costura e de distribuição foi feito segundo as prescrições da LEONHARDT & MÖNNIG (1977), NBR-9062/85 (1985) e EL DEBS (2000) para

consolos muito curtos, curtos ou longos, conforme a relação  $a_c / d_c$ . Com relação à armadura de flexão  $A_{s,flf}$  disposta na parede transversal 1, na literatura existem, para o cálice liso, apenas o procedimento apresentado em EL DEBS (2000), o qual é baseado na CNR-10025/84 (1984), e o modelo de biela e tirante da CNR-10025/98 (1998). Como se tinha o objetivo de apenas comparar essas duas formulações, essa armadura não foi dimensionada nos outros modelos de cálculo.

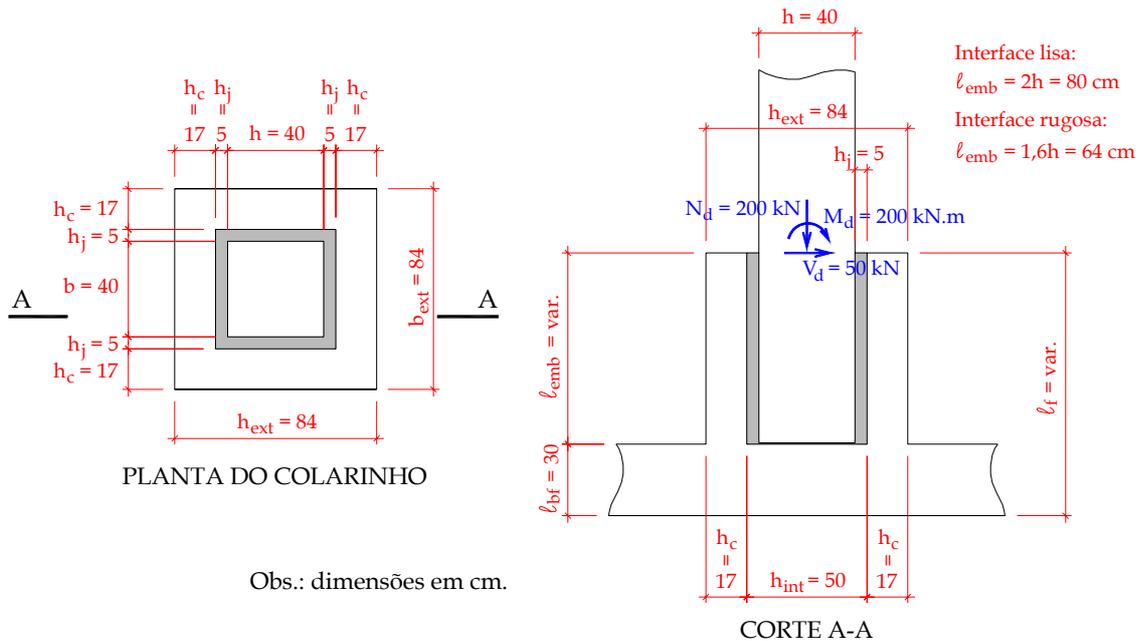


Figura 2.59 - Esforços e dimensões do exemplo de cálculo

Tabela 2.3 - Características de projeto dos materiais do exemplo de cálculo

Concreto	Cálice	Pilar/Junta
Classificação	C25	C35
Resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ )	2,5 kN/cm <sup>2</sup>	3,5 kN/cm <sup>2</sup>
Resistência característica inferior à tração* ( $f_{ctk, inf}$ )	0,18 kN/cm <sup>2</sup>	0,23 kN/cm <sup>2</sup>
Resistência característica à compressão relativa a corpos-de-prova cúbicos ( $f_{ck}^1 = 1,1f_{ck}$ )	2,75 kN/cm <sup>2</sup>	3,85 kN/cm <sup>2</sup>
Coeficiente de minoração da resistência ( $\gamma_c$ )	1,4	
Módulo de elasticidade secante* ( $E_{cs}$ )	2 380 kN/cm <sup>2</sup>	2 816 kN/cm <sup>2</sup>
Aço	CA-50	
Resistência característica ao escoamento ( $f_{yk}$ )	50 kN/cm <sup>2</sup>	
Coeficiente de minoração da resistência ( $\gamma_s$ )	1,15	
Módulo de elasticidade ( $E_s$ )	21 000 kN/cm <sup>2</sup>	
Interface	Atrito ( $\mu$ )	
Lisa	0,6	
Rugosa	1,0	

\* calculado conforme a NBR-6118/03 (2003)

Na Tabela 2.4, são apresentados os principais resultados da aplicação desses modelos teóricos para o cálice com interface lisa.

Tabela 2.4 - Resultados obtidos pelos modelos de projeto para o cálice com interface lisa

Modelo teórico		LEONHARDT & MÖNNIG (1977)	WILLERT & KESSER (1983)	OLIN <i>et al.</i> (1985)	ELLIOTT (1996)	OSANAI <i>et al.</i> (1996) modificado	CNR-10025/98 (1998)	
Esforços principais (kN)	$H_{sup,d}$	437,5	316,37	309,26	277,77 <sup>2</sup>	296,20	443,75	
	$H_{inf,d}$	387,5	216,06	259,26	227,77	171,20	393,75	
	$F_{tir,d}$	231,85	167,66	163,89	147,20	156,97	220,41	
	$R_{cd}$	318,76	230,51	225,32	202,38	215,80	440,82	
Armaduras (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,hsup}$	5,03	3,64	3,56	3,19	3,41	-	
	$A_{s,hinf}$	-	-	2,88	-	-	-	
	$A_{s,tir}$	5,33	3,86	3,77	8,06 <sup>1</sup>	3,39	3,61	5,07
	$A_{s,cost}$	2,13	1,54	1,51		1,35	1,44	2,03
	$A_{s,dist}$	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
	$A_{s,hft}$	11,66	-	-	-	-	-	9,52
Concreto (kN/cm <sup>2</sup> )	$f_{ck,min}^3$	1,68	1,22	1,19	1,07	1,14	1,41	
	$f_{ck,min}^4$	2,20	-	-	-	-	-	
Obs. 1: $\ell_{emb} = 80 \text{ cm}$ Obs. 2: Esforços indicados nas Figuras 2.15, 2.22 e 2.23 e armaduras na Figura 2.21 <sup>1</sup> soma de $2A_{s,tir}$ e $A_{s,cost}$ (dimensionamento do cálice como monolítico) <sup>2</sup> soma de $H_{sup,d} + V_d$ <sup>3</sup> relativa à verificação do consolo <sup>4</sup> relativa à verificação da parede transversal 1								

Os modelos de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) e da CNR-10025/98 (1998), que não consideram o atrito, foram os mais conservadores. Já entre os outros modelos, o de ELLIOTT (1996) foi o menos conservador, mesmo considerando-se que a armadura horizontal superior longitudinal  $A_{s,hsup}$ , neste caso, é dimensionada para resistir à força  $(H_{sup} + V_d) / 2$ . Como o dimensionamento das paredes longitudinais 3 e 4 foi feito como consolo em todos os modelos segundo as recomendações de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), NBR-9062/85 (1985) e EL DEBS (2000), excetuando-se o modelo da CNR-10025/98 (1998) que apresenta seu próprio procedimento de biela e tirante, a diferença percentual foi a mesma entre os resultados principais ( $H_{sup,d}$ ,  $F_{tir}$ ,  $R_{cd}$ ,  $A_{s,hsup}$ ,  $A_{s,tir}$ ,  $A_{s,cost}$  e  $f_{ck,min}$ ) desses modelos em relação aos de LEONHARDT & MÖNNIG (1977). Assim, as diferenças percentuais máxima e mínima em relação ao modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) foram de 37% e 28%, respectivamente, que no caso se referem aos modelo de ELLIOTT (1996) e de WILLERT & KESSER (1983).

Ressalta-se aqui que dois cálculos adicionais foram efetuados no modelo de OLIN *et al.* (1985), conforme as suas recomendações, como a armadura vertical

tracionada total ( $2A_{s,tir} + A_{s,cost}$ ), considerando a ligação monolítica, e a armadura horizontal inferior  $A_{s,hinf}$  para transmitir a força  $H_{inf,d}/2$  reduzida por metade da força de atrito na base da fundação  $F_{at,bf,d}$ . Percebe-se que essa armadura vertical total  $2A_{s,tir} + A_{s,cost}$  para a ligação monolítica é 11% menor que a referente ao cálculo do consolo. Contudo, a não ser que seja comprovada experimentalmente a proximidade do comportamento do cálice liso com o de uma ligação monolítica, deve-se utilizar a maior armadura que, no caso, é dimensionada conforme o funcionamento das paredes longitudinais 3 e 4 como consolo. Já a armadura  $A_{s,hinf}$  parece não ter muito sentido, pois devido à pequena altura entre a resultante de pressão  $H_{inf,d}$  na parede 2 e a base e como a região inferior no lado tracionado do cálice é bem mais rígida que a superior no lado oposto, pode-se considerar que essa pressão é transmitida diretamente para a base da fundação. A armadura horizontal de distribuição  $A_{s,dist}$ , disposta ao longo das quatro paredes do colarinho, é suficiente para absorver os pequenos esforços que surgem nessa região.

Com relação ao dimensionamento da armadura horizontal superior longitudinal  $A_{s,hsup}$  e a verificação da resistência característica mínima  $f_{ck,min}$  do concreto referente ao dimensionamento da parede transversal 1 segundo a CNR-10025/98 (1998), concluiu-se ser mais conveniente não apresentá-los neste trabalho, já que os resultados encontrados foram bastante divergentes do que seria razoável na prática.

Tanto o procedimento de EL DEBS (2000), baseado na CNR-10025/84 (1984), como o modelo de biela e tirante da CNR-10025/98 (1998) apresentaram área da armadura  $A_{s,hft}$  elevada. Porém, este último se mostrou um pouco mais racional. Apesar da Empresa Munte, conforme MELO (2004), apresentar um procedimento de cálculo dessa armadura para cálice com interface rugosa, ele é mais adequado para o cálice com interface lisa, pois, com a ausência de chaves de cisalhamento ou outras ranhuras não se impede o travamento da parede transversal 1 no que diz respeito à flexão. A título de comparação, foi efetuado para o cálice liso o dimensionamento da armadura  $A_{s,hft}$  e a verificação da resistência mínima necessária para o concreto  $f_{ck,min}$  com a força  $H_{sup,d}$  resultante do modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977). A área da armadura  $A_{s,hft}$  igual a  $9,71 \text{ cm}^2$ , segundo o procedimento da Empresa Munte, foi 17% menos conservadora que a mesma calculada conforme EL DEBS (2000) e se aproximou mais do dimensionamento pela CNR-10025/98 (1998), com uma diferença de apenas 2%. Já a resistência característica mínima do concreto  $f_{ck,min}$  de  $2,03 \text{ kN/cm}^2$  foi 8% menor que a referente do procedimento de EL DEBS (2000). Tendo em vista os resultados, essas três formulações para o dimensionamento de  $A_{s,hft}$  são bastante conservadoras quando se comparam com a armadura  $A_{s,hsup}$ . Resultados experimentais podem indicar subsídios para o desenvolvimento de um modelo de projeto mais racional para o cálculo dessa armadura  $A_{s,hft}$ .

Os principais resultados da análise pelos modelos teóricos do cálice com interface rugosa são indicados na Tabela 2.5. Nota-se que o cálice também foi dimensionado pelas recomendações da Empresa Munte apresentadas em MELO

(2004). No caso dos modelos de OLIN *et al.* (1985) e da CNR-10025/98 (1998), efetuou-se o dimensionamento das armaduras do tirante  $A_{s,tir}$  e de costura  $A_{s,cost}$  conforme as recomendações para consolos, e da armadura vertical total da parede transversal 2 ( $2A_{s,tir} + A_{s,cost}$ ) para a ligação como monolítica.

Tabela 2.5 – Resultados obtidos pelos modelos de projeto para o cálice com interface rugosa

Modelo teórico		LEONHARDT & MÖNNIG (1977)	WILLERT & KESSER (1983)	OLIN <i>et al.</i> (1985)	ELLIOTT (1996)	OSANAI <i>et al.</i> (1996) modif.	CNR-10025/98 (1998)	MELO (2004)	
Esforços principais (kN)	$H_{sup,d}$	531,25	303,14	329,34	272,62 <sup>2</sup>	285,58	537,50	397,50	
	$H_{inf,d}$	481,25	205,33	279,34	222,62	160,58	487,50	347,50	
	$F_{tir,d}$	229,73	131,09	142,42	117,89	123,50	224,26	276,89	
	$R_{cd}$	351,19	200,39	217,71	180,22	188,79	455,88	262,77	
Armaduras (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,hsup}$	6,11	3,49	3,79	3,14	3,28	-	4,57	
	$A_{s,hinf}$	-	-	0,71	-	-	-	-	
	$A_{s,tir}$	5,28	3,02	3,28	7,73 <sup>1</sup>	2,71	2,84	5,16	6,37
	$A_{s,cost}$	2,11	1,21	1,31		1,08	1,14	2,06	
	$A_{s,dist}$	2,00	2,00	0,0244.s	2,00	2,00	2,00	2,00	2,42
	$A_{s,hft}$	-	-	-	-	-	-	11,53	8,82
Concreto (kN/cm <sup>2</sup> )	$f_{ck,min}^3$	2,06	1,18	1,26	1,06	1,11	1,46	1,54	
	$f_{ck,min}^4$	-	-	-	-	-	-	2,31	

Obs. 1:  $\ell_{emb} = 64\text{ cm}$

Obs. 2: Esforços indicados nas Figuras 2.15, 2.22 e 2.23 e armaduras na Figura 2.21

<sup>1</sup> soma de  $2A_{s,tir}$  e  $A_{s,cost}$  (dimensionamento do cálice rugoso como monolítico)

<sup>2</sup> soma de  $H_{sup,d} + V_d$

<sup>3</sup> relativa à verificação do consolo

<sup>4</sup> relativa à verificação da parede transversal 1

Considerando os esforços principais no colarinho, de uma maneira geral os modelos de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), da CNR-10025/98 (1998) e da Empresa Munte (MELO (2004)) foram mais conservadores. Já para a armadura horizontal superior de flexão  $A_{s,hft}$ , houve uma redução de 24% do procedimento apresentado em MELO (2004) em relação à mesma calculada pela CNR-10025/98 (1998). Como o dimensionamento dessa armadura  $A_{s,hft}$  pelos três modelos de projeto no caso de interface rugosa é, intuitivamente, conservador, pode-se adotar, na falta de resultados experimentais ou de outro modelo teórico mais consistente, a mesma área da armadura longitudinal  $A_{s,hsup}$ .

Entre os modelos que efetivamente consideram o atrito, o de ELLIOTT (1996) foi o menos conservador e o de OLIN *et al.* (1985) apresentou esforços e armaduras maiores. As diferenças entre os resultados desses dois modelos em relação aos de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) foram, respectivamente, 49% e 38%.

Algumas observações devem ser feitas em relação ao modelo de OLIN *et al.* (1985). Primeiramente, a diferença entre a armadura vertical total no lado tracionado ( $2A_{s,tir} + A_{s,cost}$ ) para o cálculo da ligação monolítica e a mesma considerando o dimensionamento do consolo foi praticamente desprezível, em torno de 2%. A armadura  $A_{s,hinf}$  na região inferior do colarinho foi bastante pequena e é dispensável tanto no caso de interface lisa como rugosa, conforme já comentado anteriormente. Como a armadura de distribuição  $A_{s,dist}$  para evitar o fendilhamento e assegurar as tensões de aderência foi extremamente pequena, recomenda-se adotar para essa armadura, a área e o espaçamento indicados em LEONHARDT & MÖNNIG (1977), NBR-9062/85 (1985) e EL DEBS (2000).

Comparando-se os dois casos de interface, para o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), como os comprimentos de embutimento e as resultantes de compressão  $H_{sup,d}$  foram diferentes, houve um aumento na área da armadura  $A_{s,hsup}$  de 21% do cálice com interface rugosa em relação ao com interface lisa, enquanto as outras armaduras ( $A_{s,tir}$ ,  $A_{s,cost}$  e  $A_{s,dist}$ ) foram praticamente equivalentes entre as duas análises. Devido na CNR-10025/98 (1998) recomendar-se o dimensionamento do cálice rugoso admitindo o funcionamento monolítico da ligação, a área da armadura vertical da parede transversal  $2(2A_{s,tir} + A_{s,cost})$  foi, conseqüentemente, menor que a do cálice liso. Como neste caso houve uma diminuição da área de aço com a redução do volume de concreto em relação ao cálice liso, deve-se considerar para a escolha do tipo de interface o custo determinante da ligação que, numa obra de concreto pré-moldado, além dos materiais, envolve a rapidez de execução. Ou seja, deve-se avaliar a facilidade/dificuldade da confecção da rugosidade. Entre os modelos que consideram o atrito, apenas o de OLIN *et al.* (1985) apresentou um aumento de 6% para essa armadura, enquanto para os outros modelos houve uma redução entre 2% e 4% do cálice rugoso em relação ao liso. Considerando ainda que as outras áreas de armadura também foram reduzidas, a diminuição do volume de concreto e, principalmente, se houver facilidade na execução da rugosidade, a solução do cálice com interface rugosa se mostra bastante econômica quando o seu projeto é efetuado com os modelos de cálculo em que o atrito colabora na resistência da ligação.

Outra análise comparativa entre os modelos teóricos foi feita variando-se o comprimento de embutimento nos valores equivalentes a  $1h_{pil}$  (40 cm),  $1,5h_{pil}$  (60 cm),  $2h_{pil}$  (80 cm) e  $2,5h_{pil}$  (100 cm) e o coeficiente de atrito nos valores de 0, 0,6 e 1.

Apresentam-se os resultados do dimensionamento referente à armadura horizontal superior longitudinal  $A_{s,hsup}$  e à armadura do tirante do consolo  $A_{s,tir}$ . No caso da classificação de consolo muito curto, adotou-se, conforme apresentado em EL DEBS (2000), a maior das armaduras do tirante comparada com o consolo curto. O mesmo procedimento foi utilizado no caso de consolo longo, comparando-se com o dimensionamento do consolo curto. Os modelos de projeto da CNR-10025/98 (1998) e da Empresa Munte (MELO (2004)) não foram considerados nessas análises.

Na Figura 2.60, indica-se a área da armadura horizontal superior longitudinal

$A_{s,hsup}$  com a variação do comprimento de embutimento  $\ell_{emb}$  e na Figura 2.61, essa área conforme a mudança do coeficiente de atrito  $\mu$ .

Observa-se que aumentando-se o comprimento de embutimento de  $\ell_{emb} = 40\text{ cm}$  para  $100\text{ cm}$ , o dimensionamento dessa armadura horizontal superior longitudinal se torna mais econômico, com redução de até 55%, 49% e 46%, respectivamente, para  $\mu = 0$ ,  $\mu = 0,6$  e  $\mu = 1$ , analisando-se para esses dois últimos, apenas os modelos que consideram o atrito. A redução da área de aço dos protótipos com  $\ell_{emb} = 100\text{ cm}$  para  $\ell_{emb} = 80\text{ cm}$  foi menor que a referente entre os modelos com  $\ell_{emb} = 80\text{ cm}$  e  $\ell_{emb} = 60\text{ cm}$ , com o aumento constante no volume de concreto.

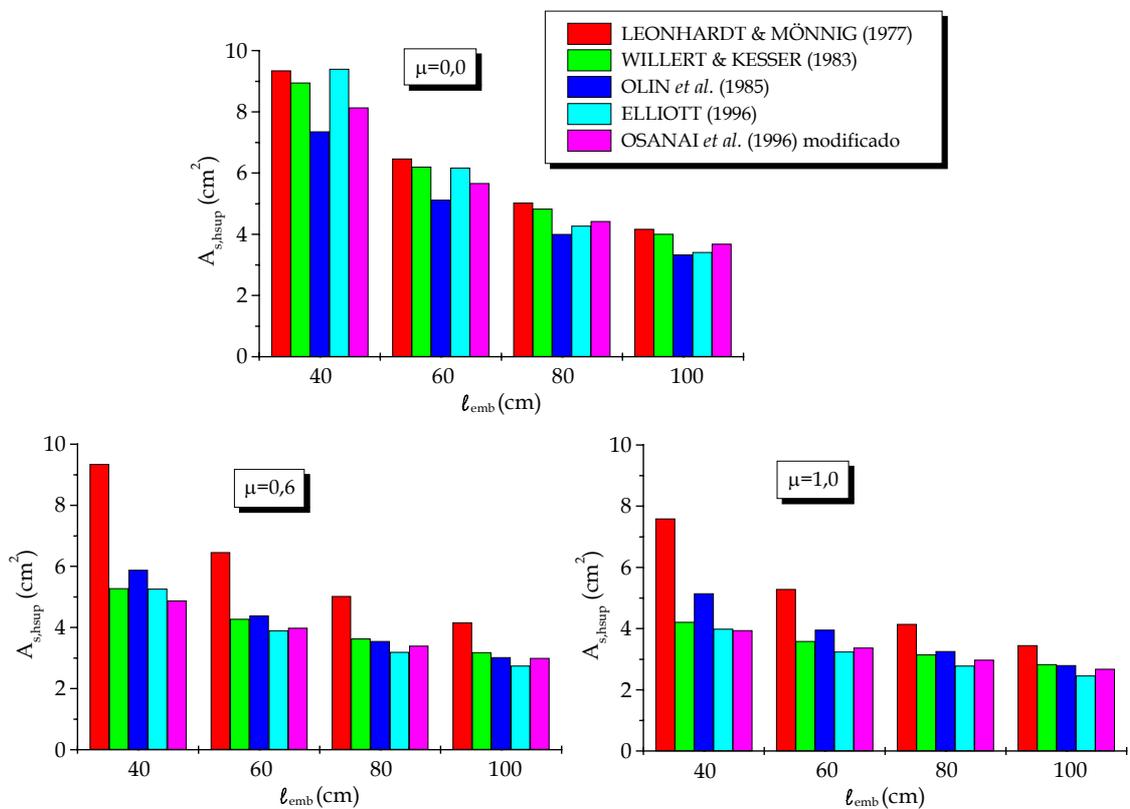


Figura 2.60 - Área da armadura horizontal superior longitudinal conforme os modelos de projeto -  $\ell_{emb}$  variável e  $\mu$  constante

Ressalta-se também que utilizou-se  $\ell_{emb} = 1h = 40\text{ cm}$  no caso de interface lisa mais para efeito de comparação. Este comprimento de embutimento pode gerar elevadas deformações na ligação, tornando-a articulada e devendo-se, portanto, evitá-lo. Frisa-se ainda que a utilização de comprimento de embutimento menor que os valores recomendados pela NBR-9062/85 (1985), tanto para interface lisa como rugosa, só deve ser feita através de comprovação experimental, onde se deve avaliar a resistência, comportamento e deformabilidade da ligação. Contudo, dentro dos limites estabelecidos nessa norma, para definir o comprimento de embutimento a utilizar, além do espaçamento mínimo e taxa de armadura máxima viável para a concretagem,

por outro lado, no projeto deve-se levar em conta outros fatores como a limitação de deformações da ligação, o volume de concreto e a viabilidade de execução.

Desprezando-se o atrito, o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) apresentou-se como o mais conservador no geral, com a área dessa armadura bastante próxima à referente dos modelos de WILLERT & KESSER (1983). Apenas para  $\ell_{emb} = 40\text{ cm}$ , a área  $A_{s,hsup}$  segundo o modelo de ELLIOTT (1996) apresentou um valor superior, mas muito próximo à do modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), com um diferença desprezível de 0,6%. Na realidade, como não existiu uma raiz real para a determinação do comprimento  $\ell_h$  do modelo de ELLIOTT (1996) em que atua a força de atrito vertical (vide Figura 2.39(b)), para  $\ell_{emb} = 40\text{ cm}$ , aproximou-se este valor como metade de  $0,9\ell_{emb} - \ell_v$ . Excetuando-se este caso, todos os modelos forneceram áreas dessa armadura menores que o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), com diferenças entre 4% e 21%. À medida que se elevou, todavia, o coeficiente de atrito, aumentou-se defasagem no dimensionamento entre esses modelos e o de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), com diferenças, por exemplo, de 28% a 37% para  $\ell_{emb} = 80\text{ cm}$  e  $\mu=0,6$ .

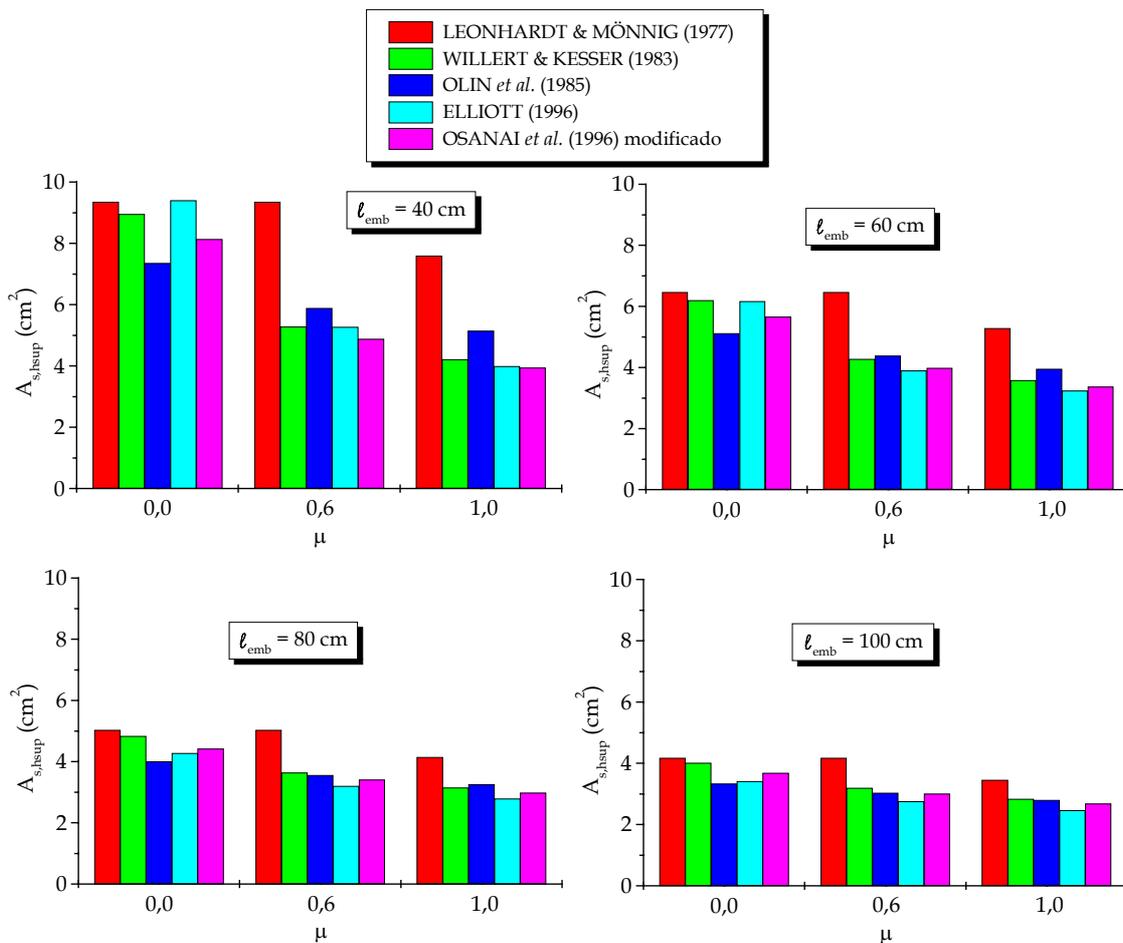


Figura 2.61 - Área da armadura horizontal superior longitudinal conforme os modelos de projeto -  $\ell_{emb}$  constante e  $\mu$  variável

Para  $\mu = 0,6$  e  $\mu = 1,0$ , os modelos que consideram atrito apresentaram resultados relativamente próximos de  $A_{s,hsup}$  para os comprimentos de embutimento equivalentes a  $1,5h$ ,  $2h$  e  $2,5h$ , sendo que os modelos de WILLERT & KESSER (1983) e OLIN *et al.* (1985) foram os mais conservadores entre estes. No modelo de ELLIOTT (1996), que proporcionou um dimensionamento mais racional, com a opção de  $\mu = 0,6$  houve uma redução na área da armadura  $A_{s,hsup}$  em relação ao caso de  $\mu = 0$  de 37%, 25% e 19%, respectivamente, para  $\ell_{emb} = 60\text{ cm}$ ,  $\ell_{emb} = 80\text{ cm}$  e  $\ell_{emb} = 100\text{ cm}$ . Para os outros modelos, essa redução foi um pouco mais baixa, mas sempre constatando-se diferenças menores para comprimentos de embutimento maiores. Ou seja, aumentando-se  $\ell_{emb}$ , as forças  $H_{sup,d}$  e  $H_{inf,d}$  diminuem, ocasionando, assim, a redução das forças de atrito equivalentes a essas resultantes de compressão.

Apesar de o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) não considerar o atrito, as resultantes de compressão ( $H_{sup,d}$  e  $H_{inf,d}$ ) nas paredes transversais são diferentes para os casos de interface lisa e rugosa ( $\mu = 1$ ). Utilizando-se, então, esse modelo e considerando-se o mesmo comprimento de embutimento, foi observada uma redução de  $A_{s,hsup}$  no caso de interface rugosa em relação à referente ao cálice liso.

Nas Figuras 2.62 e 2.63, ilustra-se, respectivamente, a área da armadura do tirante  $A_{s,tir}$  em função da variação do comprimento de embutimento e do coeficiente de atrito.

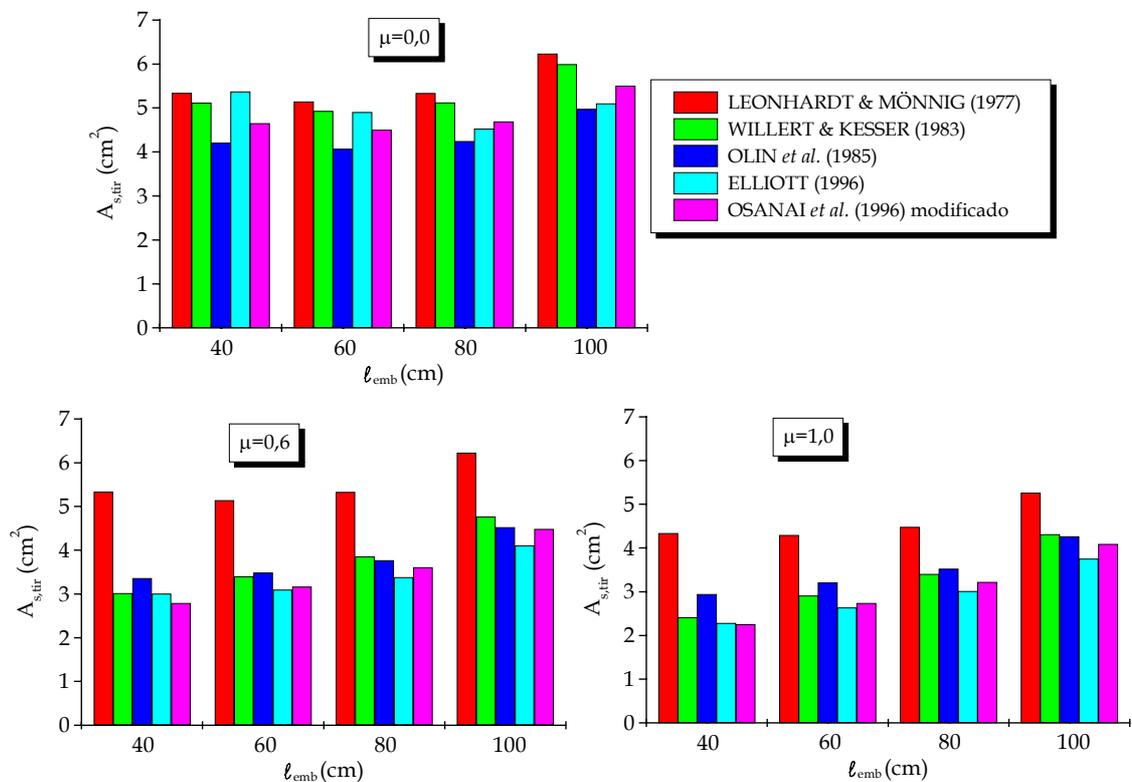


Figura 2.62 - Área da armadura do tirante  $A_{s,tir}$  conforme os modelos de projeto -  $\ell_{emb}$  variável e  $\mu$  constante

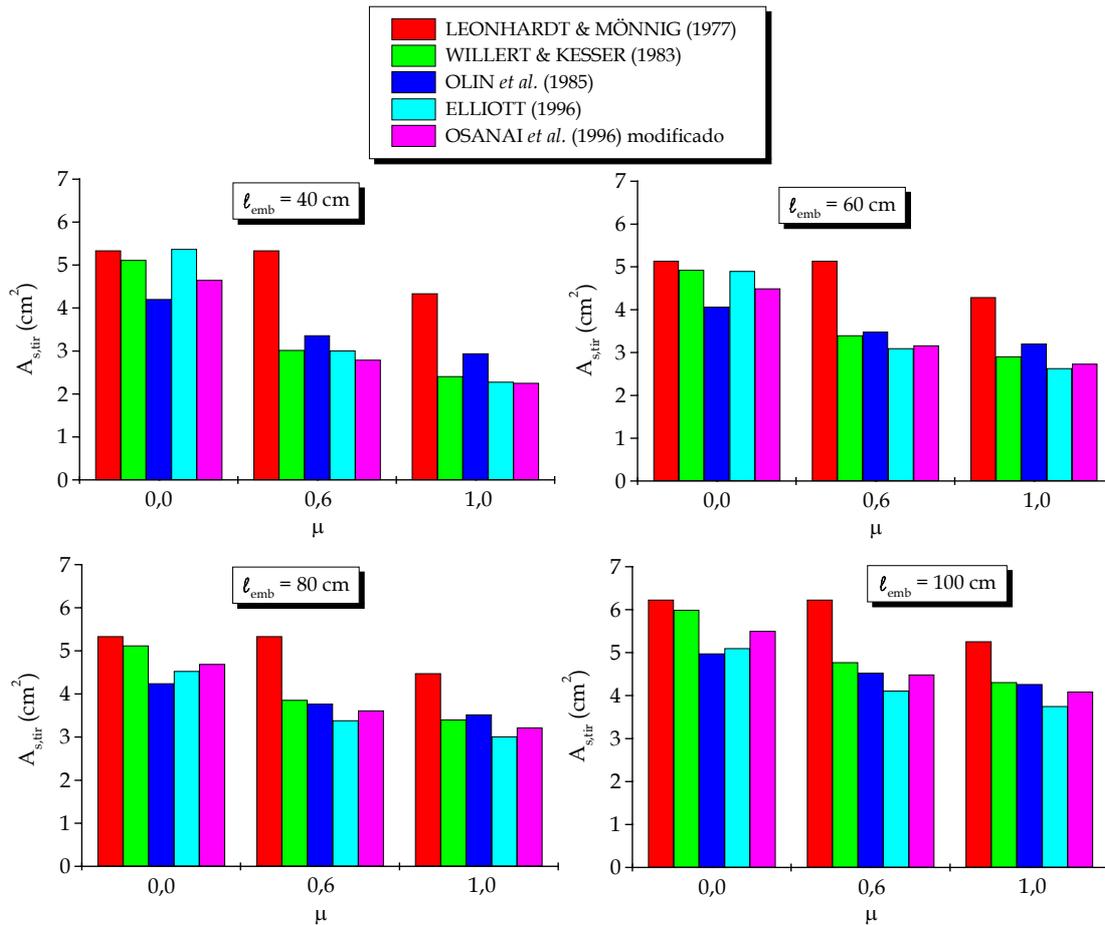


Figura 2.63 - Área da armadura do tirante  $A_{s,tir}$  conforme os modelos de projeto -  $l_{emb}$  constante e  $\mu$  variável

Para  $l_{emb} = 60\text{ cm}$  e  $l_{emb} = 80\text{ cm}$ , a parede longitudinal foi calculada como consolo curto ( $0,5 < a_c / d_c < 1$ ). No caso de  $l_{emb} = 40\text{ cm}$ , com  $a_c / d_c < 0,5$ , considerou-se a armadura calculada como consolo muito curto, que foi maior que a referente ao cálculo como consolo curto. Já para  $l_{emb} = 100\text{ cm}$ , a relação  $a_c / d_c$  foi maior que a unidade e dimensionou-se a armadura vertical para uma viga engastada na base da fundação submetida à força  $H_{sup,d} / 2$  na extremidade do balanço. Como era previsto nos três modelos de cálculo para consolo, quanto maior o comprimento de embutimento, maior a armadura do tirante. Embora não tenha sido tão expressivo, o aumento na área da armadura em questão no caso de  $l_{emb} = 80\text{ cm}$  em relação a  $l_{emb} = 60\text{ cm}$ , para  $\mu = 0,6$ , por exemplo, variou entre 8% e 14%. Já no caso de interface rugosa ( $\mu = 1$ ), esse aumento adotando-se  $l_{emb} = 60\text{ cm}$  em relação a  $l_{emb} = 40\text{ cm}$  ficou entre 9% e 21% para os modelos de cálculo que consideram o atrito. Destaca-se aqui a comparação entre esses comprimentos de embutimento, pois uma constatação experimental pode vir a viabilizar um comprimento de embutimento equivalente a  $1,5h$  para interface lisa e a  $1h$ , no caso de interface rugosa. O comprimento de embutimento de  $100\text{ cm}$  mostra-se anti-econômico, pois além do aumento do volume de concreto, a soma das áreas de  $A_{s,hsup}$  e  $A_{s,tir}$  foi maior que a referente a  $l_{emb} = 80\text{ cm}$ , embora as

diferenças tenham sido menores que 10%.

Também foram constatados valores distintos da área  $A_{s,tir}$  entre cálice liso e rugoso no modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), pelas mesmas razões apresentadas anteriormente, ou seja, devido as diferentes resultantes de compressão ( $H_{sup,d}$  e  $H_{inf,d}$ ) para os dois casos de interface.

Como já era esperado, a consideração do atrito no projeto da ligação aumentou a discrepância da armadura do tirante  $A_{s,tir}$  dimensionada conforme o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) com os outros modelos de cálculo. Observou-se também que com  $\mu = 0,6$  e  $\mu = 1$  a área dessa armadura para os modelos que consideram o atrito ficaram relativamente próximas entre si, sendo os modelos de ELLIOTT (1996) e de OSANAI *et al.* (1996) modificados os menos conservadores.

Apenas para destacar alguns aspectos quando não atua a força horizontal  $V_d$ , principalmente porque ELLIOTT (1996) adota outro modelo para este caso, foi feita uma análise comparativa entre os diversos modelos de cálculo considerando os mesmos dados do problema anterior com  $V_d = 0$ .

Na Figura 2.64, apresenta-se a área da armadura horizontal superior longitudinal em função da variação do comprimento de embutimento com coeficiente de atrito constante.

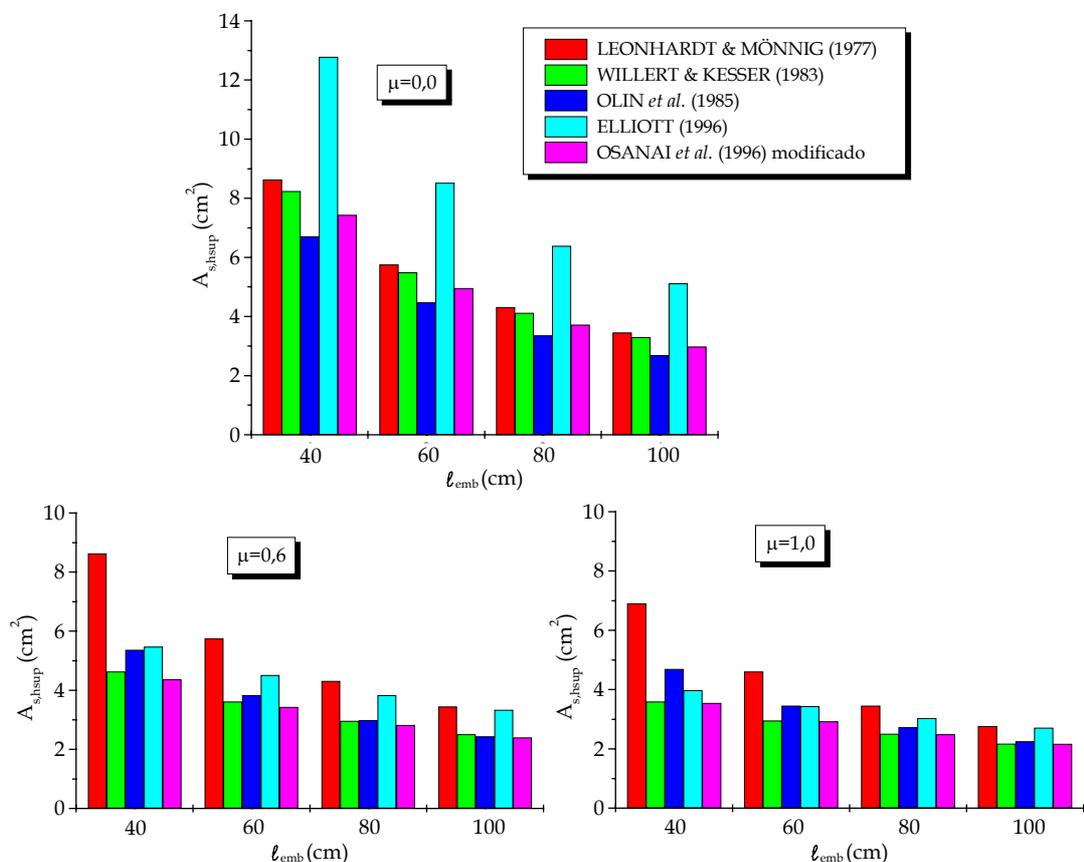


Figura 2.64 - Área da armadura horizontal superior longitudinal conforme os modelos de projeto desprezando a ação de  $V_d$  -  $l_{emb}$  variável e  $\mu$  constante

Percebe-se que se desprezando o atrito, o dimensionamento de  $A_{s,hsup}$  pelo modelo de ELLIOTT (1996) torna-se extremamente exagerado, superando até mesmo o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) que geralmente é mais conservador. Isso se justifica porque o braço  $z$  do binário de forças  $H_{sup,d}$  e  $H_{inf,d}$  desse último modelo é 48% maior que o de ELLIOTT (1996). No problema anterior, o modelo de ELLIOTT (1996) se mostrou bastante adequado para o dimensionamento da armadura horizontal superior longitudinal. Já na situação em que não existe a força horizontal  $V_d$  atuando, considerando o atrito, os resultados desse modelo foram aproximadamente equivalentes aos do modelo de OLIN *et al.* (1985) em alguns casos e menos econômico quando comparados com os dos modelos de WILLERT & KESSER (1983) e OSANAI *et al.* (1996) modificado.

Com relação ao dimensionamento da armadura do tirante  $A_{s,tir}$ , cujos resultados são apresentados na Figura 2.65, constata-se a mesma tendência de conservadorismo do modelo de ELLIOTT (1996) em relação aos outros modelos que consideram o atrito, na mesma proporção que no caso da armadura  $A_{s,hsup}$ , já que a força transmitida pelo tirante depende de resultante de compressão  $H_{sup,d}$  e da tangente do ângulo de inclinação  $\beta$  da biela do consolo, sendo esta última constante para todos os modelos de cálculo.

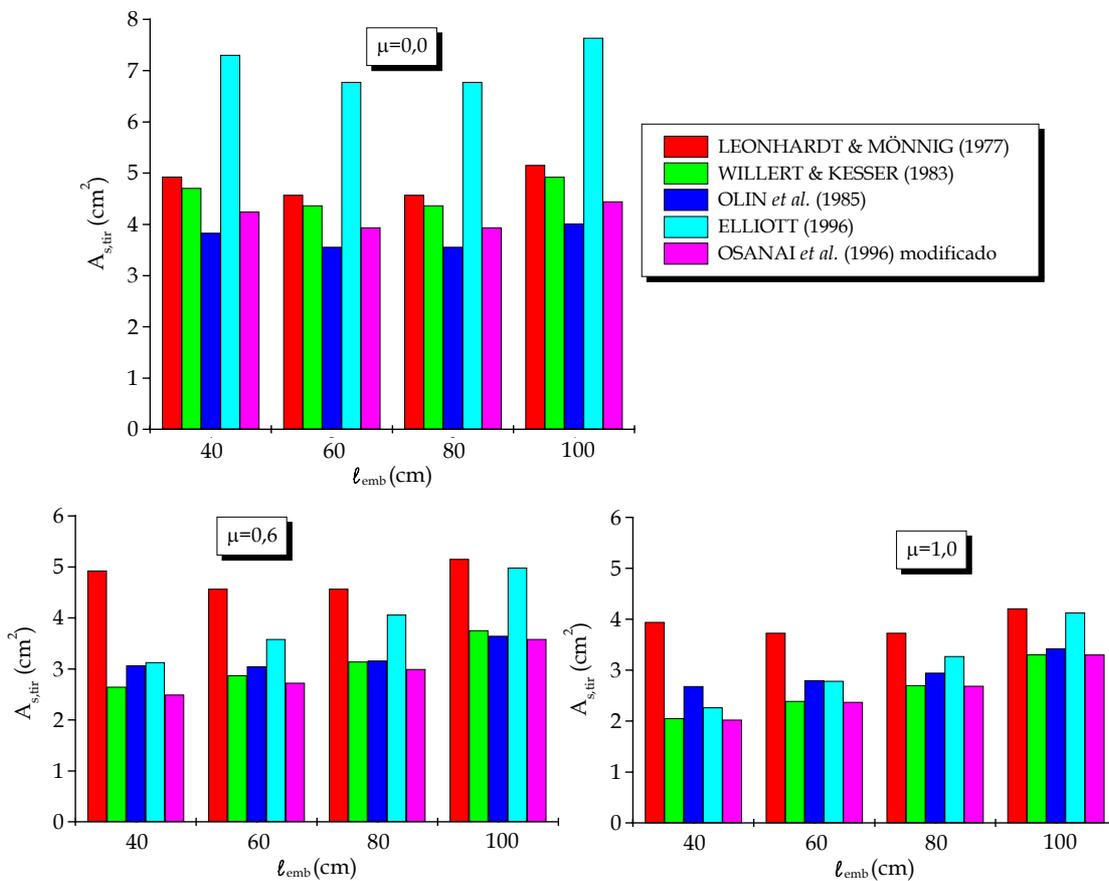


Figura 2.65 - Área da armadura do tirante  $A_{s,tir}$  conforme os modelos de projeto desprezando a ação de  $V_d$  -  $l_{emb}$  variável e  $\mu$  constante

Um fato interessante de ser observado é que entre  $\ell_{emb} = 60\text{ cm}$  e  $\ell_{emb} = 80\text{ cm}$ , para  $\mu = 0$ , essa armadura do tirante permaneceu constante, pois a força horizontal superior  $H_{sup,d}$  diminuiu na mesma proporção que a tangente do ângulo de inclinação  $\beta$  da biela do consolo aumentou.

Considerando-se o atrito, para este caso em que não atua a força horizontal  $V_d$ , entre os modelos de cálculo analisados, o de WILLERT & KESSER (1983) e o de OSANAI *et al.* (1996) modificado resultaram em um dimensionamento mais racional.

Considerando os resultados dessa análise preliminar dos modelos de projeto da literatura, os principais aspectos foram observados:

- Para a escolha de um comprimento de embutimento menor que as recomendações da NBR-9062/85 (1985), além da necessidade de comprovação experimental, deve se levar em conta a deformabilidade, a viabilidade de execução e o custo final da ligação;
- O atrito é de fundamental importância no projeto da ligação e, portanto, deve ser considerado de forma a conduzir a um dimensionamento mais racional;
- Todos os três modelos apresentados para o dimensionamento da armadura de flexão  $A_{s,ft}$  disposta no topo da parede transversal 1 se mostram inadequados por conduzirem a uma área extremamente elevada comparada com a da armadura  $A_{s,hsup}$ . Considerando-se a região disponível para a sua distribuição, o espaçamento entre os estribos fica extremamente reduzido, inviabilizando a concretagem;
- Entre os modelos teóricos analisados, o de OSANAI *et al.* (1996) modificado mostrou-se como o mais adequado para ser utilizado, independente do caso de atuar ou não a força cortante horizontal  $V_d$ , além de não apresentar oscilações diante da mudança de variáveis.



**CAPÍTULO 3****VARIÁVEIS DO CÁLICE DE FUNDAÇÃO E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS PRELIMINARES**

---

**3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

A ligação pilar-fundação por meio de cálice apresenta comportamento bastante peculiar e ainda pouco conhecido. Na falta de modelos de comportamento mais precisos, o projeto dessa ligação tem sido conservador, pois a influência de alguns parâmetros importantes que englobam o comportamento do cálice geralmente é negligenciada ou considerada inadequadamente.

Os poucos resultados e falta de detalhamento dos estudos experimentais existentes relativos ao cálice de fundação dificultam a calibração de modelos numéricos mais consistentes e a comprovação dos modelos analíticos mais difundidos da literatura.

Com relação à grande quantidade de variáveis que influenciam o comportamento do cálice de fundação, torna-se necessário selecionar quais variáveis devem ser avaliadas na investigação experimental desse trabalho. Explicitam-se primeiramente as principais:

- Comprimento de embutimento;
- Espessura da parede do colarinho;
- Altura da base da fundação (comportamento da punção);
- Tipo de fundação;
- Resistência dos três “concretos” (da fundação, do pilar e do preenchimento);
- Tipo de carregamento;
- Relação entre momento fletor, força normal e força cortante;
- Rugosidade e atrito na interface pilar-colarinho;

- Detalhamento da armadura do colarinho, do pilar e da base da fundação;
- Transferência de esforços entre as paredes;
- Funcionamento conjunto ou não do pilar e colarinho, no caso de interface rugosa;

Além da ação isolada de cada uma das variáveis, a relação entre elas e a ação em conjunto desses vários parâmetros têm uma influência no comportamento da ligação em estudo. É certo que uma pesquisa experimental envolvendo todas as variáveis se torna inviável. Portanto, nesse trabalho, resolveu-se fazer uma abordagem do comportamento da transferência de tensões do pilar para o colarinho e, neste capítulo, foi dado um enfoque no estudo de algumas variáveis de forma a fornecer subsídios para o delineamento do programa experimental e balizamento para as simulações numéricas do cálice de fundação.

Foram aplicados alguns modelos de cálculo da literatura para chaves de cisalhamento, cuja descrição encontra-se no Anexo A, para a avaliação da forma dessas chaves e sua influência no comportamento da ligação da junta com os elementos pré-moldados. Também foram apresentados os principais resultados e conclusões da simulação numérica em consolos com resultados experimentais da literatura. Quando se iniciou o estudo numérico sobre consolos, resolveu-se fazer uma extensão aos principais modelos teóricos de consolos da literatura, que resultou no desenvolvimento de um modelo de biela e tirante que considera a contribuição efetiva da armadura de costura, o qual é apresentado detalhadamente em FERNANDES & EL DEBS (2002b). Ainda são abordadas as simulações numéricas preliminares relativas ao cálice de fundação com as não-linearidades de contato e física.

## **3.2. A RUGOSIDADE DA INTERFACE PILAR-COLARINHO**

### **3.2.1. A INTERFACE PILAR-COLARINHO E AS CHAVES DE CISALHAMENTO**

Nas estruturas de concreto pré-moldado, é bastante comum a associação de elementos pré-moldados com o concreto moldado no local. Embora a ligação pilar-fundação por meio de cálice não seja considerada uma ligação composta, na sua montagem o concreto moldado no local é utilizado para o preenchimento do espaço entre o pilar e a fundação. O comportamento estrutural dessas ligações compostas é fortemente influenciado pela transferência de esforços de cisalhamento na interface entre o concreto pré-moldado e o concreto moldado no local. Essa transferência de tensões, a qual é garantida pela aderência entre os dois “concretos”, pode ser completa ou parcial de acordo com a ocorrência ou não de deslizamento na interface, o que resulta ou não em uma ligação monolítica.

A transferência das tensões de cisalhamento pelo atrito concreto-concreto ocorre quando uma tensão de compressão normal atua na interface, a qual pode ser oriunda de armadura cruzando essa interface (efeito de pino) ou de forças externas. No

caso da resistência ao deslizamento da superfície de contato, são consideradas três parcelas: adesão, atrito e mecânica. Quando a interface é solicitada, a primeira parcela de resistência mobilizada é a adesão entre as duas superfícies, a qual é fortemente influenciada pelo tratamento da superfície de contato antes do lançamento do concreto novo. Após a ruptura da adesão, as parcelas do atrito e mecânica são mobilizadas, sendo responsáveis pela resistência da interface.

A rugosidade das superfícies do pilar e do elemento da fundação pode ser proporcionada pela exposição dos agregados; entretanto, normalmente uma das alternativas a que se costuma recorrer para aumentar a resistência ao cisalhamento da interface é através da utilização de chaves de cisalhamento nesses dois elementos. Essas chaves funcionam como uma rugosidade e proporcionam uma parcela adicional em razão da resistência ao corte do concreto.

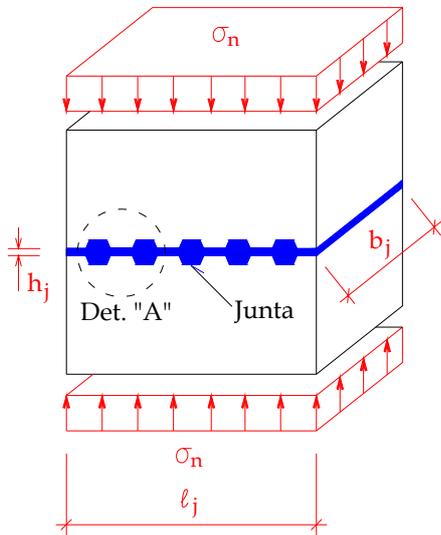
Existem alguns modelos teóricos para o cálculo da resistência ao cisalhamento em painéis com juntas contendo chaves de cisalhamento que podem ser extrapolados para o cálice de fundação que contenha chaves. Alguns estudos apresentam a resistência da junta-chave em função das dimensões de uma única chave e outros apresentam também, além da sua forma, a influência do espaçamento entre as chaves na resistência da junta. Esses modelos embora tenham particularidades em relação ao tipo de ligação que foi estudada servem como base para a definição das dimensões e espaçamento das chaves utilizadas nos modelos em cálice de fundação. A seguir, são apresentadas as aplicações desses modelos.

### 3.2.2. AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DA FORMA DAS CHAVES DE CISALHAMENTO

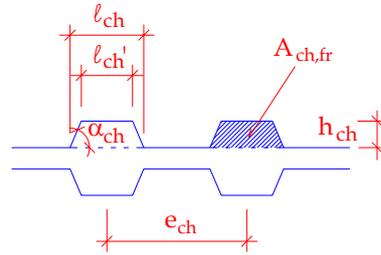
Os modelos de FAUCHART & CORTINI (1972) e de RIZKALLA *et al.* (1989) foram utilizados para uma análise qualitativa e sistemática dessas variáveis, em virtude de considerarem a influência de alguns parâmetros da forma das chaves de cisalhamento na resistência de painéis interligados por junta e disporem de resultados experimentais para a calibração das suas respectivas expressões teóricas. A nomenclatura adotada para essa ligação é apresentada a Figura 3.1. A espessura  $b_j$  da ligação foi mantida constante em todas as análises e igual à dos protótipos físicos ensaiados por FAUCHART & CORTINI (1972) e RIZKALLA *et al.* (1989) (indicam-se no Anexo A os valores de  $b_j$ ), pois o principal objetivo foi se avaliar as variáveis  $\ell_{ch}$ ,  $h_{ch}$ ,  $\alpha_{ch}$  e  $n_{ch}$ .

Para a aplicação do modelo de FAUCHART & CORTINI (1972), foi feita a calibração de duas curvas baseando-se na média da tensão normal aplicada para os modelos com duas configurações de chaves: um com área de corte das chaves distribuída ao longo do comprimento da ligação ( $a_{ch}$ ) igual a  $20 \text{ mm}^2/\text{mm}$  (Grupo 1) e outro com área de  $40 \text{ mm}^2/\text{mm}$  (Grupo 2). Desta forma, a legenda das figuras apresentadas a seguir é referente à média dos dois grupos de protótipos calibrados com o modelo teórico. Na Figura 3.2, ilustra-se uma comparação entre as forças últimas

experimentais e teóricas das ligações com chaves de cisalhamento estudadas por esses autores, onde as diferenças entre esses valores são praticamente desprezíveis.



Painéis interligados por junta com chaves de cisalhamento



Det. "A"

- Número de chaves:  $n_{ch}$
- Base maior da chave:  $l_{ch}$
- Base menor da chave:  $l_{ch}'$
- Altura da chave:  $h_{ch}$
- Inclinação da face da chave:  $\alpha_{ch}$
- Alongamento da chave:  $\lambda_{ch} = l_{ch} / h_{ch}$
- Área frontal da chave:  $A_{ch,fr} = 0,5(l_{ch} + l_{ch}') \cdot h_{ch}$
- Área de corte das chaves distribuída:  $a_{ch} = n_{ch} \cdot l_{ch} \cdot b_j / l_j$

Figura 3.1 - Nomenclatura para aplicação dos modelos teóricos

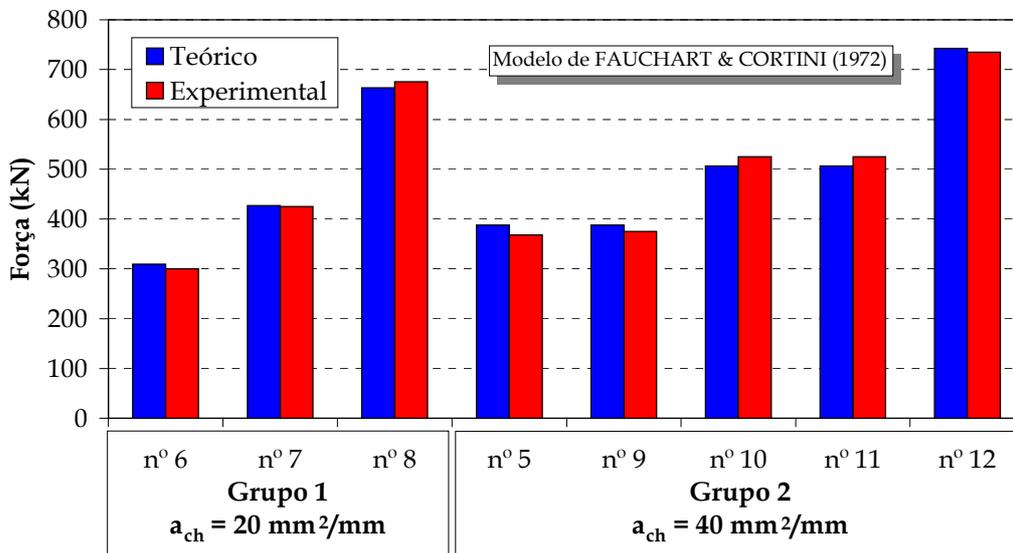


Figura 3.2 - Comparação entre os valores teóricos e experimentais das forças máximas de cisalhamento de acordo com o modelo de FAUCHART & CORTINI (1972)

A primeira aplicação desse modelo foi feita variando-se a base  $l_{ch}$  da chave, mantendo-se a área de corte  $a_{ch}$  constante. Segundo a Figura 3.3(a), percebe-se que o aumento de  $l_{ch}$  diminui a resistência ao cisalhamento  $V$ . De acordo com a Figura 3.3(b), o crescimento de  $\lambda_{ch}$  ocasionado pelo aumento de  $l_{ch}$  está relacionado também

com a redução da força  $V$ , fato este já apresentado por LACOMBE & POMMERET (1974) para ligações de painéis com área de corte das chaves  $a_{ch}$  constante. Apesar da formulação teórica de FAUCHART & CORTINI (1972) considerar o parâmetro  $\ell_{ch}$ , a sua calibração foi baseada em ligações com chaves de base  $\ell_{ch}$  constante. Portanto, o aumento de  $\lambda_{ch}$  com decréscimo da força resistente foi praticamente linear. Do crescimento da base  $\ell_{ch}$ , fatores implícitos ainda podem ser observados pelas Figuras 3.3(c) e (d). Para manter a área de corte  $a_{ch}$  constante com o aumento de  $\ell_{ch}$ , é necessário o crescimento do espaçamento entre as chaves e a diminuição do número de chaves, reduzindo, portanto, a resistência ao cisalhamento. E finalmente, não é suficiente a adoção de “grandes chaves” (chaves com elevadas áreas frontais), pois apesar de se manter a área de corte constante, o número de faces que vão mobilizar o engrenamento mecânico acaba sendo reduzindo, o que diminui a resistência ao cisalhamento da ligação.

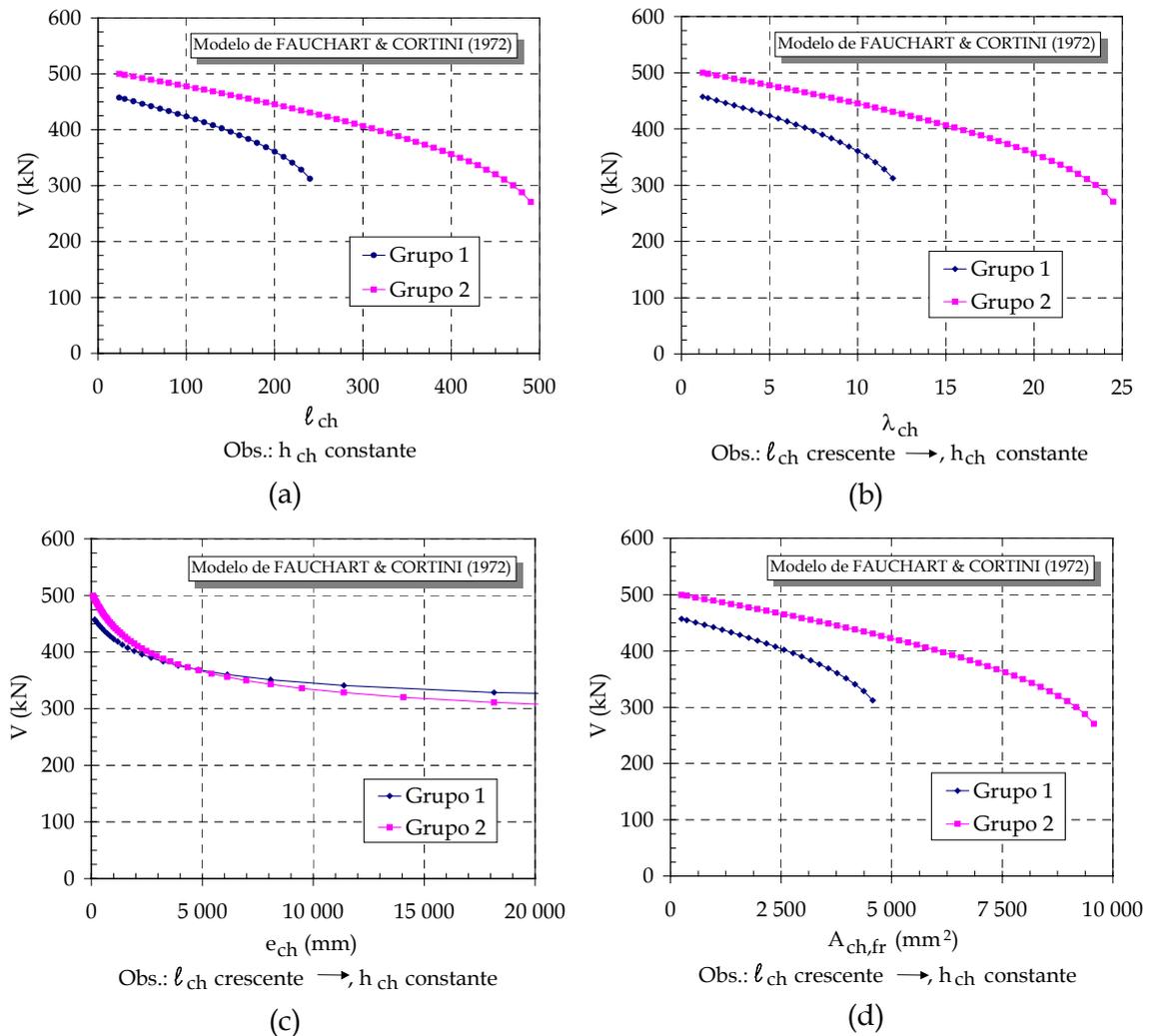


Figura 3.3 – Influência da variação da base  $\ell_{ch}$  da chave de acordo com o modelo de FAUCHART & CORTINI (1972)

Como o modelo de FAUCHART & CORTINI (1972) apenas considera a influência da base  $\ell_{ch}$  e do espaçamento entre chaves  $e_{ch}$ , fez-se uma outra análise mantendo-se a forma da chave constante e variando-se o número de chaves. Conforme a Figura 3.4(a), houve o crescimento da área de corte das chaves  $a_{ch}$  com o aumento do número de chaves  $n_{ch}$ , o que ocasionou, conseqüentemente, uma elevação da resistência ao cisalhamento. O mesmo pode ser observado na Figura 3.4(b), onde a diminuição do número de chaves aumenta o espaçamento entre elas e reduz a força  $V$ .

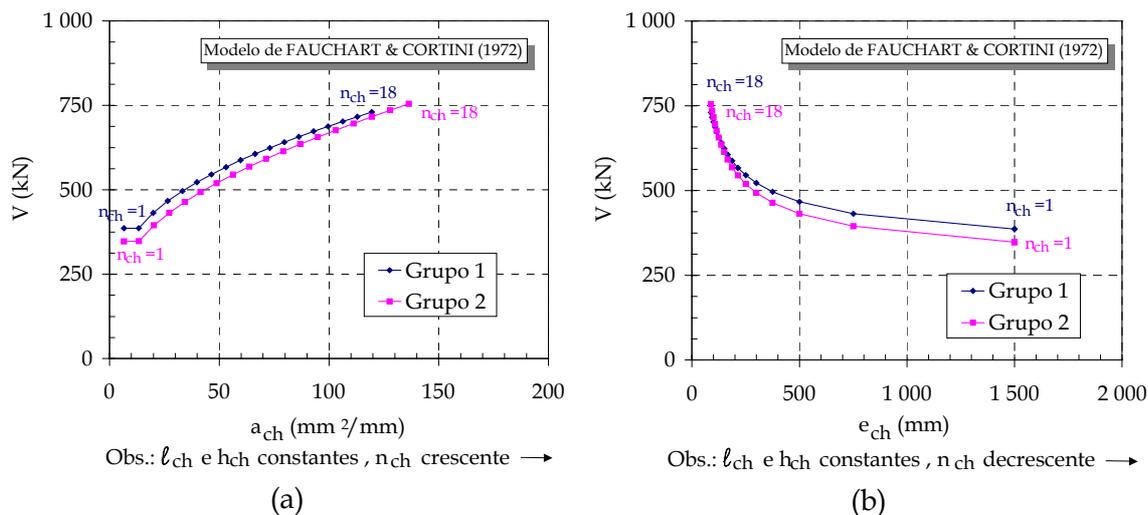


Figura 3.4 - Influência da variação do número de chaves  $n_{ch}$  de acordo com o modelo de FAUCHART & CORTINI (1972)

A calibração do modelo de RIZKALLA *et al.* (1989) foi feita de acordo com as duas configurações de chaves de cisalhamento apresentadas anteriormente, denominadas, nesse trabalho, de chave pequena e chave grande. Para essa calibração, entretanto, utilizou-se a tensão de pré-compressão de 4 MPa, pois como ilustra a Figura 3.5, esses modelos apresentaram diferenças menores entre os resultados teóricos e experimentais.

Devido esse modelo apresentar um embasamento teórico mais consistente, foi possível ter-se uma avaliação mais ampla da influência dos parâmetros das chaves na resistência ao cisalhamento.

Na primeira análise, onde foi feita a variação do ângulo  $\alpha_{ch}$  da face da chave, observa-se um crescimento da resistência ao cisalhamento com a diminuição de  $\alpha_{ch}$  até o ângulo  $\alpha_{ch,lim}$ , que limita o valor da base menor  $\ell_{ch}'$  em zero. O valor de  $\alpha_{ch,lim}$  para a chave pequena foi igual a  $45^\circ$  e para a chave grande foi  $35^\circ$ . O crescimento da área frontal da chave  $A_{ch,fr}$  com o aumento de  $\alpha_{ch}$  implica na redução da resistência ao cisalhamento, mesma conclusão da análise anterior. Vale ressaltar que, conforme LACOMBE & POMMERET (1974), quando esse ângulo é inferior a  $45^\circ$ , a ruptura da ligação ocorre por deslizamento entre as chaves de cisalhamento. Na Figura 3.6,

visualiza-se a influência da variável  $\alpha_{ch}$ .

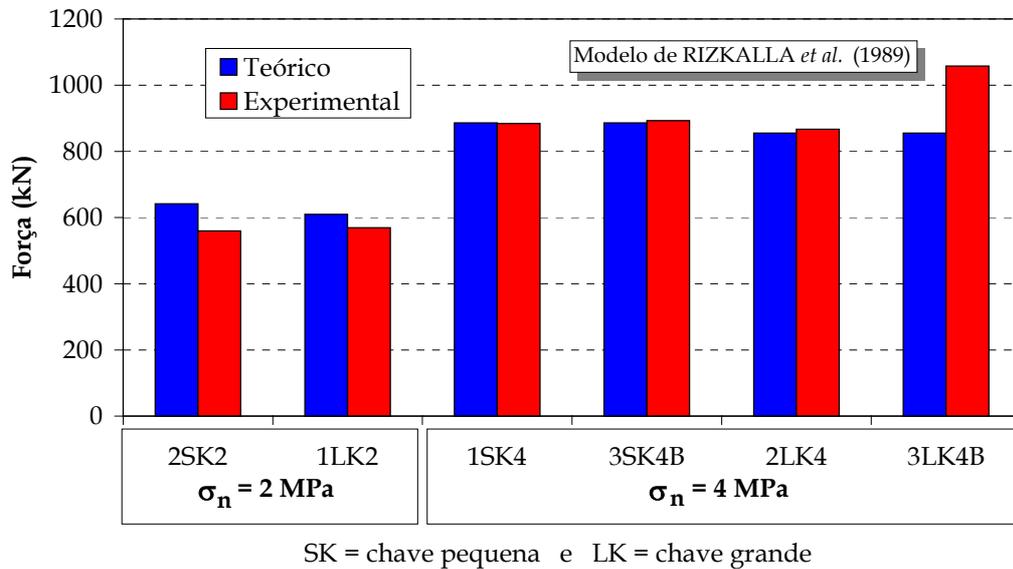


Figura 3.5 – Comparação entre os valores teóricos e experimentais das forças máximas de cisalhamento de acordo com o modelo de RIZKALLA *et al.* (1989)

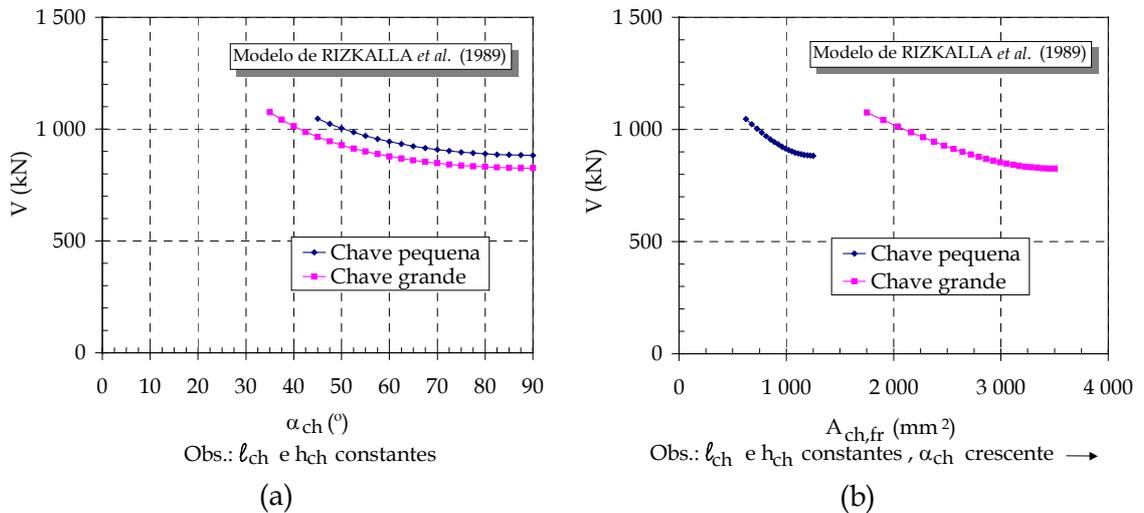


Figura 3.6 – Influência da variação do ângulo  $\alpha_{ch}$  da face da chave de acordo com o modelo de RIZKALLA *et al.* (1989)

Considerando-se o crescimento da base  $\ell_{ch}$  e mantendo-se a altura  $h_{ch}$  e o ângulo da face  $\alpha_{ch}$  constantes, os valores de  $\lambda_{ch}$  e da área frontal  $A_{ch,fr}$  aumentam, ocasionando a redução da resistência ao cisalhamento, como ilustra a Figura 3.7. Ainda com relação ao parâmetro  $\lambda_{ch}$ , observa-se que a redução na resistência é muito maior no primeiro trecho da curva, até o valor limite  $\lambda_{ch} = 6$  indicado por LACOMBE & POMMERET (1974), e que a partir daí a resistência se torna pequena, tendendo a um valor constante para valores elevados de  $\lambda_{ch}$ .

Com relação à altura  $h_{ch}$ , observa-se pela Figura 3.8(a) que o aumento de  $\lambda_{ch}$  ocasionado pela diminuição de  $h_{ch}$  induz novamente ao decréscimo da resistência ao cisalhamento. Nota-se também que a faixa do fator  $\lambda_{ch}$  de diminuição maior da resistência é até o valor 6. Já o crescimento da área frontal da chave  $A_{ch,fr}$  com o acréscimo de  $h_{ch}$ , de acordo com a Figura 3.8(b), leva ao aumento dessa resistência, fato esse comprovado pelo crescimento da área da face que mobiliza o engrenamento mecânico.

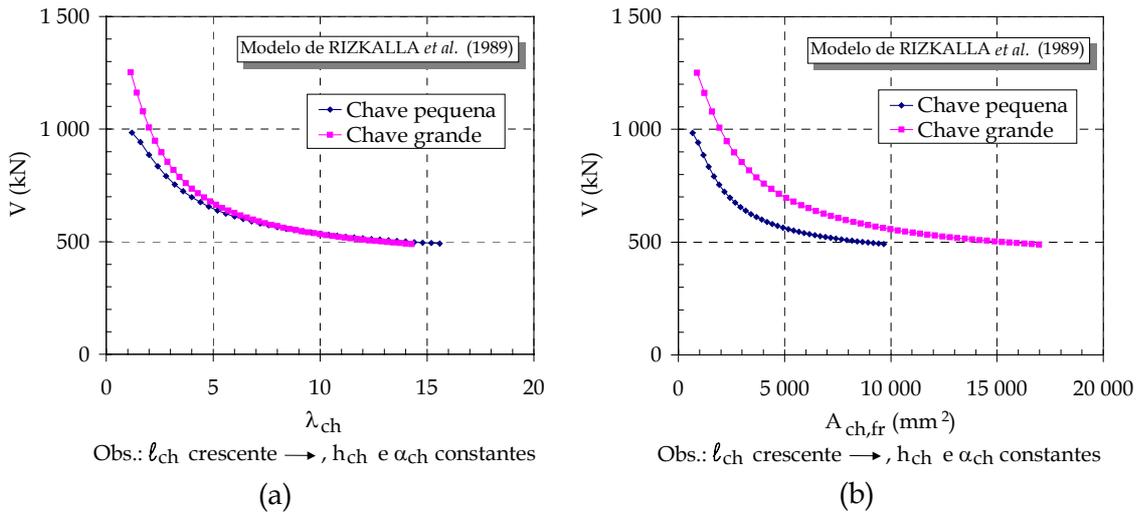


Figura 3.7 - Influência da variação da base  $l_{ch}$  da chave de acordo com o modelo de RIZKALLA *et al.* (1989)

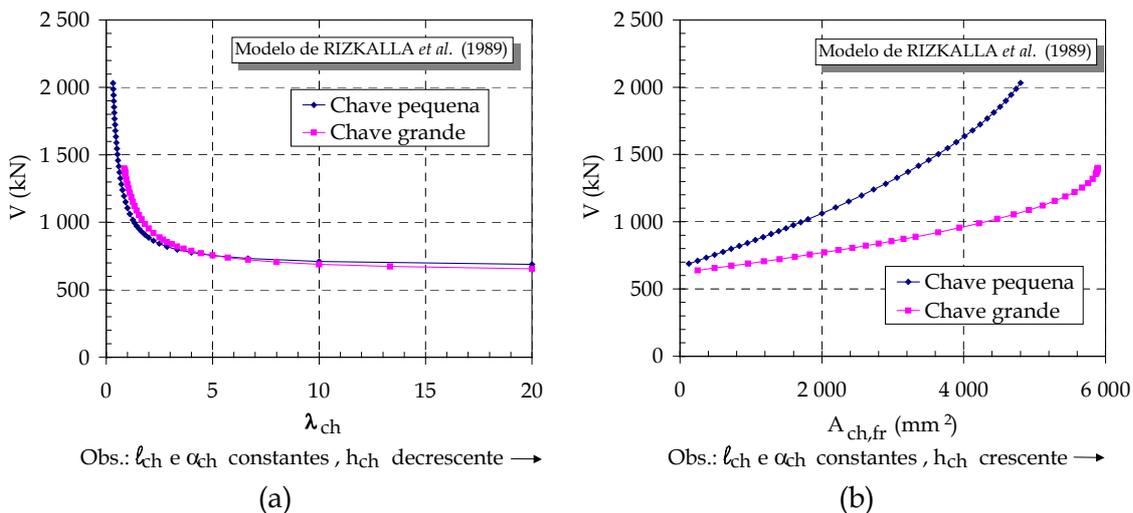


Figura 3.8 - Influência da variação da altura  $h_{ch}$  da chave de acordo com o modelo de RIZKALLA *et al.* (1989)

Variando-se apenas o número de chaves  $n_{ch}$ , o espaçamento entre chaves  $e_{ch}$  se torna reduzido quanto maior esse número, o que conseqüentemente leva ao aumento da resistência ao cisalhamento  $V$ , como ilustra a Figura 3.9(b). Ainda pode-se observar

na Figura 3.9(a) que com a mesma área de corte  $a_{ch}$  distribuída, a ligação com a configuração de chave pequena, como possuía um número de chaves maior (20 em relação a 10 da outra configuração), apresentou uma resistência mais elevada que a configuração com chave grande. Para o mesmo número de chaves e mesmo espaçamento entre as duas configurações de chaves, entretanto, a ligação com chave grande apresenta uma resistência maior por possuir uma área de corte 2 vezes a área de corte da chave da outra ligação e uma área frontal da chave 1,7 vezes maior que a mesma área referente à outra ligação.

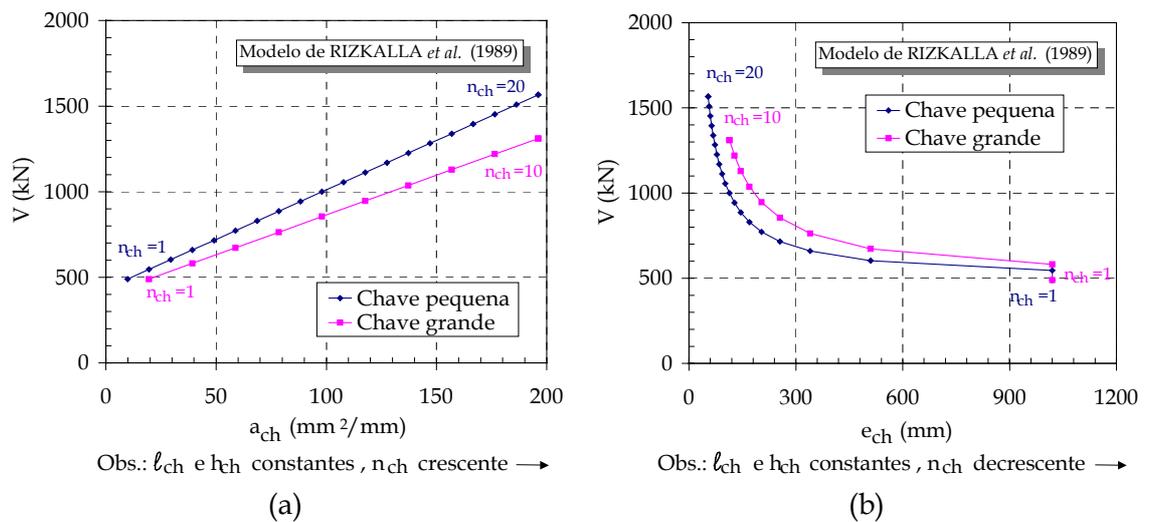


Figura 3.9 – Influência da variação do número de chaves  $n_{ch}$  de acordo com o modelo de RIZKALLA *et al.* (1989)

Analisando-se sistematicamente todas essas variáveis de maneira a obter-se uma “forma ideal” para as chaves de cisalhamento, melhorando a transferência das tensões de cisalhamento na ligação, os principais pontos podem ser destacados:

- Utilizar o número máximo possível de chaves de cisalhamento  $n_{ch}$ , deixando, entretanto, uma distância mínima entre elas de forma a possibilitar o preenchimento com concreto ou graute e não proporcionar uma superfície de corte contínua entre elas, o que pode tornar-se um ponto frágil da ligação;
- Com esse número de chaves maior, ter-se-á uma área de corte maior  $a_{ch}$  e, conseqüentemente, uma resistência maior;
- O fator  $\lambda_{ch}$  utilizado também deve ser o menor possível, respeitando-se o limite  $\lambda_{ch} = 6$  indicado por LACOMBE & POMMERET (1974) e verificado nessa avaliação teórica, para proporcionar o crescimento da resistência da ligação;
- A diminuição desse fator  $\lambda_{ch}$  pode ser feita, portanto, através da redução da base  $\ell_{ch}$  ou do aumento da altura  $h_{ch}$ , o que pode implicar também na redução do espaçamento entre chaves  $e_{ch}$  e no aumento de número de chaves  $n_{ch}$ ;

- A face da chave deve ter uma inclinação  $\alpha_{ch}$  menor possível, com o objetivo de se mobilizar mais o engrenamento mecânico e aumentar a resistência; entretanto, quando se deseja evitar a ruptura por deslizamento entre as chaves, deve-se respeitar o valor mínimo de  $45^\circ$ ;

E finalmente, deve-se preferencialmente projetar a ligação para a ruptura por cisalhamento da base da chave, atendo a todos os critérios acima.

Para a ligação pilar-fundação através do cálice, a NBR-9062/85 recomenda uma rugosidade mínima  $h_{ch}$  de 1 cm a cada 10 cm de junta para que essa ligação apresente comportamento monolítico. Como essa norma não especifica a que distância esses 10 cm de junta são referentes, interpreta-se nesse trabalho que esse comprimento seja equivalente à base da chave  $l_{ch}$  mais o espaçamento interno entre as chaves  $e_{ch}'$ , como ilustra a Figura 3.10, o que fornece uma chave para cada comprimento de junta considerado. Com essa avaliação teórica, espera-se que uma relação geométrica da chave  $\lambda_{ch}$  menor ou igual a 6 proporcione uma transferência de tensões adequada na interface pilar-colarinho. Portanto, o que se pode concluir antecipadamente aos ensaios, é que se as chaves forem dotadas de um ângulo da face  $\alpha_{ch}$  igual a  $45^\circ$ , uma relação  $\lambda_{ch}$  máxima igual a 6, um espaçamento interno entre chaves  $e_{ch}'$  de 4 cm para considerar a simetria da chave no lado inverso da interface, ocorrerá uma boa transferência de tensões de cisalhamento entre o pilar e o colarinho. Essa rugosidade e outra com chaves menores foram adotadas nos dois modelos com interface rugosa ensaiados, cujas dimensões das chaves são descritas no Capítulo 4. Na falta de estudos relacionados sobre as dimensões mínimas das chaves, considerou-se como razoável neste trabalho que a base maior  $l_{ch}$  da chave seja pelo menos igual a 2 vezes o diâmetro máximo  $\phi_{ag}$  do agregado graúdo e que a sua altura  $h_{ch}$  seja no mínimo equivalente a metade de  $\phi_{ag}$ , como mostra a Figura 3.11, de maneira a possibilitar a entrada de agregado graúdo na chave durante a concretagem. No caso de chaves simétricas, deve-se considerar para  $\phi_{ag}$  o maior diâmetro máximo do agregado graúdo entre os dois "concretos" de ligação.

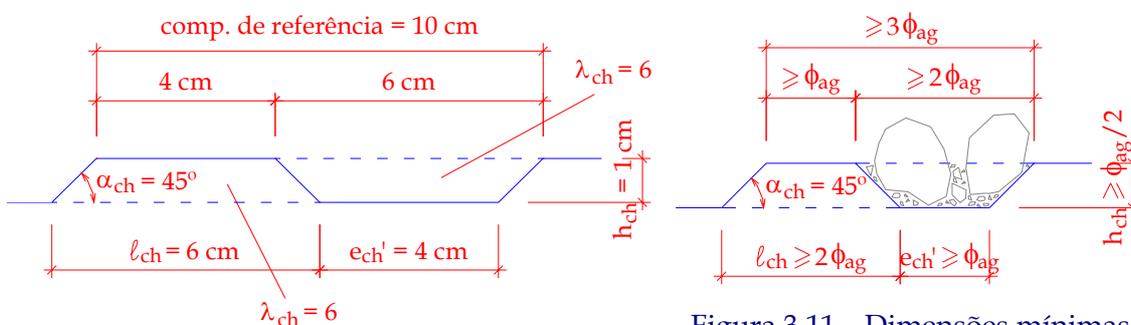


Figura 3.10 - Dimensões máximas para as chaves de cisalhamento de acordo com a rugosidade mínima da NBR-9062/85 e a avaliação teórica deste trabalho

Figura 3.11 - Dimensões mínimas consideradas nesse trabalho para as chaves de cisalhamento em função do diâmetro máximo do agregado graúdo

### 3.3. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS PRELIMINARES

#### 3.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com o desenvolvimento de sofisticados programas computacionais, baseados no Método dos Elementos Finitos, torna-se possível a análise de modelos numéricos com comportamento mais próximo do experimental. As simulações numéricas desse trabalho foram realizadas no programa computacional *ANSYS 5.5*.

Devido à dificuldade de se encontrar estudos experimentais mais detalhados sobre a ligação pilar-fundação por meio de cálice, as simulações numéricas preliminares foram iniciadas em consolos com resultados experimentais da literatura no sentido de se avaliarem parâmetros importantes que influenciam no modelo de material “*Concrete*” disponível no *ANSYS 5.5* e no comportamento de consolos, já que as paredes longitudinais do cálice de fundação são idealizadas como consolos.

As primeiras modelagens para o cálice de fundação foram feitas qualitativamente no Modelo Piloto, considerando-se apenas a não-linearidade de contato. Outra simulação numérica preliminar foi realizada no Modelo IL1, detalhado no Capítulo 4, adotando-se aderência perfeita nas interfaces da junta com os elementos e a não-linearidade física do concreto e armadura. Embora nesta fase ainda não se dispunha de resultados experimentais da ligação do cálice de fundação, pôde-se avaliar a implicação da variação de alguns parâmetros importantes relativos ao concreto, aço e contato e considerações de modelagem na resposta numérica do modelo e na força de convergência.

#### 3.3.2. SINGULARIDADES DAS NÃO-LINEARIDADES FÍSICA E DE CONTATO

A não-linearidade física do concreto foi considerada através do “*Concrete*”, que, dentre os modelos de comportamento não-linear físico disponíveis no *ANSYS 5.5*, é o mais adequado para o concreto, pois prevê a ruptura de materiais frágeis. Esse modelo permite a fissuração na tração e o esmagamento na compressão, além de poder ser utilizado simultaneamente com outro modelo de plasticidade.

O critério de ruptura do concreto devido a um estado multiaxial de tensões é representado pela seguinte expressão:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (3.1)$$

onde:

$F$ : função do estado de tensões principais ( $\sigma_{xp}$ ,  $\sigma_{yp}$ ,  $\sigma_{zp}$ )

$S$ : superfície de ruptura expressa em termos das tensões principais e dos cinco parâmetros do modelo ( $f_{ct}$ ,  $f_c$ ,  $f_{cb}$ ,  $f_1$  e  $f_2$ )

$\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$ : tensões principais nas direções principais

Antes da superfície de ruptura ser atingida, o concreto apresenta comportamento elástico-linear. Satisfazendo a Equação (3.1), ocorre a fissuração no concreto se alguma das tensões principais for de tração, ou esmagamento, se todas as tensões principais forem de compressão. Tanto a função  $F$  como a superfície de ruptura  $S$  são expressas de acordo com as tensões principais  $\sigma_1, \sigma_2$  e  $\sigma_3$ , onde:

$$\sigma_1 = \text{máx}(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}), \sigma_3 = \text{mín}(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}) \text{ e } \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \quad (3.2)$$

A presença de uma fissura em um ponto de integração é representada através de modificações nas relações tensão-deformação pela introdução de um plano de menor resistência na direção normal ao plano de fissuração. Além disso, introduz-se um coeficiente de transferência de cisalhamento  $\beta_t$  que representa o fator de redução na resistência ao cisalhamento para o carregamento subsequente, o qual induz ao deslizamento perpendicular ao plano de fissuração. Se houver fechamento da fissura, as tensões de compressão normais ao plano da fissura são transmitidas através da fissura e é introduzido o coeficiente de transferência de cisalhamento  $\beta_c$  para uma fissura fechada.

O esmagamento é definido pela completa deterioração da integridade estrutural do concreto, ou seja, admite-se que a resistência do concreto é degradada e, portanto, a contribuição da rigidez do elemento no ponto de integração em questão é ignorada.

A superfície de ruptura do "Concrete", proposta por WILLAN & WARNKE (1975)<sup>1</sup> *apud* CHEN (1982), é definida em função do estado de tensão hidrostático ambiente e dos seguintes parâmetros de resistência:

$f_{ct}$ : resistência à tração uniaxial;

$f_c$ : resistência à compressão uniaxial;

$f_{cb}$ : resistência à compressão biaxial;

$f_1$ : resistência à tração para um estado de tensão hidrostática biaxial;

$f_2$ : resistência à compressão para um estado de tensão hidrostática biaxial.

Todavia, para estados de tensão onde a componente de tensão hidrostática é baixa ou nula, essa superfície de ruptura pode ser especificada com o mínimo de duas constantes ( $f_{ct}$  e  $f_c$ ), sendo adotados para as outras três constantes os valores padrão, conforme as seguintes equações:

$$f_{cb} = 1,2f_c \quad (3.3)$$

---

<sup>1</sup> WILLIAN, K. J. & WARNKE, E. P. (1975). *Constitutive Models for the Triaxial Behavior of Concrete*. Int. Assoc. Bridge Struct. Eng. Sem. Concr. Struct. Subjected Triaxial Stresses, Bergamo, Italy, 1974, Int. Assoc. Bridge Struct. Eng. Proc., vol. 19.

$$f_1 = 1,45 f_c \tag{3.4}$$

$$f_2 = 1,725 f_c \tag{3.5}$$

Que são válidas para a seguinte condição:

$$|\sigma_h| = \sqrt{3} \cdot f_c \tag{3.6}$$

$$\sigma_h = (\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp}) / 3 \text{ (estado de tensão hidrostático)}$$

Na Figura 3.12, é ilustrada a superfície de ruptura no espaço tridimensional para as tensões principais ( $\sigma_1, \sigma_2$  e  $\sigma_3$ ).

Para representar o comportamento elasto-plástico da armadura, podem ser utilizados os modelos “BKIN” e “BISO”, os quais, no caso de não haver descarregamento, fornecem a mesma resposta. Esses modelos, ilustrados na Figura 3.13, constituem uma curva bilinear, onde o primeiro trecho representa o comportamento elástico-linear do material até a tensão de proporcionalidade e o segundo trecho representa o escoamento ou encruamento positivo (aumento de tensão com o acréscimo de deformações plásticas).

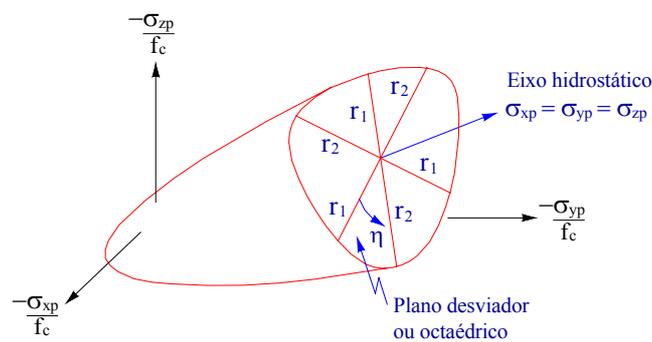


Figura 3.12 - Superfície de ruptura do modelo “Concrete” para as tensões principais

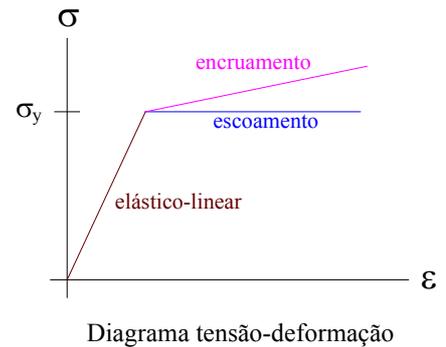


Figura 3.13 - Modelo elasto-plástico bilinear (“BKIN” e “BISO”)

Podem ser especificados três valores para definir o comportamento não-linear do aço: a temperatura  $T$  (“TBTEMP”), a tensão de escoamento  $\sigma_y$  (“C1”) e o módulo plástico  $E_p$  (“C2”).

A teoria da plasticidade fornece relações matemáticas que caracterizam a resposta elasto-plástica dos materiais. No caso desses modelos bilineares sem descarregamento, o comportamento do material é definido basicamente em função da ocorrência ou não do escoamento e do encruamento.

A verificação do escoamento consiste na comparação da tensão equivalente para um estado multiaxial de tensão com a tensão de escoamento pela Expressão (3.7).

$$\sigma_e = \sigma_y \quad (3.7)$$

Se essa equação for verdadeira, deformações plásticas se desenvolverão no material. Se  $\sigma_e$  for menor que  $\sigma_y$ , o material apresenta comportamento elástico e as tensões irão se desenvolver de acordo com as relações tensão-deformação elásticas. A partir da plastificação, a tensão é função do trabalho plástico realizado no trecho de encruamento e igual a:

$$\sigma_e^{pl} = \sigma_y + \frac{E \cdot E_p}{E - E_p} \varepsilon^{pl} \quad (3.8)$$

Os problemas de contato envolvem um tipo particular de não-linearidade da estrutura, a qual é denominada de não-linearidade de contato, apresentando, portanto, algumas peculiaridades.

O Método dos Elementos Finitos reconhece possíveis pares de contato através da presença de elementos de contato específicos, que revestem as partes do modelo que estão sendo analisadas para interação. No caso das interfaces de contato do cálice de fundação, uma das partes de interação é uma superfície (problema superfície-superfície), onde a componente correspondente do modelo é um elemento. Deve-se definir em cada interface analisada uma superfície como “de contato” e a outra como “alvo”.

No ANSYS 5.5, o contato na interface pode ser classificado como assimétrico e simétrico. No contato assimétrico, maneira mais eficiente de modelagem do contato superfície-superfície, a matriz de rigidez é não-simétrica, característica dos problemas de contato envolvendo atrito, e o tempo de processamento de cada iteração se torna muito mais elevado. Entretanto, em determinadas análises, para reduzir a penetração de uma superfície na outra e acelerar o tempo de processamento, torna-se necessário o uso do contato simétrico, que é a opção padrão do programa. Nesse caso, o ANSYS 5.5 usa um algoritmo de simetria pelo qual a maioria dos problemas que envolvem atrito pode ser resolvida.

Após a definição do tipo de problema e dos elementos que serão utilizados para melhor representá-lo, é necessário atribuir valores adequados para as “constantes reais” (“*real constants*”). Tanto a superfície “de contato” como a “alvo” devem possuir as mesmas “constantes reais”.

O parâmetro *FKN* define o fator de rigidez normal à interface, com intervalo em valores relativos de 0,001 a 100 e valor relativo padrão igual a 1,0. A constante *FTOLN* é o fator de tolerância para a penetração normal entre os elementos “de contato” e “alvo”, com valores relativos menores que 1,0 e valor relativo padrão de 0,1. Essa constante é usada para verificar a compatibilidade da penetração com o método do multiplicador de Lagrange com a função de penalização. Os valores de *FKN* e *FTOLN* definidos como relativos estão relacionados com a profundidade do elemento sólido

interligado à interface. Já os valores absolutos nos quais utiliza-se o sinal negativo independem da discretização e são adequados para a resolução de diversos modelos em que ocorre a variação da malha adotada de um modelo para outro.

Cuidados especiais devem ser tomados na definição de  $FKN$  e  $FTOLN$ . Um valor muito pequeno para  $FKN$  e muito elevado para  $FTOLN$  facilita a convergência, mas ocorre uma penetração grande. De outro modo, se  $FKN$  for grande ou  $FTOLN$  for muito pequeno, o problema pode não convergir.

Os elementos da interface devem possuir um material hipotético, para o qual é necessário apenas a definição do coeficiente de atrito  $\mu$ . No modelo de atrito de *Coulomb*, duas superfícies inicialmente em contato irão deslizar uma em relação à outra a partir do momento em que uma certa tensão cisalhante for atingida, denominada de  $\tau_{m\acute{a}x}$  (*TAUMAX*). Na Figura 3.14, pode ser visualizado o modelo de atrito de *Coulomb*. A tensão cisalhante equivalente  $\tau_{cont}$  é definida como uma parcela da pressão de contato  $\sigma_{cont}$ , onde a constante de relação entre esses dois fatores é o coeficiente de atrito  $\mu$ . O valor padrão para  $\tau_{m\acute{a}x}$  de  $10^{20}$  é utilizado nos casos em que a pressão de contato se torna bastante elevada. Se não for possível a obtenção de  $\tau_{m\acute{a}x}$  através de ensaios, o ANSYS 5.5 sugere inicialmente adotar-se o valor de  $\sigma_y / \sqrt{3}$ , onde  $\sigma_y$  é a tensão de escoamento do critério de von Mises do material adjacente à superfície de contato.

Basicamente, são as “constantes reais”  $FKN$ ,  $FTOLN$  e  $\tau_{m\acute{a}x}$  e o coeficiente de atrito  $\mu$  do material hipotético que governam o comportamento da interface.

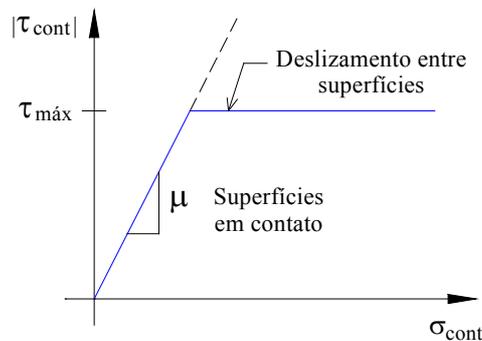


Figura 3.14 – Modelo de atrito de *Coulomb* para o contato superfície-superfície

### 3.3.3. ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

O programa ANSYS 5.5 possui uma vasta biblioteca de elementos finitos. Para a consideração da não-linearidade física do concreto, o elemento mais recomendado é o *Solid65*, o qual permite a fissuração e o esmagamento através do modelo “*Concrete*” e a plasticidade de outros modelos. A armadura pode ser discretizada através de três formas: i) com elemento tridimensional *Solid45*; ii) com o elemento de barra *Link8* ou *Beam23*; iii) com taxas de armadura (“*rebars*”) definidas no elemento *Solid65*. A primeira alternativa torna-se inviável para protótipos com elevadas taxas de armadura, devido à

grande dificuldade de modelagem. Acredita-se que a terceira possibilidade, apesar de também ser capaz de absorver deformações plásticas e devido à fluência, conduza a resultados pouco confiáveis dependendo da discretização adotada. Portanto, adotando-se o elemento de barra *Link8* ou *Beam23*, que permite a plasticidade, pode-se simular de maneira bastante representativa o comportamento da armadura. Como as barras de aço possuem pouca inércia à flexão, utilizou-se o elemento *Link8*. Armaduras secundárias que interferem pouco no comportamento dos modelos são representadas através da terceira alternativa. O contato concreto-concreto é representado por um material hipotético definido na interface dos dois materiais, que apresenta a não-linearidade de contato. Como todos os modelos abordados nesse trabalho são tridimensionais, foi utilizado o par de contato definido pelos elementos *Conta173* (superfície de “contato”) e *Targe170* (superfície “alvo”).

Na Figura 3.15, são ilustrados os elementos finitos utilizados, com seus respectivos graus de liberdade.

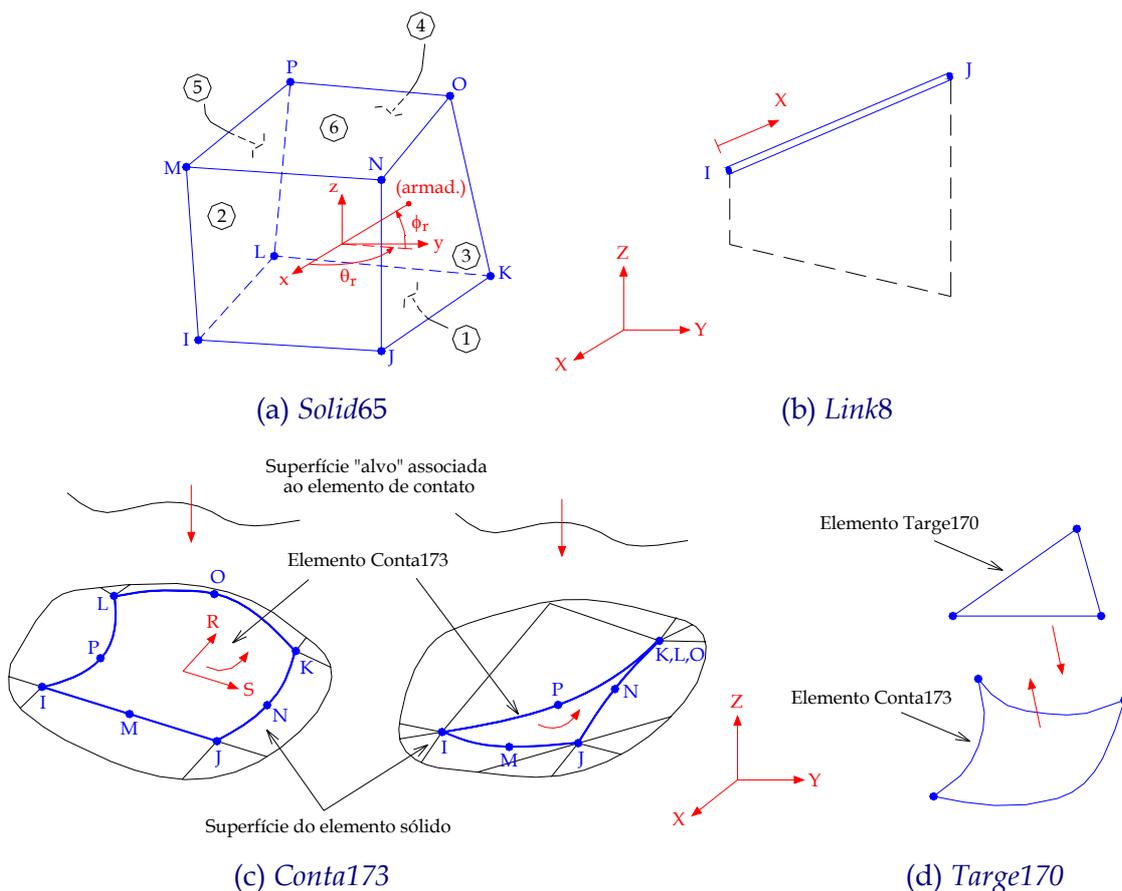


Figura 3.15- Elementos finitos utilizados do ANSYS 5.5

O elemento finito *Solid65* é usado para a modelagem tridimensional de materiais sólidos como o concreto com ou sem armadura. Esse elemento permite fissuração na tração, esmagamento na compressão, deformação plástica e fluência. É

definido por oito nós tendo três graus de liberdade cada um: translações nas direções nodais  $X$ ,  $Y$  e  $Z$ , como ilustra a Figura 3.15(a). A característica mais importante desse elemento é a não-linearidade física. Três taxas de armadura podem ser definidas segundo três direções, com o ângulo  $\theta_r$  referente ao eixo  $X$  e o ângulo  $\phi_r$  relativo ao plano  $XY$ .

O elemento finito *Link8* pode ser usado para a simulação tridimensional de armaduras, barras, cabos, elementos de mola e outros. Esse elemento uniaxial de compressão-tração é definido por três graus de liberdade em cada nó: translações nas direções nodais  $X$ ,  $Y$  e  $Z$ , como mostra a Figura 3.15(b). Ele permite plasticidade, fluência, rigidez à tração, e regime de grandes deformações.

O elemento finito *Conta173* (Figura 3.15(c)) é usado para representar a superfície que irá entrar em contato com a superfície “alvo”, a qual é definida pelo elemento *Targe170* (Figura 3.15(d)). Esses dois tipos de elementos possuem três graus de liberdade em cada nó: translações nas direções nodais  $X$ ,  $Y$  e  $Z$ . As direções dos vetores normais às superfícies dos elementos *Conta173* e *Targe170* devem estar em sentido contrário conforme a Figura 3.15(d). As características geométricas desses elementos são as mesmas das faces dos elementos sólidos a quais estão ligados.

### 3.3.4. CONSOLOS

Foi feita a simulação numérica de consolos ensaiados por NAEGELI (1988), TORRES (1998) e FERNANDES (1999) e, através do confronto entre resultados numéricos e experimentais, procurou-se avaliar a contribuição da armadura de costura e dos estribos com a variação da relação  $a_c/d_c$  em uma faixa de 0,37 a 0,95, onde  $a_c$  é a distância ponto de aplicação da força vertical do consolo ao encontro consolo-pilar e  $d_c$  é a altura útil do consolo.

Para a discretização do concreto e do aço, foram utilizados os elementos *Solid65* e *Link8*, respectivamente. A armadura longitudinal e de estribos do pilar foi considerada através de uma taxa de armadura nos elementos *Concrete65* dispostos nas faces do pilar.

A não-linearidade física do concreto foi considerada através do “*Concrete*”, e para o aço considerou-se o comportamento elasto-plástico perfeito através do modelo “*BKIN*” com o encruamento nulo.

Para melhorar a convergência dos modelos, os elementos próximos às restrições de apoio e às forças aplicadas foram considerados com comportamento linear.

Para os consolos muito curtos, foram feitas duas simulações: uma com o módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) e outra considerando o módulo reduzido ( $E_c/2$ ). Segundo KANEKO *et al.* (1993), o módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) para a análise numérica de peças onde predomina o cisalhamento deve ser adotado como metade do módulo tangente inicial ( $E_c$ ). Essa redução se justifica porque o modelo do Método dos

Elementos Finitos é baseado no comportamento elástico linear devido ao carregamento de compressão e a rigidez tangente inicial é muito elevada para descrever o comportamento completo do modelo até a ruptura.

A seguir, são apresentados os principais resultados desse estudo. Mais detalhes sobre essas simulações numéricas podem ser encontrados em FERNANDES & EL DEBS (2002a).

NAEGELI (1997) realizou uma investigação experimental em consolos muito curtos onde foi analisada a influência da taxa e do tipo de armadura longitudinal, do chanfro e da resistência do concreto. Das catorze peças ensaiadas, duas foram modeladas numericamente: SP-5 e SP-7, as quais tinham relação  $a_c/d_c$  igual 0,37.

A Figura 3.16 ilustra a discretização dos Modelos SP-5 e SP-7, destacando-se os respectivos pontos onde foram colocados os extensômetros dos modelos físicos.

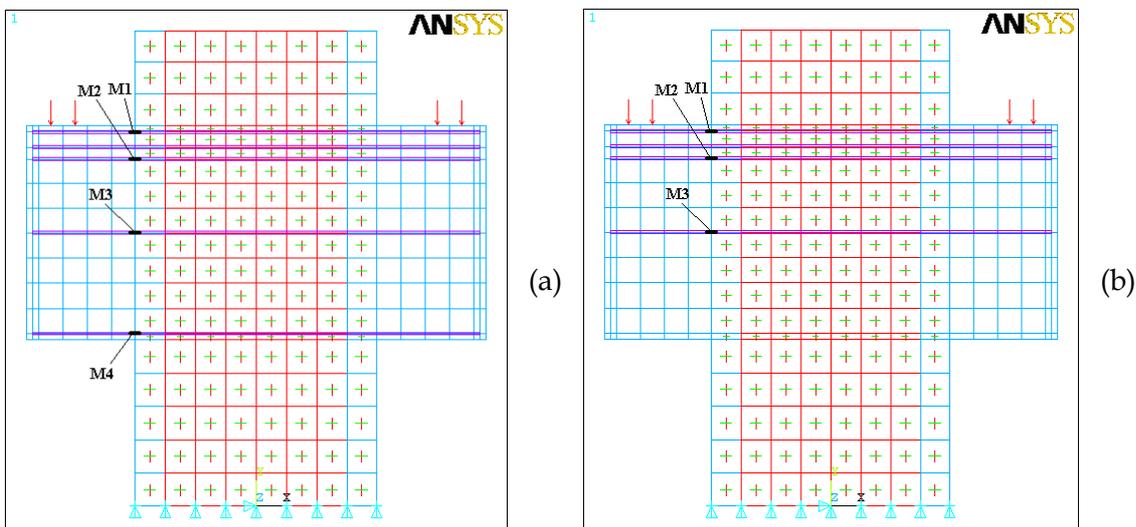


Figura 3.16 – Discretização e condições de contorno do consolo: (a) SP-5; (b) SP-7

Comparando-se as curvas carga-deformação experimental e numérica ilustradas na Figura 3.17, observa-se que o modelo com módulo de elasticidade reduzido ( $E_c/2$ ) conduziu a resultados mais próximos dos experimentais, além de melhorar a convergência. Uma das razões para esses modelos apresentarem comportamento mais próximo do experimental é que a utilização do módulo reduzido resultou na ocorrência de deformações plásticas. Vale salientar que as deformações são valores médios entre os dois elementos compreendidos no canto do pilar com o consolo. A partir de 85% da carga última no consolo (234 kN) do Modelo SP-5 e 83% da carga última no consolo (226 kN) do Modelo SP-7 com o módulo reduzido, começam a ocorrer deformações plásticas na armadura do tirante superior na região entre o pilar e o consolo, que evoluem até o final do último incremento do carregamento, como observa-se na Figura 3.18. Esse comportamento é bem visível na curva carga *versus*

deformação da Figura 3.17, onde ocorre uma redução significativa da rigidez.

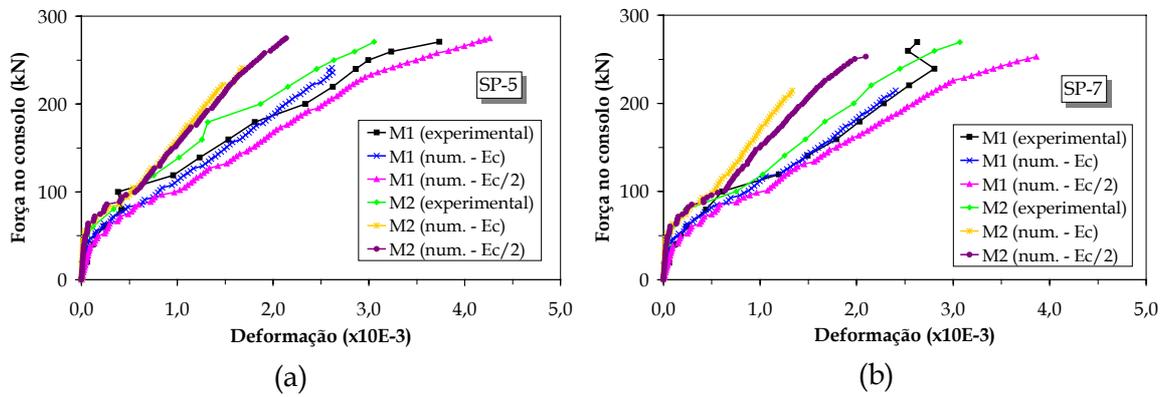


Figura 3.17 - Curva força *versus* deformação nas armaduras do tirante do consolo: (a) SP-5; (b) SP-7

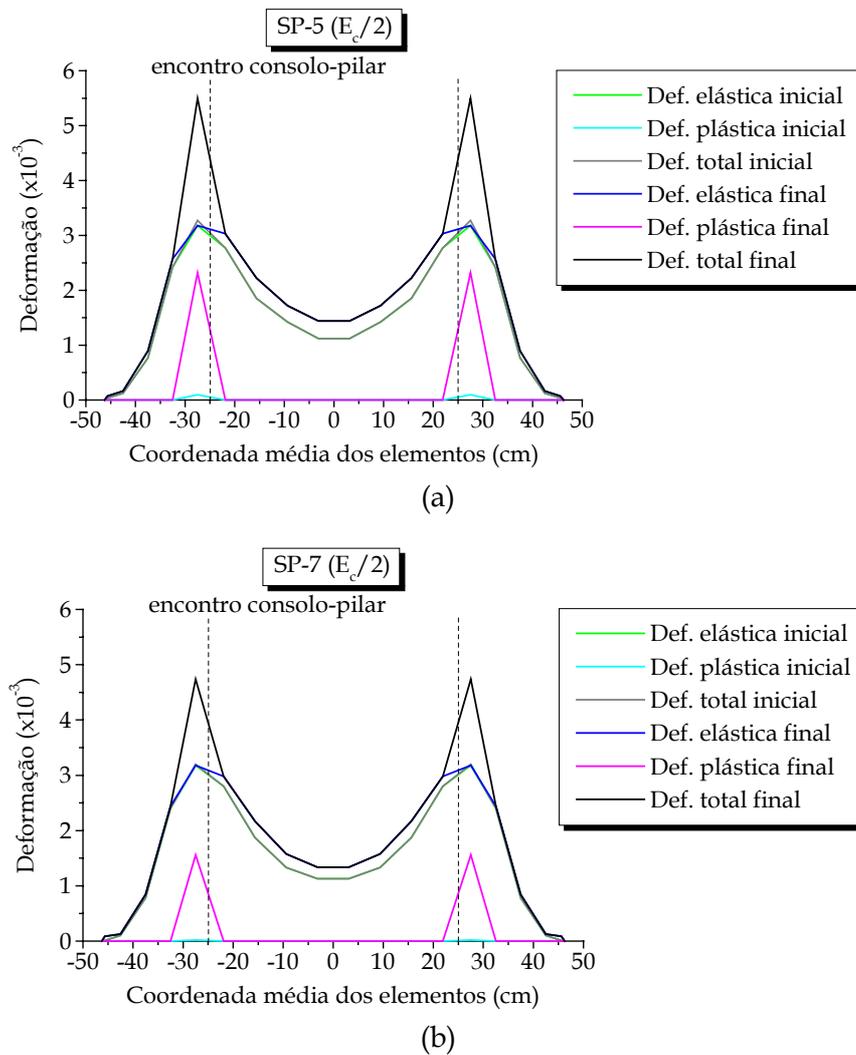


Figura 3.18 - Deformações iniciais e finais nas armaduras do tirante superior do consolo: (a) SP-5; (b) SP-7

Com relação às armaduras de costura, observa-se através da Figura 3.19 que, apesar de algumas curvas numéricas estarem um pouco distantes da curva experimental, o módulo de elasticidade forneceu melhores resultados para a armadura de costura intermediária, apesar da força última de convergência ter sido um pouco menor que a referente ao módulo reduzido. Embora a convergência do modelo com módulo reduzido tenha sido melhor que a dos outros modelos, a curva para a armadura de costura intermediária ficou mais distante da experimental. Entretanto, esse módulo conduziu a resultados mais próximos dos experimentais para a armadura horizontal inferior até a força no consolo de 116 kN. Pelas pequenas deformações da armadura horizontal inferior do consolo SP-5 e pelos valores da resistência experimental adimensional  $\sigma_{u,exp}/f_{cm}$  do consolo SP-5 (= 0,60) e do SP-7 (= 0,66), pode-se concluir que a armadura horizontal colocada na parte inferior do consolo não contribui na resistência do consolo. Esses resultados reforçam a recomendação de que na prática a armadura de costura seja distribuída ao longo dos primeiros 2/3 da altura útil do consolo.

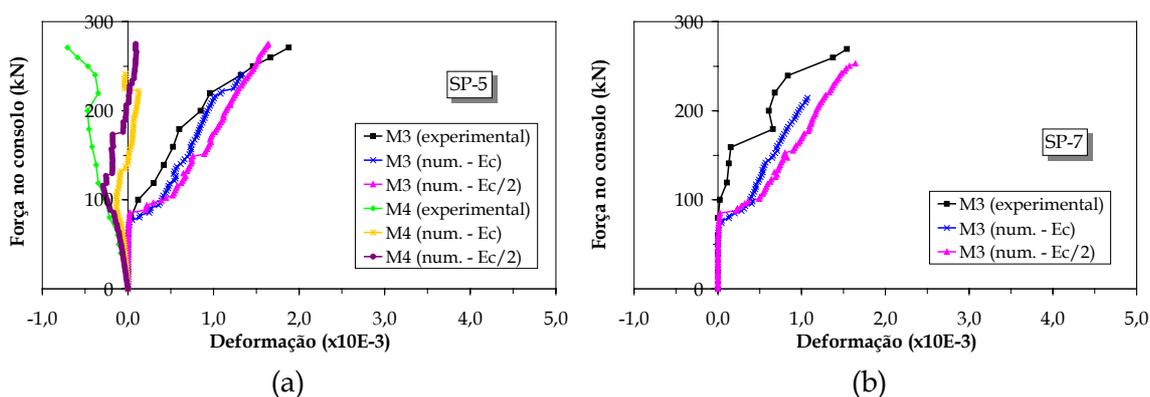


Figura 3.19 - Curva força *versus* deformação nas armaduras de costura do consolo: (a) SP-5; (b) SP-7

A Figura 3.20 apresenta a fissuração final no ensaio do Modelo SP-5 e a Figura 3.21 mostra a evolução das fissuras ao longo da modelagem numérica. Comparando-se os resultados numéricos e os experimentais, observa-se o desenvolvimento semelhante da fissuração. As fissuras ocorreram inicialmente na ligação pilar/consolo, devido à tendência ao corte do consolo, sendo que para estágios mais elevados de carga, apareceram fissuras na região da biela comprimida. Além disto, na investigação experimental, ocorreu o esmagamento do concreto no banzo inferior e na região da aplicação do carregamento em um dos lados do consolo. O início da fissuração ocorreu para um carregamento experimental no pilar de 120 kN e na modelagem numérica o carregamento para início da fissuração foi de 83 kN. Essa diferença se justifica pelo fato do valor numérico da carga estar relacionado com a primeira micro-fissura, enquanto a carga experimental se refere à primeira fissura visível. Ressalta-se ainda que o estágio final de fissuração no pilar também se deve às micro-fissuras que não são visíveis

durante o ensaio, tanto na face como na região interna do pilar.

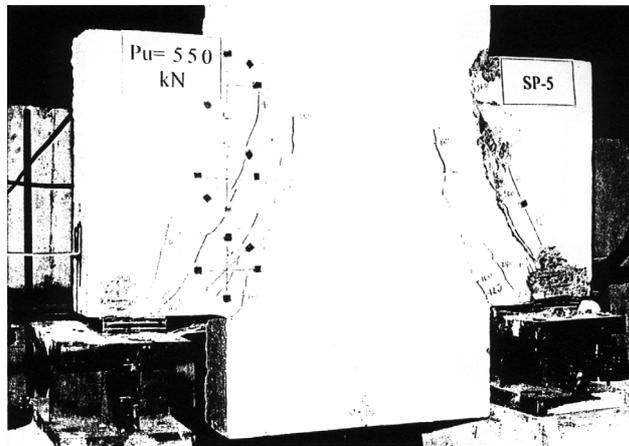


Figura 3.20 – Fissuração no final do ensaio do consolo SP-5 - NAEGELI (1997)

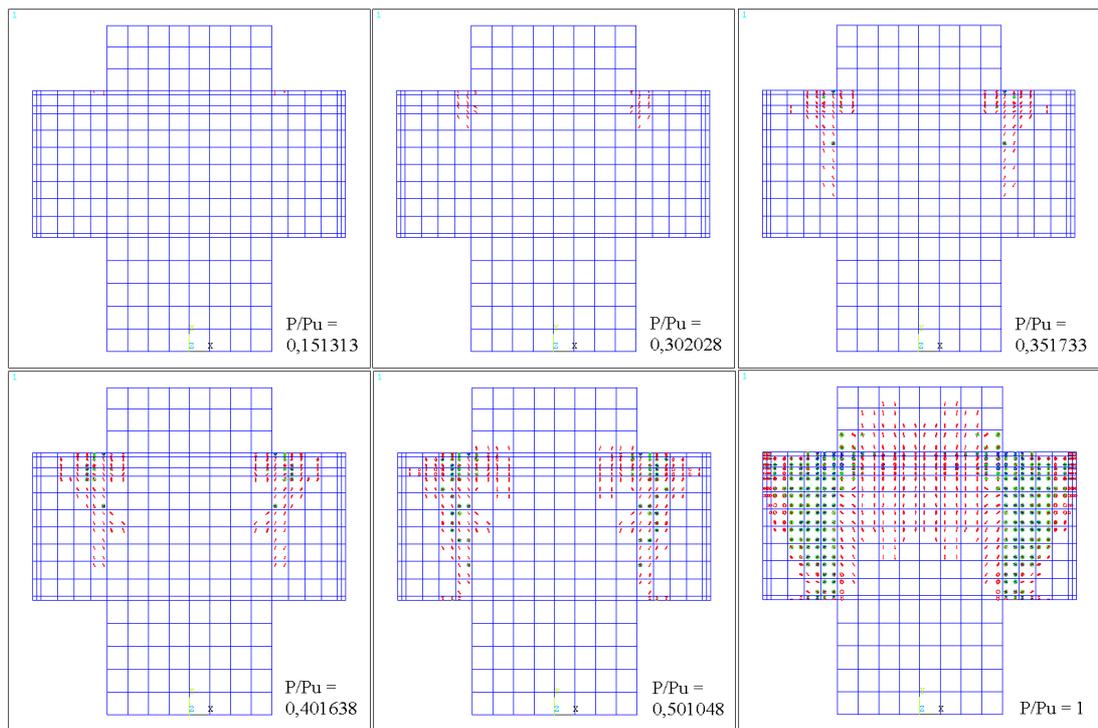


Figura 3.21 – Evolução da fissuração do consolo SP-5 no ANSYS 5.5

Dos oito consolos ensaiados por TORRES (1998), dois foram modelados numericamente: um com armadura de costura e estribos (CH4V4) e outro com apenas a armadura de costura (CH4V0). Como esses dois consolos tinham relação  $a_c/d_c$  igual a 0,5, ou seja, estão na transição de consolo curto para consolo muito curto, eles foram processados numericamente com o módulo de elasticidade do concreto  $E_c$  e com o módulo reduzido  $E_c/2$ .

A Figura 3.22 ilustra a discretização dos Modelos CH4V0 e CH4V4, indicando-

se os pontos onde foram medidas as deformações dos modelos físicos.

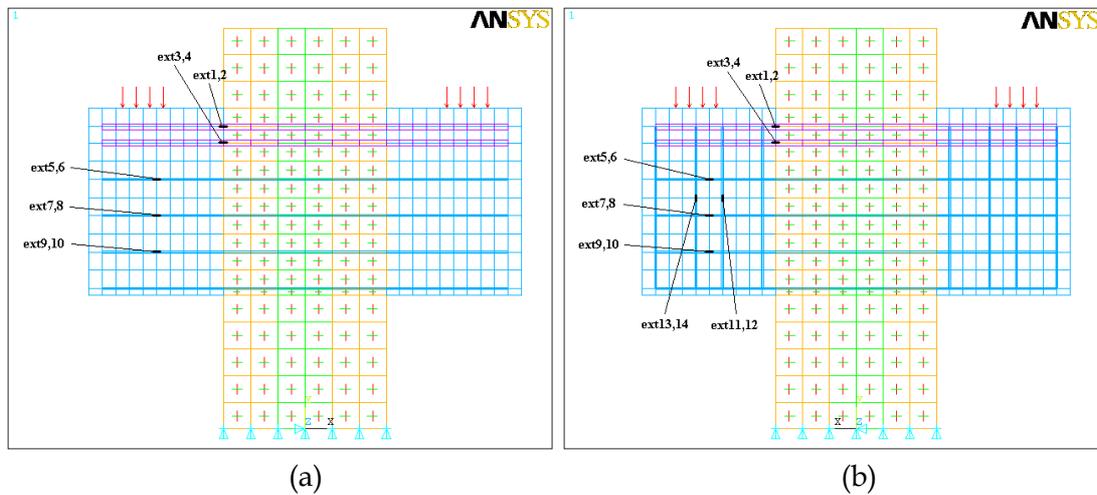


Figura 3.22 – Discretização e condições de contorno do consolo (a) CH4V0; (b) CH4V4

Na Figura 3.23, são ilustradas as curvas carga *versus* deformação nas armaduras do tirante com os valores experimentais e numéricos considerando os módulos de elasticidade e reduzido. Analisando-se o trecho das duas curvas numéricas até o valor da carga no consolo de aproximadamente 390 kN, observa-se que o módulo reduzido conduziu a melhores resultados comparados com os valores experimentais. Entretanto, para o trecho mais próximo da carga última, as deformações das armaduras foram maiores que as experimentais.

As deformações plásticas na armadura do tirante superior na região entre o pilar e o consolo se iniciam a partir de 67% da carga última no consolo (386 kN) do Modelo CH4V0 e 72% da carga última no consolo (387 kN) do Modelo CH4V4 com o módulo reduzido e evoluem até o último passo de carga. Esse comportamento é evidenciado na curva carga *versus* deformação da Figura 3.23, onde ocorre uma redução significativa da rigidez.

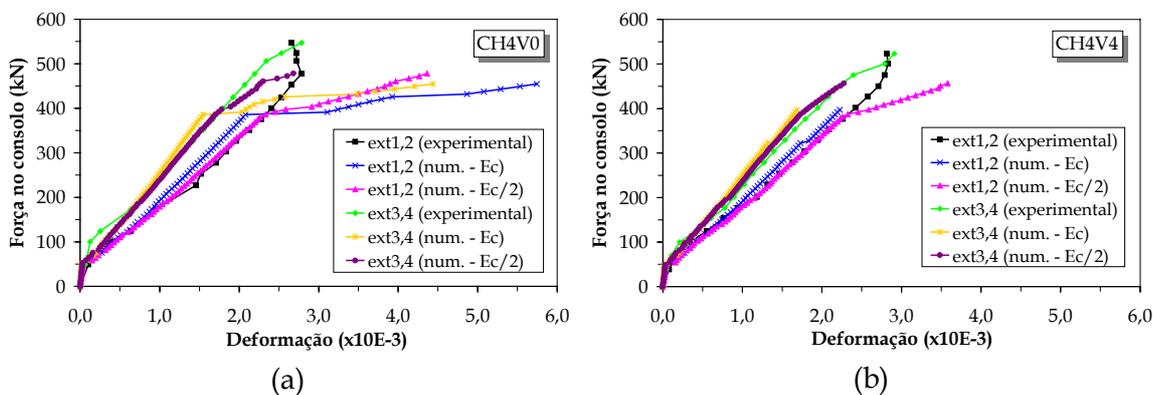


Figura 3.23 – Curva força *versus* deformação nas armaduras do tirante do consolo: (a) CH4V0; (b) CH4V4

O comportamento das armaduras de costura é apresentado na Figura 3.24. Apesar da diferença entre as curvas experimentais e numéricas, para o nível da carga de serviço as deformações foram relativamente próximas. Pela deformação da penúltima barra de costura (ext9,10) e por esta estar fora dos primeiros  $2d_c/3$  de altura para a distribuição adequada da armadura de costura, pode-se concluir que essa barra praticamente não trabalha, contribuindo pouco, portanto, na resistência do consolo.

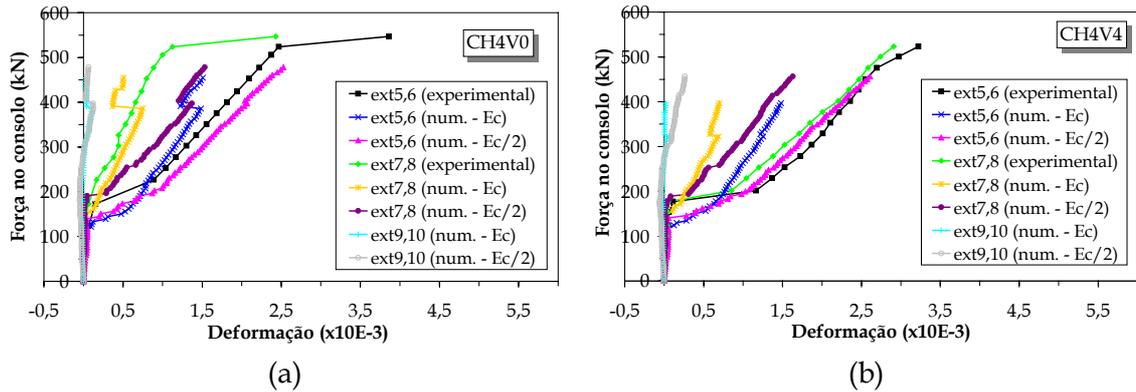


Figura 3.24 – Curva força *versus* deformação nas armaduras de costura do consolo: (a) CH4V0; (b) CH4V4

Apesar da diferença entre as curvas experimentais e numéricas na Figura 3.25, observa-se que os estribos praticamente não trabalharam quando a força aplicada estava próxima à força de serviço. Comparando-se a resistência experimental adimensional  $\sigma_{u,exp} / f_{cm}$  do consolo CH4V0 (= 0,49) com a do CH4V4 (= 0,52), pode-se concluir que os estribos contribuíram com acréscimo muito pequeno na resistência final do consolo.

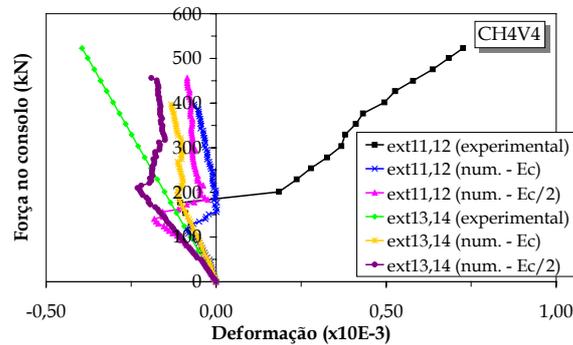


Figura 3.25 – Curva força *versus* deformação nos estribos do consolo CH4V4

As direções principais ilustradas na Figura 3.26(a) mostram comportamento semelhante ao apresentado na literatura pela Figura 3.27, onde observa-se o caminho quase horizontal das tensões de tração na região do tirante e o caminho das tensões de compressão formando uma biela do ponto de aplicação do carregamento ao canto

inferior da ligação consolo/pilar. Nas Figuras 3.26(b), (c) e (d), tem-se uma visualização das três tensões principais, embora não seja possível distinguir o caminho característico das tensões em um consolo, devido às grandes faixas de isovalores plotadas pelo ANSYS 5.5.

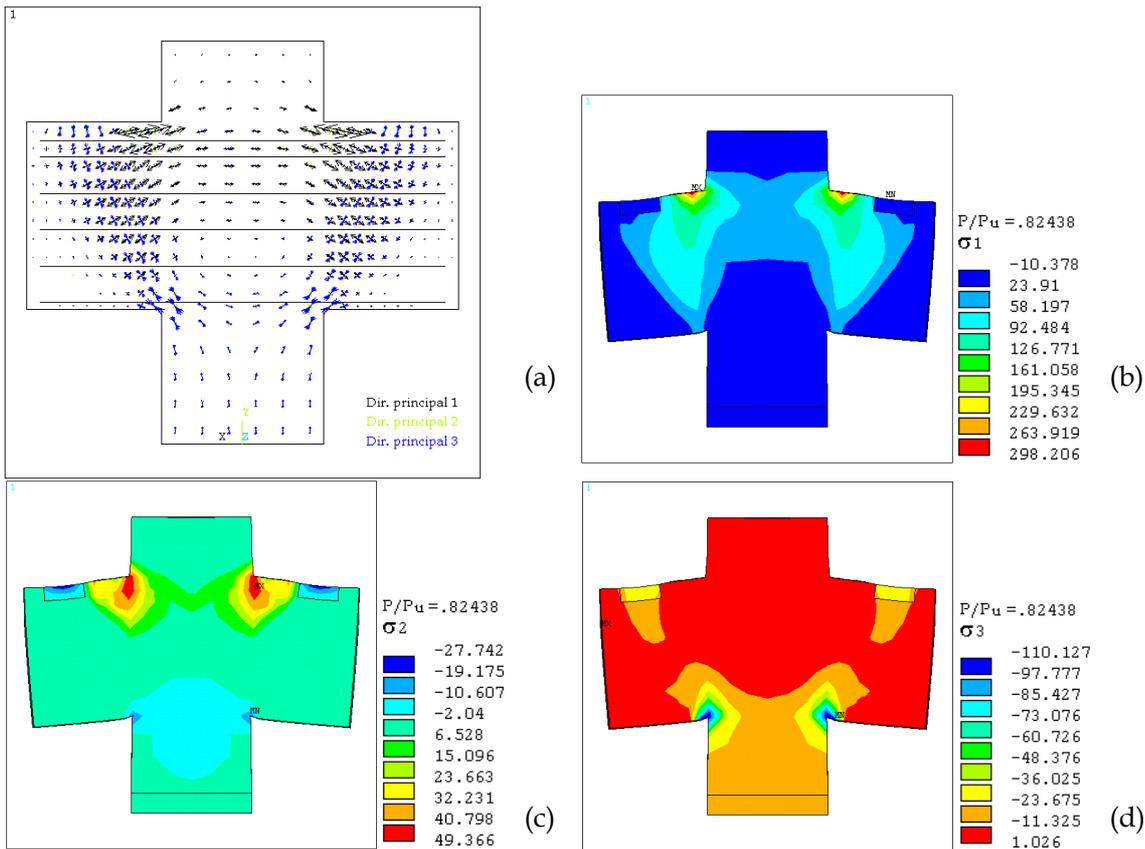


Figura 3.26 – Direções e tensões principais no consolo CH4V0

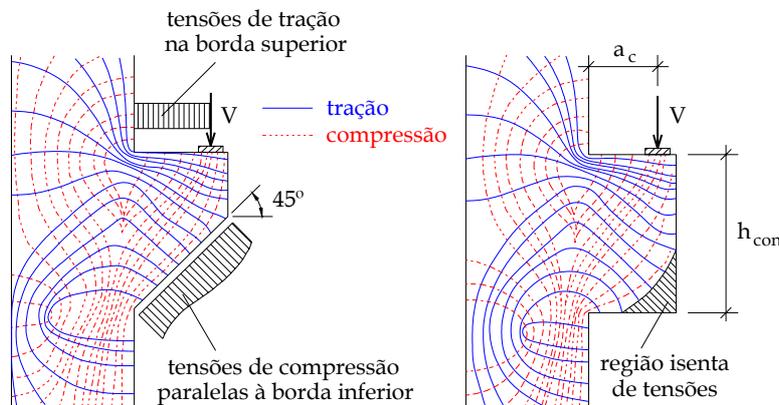


Figura 3.27 - Trajetória das tensões principais em um consolo curto de concreto com  $a_c / h_{con} = 0,5$  de acordo com Franz e Niedenhoff - LEONHARDT & MÖNNIG (1979)

FERNANDES (1999) analisou o comportamento de consolos curtos com concreto de alta resistência variando-se a relação  $a_c / d_c$ . Dos doze modelos ensaiados,

três foram simulados no ANSYS 5.5: CS6-4A com relação  $a_c/d_c$  igual a 0,57; CS6-4B com relação  $a_c/d_c$  igual a 0,76 e CS6-4C com relação  $a_c/d_c$  igual a 0,95.

A Figura 3.28 mostra a discretização e as condições de contorno desses consolos.

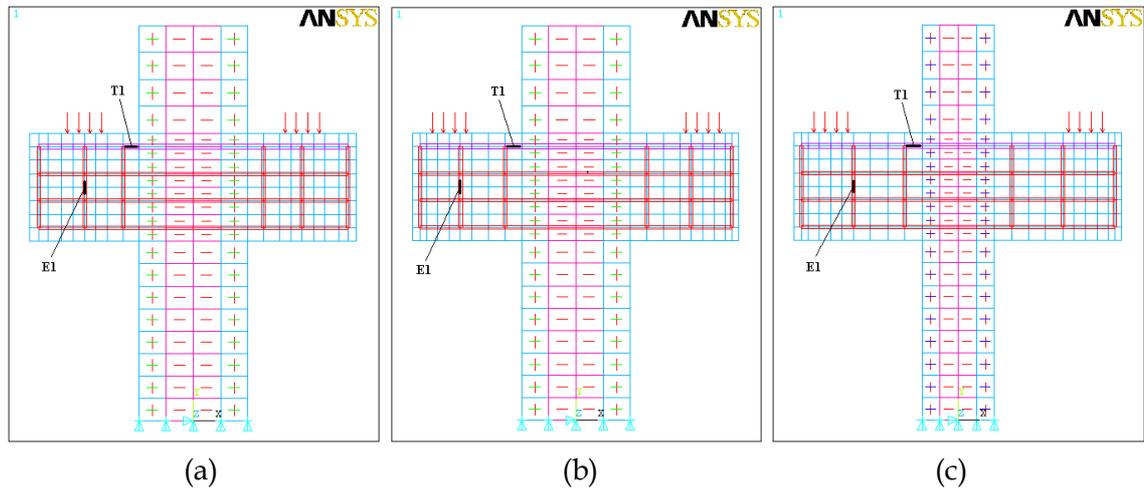


Figura 3.28 – Discretização e condições de contorno do consolo:  
(a) CS6-4A; (b) CS6-4B; (c) CS6-4C

As curvas tensão na armadura principal *versus* carga aplicada dos Modelos CS6-4A, CS6-4B e CS6-4C são apresentadas na Figura 3.29.

Observa-se que os resultados experimentais e numéricos estão relativamente próximos até o ponto onde a armadura do tirante começa a escoar na tensão de 525 MPa, apesar da fissuração não ter sido iniciada no mesmo ponto. Tanto o módulo  $E_c$  como o módulo  $E_c/2$  forneceram uma boa calibração

Como a calibração da curva teórica com a experimental foi relativamente satisfatória tanto para o módulo  $E_c$  como o módulo  $E_c/2$ , visto que alguns parâmetros foram estimados, pode-se ter uma avaliação do comportamento dos estribos. A Figura 3.30 apresenta a curva teórica carga *versus* deformação para os estribos centrais dos consolos CS6-4A, CS6-4B e CS6-4C para o módulo  $E_c$ . Observa-se que as três curvas caminham linearmente e bem próximas até a carga de aproximadamente 40 kN. Percebe-se que os estribos dos consolos CS6-4B e CS6-4C apresentam um patamar de escoamento na curva carga *versus* deformação, o que implica em ductilidade superior aos consolos com relações  $a_c/d_c$  menores, como é o caso do consolo CS6-4A. Analisando-se o nível de deformação nesses três consolos para a força última de convergência do Modelo CS6-4C equivalente a 100 kN, houve um aumento na deformação do estribo central de  $0,353 \times 10^{-3}$  do consolo CS6-4B para o consolo CS6-4C, mais que o dobro em relação ao aumento de deformação do consolo CS6-4A para o consolo CS6-4B. Portanto, pode-se concluir que à medida que a relação  $a_c/d_c$  aumenta, os estribos começam a trabalhar mais.

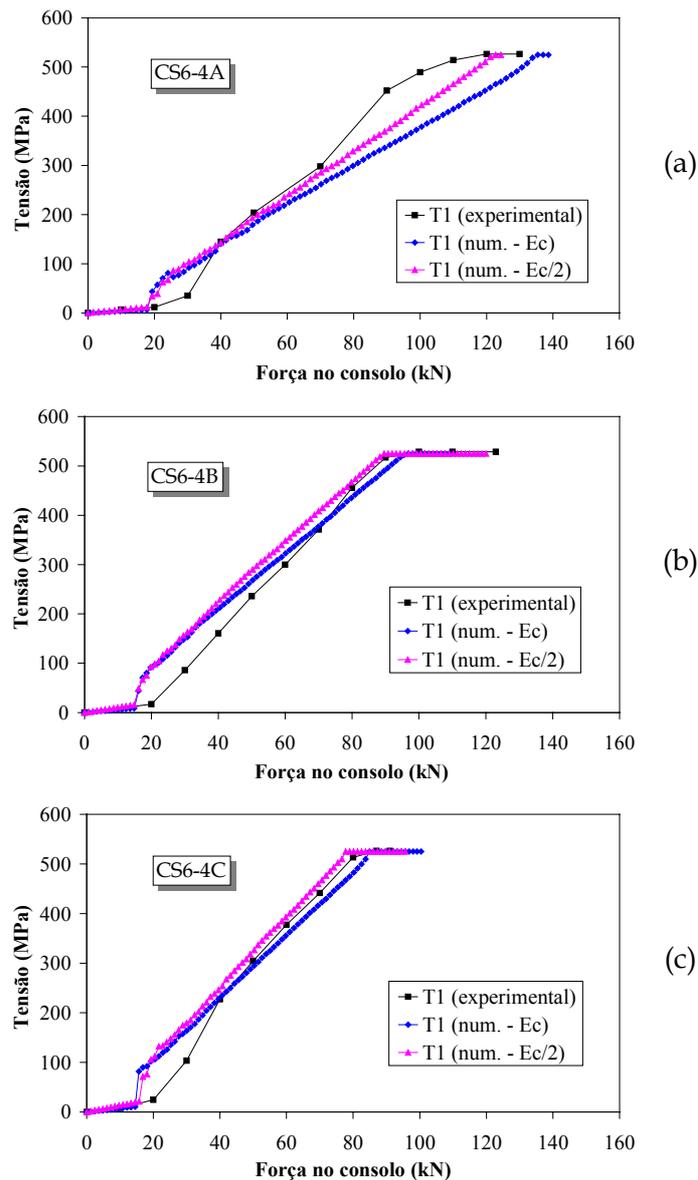


Figura 3.29 - Curva tensão na armadura do tirante *versus* força aplicada do consolo: (a) CS6-4A; (b) CS6-4B; (c) CS6-4C

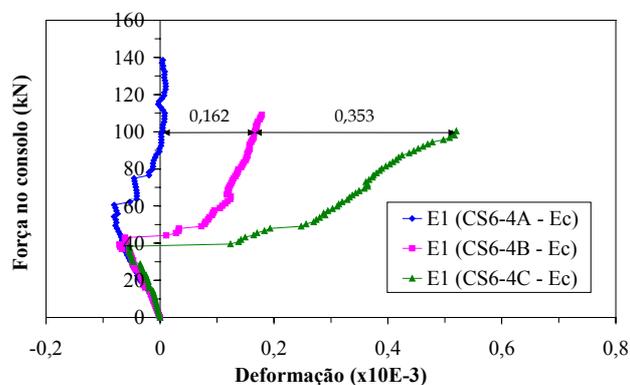


Figura 3.30 - Curva teórica força *versus* deformação do estribo central nos consolos CS6-4A, CS6-4B e CS6-4C

### 3.3.5. CÁLICE DE FUNDAÇÃO

Com o objetivo de se analisar a influência dos parâmetros do ANSYS 5.5 relativos ao concreto, aço e contato e considerações de modelagem na resposta numérica e força de convergência do cálice de fundação, foram feitas duas simulações numéricas preliminares: a primeira no Modelo Piloto, considerando-se apenas a não-linearidade de contato; e a outra no Modelo IL1, detalhado no Capítulo 4, adotando-se aderência perfeita nas interfaces da junta com os elementos e a não-linearidade física do concreto e armadura.

Na Figura 3.31, estão apresentadas as dimensões e as armaduras principais desses modelos, cujas diferenças entre eles são apenas referentes à armadura do pilar e às características de projeto. Como nessa fase ainda não se dispunha de resultados experimentais, foram estimados ou adotados alguns dados de projeto, os quais são indicados mais adiante.

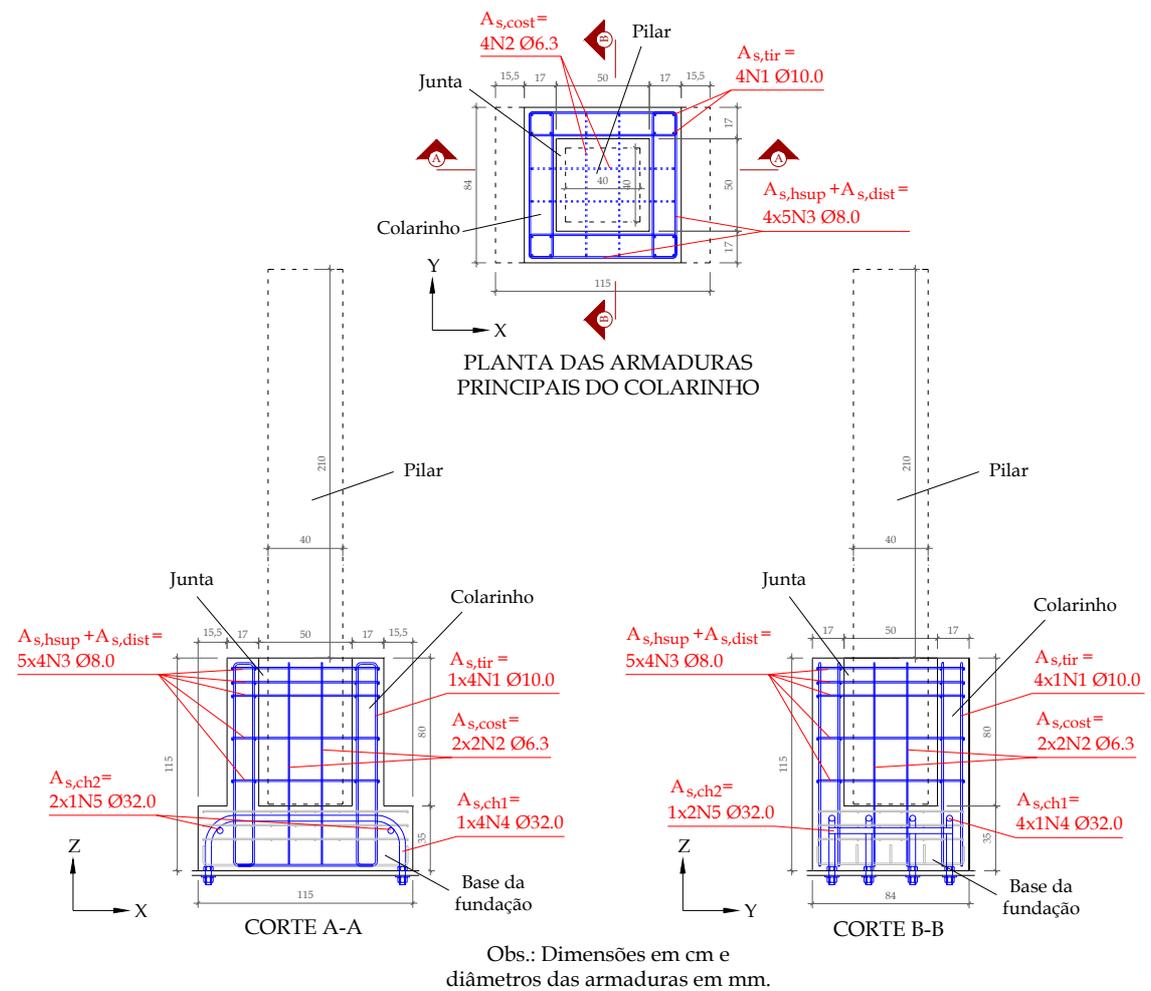


Figura 3.31 - Dimensões e armaduras principais do cálice dos Modelos Piloto e IL1

A seguir, são descritos os dois tipos de simulações com seus respectivos

resultados.

### 3.3.5.1. SIMULAÇÃO NUMÉRICA 1

Como a modelagem do cálice de fundação exige uma grande quantidade de elementos em virtude de aproximar o seu comportamento com o do modelo físico, torna-se fundamental conhecer primeiramente a implicação da variação dos parâmetros do contato para a obtenção de resultados mais confiáveis para balizar modelagens mais refinadas e melhorar sua convergência.

As primeiras simulações numéricas foram realizadas no Modelo Piloto, cujas características dos materiais e outros dados de projeto estão apresentados resumidamente na Tabela 3.1. Os detalhes e resultados dessa modelagem numérica também são apresentados em CANHA & EL DEBS (2003).

Tabela 3.1 - Características de projeto do Modelo Piloto

Força normal aplicada		≈200 kN
Excentricidade da força normal		1,2 m
Resistência à compressão do concreto	cálice	27 MPa
	pilar e junta	36 MPa
Módulo de elasticidade do concreto	cálice	27605 MPa
	pilar e junta	32876 MPa
Módulo de elasticidade do aço	armaduras	210000 MPa
	chumbadores	205000 MPa

Nessa simulação, considerou-se comportamento elástico-linear para o concreto e aço e a não-linearidade de contato nas interfaces entre o pilar e a junta de preenchimento, entre esta e o colarinho e na interface inferior. Em todos os modelos, adotou-se a tolerância padrão do ANSYS 5.5 para a convergência em força igual a 0,1%.

A discretização desse modelo foi feita estrategicamente de forma a definir as armaduras e chumbadores na posição mais próxima possível do projeto. Na Figura 3.32, é mostrada a discretização do Modelo Piloto com suas respectivas restrições nodais. Os elementos das armaduras principais e dos chumbadores e os elementos de contato nas interfaces pilar-junta (parte interna), colarinho-junta (parte externa) e inferior são ilustrados, respectivamente, nas Figuras 3.33 e 3.34.

Para a discretização das armaduras principais e chumbadores do cálice e do concreto, foram utilizados os elementos *Link8* e *Solid65*, respectivamente. As armaduras secundárias que apresentam pequena influência no comportamento do modelo, como a armadura de distribuição da base da fundação, a armadura longitudinal e de estribos do pilar, foram consideradas através de taxas de armadura (“rebars”) definidas nos elementos *Solid65*. As interfaces inferior, pilar-junta e junta-colarinho foram

discretizadas com o par de contato formado pelos elementos *Conta173* e *Targe170*.

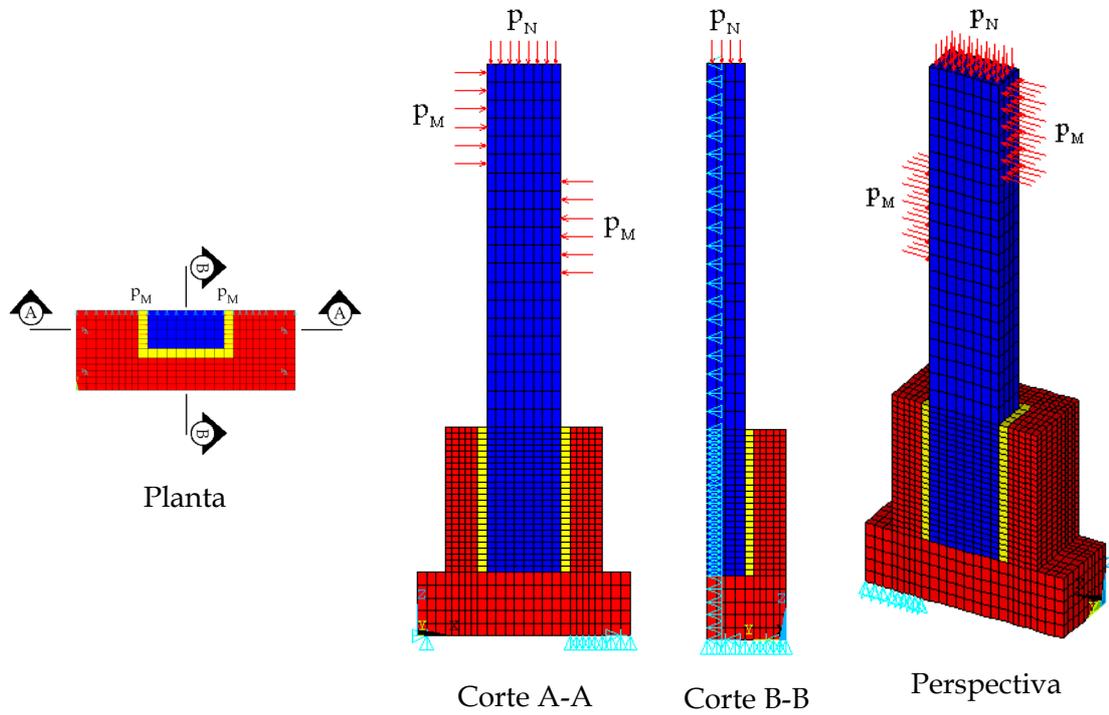


Figura 3.32 - Vistas da discretização do Cálice de Fundação - Modelo Piloto

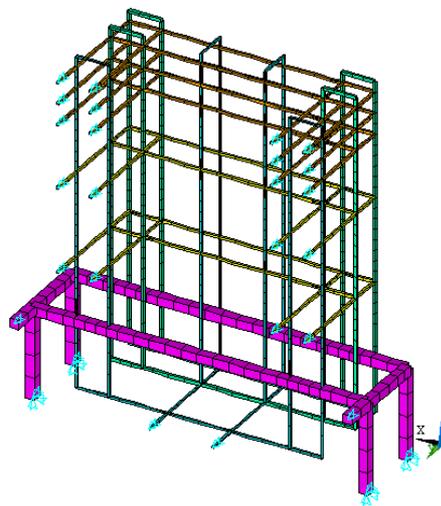


Figura 3.33 - Armadura e chumbadores discretizados com o elemento *Link8* - Modelo Piloto

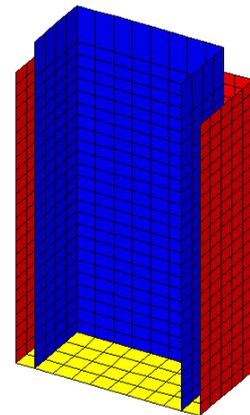


Figura 3.34 - Pares de elementos de contato (*Conta173* e *Targe170*) na interface pilar-junta, interface cálice-junta e interface inferior - Modelo Piloto

Para melhor representar o Modelo Piloto no *ANSYS 5.5* e facilitar a sua modelagem, as seguintes hipóteses iniciais foram consideradas:

- Considerou-se a simetria do modelo no plano *XZ* do *ANSYS 5.5*;

- Os nós inferiores dos chumbadores de fixação do cálice foram restritos nas direções X, Y e Z;
- Admitiu-se o engastamento da base da fundação em uma base metálica de reação, onde foram restritos alguns nós na direção Z no lado comprimido, como indica a Figura 3.32;
- Como foi utilizado o elemento *Link8* para os chumbadores, desprezou-se o eventual deslizamento entre os chumbadores e o concreto;
- A carga excêntrica foi considerada com aplicação da força normal distribuída nos nós superiores do pilar e de um binário de forças na cabeça do pilar;

Para a análise do comportamento do contato, testou-se inicialmente diversos valores para a “constante real” *FKN* que define a rigidez normal do contato e *FTOLN* que representa a penetração máxima permitida. Como essas duas constantes que controlam a penetração e convergência estão interligadas, foram feitos dois tipos de análises, uma com o valor relativo padrão de *FKN* constante e variando-se *FTOLN*; e outra adotando-se constante o valor relativo padrão de *FTOLN* com a variação de *FKN*.

Nessas análises, para a resistência de aderência  $\tau_{m\acute{a}x}$  (*TAUMAX*) adotou-se o valor sugerido pelo *ANSYS 5.5* de  $\sigma_y / \sqrt{3}$ , onde  $\sigma_y$  é a tensão de escoamento do critério de von Mises referente ao material adjacente à superfície de contato. Como os esforços resultantes do contato para o estudo dessas constantes são de compressão, para  $\sigma_y$  adotou-se os valores equivalentes a 30% da resistência à compressão do concreto de menor resistência pertencente à interface, pois até esse ponto aproximadamente pode-se considerar que o concreto apresenta comportamento elástico-linear (MEHTA & MONTEIRO (1994)). Para o coeficiente de atrito  $\mu$ , foi adotado o valor padrão de 0,6 para interface concreto-concreto.

Na Tabela 3.2, é apresentado um resumo dos parâmetros dos modelos analisados nesta fase inicial.

Tabela 3.2 – Características dos modelos com variação de *FKN* e *FTOLN*

Modelo	$\tau_{m\acute{a}x}$	$\mu$	<i>FKN</i>	<i>FTOLN</i>
Pil-NLC1	4,68*	6,24**	0,6	0,001
Pil-NLC2				0,01
Pil-NLC3				0,1
Pil-NLC4				1
Pil-NLC5				5
Pil-NLC6				10
Pil-NLC7				100

Modelo	$\tau_{m\acute{a}x}$	$\mu$	<i>FKN</i>	<i>FTOLN</i>
Pil-NLC8	4,68*	6,24**	0,6	1
Pil-NLC9				0,01
Pil-NLC10				0,001
Pil-NLC11				0,0005
Pil-NLC12				0,0001

\*interfaces inferior e colarinho-junta

\*\*interface pilar-junta

Na Figura 3.35(a), são mostrados os valores da penetração máxima em função da variação de *FKN* com *FTOLN* constante de 0,1, e na Figura 3.35(b) a curva apresentada é referente à penetração máxima *versus* *FTOLN* com *FKN* constante e igual

a 1,0. Observa-se que à medida que se eleva  $FKN$  ou diminui  $FTOLN$ , a penetração é reduzida. Uma observação importante com relação ao modelo com  $FKN = 100$  e  $FTOLN = 0,1$  da Figura 3.35(a) é que ele convergiu apenas para a opção de contato assimétrico.

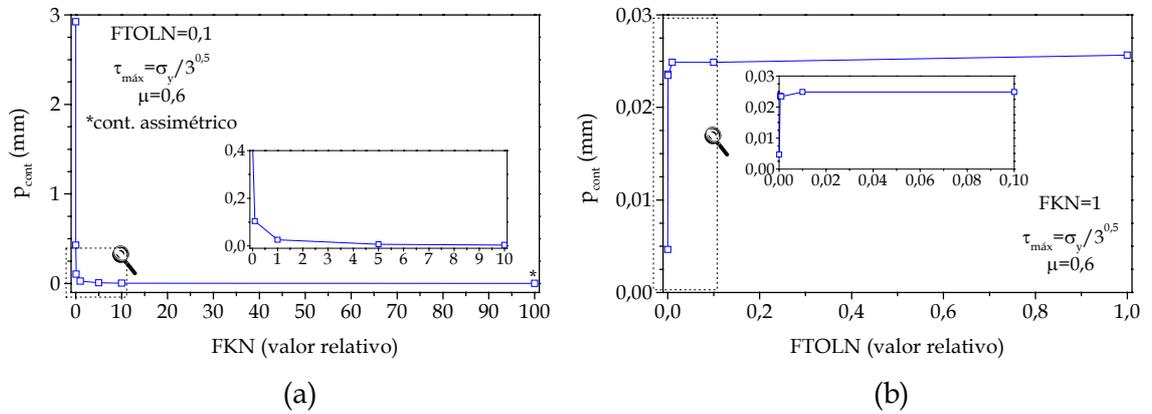


Figura 3.35 - Relação penetração *versus* as constantes  $FKN$  e  $FTOLN$ : (a)  $FTOLN = 0,1$ ; (b)  $FKN = 1$

As Figuras 3.36 e 3.37 mostram, respectivamente, a proximidade dos resultados finais da interface e das deformações nas armaduras principais do Modelo Pil-NLC5 ( $FKN = 5$  e  $FTOLN = 0,1$ ) com as opções de contato simétrico e assimétrico.

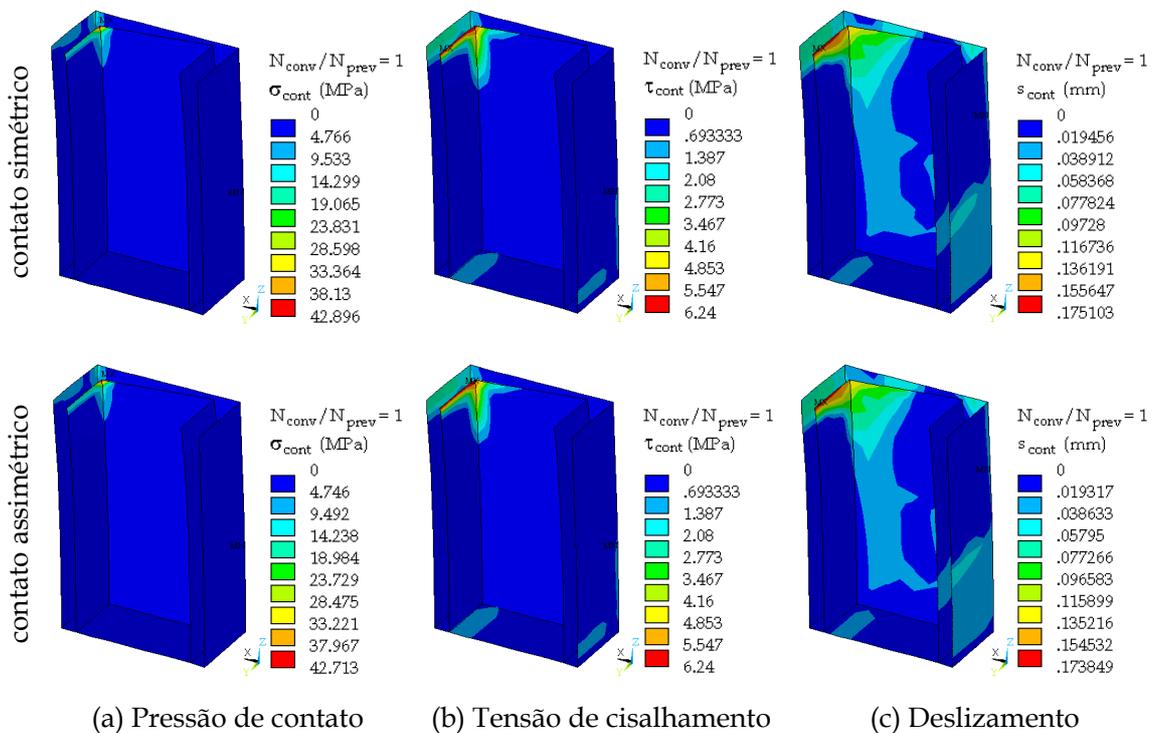


Figura 3.36 - Resultados das interfaces para o Modelo Pil-NLC5 considerando contato simétrico e assimétrico

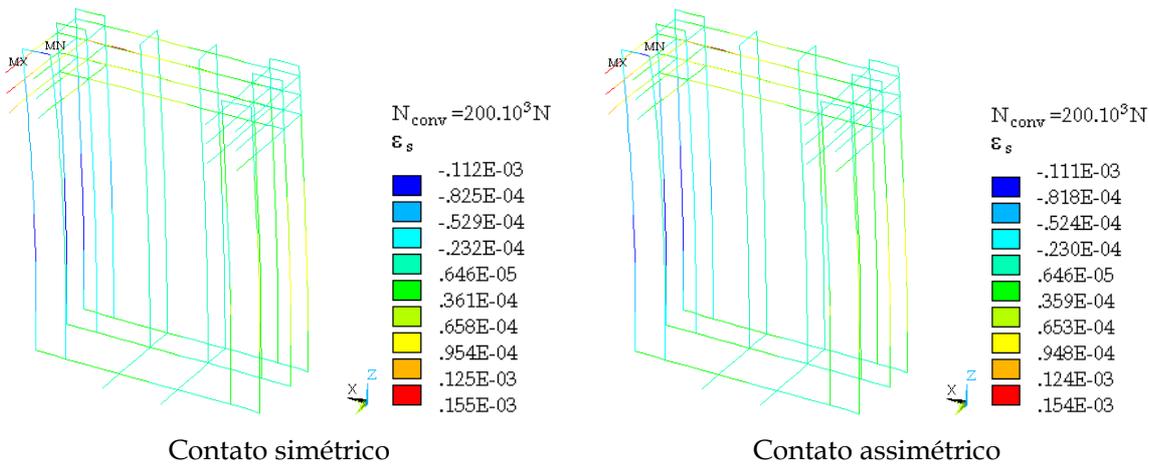


Figura 3.37 – Deformação na armadura principal do Modelo Pil-NLC5 considerando contato simétrico e assimétrico

Embora em alguns casos que envolvem atrito o contato assimétrico possa conduzir a melhores resultados, negligenciar essa opção e adotar o contato simétrico não influencia significativamente no comportamento desse modelo. Portanto, apenas nas análises em que o contato simétrico não possibilitar a convergência, será utilizado o contato assimétrico, pois este resulta em tempo de processamento muito mais elevado para cada iteração. Nessas figuras, fica evidenciado que o nó das interfaces mais solicitado se refere à extremidade da interface pilar/junta do lado comprimido e que o elemento mais solicitado da armadura principal está localizado na armadura horizontal superior da parede transversal comprimida. Portanto, as curvas do comportamento da armadura e do modelo de contato apresentadas a seguir serão sempre, respectivamente, em relação a esse elemento e nó.

Outras análises foram feitas variando-se o coeficiente de atrito, com os parâmetros apresentados na Tabela 3.3. Nessas modelagens foram utilizadas as constantes *FKN* iguais a 5 e 10, procurando-se limitar a penetração em um valor absoluto de 0,01 mm através de uma constante *FTOLN* = - 0,01.

Tabela 3.3 – Investigação de diversos coeficientes de atrito  $\mu$

Modelo	$\tau_{m\acute{a}x}$		$\mu$	<i>FKN</i>	<i>FTOLN</i>	Modelo	$\tau_{m\acute{a}x}$		$\mu$	<i>FKN</i>	<i>FTOLN</i>
Pil-NLC13	4,68*	6,24**	0,0	5	-0,01	Pil-NLC17	4,68*	6,24**	0,0	10	-0,01
Pil-NLC14			0,3			Pil-NLC18			0,3		
Pil-NLC15			0,6			Pil-NLC19			0,6		
Pil-NLC16			1,0			Pil-NLC20			1,0		

\*interfaces inferior e colarinho-junta

\*\*interface pilar-junta

Na Figura 3.38, são apresentadas as curvas tensão de cisalhamento *versus* pressão de contato do modelo de atrito de *Coulomb* para os diferentes coeficientes de

atrído, onde constata-se a relação  $\tau_{cont} = \mu \cdot \sigma_{cont}$  antes de se atingir  $\tau_{m\acute{a}x}$ . Como ilustram as Figuras 3.39 e 3.40, observa-se que quanto maior o coeficiente de atrído, menores s\~{a}o os deslizamentos e as aberturas e que, na realidade, os deslizamentos ocorrem desde o in\~{i}cio do carregamento. A tens\~{a}o m\~{a}xima de cisalhamento n\~{a}o constitui, portanto, uma resist\~{e}ncia ao deslizamento, mas corresponde a uma “tens\~{a}o de escoamento” do contato.

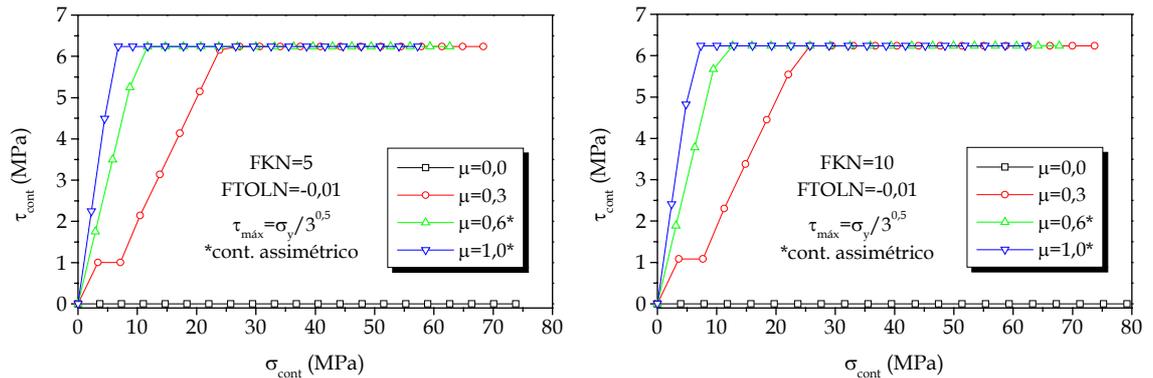


Figura 3.38 – Curva tens\~{a}o de cisalhamento versus press\~{a}o de contato para diferentes  $\mu$

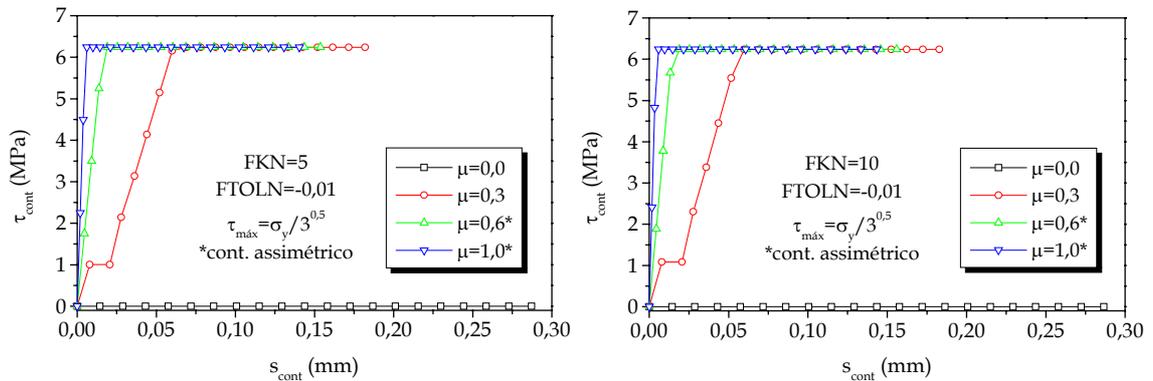


Figura 3.39 – Curva tens\~{a}o de cisalhamento versus deslizamento para diferentes  $\mu$

Segundo a Figura 3.41, o coeficiente de atrído tamb\~{e}m influencia nas deformações das armaduras, pois quanto menor o valor de  $\mu$ , o modelo se torna mais flexível e, conseqüentemente, as armaduras se deformam mais.

Para se observar o efeito da variaç\~{a}o da “tens\~{a}o de escoamento”  $\tau_{m\acute{a}x}$  no deslizamento, foram processados 7 modelos com os par\~{a}metros indicados na Tabela 3.4. Os valores de  $\tau_{m\acute{a}x}$  do Modelo Pil-NLC24 s\~{a}o resultantes da primeira e terceira parcela da express\~{a}o de MATTOCK (1988) apresentada na Equaç\~{a}o (3.9), onde a tens\~{a}o normal  $\sigma_n$  \~{e} nula para este caso.

$$\tau_{m\acute{a}x} = 0,467 f_c^{0,545} + 0,8 \cdot (\rho \cdot f_y + \sigma_n) \leq 0,3 f_c \text{ (MPa)} \tag{3.9}$$

onde  $f_c$  é a menor das resistências à compressão dos concretos pertencentes à interface.

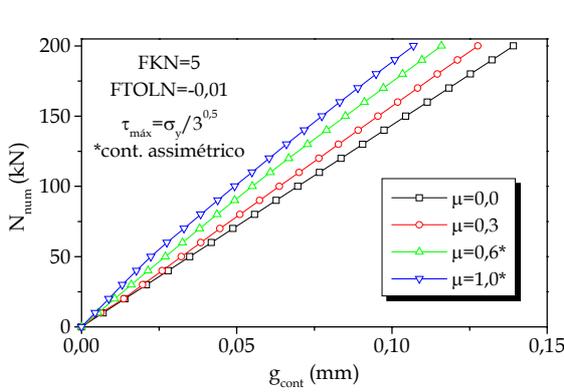


Figura 3.40 – Curva força normal de convergência versus abertura máxima para diferentes  $\mu$

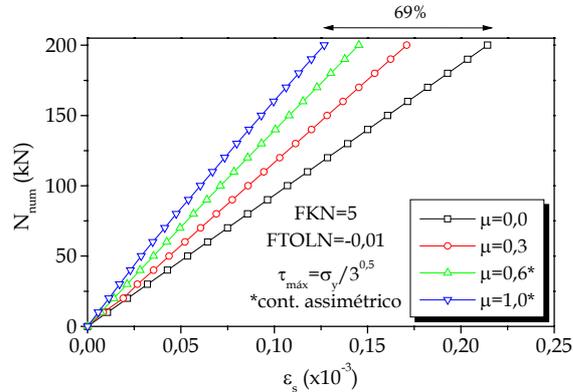


Figura 3.41 – Curva força normal de convergência versus deformação máxima na armadura superior para diferentes  $\mu$

Tabela 3.4 – Variação de  $\tau_{m\acute{a}x}$

Modelo	$\tau_{m\acute{a}x}$	$\mu$	FKN	FTOLN
Pil-NLC21	0	0,6	1	-0,01
Pil-NLC22	0,0001			
Pil-NLC23	1			
Pil-NLC24	2,81*   3,29**			
Pil-NLC25	4,68*   6,24**			
Pil-NLC26	10			
Pil-NLC27	$10^{20}$			

\*interfaces inferior e colarinho-junta

\*\*interface pilar-junta

Segundo as Figuras 3.42 e 3.43, quanto maior o valor de  $\tau_{m\acute{a}x}$ , o modelo se torna mais flexível onde se constata um deslizamento menor para cada passo de carga analisado. Quando na entrada de dados do ANSYS 5.5 foi colocado o valor igual a zero para  $\tau_{m\acute{a}x}$ , o programa desprezou esse parâmetro e considerou-se para  $\tau_{m\acute{a}x}$  o valor padrão de  $10^{20}$ , onde foram constatadas curvas coincidentes para  $\tau_{m\acute{a}x} = 0$  e  $\tau_{m\acute{a}x} = 10^{20}$ . Já adotando-se  $\tau_{m\acute{a}x}$  próximo de zero, essa variável não é negligenciada na resolução do problema. Quanto menor o valor de  $\tau_{m\acute{a}x}$ , maior também é a abertura do contato  $g_{cont}$ , conforme mostra a Figura 3.44. Analisando-se a influência de  $\tau_{m\acute{a}x}$  no comportamento das armaduras, para os Modelos Pil-NLC21, Pil-NLC24 a Pil-NLC27 praticamente não houve diferenças na deformação máxima da armadura superior como apresenta a Figura 3.45, enquanto, para os Modelos Pil-NLC22 e Pil-NLC23, a diferença dessa deformação em relação ao Modelo Pil-NLC27 foi em torno de 51 e 16%, respectivamente.

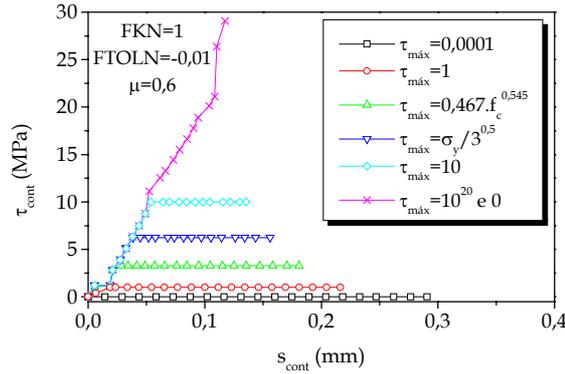


Figura 3.42 – Curva tensão de cisalhamento *versus* deslizamento para diferentes  $\tau_{máx}$

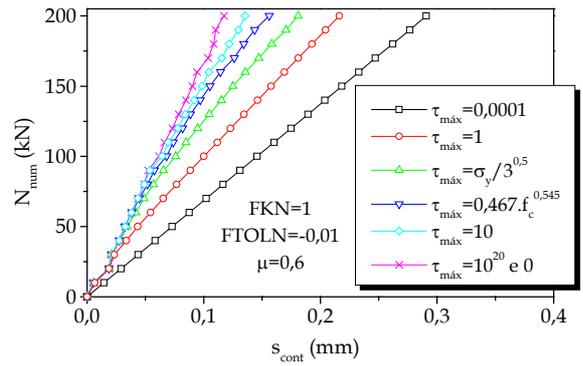


Figura 3.43 – Curva força normal de convergência *versus* deslizamento para diferentes  $\tau_{máx}$

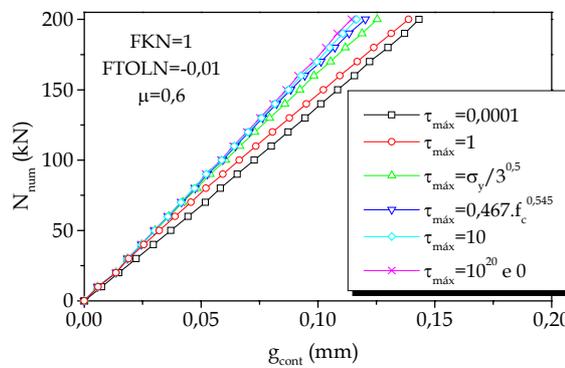


Figura 3.44 – Curva força normal de convergência *versus* abertura máxima para diferentes  $\tau_{máx}$

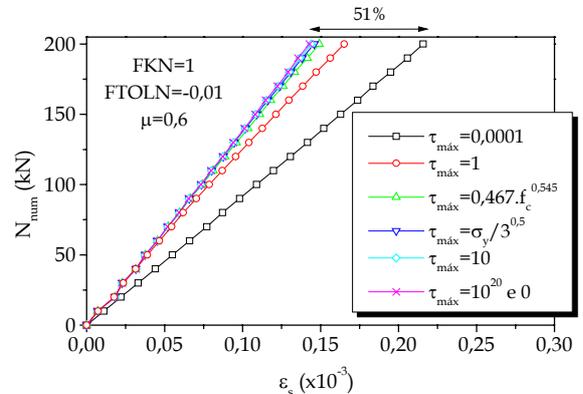


Figura 3.45 – Curva força normal de convergência *versus* deformação máxima na armadura superior para diferentes  $\tau_{máx}$

Para minimizar essa situação de aderência inicial, pode-se alterar o coeficiente de atrito durante análise, já que  $\mu = 1,0$  fornece deslizamentos bem menores que os oriundos dos outros coeficientes de atrito. Foi realizada, a título de ilustração, três modelagens, onde em cada uma considerou-se o coeficiente de atrito inicial  $\mu_i$  igual a 1,0 até 5%, 10% e 20%, respectivamente, do carregamento final; e a partir daí, considerou-se o coeficiente de atrito final  $\mu_f$  igual a 0,6. Na Tabela 3.5, são apresentados os parâmetros e considerações desses modelos e nas Figuras 3.46 e 3.47, mostra-se, respectivamente, a curva tensão de cisalhamento *versus* pressão de contato e a curva tensão de cisalhamento *versus* deslizamento desses modelos comparados com aqueles com coeficiente de atrito constante. Observa-se que os Modelos Pil-NLC28 a Pil-NLC30, apesar da alteração da inclinação das curvas do contato, apresentaram deslizamentos muito próximos do Modelo Pil-NLC19 com  $\mu = 0,6$  após a mudança do coeficiente de atrito. As curvas força normal de convergência *versus* abertura e *versus* deformação máxima na armadura superior, respectivamente, das Figuras 3.48 e 3.49 mostram também a coincidência da resposta do contato e da armadura dos Modelos Pil-NLC28 a Pil-NLC30 com o Modelo Pil-NLC19. Nas Figuras 3.48 e 3.49, a diferença é

perceptível apenas com relação ao Modelo Pil-NLC20 com  $\mu = 1,0$ , que apresenta comportamento mais rígido em relação aos outros modelos analisados. Constata-se, portanto, que os comportamentos desses modelos, exceto Pil-NLC20, são bastante próximos, de forma que a análise com coeficiente de atrito variável não se torna viável pelo seu elevado tempo de processamento.

Tabela 3.5 – Modelos com variação do coeficiente de atrito ao longo do carregamento

Modelo	$\tau_{m\acute{a}x}$		$\mu_i$	$i$ (kN)	$\mu_f$	$f$ (kN)	FKN	FTOLN
Pil-NLC28	4,68*	6,24**	1,0	10	0,6	200	10	-0,01
Pil-NLC29				20				
Pil-NLC30				40				

\*interfaces inferior e colarinho-junta

\*\*interface pilar-junta

Obs.: O índice  $i$  se refere ao carregamento do primeiro trecho e o índice  $f$  se refere ao carregamento do segundo trecho

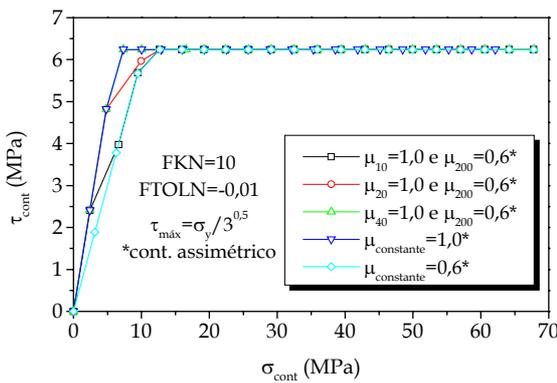


Figura 3.46 – Curva tensão de cisalhamento versus pressão de contato considerando-se a variação de  $\mu$  ao longo do carregamento

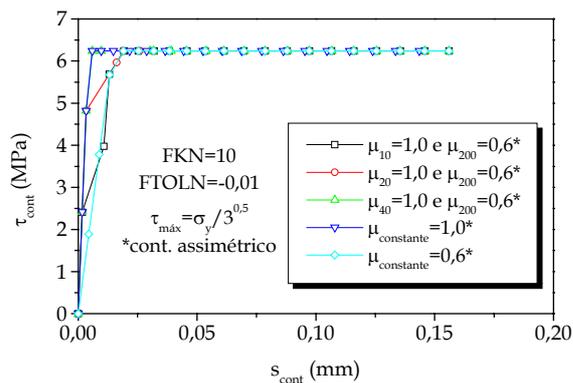


Figura 3.47 – Curva tensão de cisalhamento versus deslizamento considerando-se a variação de  $\mu$  ao longo do carregamento

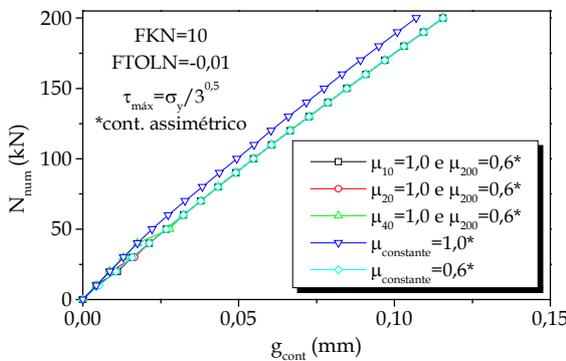


Figura 3.48 – Curva força normal de convergência versus abertura máxima considerando-se a variação de  $\mu$  ao longo do carregamento

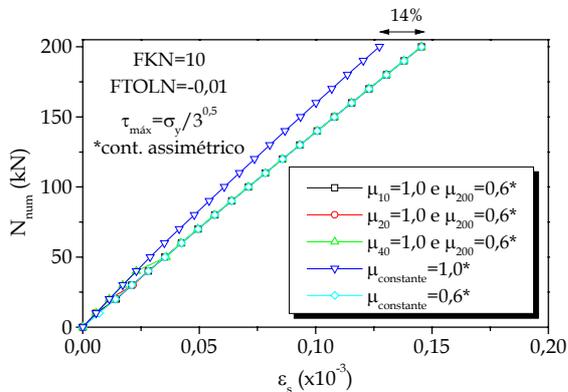


Figura 3.49 – Curva força normal de convergência versus deformação máxima na armadura superior considerando-se a variação de  $\mu$  ao longo do carregamento

Fazendo-se uma última análise dos parâmetros referentes ao contato, verifica-se que, fixando-se a penetração máxima permitida em um valor muito pequeno de 0,01 ( $FTOLN = -0,01$ ), a adoção de diferentes valores de  $FKN$  não interferiu significativamente no comportamento das interfaces, pois, na realidade, no ANSYS 5.5 faz-se uma estimativa para a rigidez normal baseada nas características do material deformável ao qual está ligado. O coeficiente  $FKN$  multiplicará o valor estimado pelo programa para obter a rigidez final que será utilizada nos cálculos de acordo com a Equação (3.10).

$$R_{final} = FKN.R_{est} \quad (3.10)$$

onde:

$R_{est}$  é a rigidez estimada pelo ANSYS 5.5;

$R_{final}$  é a rigidez final de cálculo.

Na Tabela 3.6, são apresentados os parâmetros dos modelos com variação de  $FKN$  e nas Figuras 3.50 e 3.51, constata-se a boa proximidade das curvas do modelo de contato com a alteração de  $FKN$ . O que diferenciou principalmente uma constante da outra nessas análises foi o número de iterações para a solução do problema. Em alguns casos, quando  $FKN$  se tornou muito elevado, foi necessário para a convergência do modelo o processamento com a opção de contato assimétrico.

Tabela 3.6 – Variação do parâmetro  $FKN$  em valores relativos e absolutos

Modelo	$\tau_{m\acute{a}x}$		$\mu$	$FKN$	$FTOLN$
Pil-NLC32				0,5	-0,01
Pil-NLC33				1	
Pil-NLC34				2	
Pil-NLC35	4,68*	6,24**	0,6	3	
Pil-NLC36				4	
Pil-NLC37				5	
Pil-NLC38				10	

Modelo	$\tau_{m\acute{a}x}$		$\mu$	$FKN$	$FTOLN$
Pil-NLC39				-500	-0,01
Pil-NLC40				-1000	
Pil-NLC41	4,68*	6,24**	0,6	-1500	
Pil-NLC42				-2000	
Pil-NLC43				-2500	
Pil-NLC44				-5000	

\*interfaces inferior e colarinho-junta

\*\*interface pilar-junta

Ressalta-se aqui que embora os modelos com contato simétrico apresentem um patamar inicial após o primeiro passo de carga nas curvas do contato, as respostas ao longo do carregamento referentes a deslizamentos e aberturas, que servem como base de comparação com o comportamento experimental do modelo, são bastante próximas. Nas Figuras 3.52 e 3.53, mostra-se, respectivamente, a proximidade da curva força de convergência *versus* deslizamento e *versus* abertura com a variação de  $FKN$ . Conforme a Figura 3.54, a mudança de  $FKN$  também não interferiu na resposta das armaduras, onde as curvas força normal de convergência *versus* deformação máxima na armadura superior foram praticamente coincidentes.

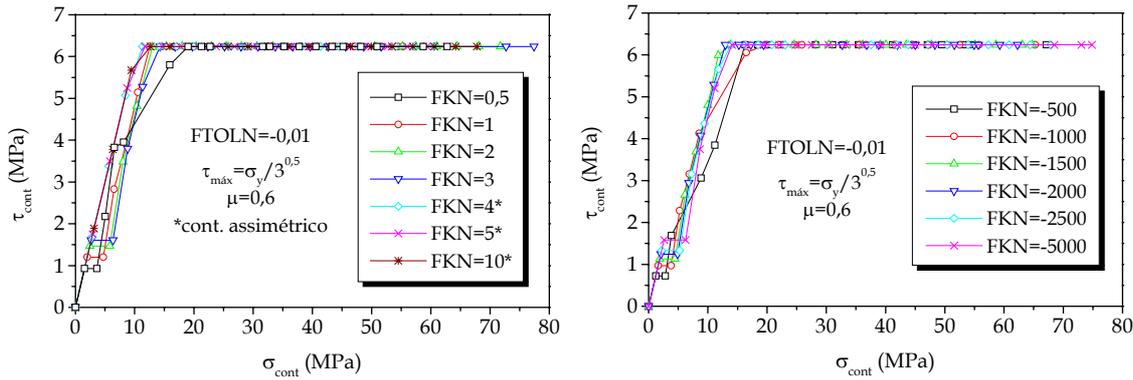


Figura 3.50 – Curva tensão de cisalhamento *versus* pressão de contato para diferentes FKN

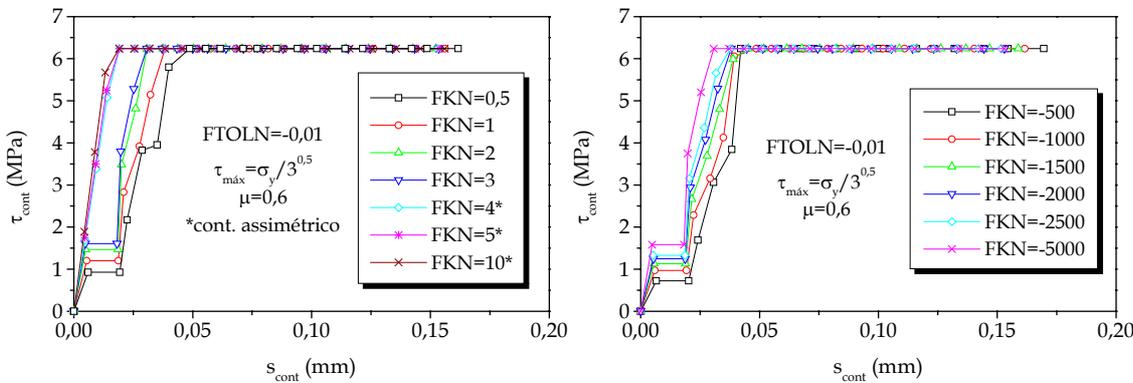


Figura 3.51 – Curva tensão de cisalhamento *versus* deslizamento para diferentes FKN

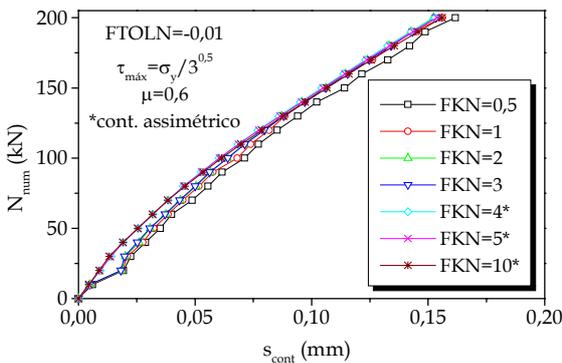


Figura 3.52 – Curva força normal de convergência *versus* deslizamento para diferentes FKN

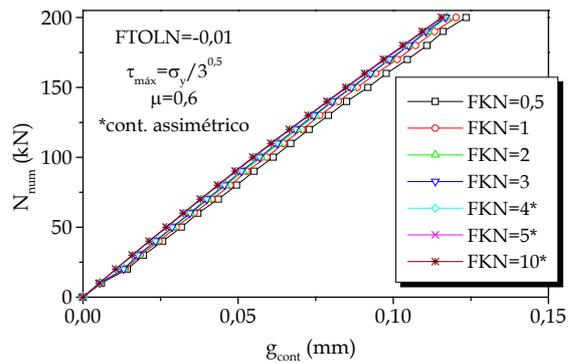


Figura 3.53 – Curva força normal de convergência *versus* abertura máxima para diferentes FKN

Apesar das respostas numéricas do contato serem bastante próximas, o número de iterações pode aumentar se a rigidez normal for muito baixa ou elevada para a penetração máxima especificada. Na Figura 3.55, ilustra-se o número de iterações em função do valor de FKN adotado e na Figura 3.56, tem-se uma comparação de resultados praticamente coincidentes da curva tensão de cisalhamento *versus*

deslizamento entre os modelos em função do valor ótimo, que fornece o menor número de iterações, de *FKN* relativo e absoluto. Com relação aos modelos com contato assimétrico, destaca-se que apesar do número de iterações menor, o seu custo computacional foi muito mais elevado, devido ao número significativamente maior de sistemas de equações resolvidos pela não-simetria da matriz de rigidez.

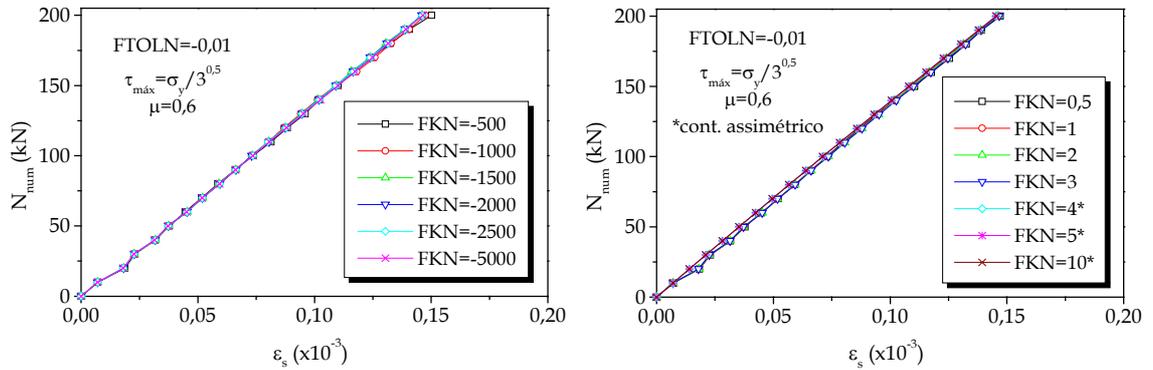


Figura 3.54 – Curva força normal de convergência *versus* deformação máxima na armadura superior para diferentes *FKN*

Como não são esperados deslizamentos significativos nessas interfaces, nas análises mais refinadas com a não-linearidade física, considerar  $\mu$  constante em todo o carregamento, fixar *FKN* em função de *FTOLN* especificado e calibrar a constante  $\tau_{m\acute{a}x}$ , se necessário, para alterar a deformabilidade do modelo é suficiente para a obtenção de uma boa resposta numérica desses modelos, tendo em vista que sua ruptura e comportamento global são governados pelos elementos da armadura e concreto.

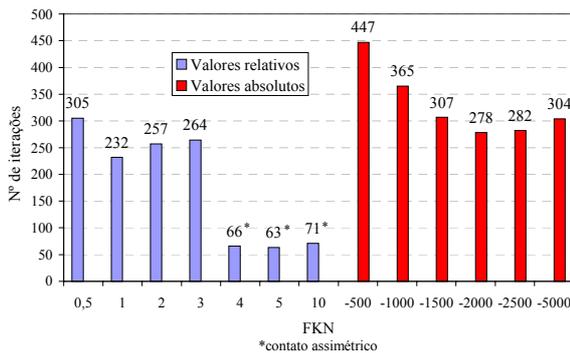


Figura 3.55 – Número de iterações em função da variação de *FKN*

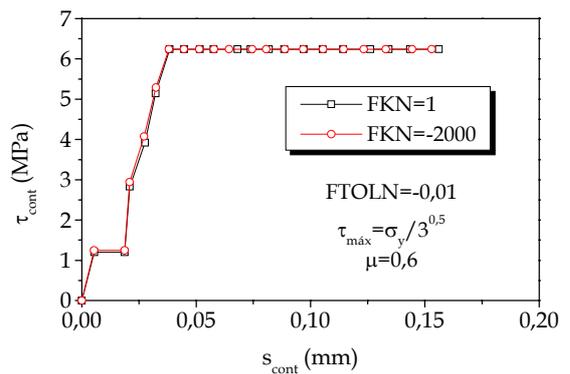


Figura 3.56 – Curva tensão de cisalhamento *versus* deslizamento para *FKN* com número ótimo de iterações

Tendo em vista os resultados dessas simulações numéricas, as principais conclusões são destacadas a seguir.

Independentemente dos parâmetros adotados, a resposta força normal de convergência versus deslizamento e abertura foi linear. Observou-se também que a variação da rigidez normal do contato  $FKN$  não trouxe mudança significativa no comportamento da interface e da armadura, interferindo apenas no tempo de processamento do modelo. A adoção do contato assimétrico, apesar da sua vantagem de representar fielmente a curva do modelo de atrito de *Coulomb*, também elevou em muito o gasto computacional.

Para o modelo de atrito de *Coulomb*, não se constatou a adesão na interface e o deslizamento após atingir o valor de  $\tau_{m\acute{a}x}$  especificado, mas o que se verificou em todas as simulações com não-linearidade de contato é que os deslizamentos ocorreram desde o início independente dos parâmetros adotados como  $\mu$ ,  $FKN$  e  $FTOLN$  e que  $\tau_{m\acute{a}x}$  denominada de “tensão de escoamento” da interface interfere na deformabilidade do modelo. O coeficiente de atrito  $\mu$  também influenciou na flexibilidade do modelo. Portanto, quanto menor o valor de  $\tau_{m\acute{a}x}$  ou de  $\mu$ , maiores serão os deslizamentos, aberturas e deformações da armadura.

Como a ruptura do protótipo será definida por elementos da armadura e concreto, desde que seja feita a calibração de  $\tau_{m\acute{a}x}$  ou de  $\mu$  para alterar a sua deformabilidade, o modelo e elementos de contato do ANSYS 5.5 trazem uma boa representatividade do comportamento das interfaces da ligação do cálice de fundação para os Protótipos IL2 e IL3 que serão utilizados para projeto em que se despreza a adesão.

### 3.3.5.2. SIMULAÇÃO NUMÉRICA 2

Nessa análise numérica, admitiu-se a ligação com comportamento monolítico, considerando-se apenas a não-linearidade dos materiais concreto e aço e a aderência perfeita entre as superfícies de contato. Pôde-se avaliar a implicação da variação de alguns parâmetros importantes da não-linearidade física do concreto e aço na resposta numérica do modelo e na força última de convergência.

Essa modelagem numérica foi feita no Modelo IL1, cujas dimensões são semelhantes ao Modelo Piloto, com algumas diferenças nas características de projeto descritas na Tabela 3.7. Os detalhes, os resultados e algumas comparações dessa simulação com os resultados experimentais do Modelo IL1 são apresentadas em CANHA & EL DEBS (2004).

A discretização desse modelo, apresentada na Figura 3.57, apresentou poucas diferenças com relação à da simulação anterior. Entretanto, a armadura do pilar foi agora representada com o elemento *Link8*, com o objetivo de permitir observar melhor o que acontece com o pilar na região de embutimento. Os elementos da armadura principal e dos chumbadores do cálice e os elementos da armadura do pilar são ilustrados, respectivamente, nas Figuras 3.58 e 3.59.

Tabela 3.7 – Características de projeto do Modelo IL1

Força normal de ruptura inicialmente prevista		≈267 kN
Excentricidade da força normal		1,85 m
Resistência à compressão do concreto	cálice	25 MPa
	pilar e junta	35 MPa
Resistência à tração do concreto NBR-6118/03 (2003)	cálice	2,56 MPa
	pilar e junta	3,21 MPa
Módulo de elasticidade do concreto NBR-6118/03 (2003)	cálice	28000 MPa
	pilar e junta	33130 MPa
Módulo de elasticidade do aço	armaduras	210000 MPa
	chumbadores	205000 MPa
Resistência ao escoamento do aço	arm. horizontal, do tirante e de costura	600 MPa

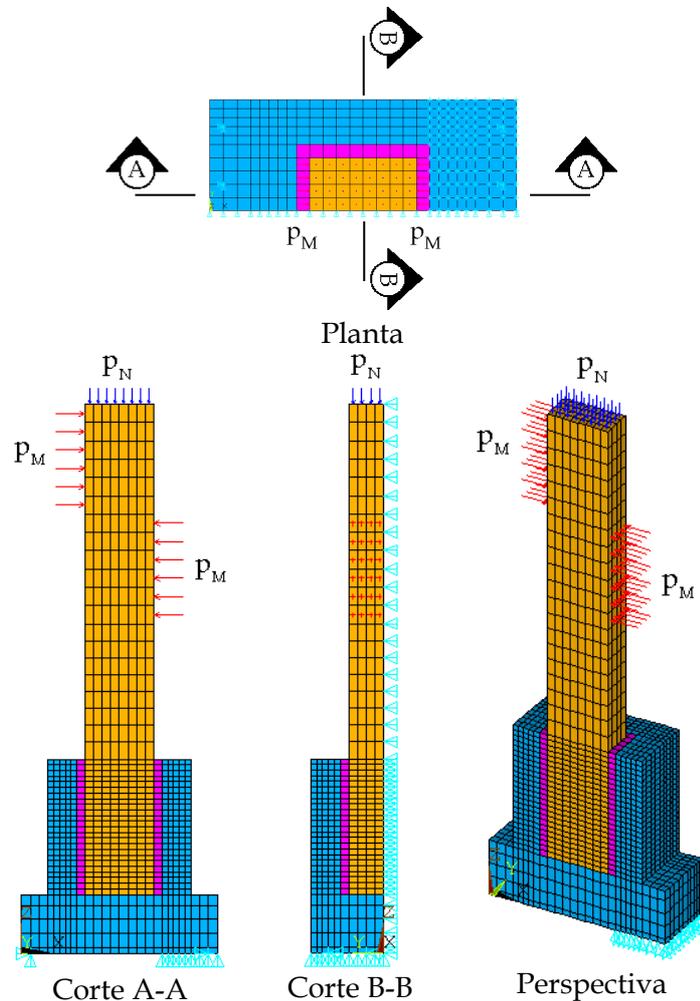


Figura 3.57 - Vistas da discretização do Cálice de Fundação

Além das hipóteses consideradas na Simulação Numérica 1, outras foram aqui consideradas para melhorar a convergência do modelo:

- Nos elementos (*Solid65* e *Link8*) próximos às restrições de apoio e da cabeça do

- pilar, considerou-se comportamento elástico-linear;
- Como as armaduras do pilar e os chumbadores foram superdimensionados com o objetivo de se observar a ruptura no colarinho, a não-linearidade física desses elementos foi eliminada;
  - Devido as armaduras do colarinho apresentarem as maiores deformações determinando assim a ruptura do modelo, além de serem o objeto de estudo, a não-linearidade desses elementos não foi descartada.

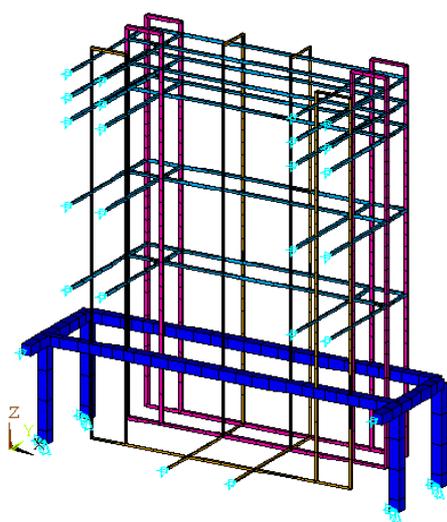


Figura 3.58 - Armadura principal e chumbadores do cálice discretizados com o elemento *Link8*

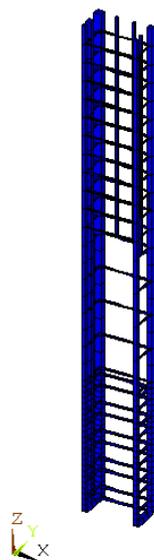


Figura 3.59 - Armadura do pilar discretizada com o elemento *Link8*

Para a simplificação da análise dos resultados, consideraram-se hipoteticamente as armaduras do tirante e de costura situadas na linha média das paredes do colarinho, ou seja, as deformações foram tomadas em valores médios para cada posição. Como a ligação foi considerada monolítica, as deformações máximas de tração dessas armaduras se referem à ligação colarinho-base da fundação no lado tracionado. Portanto, os pontos de deformação analisados são destacados na Figura 3.60.

Em se tratando de simulações preliminares, algumas simplificações foram adotadas para acelerar o tempo de processamento e melhorar a convergência, como o aumento da tolerância padrão do critério de convergência de força do ANSYS 5.5 para 1%. Para diminuir o tamanho dos arquivos do pós-processador gerados pelo programa, os passos de carregamento foram gravados de 2 em 2. Os parâmetros iniciais dos materiais desses modelos estão apresentados na Tabela 3.8. Como o estado de tensão hidrostático do problema é nulo, a superfície de ruptura do "Concrete" foi definida através da especificação da resistência à tração ( $f_{ct}$ ) e compressão ( $f_c$ ), não sendo avaliada, por conseguinte, a influência das outras constantes do "Concrete".

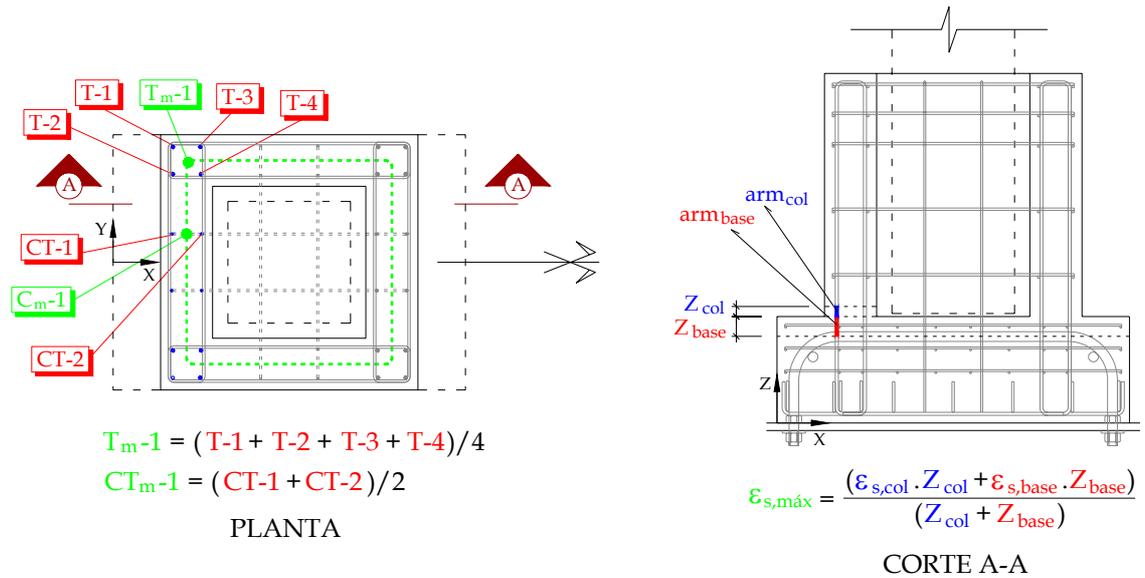


Figura 3.60 – Pontos de deformação considerados para a análise dos resultados

Tabela 3.8 – Parâmetros iniciais dos materiais dos Modelos IL1-NLF1 a IL1-NLF4

Concreto							Aço			
$E_c^*$	$\beta_t$	$\beta_c$	$f_{ct}^*$	$f_t^*$	$f_{cb}$	$f_1$	$f_2$	$E_s^*$	$f_y^*$	$E_{sp}$
	0,7	0,95			$1,2 \cdot f_c$	$1,45 \cdot f_c$	$1,725 \cdot f_c$			0

\*dados na Tabela 3.7

Em virtude da falta de resultados experimentais nessa fase, foram escolhidos os parâmetros que forneceram uma maior convergência e uma maior solicitação das armaduras verticais do cálice, já que em uma ligação monolítica sob flexo-compressão, quando não ocorre a ruptura do pilar, essas armaduras atingem o escoamento ou a plastificação.

Com o objetivo de otimizar o tempo de processamento e melhorar a convergência, foram processados quatro modelos com diferentes opções de algoritmos implícitos de solução, conforme indicados na Tabela 3.9. No algoritmo de Newton-Raphson completo, a matriz de rigidez é atualizada a cada iteração, apresentando, portanto, menos iterações para convergir ao resultado. Já no algoritmo de Newton-Raphson modificado, a matriz de rigidez tangente é atualizada a cada passo de carregamento, mas a convergência ao resultado necessita de mais iterações. Com o algoritmo da rigidez inicial, o programa utiliza a matriz de rigidez inicial em toda iteração de equilíbrio até o final do processamento e, embora possa atingir um carregamento superior ao do algoritmo de Newton-Raphson completo, são necessárias mais iterações para a convergência ao resultado. Com a opção padrão, o programa escolhe o algoritmo mais adequado de acordo com os tipos de não-linearidades presentes no modelo.

Tabela 3.9 – Parâmetros dos materiais dos Modelos IL1-NLF1 a IL1-NLF5

Modelo	Algoritmo implícito de solução
IL1-NLF1	Newton-Raphson completo
IL1-NLF2	Newton-Raphson modificado
IL1-NLF3	Rigidez inicial
IL1-NLF4	Escolhido pelo programa

Segundo as Figuras 3.61 e 3.62, as respostas numéricas das armaduras do tirante e de costura no lado tracionado foram muito próximas entre os Modelos IL1-NLF1 a IL1-NLF4. Contudo, a opção padrão, em que o programa escolhe o algoritmo implícito, foi a que proporcionou a maior força de ruptura numérica correspondente ao último passo de convergência e, portanto, será utilizada nas próximas simulações.

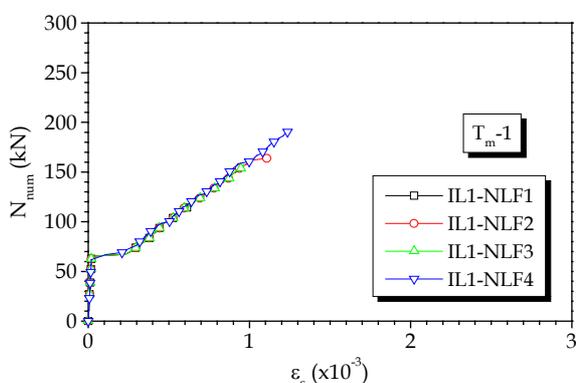


Figura 3.61 - Curva força normal excêntrica aplicada *versus* deformação máxima na armadura do tirante para modelos processados com diferentes algoritmos implícitos

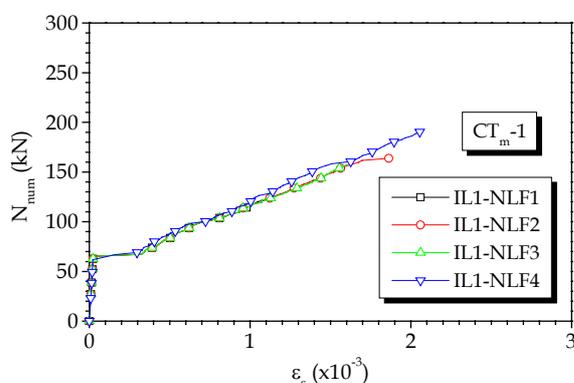


Figura 3.62 - Curva força normal excêntrica aplicada *versus* deformação máxima na armadura de costura para modelos processados com diferentes algoritmos implícitos

Para facilitar a convergência e analisar a diferença de comportamento em função da adoção de comportamento elástico-linear em alguns elementos, foram analisados 4 modelos, conforme indicam a Tabela 3.10 e a Figura 3.63. Percebe-se que, apesar das diferentes condições de não-linearidade física no concreto, a diferença da configuração final de fissuras na região da ligação foi praticamente desprezível.

As curvas força normal excêntrica aplicada *versus* deformação máxima na armadura do tirante e na armadura de costura apresentadas, respectivamente, nas Figuras 3.64 e 3.65 foram praticamente coincidentes para todos os modelos, o que indica que a adoção de linearidade em determinadas regiões não interfere na resposta numérica dos modelos. A força de ruptura numérica, todavia, foi maior no Modelo IL1-NLF7, sendo, portanto, o seu padrão de linearidade/não-linearidade nos elementos adotado para os próximos modelos.

Tabela 3.10 – Adoção de comportamento elástico-linear em determinados elementos

Elementos com comportamento elástico-linear	Modelo			
	IL1-NLF4	IL1-NLF5	IL1-NLF6	IL1-NLF7
Armadura do pilar e chumbadores	X	X	X	X
Cabeça do pilar	X	X	X	X
Interligados às restrições de apoio	X	X	X	X
6 camadas de elementos de concreto do pilar	-	X	-	X
2 camadas inferiores de elementos de concreto da base da fundação	-	-	X	X

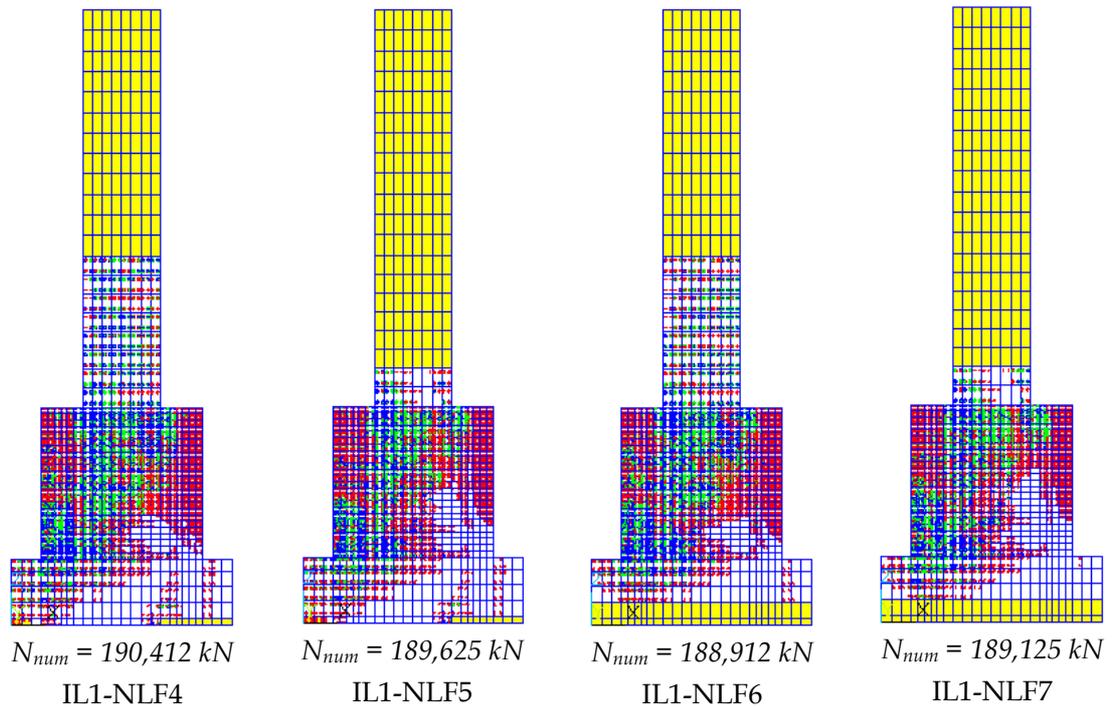


Figura 3.63 – Vista frontal da fissuração em passos de carregamento aproximadamente equivalentes para modelos com diferentes condições de NLF

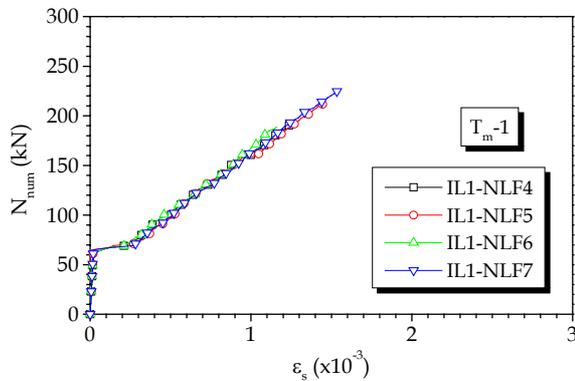


Figura 3.64 - Curva força normal excêntrica aplicada *versus* deformação máxima na armadura do tirante para modelos com diferentes condições de NLF

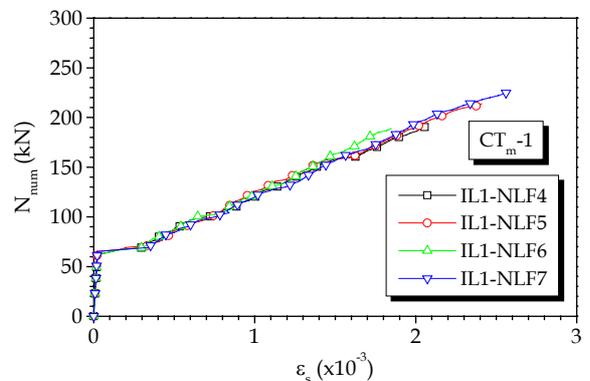


Figura 3.65 - Curva força normal excêntrica aplicada *versus* deformação máxima na armadura de costura para modelos com diferentes condições de NLF

É importante destacar que o patamar das curvas força normal excêntrica aplicada *versus* deformação máxima nas armaduras do tirante e de costura é relativo à ocorrência de fissuração na região inferior da parede transversal no lado tracionado, como mostra a Figura 3.66. Como o modelo “Concrete” do ANSYS 5.5 não considera a contribuição entre fissuras do concreto tracionado (“*tension stiffening*”), ocorre esse salto de tensão a partir da fissuração.

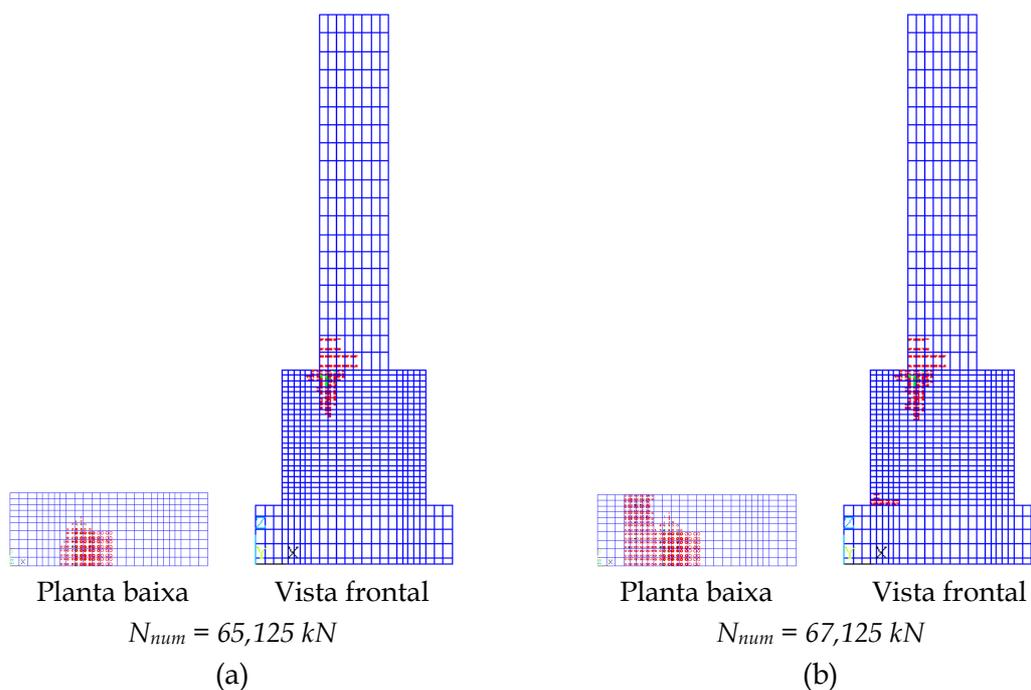


Figura 3.66 – Alteração do estado de fissuração na região inferior da parede transversal no lado tracionado do Modelo IL1-NLF7: (a) sem fissuração; (b) com fissuração

Conforme FERNANDES & EL DEBS (2002a), o módulo de elasticidade inicial do concreto exerce uma grande influência no comportamento das armaduras dos consolos e na força última de convergência. Embora a solicitação predominante do cálice de fundação não seja o cisalhamento, onde segundo KANEKO *et al.* (1993) deve-se utilizar metade do módulo tangente inicial para prever melhor o comportamento da estrutura até a ruptura e, em virtude das aplicações numéricas apresentadas em FERNANDES & EL DEBS (2002a), foram realizados alguns processamentos variando-se esse módulo conforme a Tabela 3.11. Ressalta-se que a opção de se considerar a curva tensão-deformação do concreto isoladamente ou juntamente com o modelo “Concrete” foi descartada, devido os níveis de convergência atingida terem sido muito baixos.

De acordo com as Figuras 3.67 e 3.68, as curvas com o módulo variando de  $E_c$  até  $0,5E_c$  ficaram razoavelmente próximas. Contudo, com o módulo  $0,5E_c$  ocorreram deformações plásticas também no tirante, enquanto para os módulos  $E_c$ ,  $0,85E_c$  e  $0,75E_c$  a plasticidade foi observada apenas na armadura de costura.

Tabela 3.11 – Variação do módulo de elasticidade do concreto

Modelo	$E_c$
IL1-NLF7	$E_c^*$
IL1-NLF8	$0,85E_c^{**}$
IL1-NLF9	$0,75E_c$
IL1-NLF10	$0,5E_c$

\*= $5600f_{ck}^{1/2}$  (conforme NBR-6118/03)

\*\*módulo de elasticidade secante  $E_{cs}$

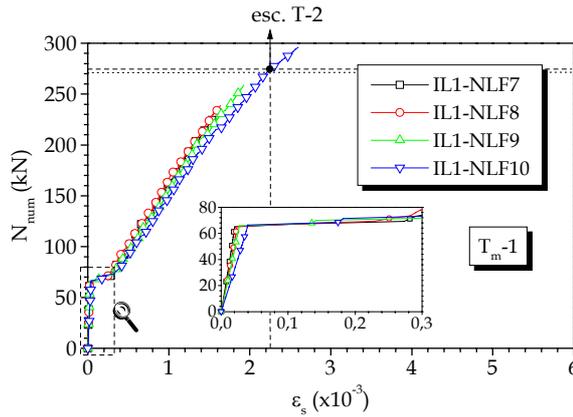


Figura 3.67 - Curva força normal excêntrica aplicada *versus* deformação máxima na armadura do tirante para modelos com diferentes módulos de elasticidade do concreto

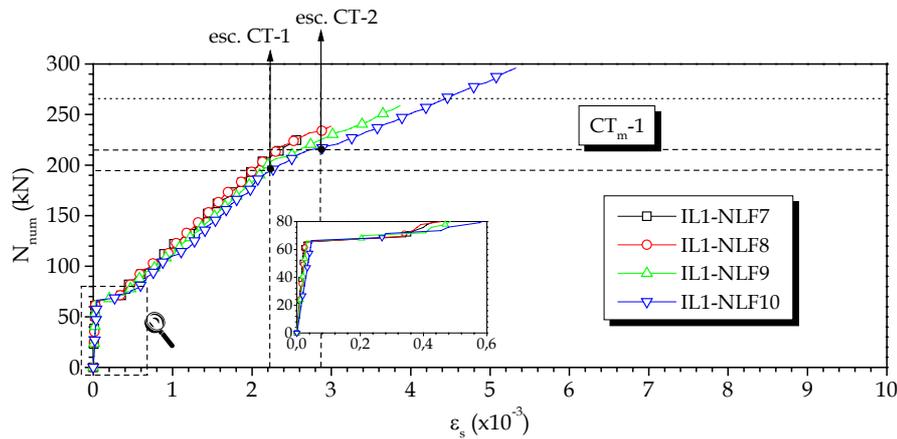


Figura 3.68 - Curva força normal excêntrica aplicada *versus* deformação máxima na armadura de costura para modelos com diferentes módulos de elasticidade do concreto

Com a vista ampliada das Figuras 3.67 e 3.68, observa-se que a carga de fissuração na região inferior da parede transversal tracionada não foi alterada em função da variação de  $E_c$ , e o trecho elástico das curvas da armadura do Modelo IL1-NLF10 foi um pouco mais rígido que o dos outros protótipos, embora isso, para o nível

relativamente pequeno de deformações, não interfira significativamente no resultado global do modelo. A linha tracejada da Figura 3.67 se refere ao início do escoamento da armadura do tirante na posição T-2, a qual é destacada na Figura 3.60. Já a primeira linha tracejada da Figura 3.68 é relativa ao início da plasticidade na armadura de costura na posição CT-1 e a segunda linha na posição CT-2, ambas apresentadas na Figura 3.60. Ocorre que o escoamento se inicia na armadura de costura na posição CT-1, sendo em seguida na posição CT-2 e por último na armadura do tirante na posição T-2. Como o módulo  $0,5E_c$  forneceu melhores resultados no que diz respeito à convergência, permitindo assim o escoamento em uma das barras do tirante, esse valor foi utilizado nas próximas modelagens.

Foram analisados oito pares dos parâmetros  $\beta_t$  de transferência de cisalhamento para fissura aberta e  $\beta_c$  no caso de fissura fechada, com valores indicados na Tabela 3.12.

Tabela 3.12 - Variação dos parâmetros  $\beta_t$  e  $\beta_c$

Modelo	$\beta_t$	$\beta_c$
IL1-NLF10	0,7	0,95
IL1-NLF11	0,8	0,95
IL1-NLF12	0,9	0,95
IL1-NLF13	0,5	0,7
IL1-NLF14	0,3	0,5
IL1-NLF15	0,05	0,3
IL1-NLF16	0,05	0,2
IL1-NLF17	0,05	0,1

Conforme as Figuras 3.69 e 3.71, no geral com a diminuição dos parâmetros  $\beta_t$  e  $\beta_c$ , houve um decréscimo na força última de convergência e uma maior deformabilidade das armaduras do tirante e de costura, pois valores próximos da unidade representam uma fissura rugosa e valores próximos de zero uma fissura lisa. Já com relação à carga de fissuração na região inferior da parede transversal tracionada não ocorreram mudanças significativas. Apesar do Modelo IL1-NLF12 ter apresentado um número de iterações maior que o dos Modelos IL1-NLF10, IL1-NLF11, IL1-NLF13 e IL1-NLF14 como ilustra a Figura 3.70, implicando em um gasto computacional um pouco maior, sua força última de convergência foi superior a de todos os outros modelos analisados, permitindo assim o escoamento de mais uma das barras do tirante na posição T-1. Por essa razão, serão utilizados nas próximas simulações os valores de  $\beta_t$  igual a 0,9 e  $\beta_c$  igual a 0,95 que representam o surgimento de fissuras rugosas no modelo, embora esses valores possam ser alterados em função de uma melhor calibração dos resultados numéricos com os experimentais.

Devido a resistência à tração do concreto ser um parâmetro muito variável, inclusive sua medida experimental, foram feitas simulações com a variação desse valor

entre 6 e 15% em relação à resistência à compressão. Os parâmetros desses modelos são apresentados na Tabela 3.13.

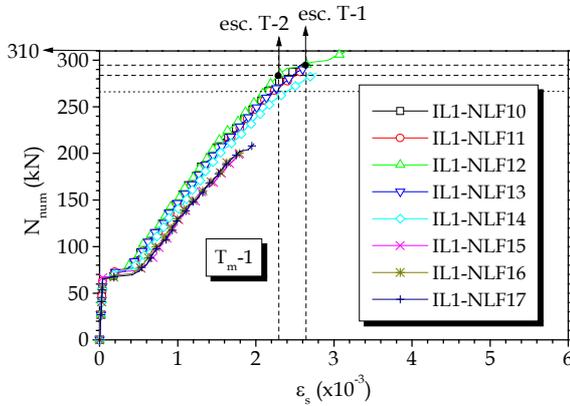


Figura 3.69 - Curva força normal excêntrica aplicada versus deformação máxima na armadura do tirante em função da variação dos parâmetros  $\beta_t$  e  $\beta_c$

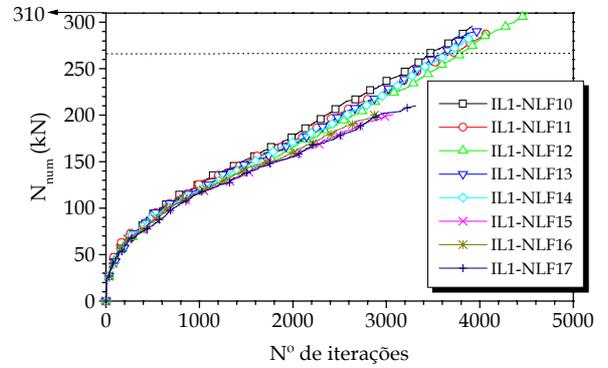


Figura 3.70 - Força normal de convergência versus número de iterações acumuladas para modelos com diferentes  $\beta_t$  e  $\beta_c$

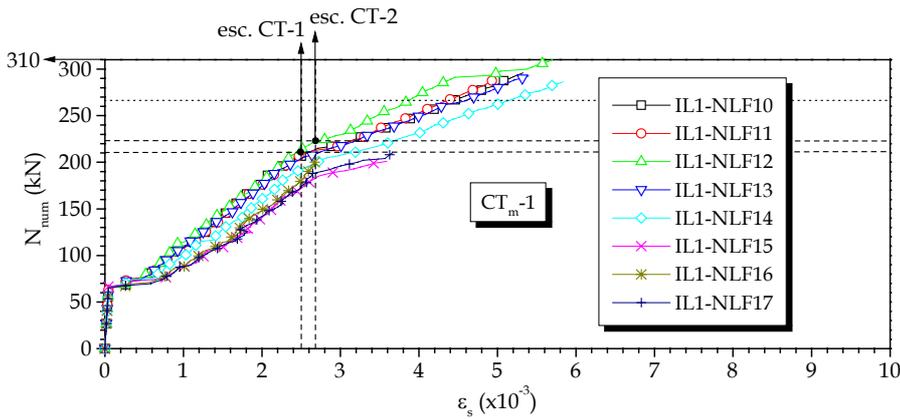


Figura 3.71 - Curva força normal excêntrica aplicada versus deformação máxima na armadura de costura em função da variação dos parâmetros  $\beta_t$  e  $\beta_c$

Tabela 3.13 - Variação da resistência à tração do concreto

Modelo	$f_{ct}$
IL1-NLF12	$0,3f_c^{2/3}$ *
IL1-NLF18	$6\%f_c$
IL1-NLF19	$8\%f_c$
IL1-NLF20	$10\%f_c$
IL1-NLF21	$12\%f_c$
IL1-NLF22	$15\%f_c$

\*conforme NBR-6118/03 (2003)

Conforme as Figuras 3.72 e 3.73, a resistência à tração do concreto teve uma influência significativa no comportamento das armaduras, onde se pode observar um

aumento da plasticidade nas armaduras e uma redução na carga de fissuração na região inferior da parede transversal tracionada com a diminuição de  $f_{ct}$ . Com relação à força última de convergência, não houve uma correlação direta, onde o seu valor variou entre 288 kN e 310 kN com média de 295 kN para os diferentes valores de  $f_{ct}$  adotados. Acreditava-se, antes da realização dos ensaios, que a resistência última experimental estivesse em torno desse valor numérico médio. Esse valor foi comprovado com os ensaios, onde no Capítulo 5, poder-se-á perceber a proximidade dessa força última de convergência com a resistência dos modelos físicos com interface rugosa, os quais apresentaram comportamento próximo de uma ligação monolítica.

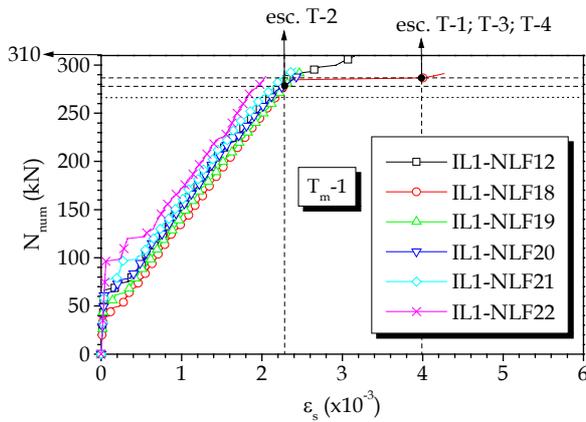


Figura 3.72 – Curva força normal excêntrica aplicada *versus* deformação máxima na armadura do tirante em função da variação da resistência à tração do concreto

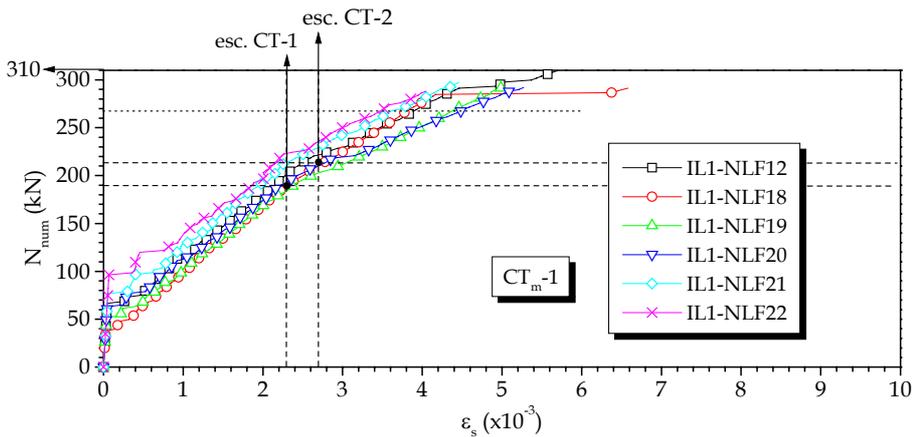


Figura 3.73 – Curva força normal excêntrica aplicada *versus* deformação máxima na armadura de costura em função da variação da resistência à tração do concreto

Vale salientar que a relação de 6% entre as resistências à tração e à compressão é razoável com resultados experimentais, além de ainda permitir o escoamento de todas as barras de costura e do tirante na parede transversal tracionada, como mostram as

Figuras 3.72 e 3.73. Com relação aos outros valores de  $f_{ctr}$ , apenas uma ou nenhuma das armaduras do tirante não plastificaram. Por essa razão, nas próximas simulações será adotada a resistência à tração do concreto como 6% da sua resistência à compressão.

Como é previsto o escoamento das armaduras, convém observar as diferenças de comportamento e a melhoria de convergência do protótipo em função da variação do trecho de encruamento positivo da curva tensão-deformação das armaduras, já que alguns aços para concreto armado apresentam um ganho relativamente pequeno de tensão após atingirem a tensão de escoamento. Com o intuito de comparar o comportamento com o Modelo IL1-NLF18, no qual foi verificada a plastificação nas armaduras de costura e do tirante, considerou-se 5 variações do módulo plástico  $E_{sp}$  em relação ao módulo de elasticidade  $E_s$  conforme a Tabela 3.14.

Nas Figuras 3.74 e 3.76, observa-se que as curvas força normal excêntrica aplicada *versus* deformação das armaduras do tirante e de costura, respectivamente, foram praticamente coincidentes para os diferentes módulos plásticos da armadura adotados. Contudo, apesar da força última de convergência e o número de iterações acumuladas não terem variado significativamente (Figura 3.75), o módulo  $E_{sp} = 21 \text{ MPa}$  foi o que proporcionou um maior desenvolvimento de deformações plásticas no tirante, sendo portanto adotado para as próximas simulações.

Tabela 3.14 - Variação do módulo plástico  $E_{sp}$

Modelo	$E_s$ (MPa)	$E_{sp}$ (MPa)	$(E_{sp}/E_s) \times 100$
IL1-NLF18	210 000	0	0
IL1-NLF23		1,05	0,0005
IL1-NLF24		2,1	0,001
IL1-NLF25		21	0,01
IL1-NLF26		210	0,1
IL1-NLF27		2 100	1

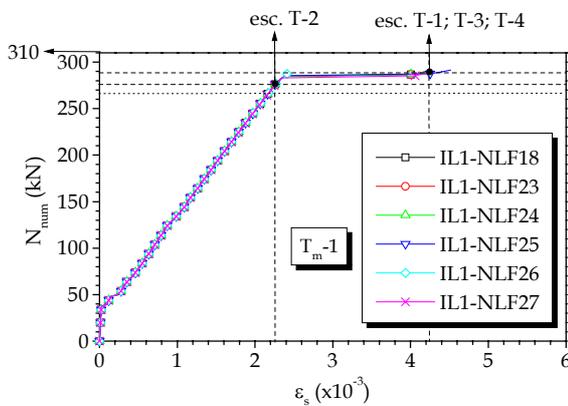


Figura 3.74 - Curva força normal excêntrica aplicada *versus* deformação máxima na armadura do tirante em função da variação de  $E_{sp}$

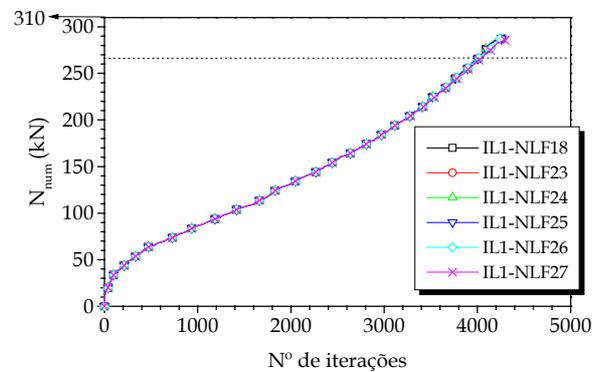


Figura 3.75 - Força normal de convergência *versus* número de iterações acumuladas em função da variação de  $E_{sp}$

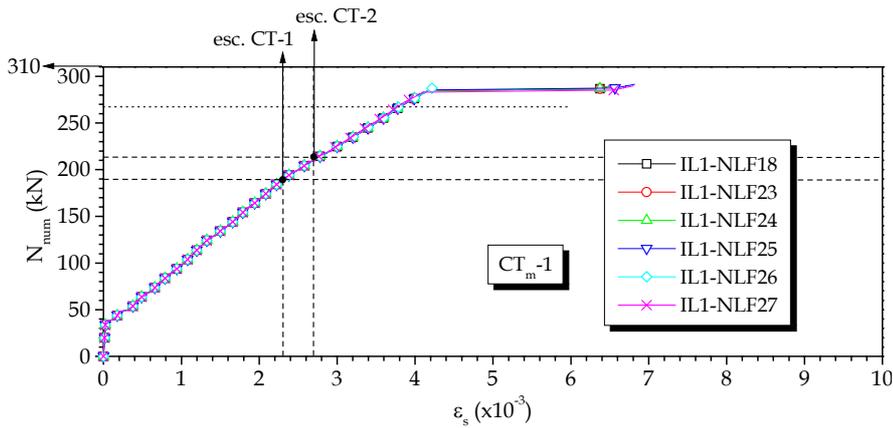


Figura 3.76 - Curva força normal excêntrica aplicada *versus* deformação máxima na armadura de costura em função da variação de  $E_{sp}$

Por último, com o objetivo de comparar o comportamento das armaduras com o Modelo IL1-NLF25 adotando-se diferentes restrições de apoio, foram processados mais três modelos, segundo indicam Tabela 3.15 e a Figura 3.77. O objetivo da simulação do Modelo IL1-NLF30 foi avaliar uma eventual pré-tração resultante do aperto do parafuso do chumbador de fixação do cálice. A deformação inicial do chumbador considerada foi equivalente a 70% de sua deformação de escoamento.

Tabela 3.15 - Tipos de restrições nodais

Restrições nodais	Modelo			
	IL1-NLF25	IL1-NLF28	IL1-NLF29	IL1-NLF30
Nós inferiores dos chumbadores (direções X, Y e Z)	X	X	X	X
Nós inferiores da aba da fundação (direção Z)	X	X	-	X
Nós inferiores do colarinho (direção Z)	X	-	-	X
Pré-tração nos nós inferiores dos chumbadores (direção Z)	-	-	-	X

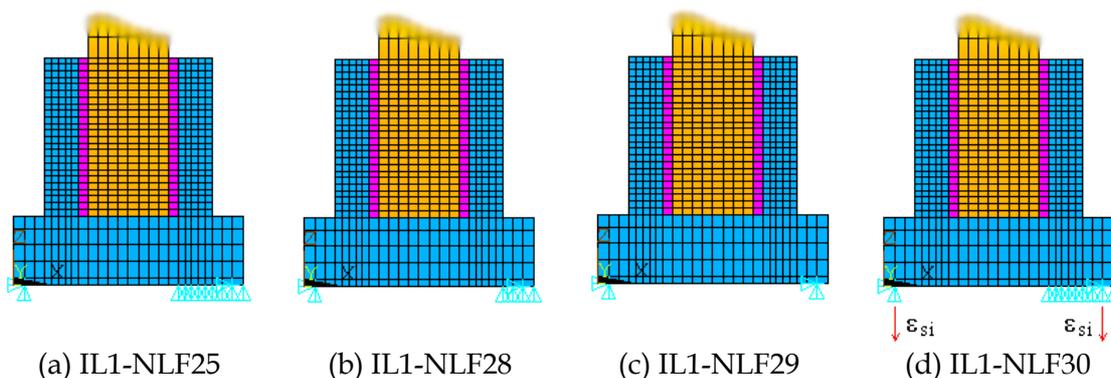


Figura 3.77 - Modelos com diferentes restrições nodais

Observa-se pelas Figuras 3.78 e 3.79 que entre os Modelos IL1-NLF25, IL1-NLF28 e IL1-NLF30 não ocorreram diferenças expressivas, apesar de que o Modelo IL1-NLF28 apresentou uma maior plastificação das armaduras. A curva da armadura de costura do Modelo IL1-NLF29 ficou um pouco mais distante da dos outros modelos (Figura 3.79), além do que parece razoável considerar que pelo menos uma parte da base da fundação no lado comprimido está apoiada. A pré-tração nos chumbadores não interferiu no comportamento das armaduras, apenas diminuiu a força última de convergência. Por essas razões, adotar as condições de apoio do Modelo IL1-NLF28 é a opção mais adequada.

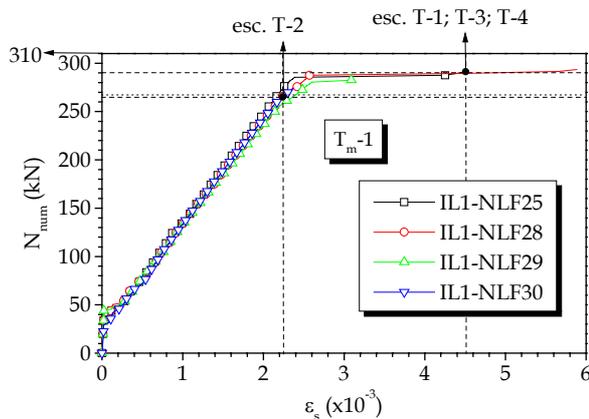


Figura 3.78 – Curva força normal excêntrica aplicada *versus* deformação máxima na armadura do tirante para diferentes restrições nodais

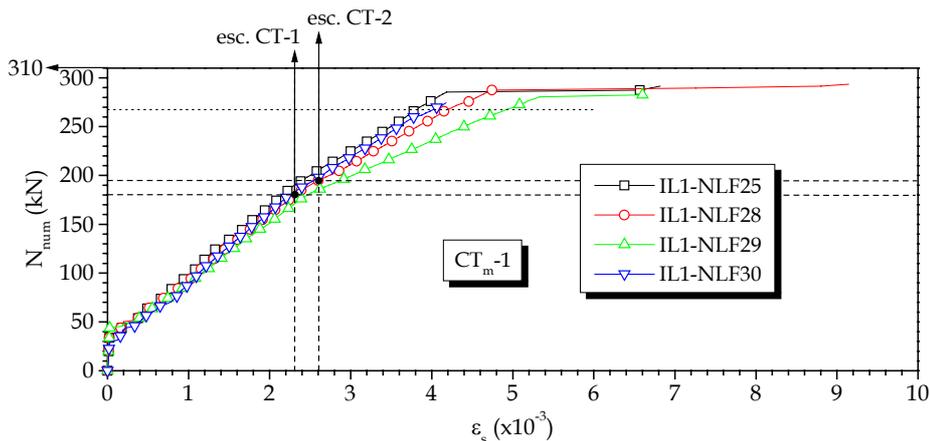


Figura 3.79 – Curva força normal excêntrica aplicada *versus* deformação máxima na armadura de costura para diferentes restrições nodais

Com os resultados dessas simulações numéricas, podem ser alinhavadas as conclusões a seguir.

Para os diferentes algoritmos implícitos de solução, a opção padrão em que o

programa ANSYS 5.5 escolhe o algoritmo em função dos tipos de não-linearidades presentes no modelo é a mais adequada, pois forneceu a maior força última de convergência.

A adoção de comportamento elástico linear nos elementos de concreto de parte do pilar e nas camadas inferiores da base da fundação melhorou significativamente a convergência do modelo, sem alterar a resposta das armaduras do tirante e de costura.

O módulo de elasticidade do concreto equivalente a 50% do valor tangente inicial ( $0,5E_c$ ) foi escolhido para esse modelo em função de fornecer uma maior força última de convergência e permitir a plastificação de uma das barras do tirante, o que não foi observado com os outros módulos adotados.

Com o decréscimo dos parâmetros  $\beta_t$  e  $\beta_c$ , a força última de convergência diminuiu e as armaduras do tirante e de costura apresentaram uma maior deformabilidade. Os valores de  $\beta_t = 0,9$  e  $\beta_c = 0,95$  foram os mais adequados em virtude da maior força última de convergência além de possibilitarem a plastificação de duas barras do tirante.

Devido a resistência à tração do concreto equivalente a 6% de sua resistência à compressão ter possibilitado o escoamento de todas as barras do tirante e de costura no lado tracionado da ligação, além de ser um valor compatível com os resultados experimentais, ele foi adotado para as simulações numéricas seguintes.

Não se obteve uma relação direta entre a variação do módulo plástico da armadura  $E_{sp}$  com a força última de convergência e as respostas das armaduras foram praticamente coincidentes. Todavia, com o módulo  $E_{sp} = 21 \text{ MPa}$ , o tirante apresentou maiores deformações plásticas.

Para as diferentes condições de apoio adotadas, não houve mudanças significativas no comportamento das armaduras do tirante e de costura, porém considerar apenas as restrições nodais dos chumbadores e dos nós inferiores da aba comprimida da fundação possibilitou uma maior plastificação dessas armaduras.

Todos esses parâmetros foram escolhidos de acordo com a maior força última de convergência e de forma a definir a ruptura total da ligação colarinho/base da fundação com a plastificação de todas as armaduras verticais no lado tracionado, já que quando ocorre a transferência total dos esforços como em uma ligação monolítica, essas armaduras são totalmente solicitadas.

Após a realização do ensaio no Modelo físico IL1, verificou-se que, embora a resistência tenha se aproximado da de uma ligação monolítica, houve a constatação de uma fissura entre a junta com os elementos pilar e colarinho no lado tracionado e nem todas as armaduras de costura longitudinais atingiram o escoamento. Para uma simulação mais realista do problema, deve-se considerar elementos de contato nas interfaces da junta com o colarinho e com o pilar. O modelo de contato que se adequaria neste caso deve conter a adesão e o atrito entre as interfaces, sendo que a

primeira parcela da aderência não foi verificada na Simulação Numérica 1.

Esse tipo de modelagem em que se considera a hipótese de aderência perfeita entre os três “concretos” é mais adequada para os modelos com interface rugosa, que devido ao travamento das interfaces ocasionado pelas chaves de cisalhamento, o comportamento dessas ligações se torna bastante semelhante ao de uma ligação monolítica.

No Capítulo 5, são apresentadas as simulações numéricas dos modelos ensaiados e as comparações com os resultados experimentais.



**CAPÍTULO 4****INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL**

---

**4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

A primeira questão com relação à investigação experimental foi qual escala seria utilizada. Entretanto, devido à disponibilidade de equipamentos de grande porte no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, foi possível fazer os modelos na escala 1:1.

Antes da confecção das fôrmas, foi necessário o planejamento do esquema de ensaio, ou seja, dos dispositivos metálicos e de sua disposição juntamente com o modelo e o atuador servo-hidráulico para montagem do ensaio. Essa fase de projeto foi de primordial importância, uma vez que o sistema de ensaio auto-equilibrado constituiu num circuito fechado de peças e que o erro de projeto de um único dispositivo poderia prejudicar toda a montagem do ensaio.

Na Figura 4.1, é apresentado o modelo juntamente com as peças metálicas que formam o esquema de ensaio. O modelo foi fixado por chumbadores ao dispositivo de transição, sendo este acoplado na base metálica de reação. Na cabeça do pilar, foi conectada uma viga metálica para aplicação da força normal excêntrica. Entre a viga e o atuador servo-hidráulico, foram parafusadas duas rótulas para permitir o movimento vertical e horizontal dessa viga. O carregamento foi aplicado pelo atuador, o qual foi fixado por um dispositivo na base metálica de reação, com o deslocamento do pistão para baixo, ou seja, tracionando o conjunto de rótulas e viga metálica.

Após o fechamento do projeto desses dispositivos metálicos, o qual interagiu com algumas dimensões do modelo e com a altura limite de içamento da ponte rolante do Laboratório de Estruturas, foi feito o projeto das fôrmas.

Com relação às armaduras, a principal dificuldade foi em visualizar no detalhamento a viabilidade de armação e concretagem, principalmente nos pontos críticos com congestionamento de armaduras secundárias. A partir daí, foram

definidos diâmetros, forma e ordem de montagem dessas armaduras, a fim de facilitar a confecção dos modelos.

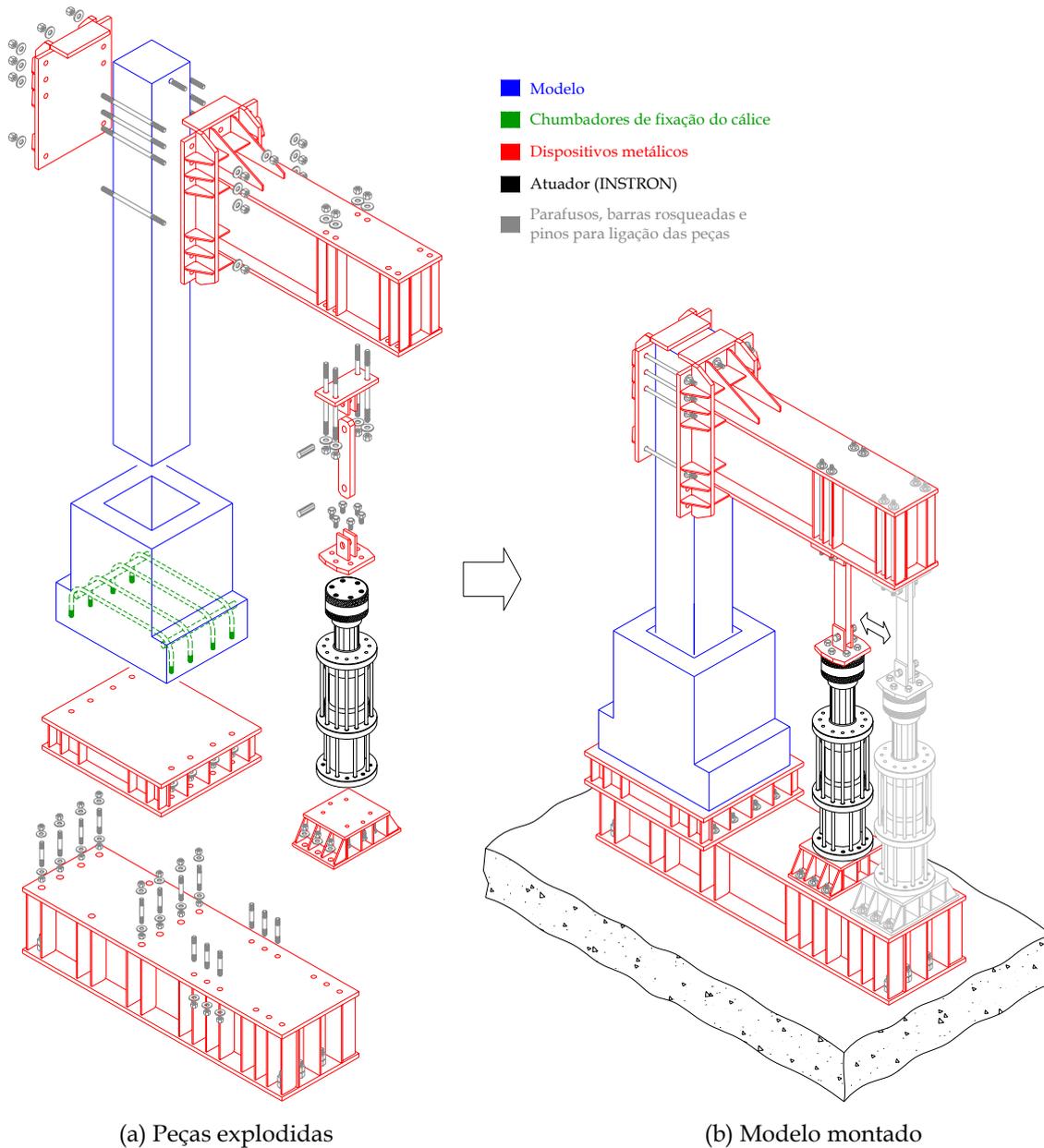


Figura 4.1 – Esquema de ensaio dos modelos físicos

## 4.2. DELINEAMENTO DAS VARIÁVEIS E MODELOS INVESTIGADOS EXPERIMENTALMENTE

Objetivando-se realizar um programa experimental mais reduzido por causa da grande quantidade de trabalhos experimentais do Laboratório de Estruturas e devido à ordem de grandeza das dimensões (escala 1:1), foram ensaiados 6 modelos sob flexão normal composta com grande excentricidade, onde quatro tinham interface pilar-

colarinho lisa e dois, interface rugosa.

Os modelos construídos na escala 1:1 tiveram sua geometria definida a partir de um pilar de seção quadrada  $40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ , dimensão mínima praticamente usual em edifícios de concreto pré-moldado. Para a largura da parede do colarinho ( $h_c$ ) utilizou-se o valor mínimo da formulação de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) igual a um terço da distância interna entre as paredes do colarinho ( $h_{int} / 3$ ). Adotou-se para o comprimento de embutimento  $\ell_{emb}$  a recomendação da NBR-9062/85 (1985), igual a  $2.h$  para interface lisa ou  $1,6.h$  para interface rugosa, pois acredita-se que estes valores sejam suficientemente razoáveis para a transferência de esforços na ligação com interfaces lisas e rugosas, respectivamente. O dimensionamento das armaduras do colarinho obedeceu ao modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), juntamente com as recomendações da NBR-9062/85 (1985) para o dimensionamento de consolo curto.

Foi aplicada nos modelos uma força normal com grande excentricidade ( $e = 3.h$  ou  $4,6.h$  conforme o modelo) devido à necessidade do melhor entendimento do comportamento da região de transferência de esforços entre o pilar e o colarinho sob flexo-compressão com grande excentricidade. Com exceção do estudo de OSANAI *et al.* (1996) sobre a ligação sob força horizontal e inclinada com uma distância grande em relação ao topo do colarinho, as pesquisas existentes, que se tem conhecimento sobre essa ligação, focalizam apenas o seu comportamento sob carga centrada ou com pequena excentricidade.

A Figura 4.2 e a Tabela 4.1 apresentam, respectivamente, a nomenclatura e o resumo das dimensões dos modelos físicos ensaiados, constituintes das séries IL (Interface Lisa) e IR (Interface Rugosa). Na Figura 4.3, é ilustrado o detalhe das dimensões das chaves dos dois modelos com interface rugosa.

Os protótipos com interface rugosa tiveram suas dimensões e espaçamento das chaves de cisalhamento alterados: o primeiro com uma rugosidade mínima recomendada pela NBR-9062/85 ( $1\text{ cm}$  a cada  $10\text{ cm}$  de junta) conforme a configuração da Figura 4.3(a) e o outro com uma rugosidade maior ( $1\text{ cm}$  a cada  $4\text{ cm}$ ) segundo a configuração da Figura 4.3(b). A principal finalidade dessa alteração é de se avaliar se ocorre o funcionamento conjunto dos elementos adotando-se a rugosidade mínima recomendada pela literatura e se existe uma diferença de resistência em função da mudança da configuração dessa rugosidade.

O primeiro protótipo ensaiado foi o Modelo Piloto, com mesma armadura do cálice adotada nos modelos da Série IL. Conforme será apresentado no Capítulo 5, esse modelo rompeu por flexão no pilar e o cálice praticamente não foi solicitado.

Em situações normais, a ruptura deve ocorrer no pilar, tendo em vista que essa ligação apresenta uma capacidade bem maior que a oriunda dos modelos teóricos de cálculo. Portanto, para se observar a ruptura do colarinho, deve-se dimensionar o pilar para uma força de ruptura bem mais elevada e conformar que o comportamento do pilar não deixará de representar a realidade.

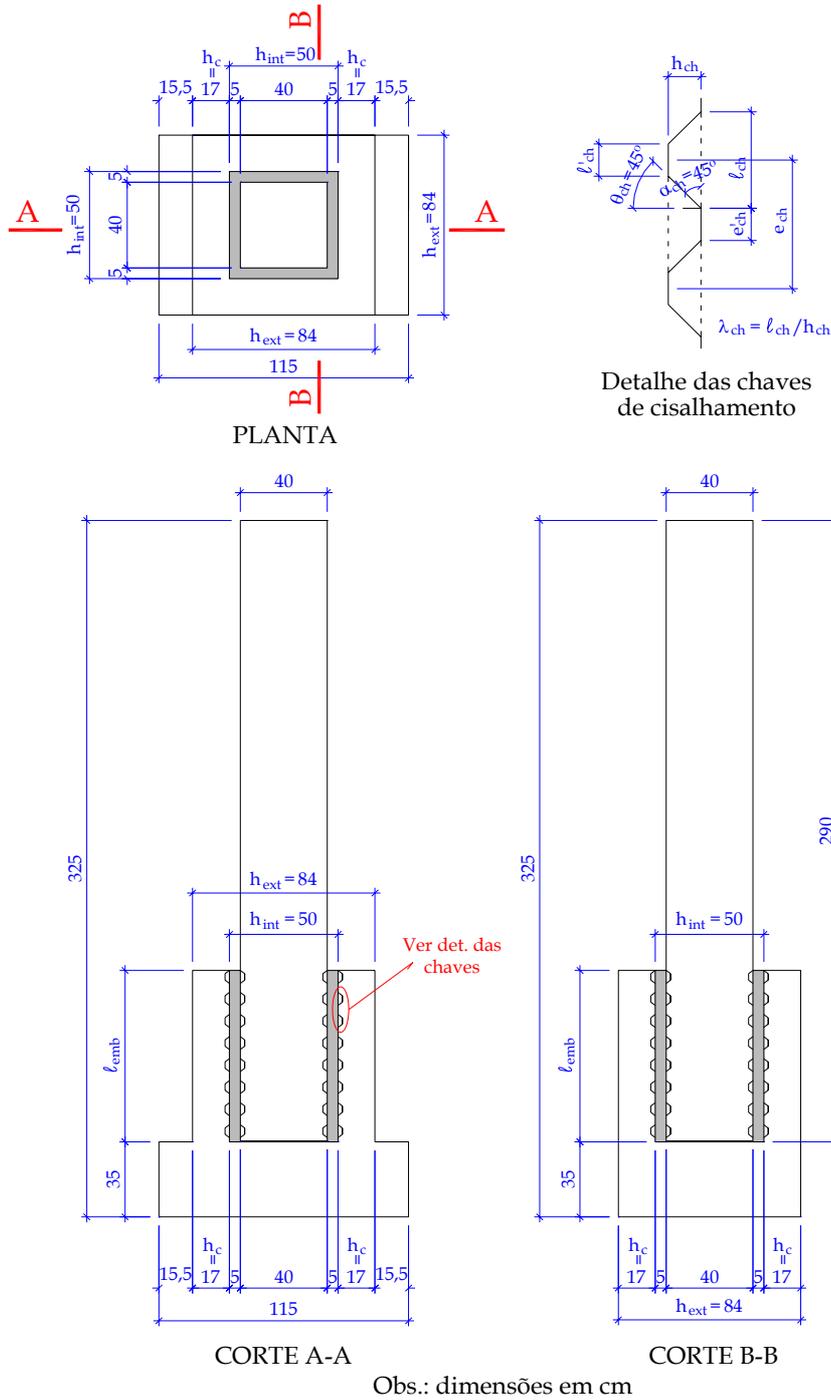


Figura 4.2 - Nomenclatura das dimensões adotada para os modelos físicos ensaiados

Tabela 4.1 - Resumo das características geométricas dos modelos físicos ensaiados

Série	Modelo	Interface	Condição da interface	$e$ (cm)	$l_{emb}$ (cm)	$h_c$ (cm)	$\alpha_{ch}$	$h_{ch}$ (cm)	$l_{ch}$ (cm)	$e'_{ch}$ (cm)
-	Piloto	Lisa	Aderente	120	80	17	-	-	-	-
IL	IL1	Lisa	Aderente	185						
	IL2	Lisa	Sem adesão e com atrito	120						
	IL3	Lisa	Sem adesão e com atrito	120						
IR	IR1	Rugosa	Sem adesão e com atrito	120/	64	17	45°	1	6	4
	IR2	Rugosa	Sem adesão e com atrito	185					3	1

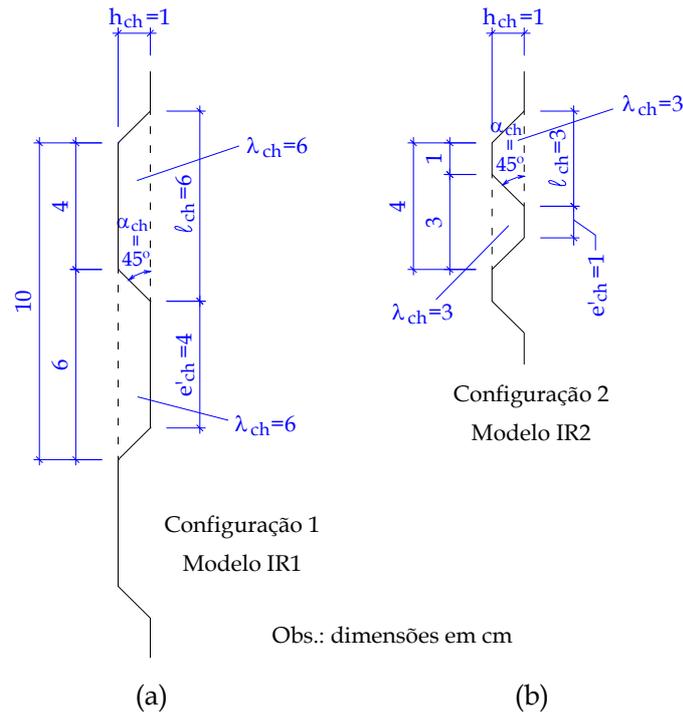


Figura 4.3 – Detalhe das dimensões das chaves dos Modelos: (a)IR1; (b)IR2

Inicialmente 4 modelos com interface lisa iriam ser ensaiados: dois variando-se a largura da parede do colarinho ( $h_{int}/3$  e  $h_{int}/4$ ), com o objetivo de se verificar o valor de  $h_c$  suficiente para transferir a carga para as paredes longitudinais sem ocasionar uma flexão significativa da parede transversal 1; em um seria considerada uma armadura do tirante ( $A_{s,tir}$ ) maior que a dos outros modelos, onde se pretendia avaliar outra forma de ruptura, pelo esmagamento da biela de compressão na parede longitudinal; e no último seria considerada uma armadura horizontal superior de flexão ( $A_{s,hft}$ ), no sentido de se observar diferenças na flexão da parede transversal 1.

Baseando-se nas observações experimentais do Modelo Piloto, a interface entre a junta e os elementos pilar e cálice é um dos principais parâmetros que governa o comportamento da ligação. Portanto, além de se redirecionar os esforços da pesquisa apenas para o colarinho, o estudo das variáveis dos modelos foi modificado ao longo da realização de cada ensaio. Resolveu-se, então, ensaiar 3 modelos com interface lisa com a mesma geometria e armadura, variando-se a condição de interface.

O Modelo IL1 foi feito com a concretagem normal da junta de forma a verificar se ocorria a transferência total do momento e força normal do pilar para o cálice. No Modelo IL2 retirou-se a adesão das interfaces com desmoldante, que seria uma situação mais adequada para projeto, já que não se garante um perfeito contato entre as interfaces, e além do que a retração desse concreto pode ocasionar um descolamento dos elementos. Além disso, para garantir a ruptura do cálice de fundação e devido à limitação da capacidade de carga do atuador da INSTRON, aumentou-se a excentricidade da força normal de  $1,20 m$  para  $1,85 m$  nos Modelos IL1 e IL2. Conhecida a capacidade experimental da Ligação IL2, o Modelo IL3 teve a excentricidade de carga

diminuída. Para os Modelos com interface rugosa IR1 e IR2 também foi retirada a adesão entre a superfície das chaves e dos elementos, de forma a comparar as diferenças de comportamento entre eles e com o Modelo IL3. Os pilares dos Modelos IL1, IL2, IL3, IR1 e IR2 também foram redimensionados para a nova situação.

O objetivo desse estudo das interfaces foi de se propor recomendações e um método de projeto da ligação mais racional, com a consideração da parcela do atrito, e a favor da segurança, retirando-se a adesão. O desenvolvimento desse modelo de cálculo é apresentado no Capítulo 5.

### 4.3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi dividido nas seguintes etapas:

- Caracterização dos materiais e estudo de dosagem do concreto da junta;
- Ensaio do Modelo Piloto;
- Ensaio dos modelos das Séries IL e IR

#### 4.3.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E ESTUDO DE DOSAGEM DO CONCRETO DA JUNTA

Para a moldagem do cálice e do pilar de todos os modelos foi utilizado concreto usinado em central da empresa *Concreband* de São Carlos. Já o concreto de preenchimento da junta, que era em menor quantidade, foi confeccionado no Laboratório de Estruturas da EESC-USP.

O valor de projeto da resistência à compressão dos três concretos foi definido em função de valores usuais da prática: para o cálice de fundação adotou-se resistência de 25 MPa; para o pilar resistência de 35 MPa; e para o concreto de preenchimento, resistência equivalente a do pilar.

Os traços fornecidos pela *Concreband* do concreto do cálice e do pilar dos modelos estão apresentados nas Tabelas 4.2 e 4.3, respectivamente.

Como adotou-se a largura mínima usual de 5 cm para a junta de preenchimento entre o pilar e o cálice, foi necessário o estudo de um traço para concreto com granulometria fina considerando um baixo consumo de cimento, com uma consistência razoável e que proporcionasse uma resistência equivalente à prevista para o pilar após a ruptura de corpos-de-prova de controle. A dosagem utilizada para o concreto da junta está indicada na Tabela 4.4. Para esse concreto utilizou-se Cimento Portland de alta resistência inicial CP V ARI Plus da marca Ciminas e o superplastificante foi o Glenium 51 da Degussa Admixtures, Inc.. As massas específicas do cimento, areia e pedrisco são, respectivamente, 3,10 g/cm<sup>3</sup>, 2,60 g/cm<sup>3</sup>, 3,01 g/cm<sup>3</sup>. Com a Figura 4.4, têm-se uma idéia da consistência da junta.

Tabela 4.2 – Proporção dos materiais do concreto do cálice dos modelos

Material	Consumo por m <sup>3</sup> de concreto
Cimento	240 kg
Areia fina	317 kg
Areia grossa	588 kg
Brita 1	1114 kg
Água	167 ℓ
Superplastificante	0,6 ℓ
Traço em massa	1:1,32:2,45:4,64:0,7;0,25%

Tabela 4.3 – Proporção dos materiais do concreto do pilar dos modelos

Material	Consumo por m <sup>3</sup> de concreto
Cimento	335 kg
Areia fina	282 kg
Areia grossa	524 kg
Brita 1	1114 kg
Água	176 ℓ
Superplastificante	0,84 ℓ
Traço em massa	1:0,84:1,56:3,33:0,53:0,25%

Tabela 4.4 – Proporção dos materiais do concreto da junta dos modelos

Material	Consumo por m <sup>3</sup> de concreto
Cimento	423 kg
Areia	761 kg
Pedrisco	1142 kg
Água	190 ℓ
Superplastificante	2,12 kg
Traço em massa	1 : 1,8 : 2,7 : 0,45 : 0,5%



Figura 4.4 – Consistência do concreto da junta

Na Tabela 4.5, são apresentados os valores do *slump* dos “concretos” do cálice, pilar e junta dos modelos das Séries IL e IR.

Tabela 4.5 – Valores do *slump* dos três “concretos”

Modelo	Cálice	Pilar	Junta
IL1	12,3	9,7	5,5
IL2			6,7
IL3			7,2
IR1	9,8	9,5	10,3
IR2			8,3

Obs.: valores em cm

As resistências médias à compressão ( $f_{cm}$ ), tração por compressão diametral ( $f_{ctm,sp}$ ) e o módulo de elasticidade longitudinal tangente ( $E_{cm}$ ) para esses concretos foram obtidas com ensaios de 3 corpos-de-prova cilíndricos 15 cm x 30 cm, e no caso da resistência média à tração por flexão ( $f_{ctm,f}$ ), utilizou-se 3 prismas 15 cm x 15 cm x 50 cm.

A caracterização das armaduras e chumbadores foi feita através do ensaio de dois corpos-de-prova sob tração até a ruptura, onde a partir dos quais foram retiradas a resistência média de escoamento ( $f_{ym}$ ) e a resistência média à tração ( $f_{stm}$ ).

Os resultados desses corpos-de-prova do concreto e do aço são apresentados no Capítulo 5.

### 4.3.2. MODELO PILOTO

Como o Modelo Piloto rompeu por flexão do pilar, serão apresentados apenas alguns resultados desse modelo no Capítulo 5, mostrando-se as diretrizes de dimensionamento, detalhamento, instrumentação e etapas de confecção e montagem somente para os Modelos das Séries IL e IR.

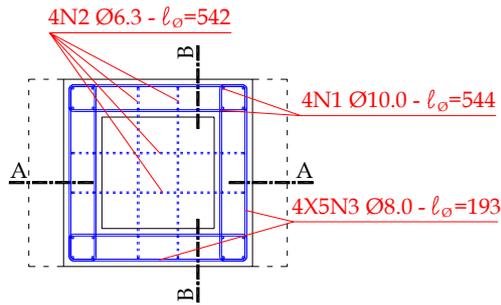
### 4.3.3. MODELOS IL1, IL2 E IL3

#### 4.3.3.1. DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO

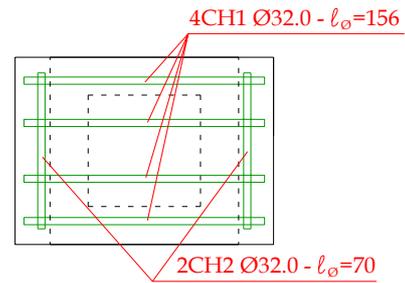
Como o modelo de cálculo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) é o mais difundido e aceito para essa ligação, o dimensionamento dos protótipos foi feito segundo esse modelo teórico e as recomendações da NBR-9062/85 e EL DEBS (2000). Entretanto, objetivando-se romper o protótipo, o dimensionamento foi feito de forma inversa. Primeiro adotou-se uma armadura do tirante. A partir desse valor, calculou-se as armaduras de costura, de distribuição, e com o processo inverso, a armadura superior para transmitir  $H_{sup}$ . Após o cálculo de todas as armaduras, foi feita a verificação da força normal excêntrica de forma que esta fosse inferior à capacidade máxima do atuador de  $500\text{ kN}$ , considerando-se a ligação como monolítica, ou seja, com a transferência total do momento e da força normal. Nas Figuras 4.5 e 4.6, são apresentados o posicionamento e o detalhamento dessas armaduras, respectivamente.

Uma observação deve ser feita com relação ao traspasse dos estribos horizontais do cálice, o qual foi considerado na sua extremidade e não na região central como se utiliza comumente, com a principal finalidade de se instrumentar nos pontos centrais dessas armaduras e próximo às suas extremidades. Essa diferença de traspasse está mais claramente ilustrada na Figura 4.7.

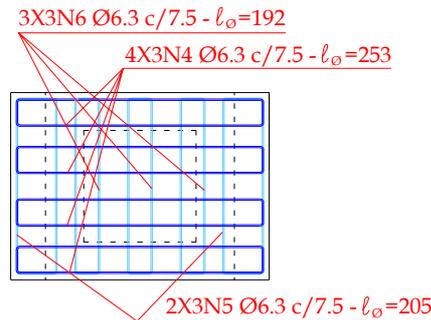
Já as armaduras longitudinais do pilar foram dimensionadas para a uma flexo-compressão considerando-se a capacidade máxima do atuador e a excentricidade de  $1,85\text{ m}$ . Como existia uma preocupação grande em garantir a ruptura do cálice e não se pretendia estudar o comportamento do pilar, os estribos do pilar na região de embutimento foram dimensionados para uma força cortante  $H_{sup}$  oriunda do máximo momento possível que equivale à capacidade máxima do atuador vezes a excentricidade da força normal. Para o reforço da ancoragem do pilar no trecho de embutimento, foram utilizadas barras soldadas nas extremidades das armaduras longitudinais do pilar. Na parte superior (cabeça) do pilar, foi colocada uma armadura complementar constituída de uma armadura transversal mais densa e uma armadura em forma de "U" segundo as duas direções transversais, objetivando-se assegurar que não ocorressem danos prematuros nessa região de fixação da viga metálica de aplicação do carregamento. O posicionamento e detalhamento dessas armaduras são mostrados, respectivamente, nas Figuras 4.8 e 4.9.



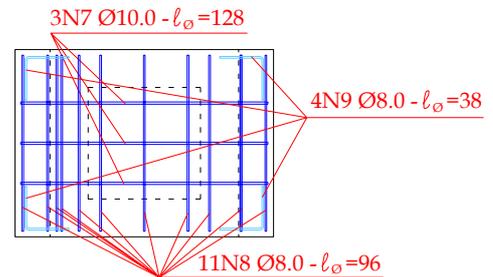
PLANTA DAS ARMADURAS PRINCIPAIS DO COLARINHO



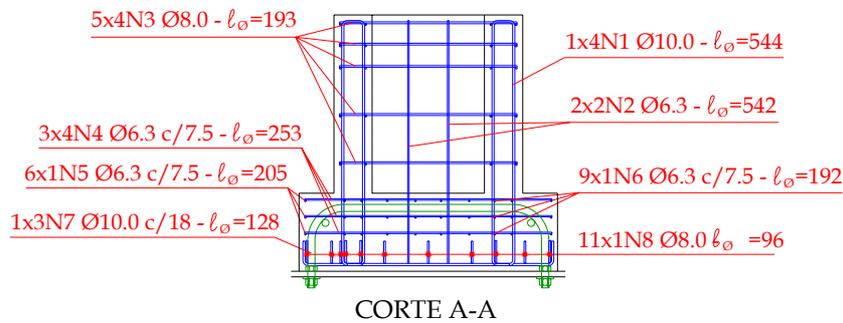
PLANTA DA POSIÇÃO DOS CHUMBADORES



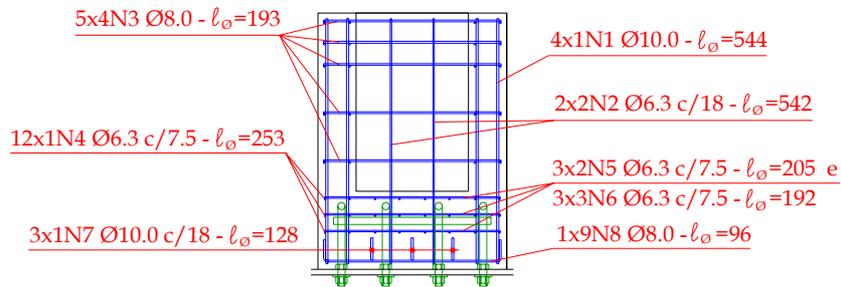
PLANTA DA ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO DA BASE DA FUNDAÇÃO



PLANTA DA ARMADURA INFERIOR DA BASE DA FUNDAÇÃO



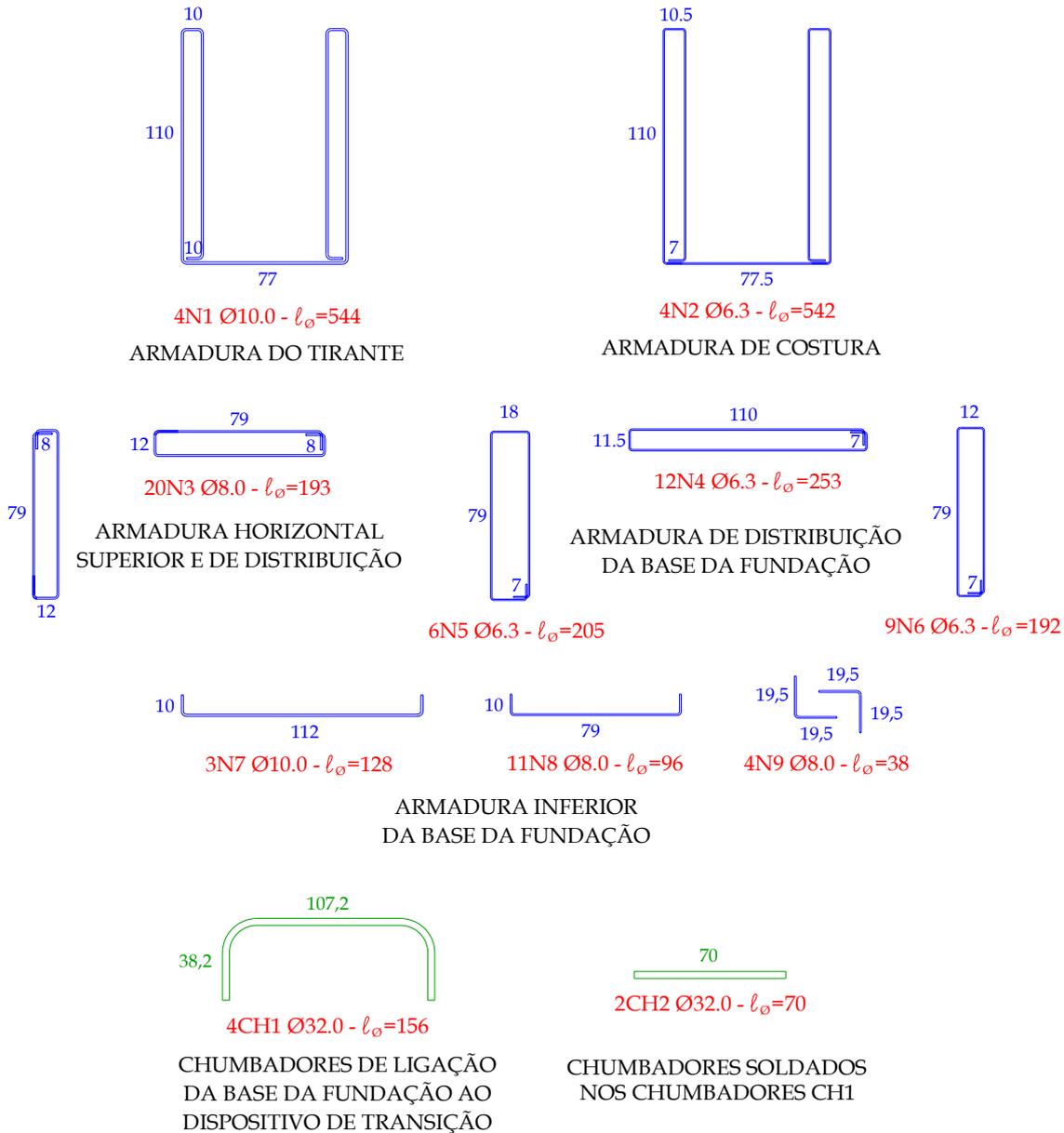
CORTE A-A



CORTE B-B

Obs.: Comprimentos e espaçamentos em cm e diâmetros das armaduras em mm.

Figura 4.5 - Posicionamento das armaduras do cálice de fundação dos Modelos IL1, IL2 e IL3



Obs.: Comprimentos em cm e diâmetros das armaduras em mm.

Figura 4.6 - Detalhamento das armaduras do cálice de fundação dos Modelos IL1, IL2 e IL3

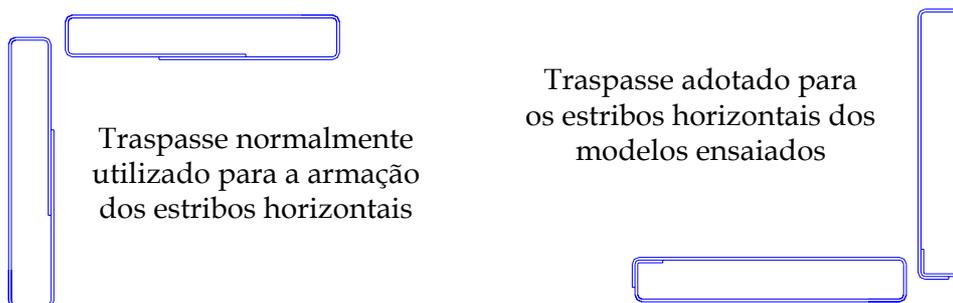
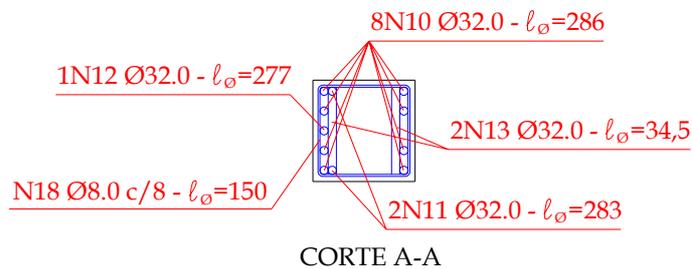
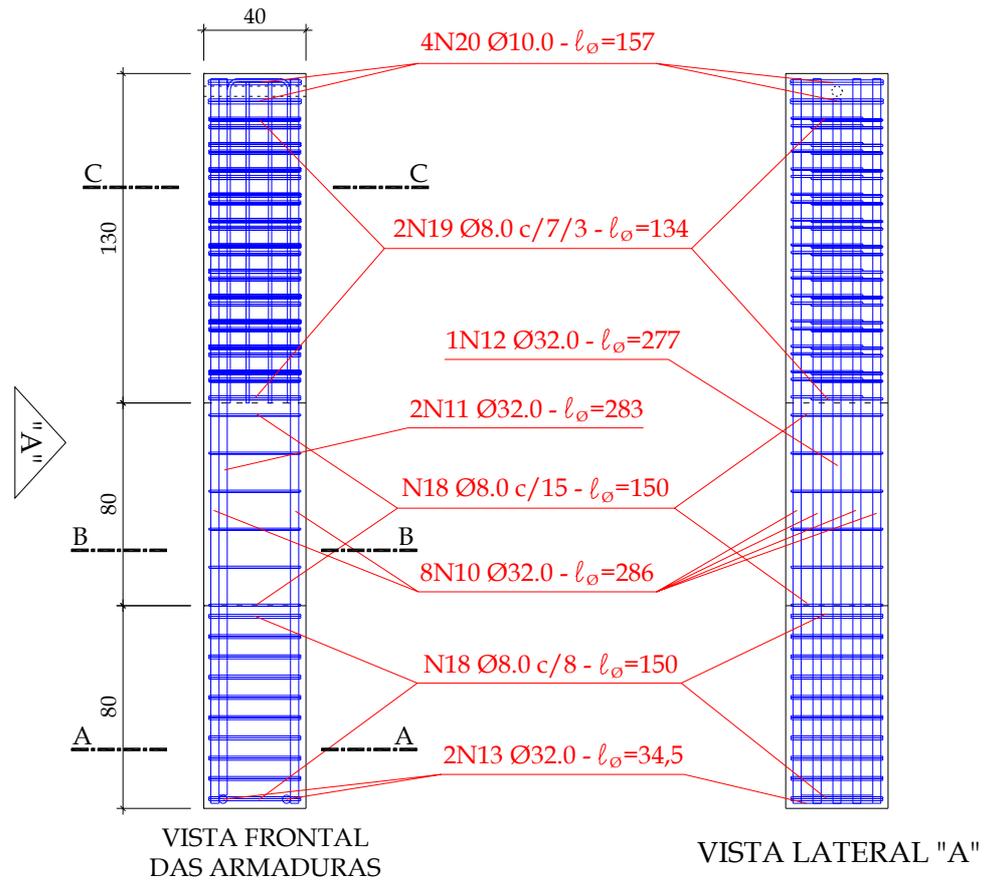
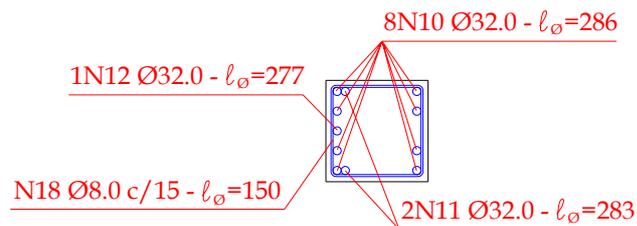


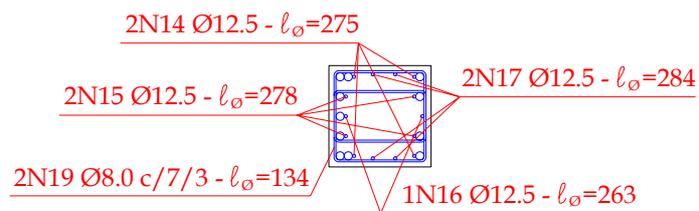
Figura 4.7 - Traspasse dos estribos horizontais dos modelos



CORTE A-A



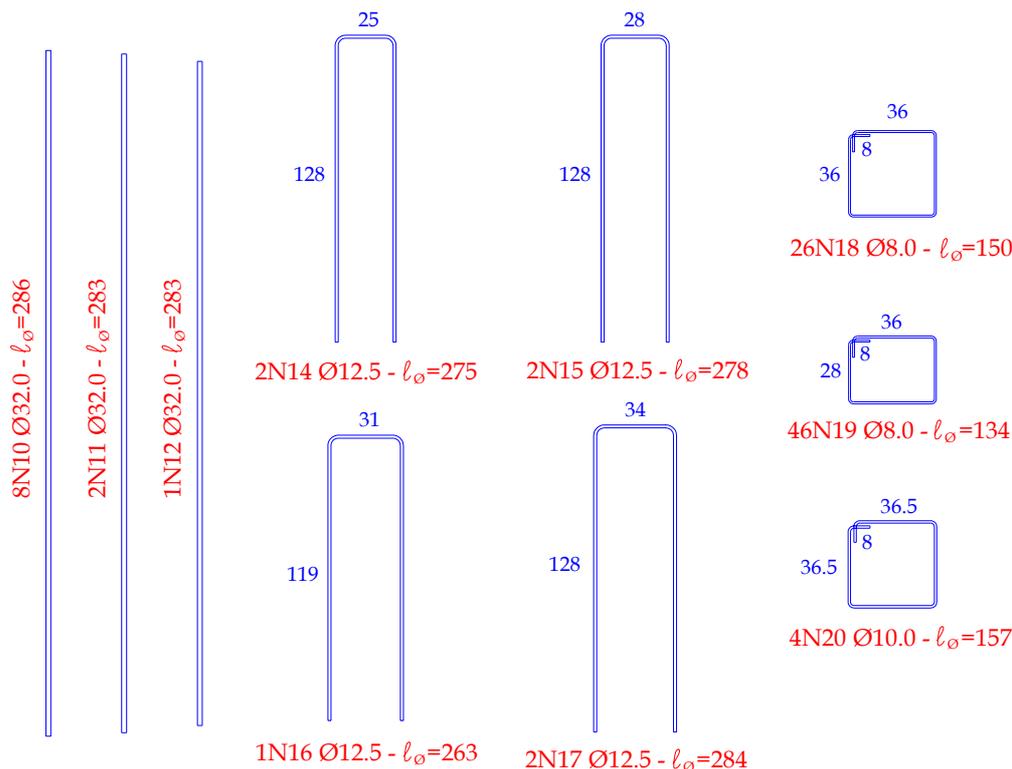
CORTE B-B



CORTE C-C

Obs.: Comprimentos e espaçamentos em cm e diâmetros das armaduras em mm.

Figura 4.8 - Posicionamento das armaduras do pilar dos Modelos IL1, IL2 e IL3



Obs.: Comprimentos em cm e diâmetros das armaduras em mm.

Figura 4.9 - Detalhamento das armaduras do pilar dos Modelos IL1, IL2 e IL3

#### 4.3.3.2. INSTRUMENTAÇÃO

Como o enfoque dessa pesquisa foi redirecionado para o estudo do colarinho, eliminou-se os extensômetros do pilar antes colocados no Modelo Piloto. Foram dispostos extensômetros nas armaduras do tirante e de costura do cálice na posição referente à ligação colarinho-base da fundação para se avaliar a contribuição dessas armaduras, na armadura horizontal superior transversal para verificar-se a flexão do topo da parede transversal 1 e na armadura horizontal superior longitudinal em duas posições para a obtenção da força máxima transmitida por essa armadura. Na Figura 4.10, indica-se a instrumentação das armaduras do cálice dos modelos da Série IL.

Os pontos onde foram colocados os transdutores de deslocamento ficaram dispostos de forma a se avaliar a deformabilidade do modelo como um todo. Alguns transdutores de controle foram colocados como o para a verificação da abertura do protótipo em relação ao seu dispositivo de fixação e para a medição do deslocamento horizontal do topo do pilar. Após os ensaios dos Modelos IL1 e IL2, verificou-se a necessidade de uma instrumentação externa maior na parede transversal 1 para capturar melhor o efeito de sua flexão. Por conseguinte, foram adicionados 7 transdutores nessa parede do Modelo IL3. Na Figura 4.11, ilustra-se a instrumentação externa dos Modelos IL1 e IL2, e na Figura 4.12, a do Modelo IL3.

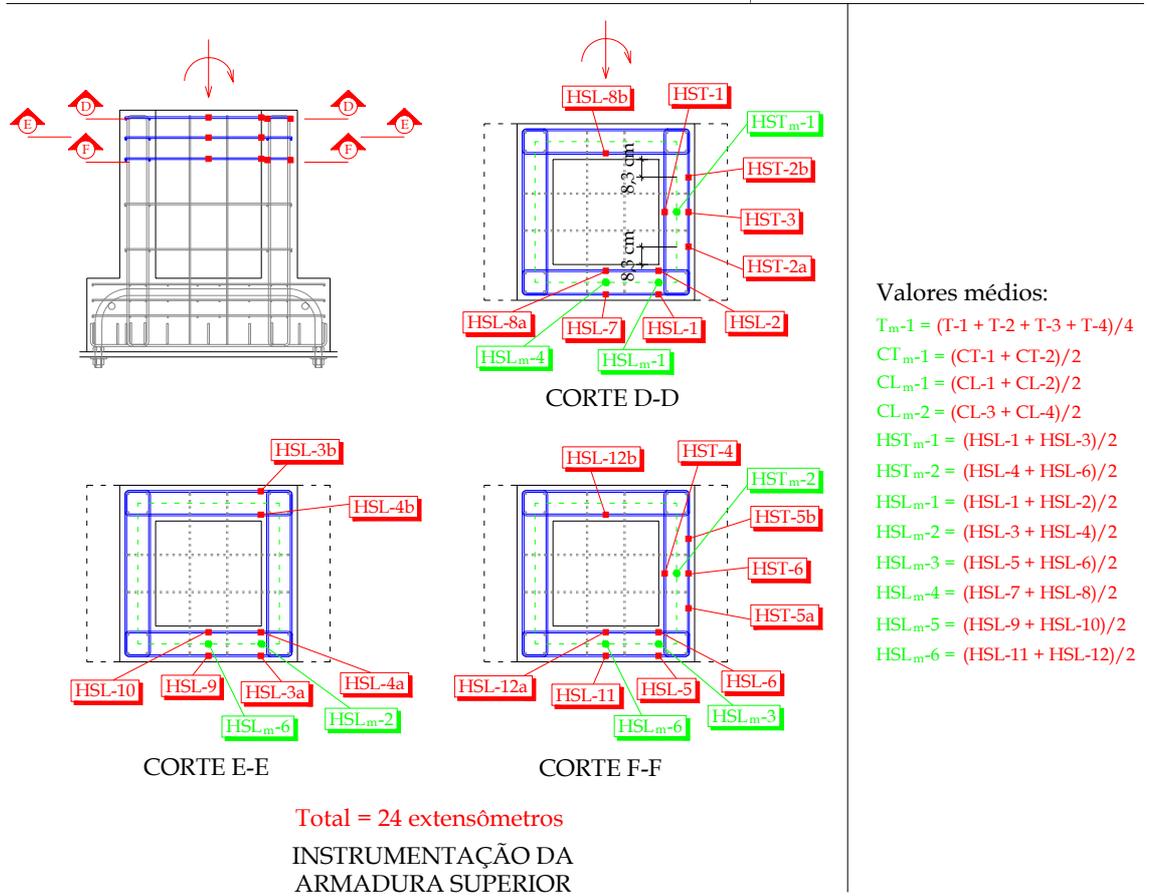
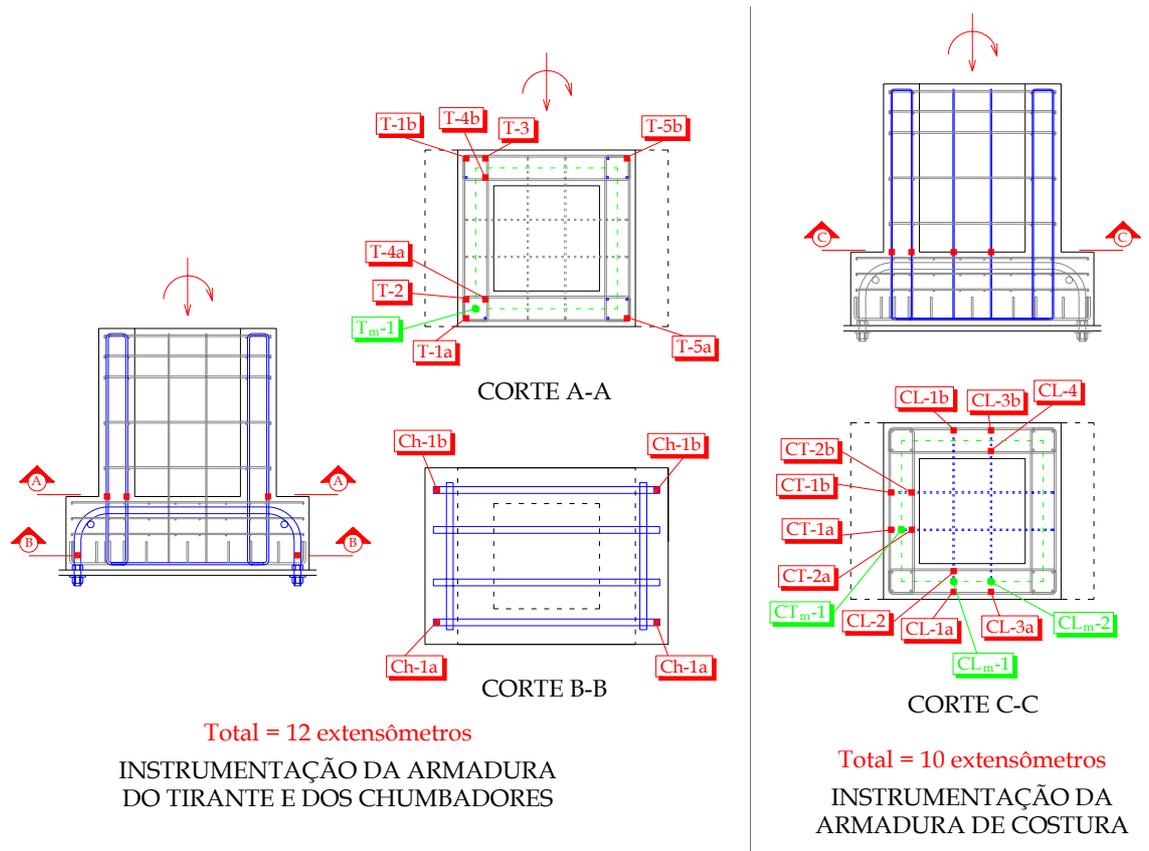


Figura 4.10 - Instrumentação das armaduras do cálice dos Modelos IL1, IL2 e IL3

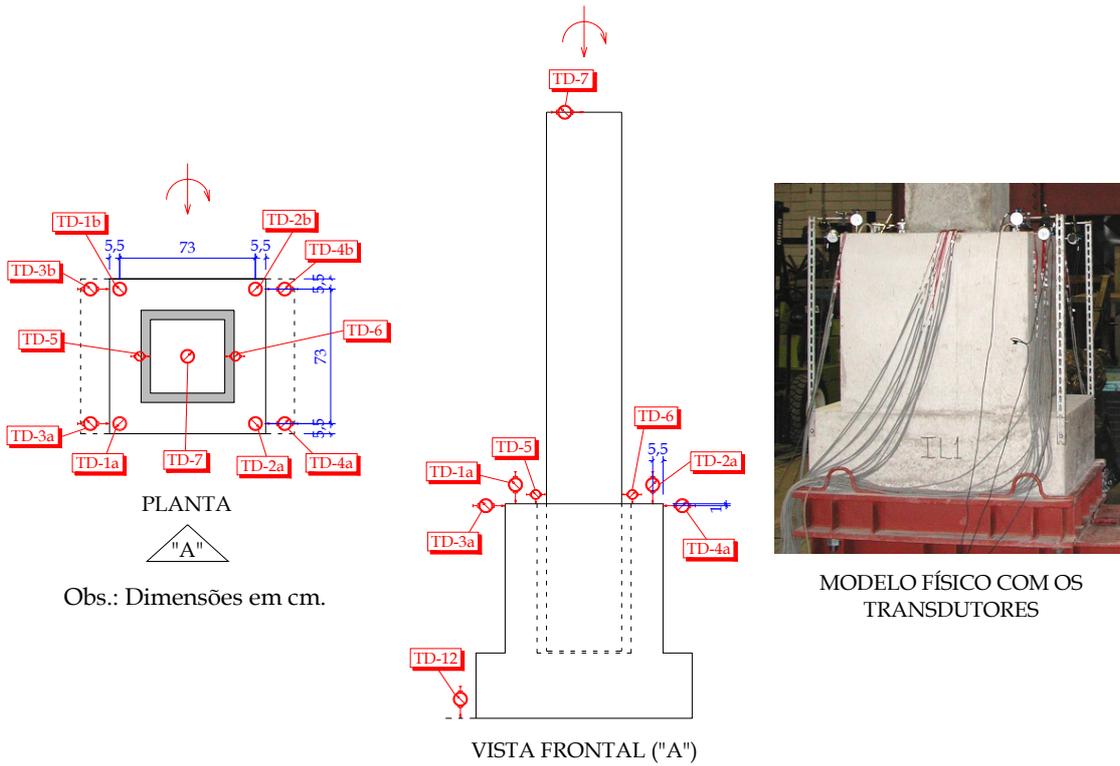


Figura 4.11 - Transdutores de deslocamento dos Modelos IL1 e IL2

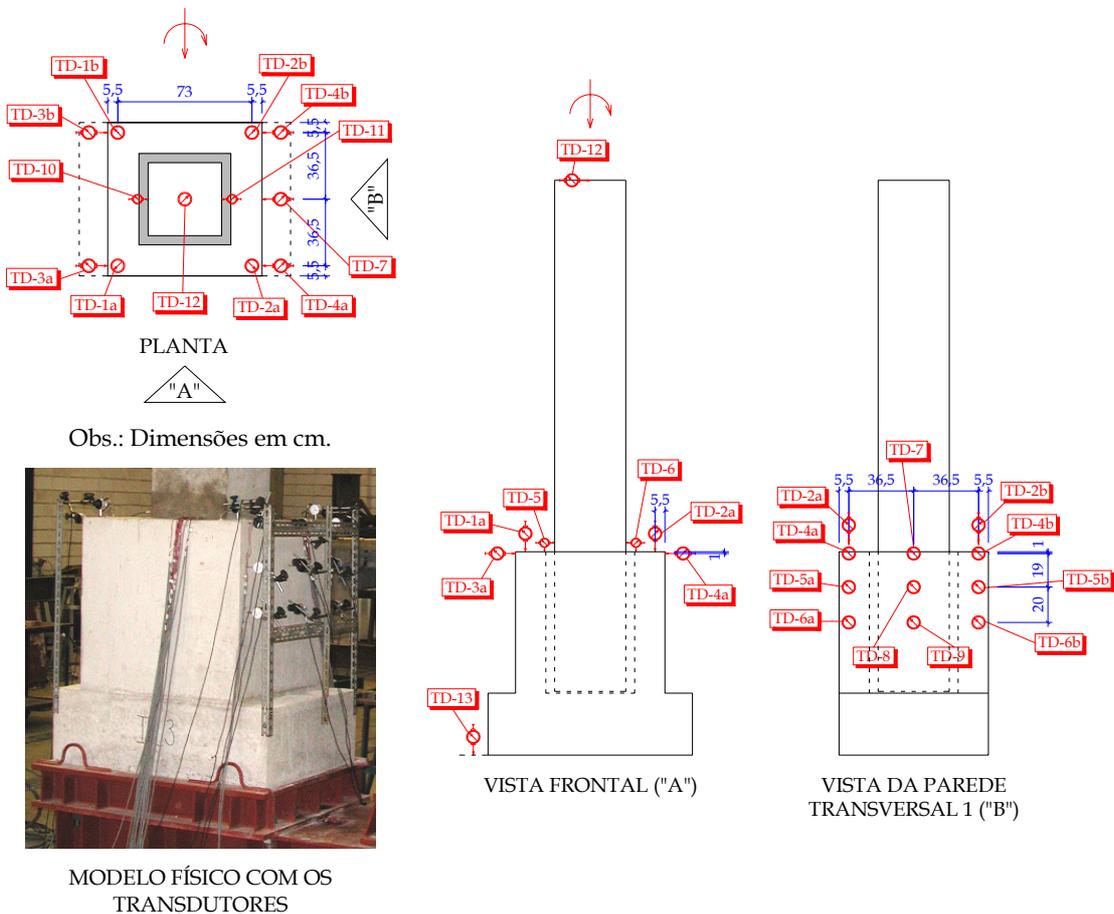


Figura 4.12 - Transdutores de deslocamento do Modelo IL3

### 4.3.3.3. CONFEÇÃO E ENSAIO DOS MODELOS IL1, IL2 E IL3

Algumas das etapas de confecção dos modelos e montagem dos ensaios da Série IL são mostradas na Figura 4.13.



Figura 4.13 - Etapas de confecção e montagem dos Modelos IL1, IL2 e IL3

Com os chumbadores previamente posicionados no gabarito metálico, a armadura do cálice foi montada. A concretagem do cálice foi iniciada pela base da

fundação e após a colocação da parte interna da fôrma foi concretado o colarinho. Terminada a armação do pilar, a qual foi feita sobre cavaletes, essa foi posicionada na fôrma para a concretagem do pilar na posição horizontal.

A desfôrma da parte interna do cálice, a qual era revestida de poliestireno expandido (“isopor”) e fórmica externamente, foi feita dissolvendo-se com solvente o poliestireno expandido da fôrma. Após a desfôrma, foi feito o içamento do cálice para o dispositivo metálico de transição. No caso dos Modelos IL2 e IL3, foi aplicado desmoldante na parte interna do colarinho e na superfície de embutimento do pilar para o posterior içamento e fixação temporária do pilar no cálice. Fez-se então o içamento do conjunto dispositivo metálico de transição-cálice-pilar para a base metálica de reação. Após o travamento e o ajuste correto da posição do pilar no cálice, como o concreto absorve o desmoldante em aproximadamente duas horas, este foi reaplicado na superfície embutida do pilar e interna do colarinho minutos antes da concretagem da junta de ligação entre o pilar e o cálice. Depois de um dia da concretagem da junta, os outros dispositivos metálicos e o atuador servo-hidráulico da INSTRON foram conectados para a montagem do ensaio. Esses procedimentos de içamento, concretagem da junta e conexão das peças metálicas foram feitos para cada modelo separadamente.

Nas Figuras 4.14 e 4.15, são ilustradas, respectivamente, as armaduras e fôrmas do cálice e do pilar dos Modelos IL1, IL2 e IL3.



Figura 4.14 – Armadura e fôrma do cálice dos Modelos IL1, IL2 e IL3

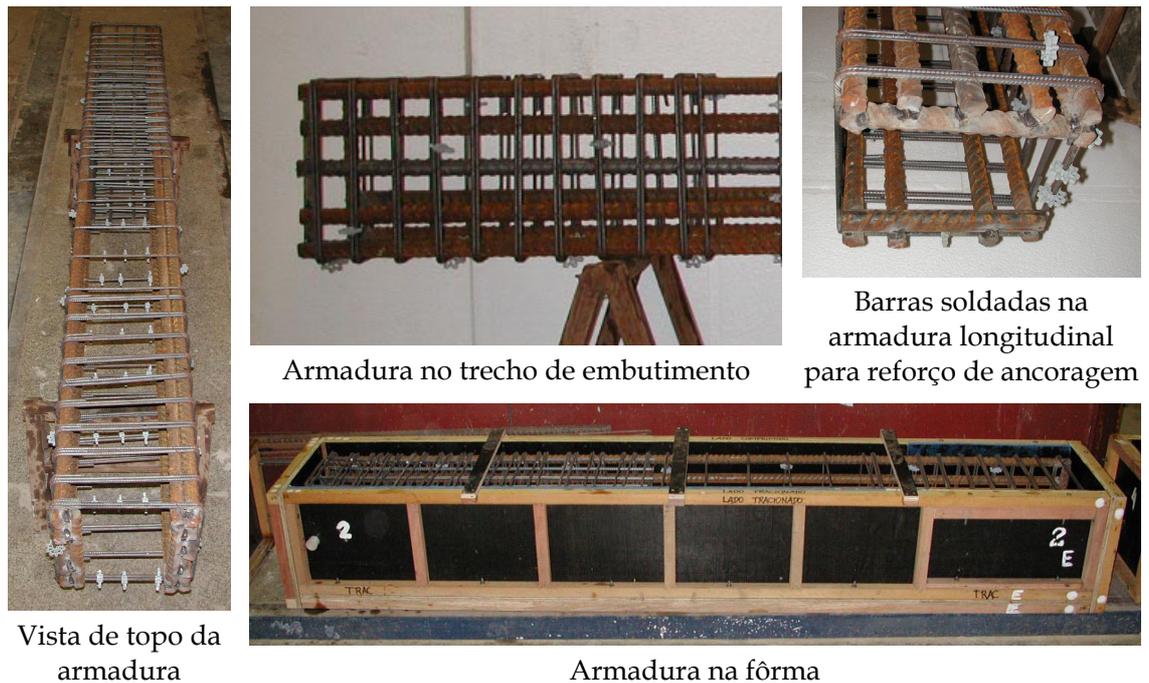


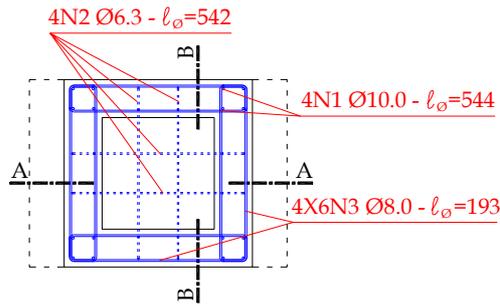
Figura 4.15 - Armadura e fôrma do pilar dos Modelos IL1, IL2 e IL3

#### 4.3.4. MODELOS IR1 E IR2

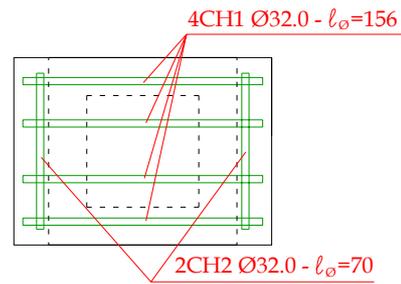
##### 4.3.4.1. DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO

Para o dimensionamento dos cálices da Série IR também foi utilizado o modelo teórico de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) e as recomendações da NBR-9062/85 (1985) e EL DEBS (2000). Utilizou-se a mesma quantidade de armadura do tirante e de costura, com diferença apenas na altura, já que esses modelos possuem um comprimento de embutimento menor. Como a resultante de tensões de compressão se distribui em uma região menor nos modelos com interface rugosa e para utilizar o mesmo diâmetro da armadura horizontal da Série IL, foram dispostas quatro camadas de estribos horizontais superiores. Essa foi a única diferença em termos de armadura do cálice em relação aos modelos da Série IL. O posicionamento e o detalhamento dessa armadura estão ilustrados, respectivamente, nas Figuras 4.16 e 4.17.

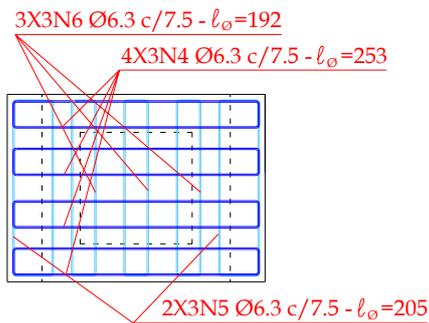
No que diz respeito à armação do pilar, apenas alterou-se a quantidade de estribos disposta no comprimento de embutimento. Nas Figuras 4.18 e 4.19, mostra-se o posicionamento e detalhamento da armadura do pilar da Série IR.



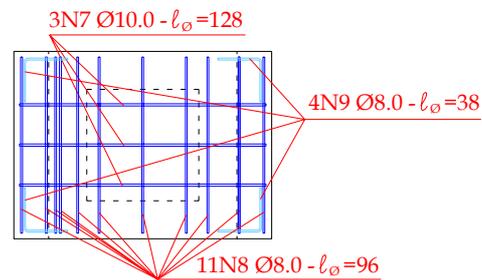
PLANTA DAS ARMADURAS  
PRINCIPAIS DO COLARINHO



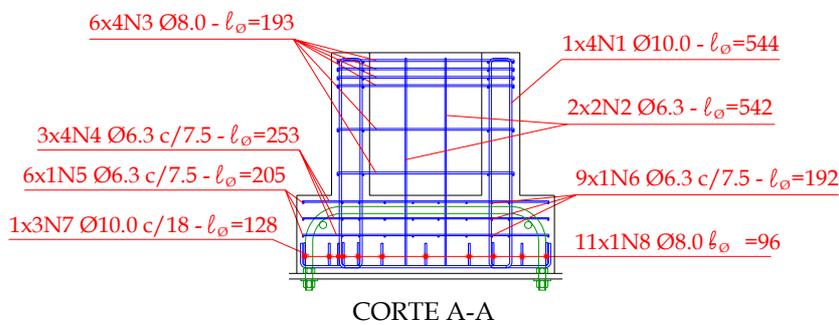
PLANTA DA POSIÇÃO  
DOS CHUMBADORES



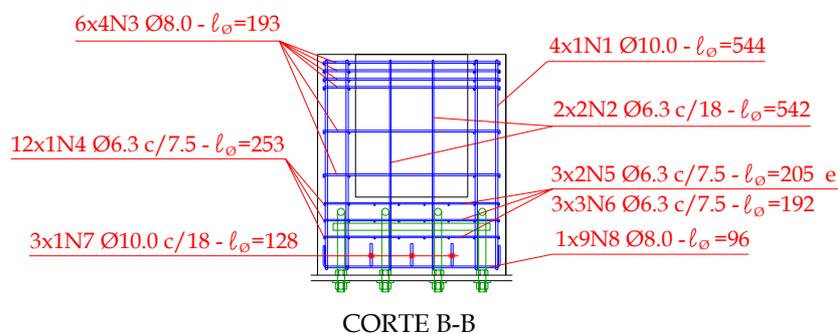
PLANTA DA  
ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO  
DA BASE DA FUNDAÇÃO



PLANTA DA  
ARMADURA INFERIOR  
DA BASE DA FUNDAÇÃO



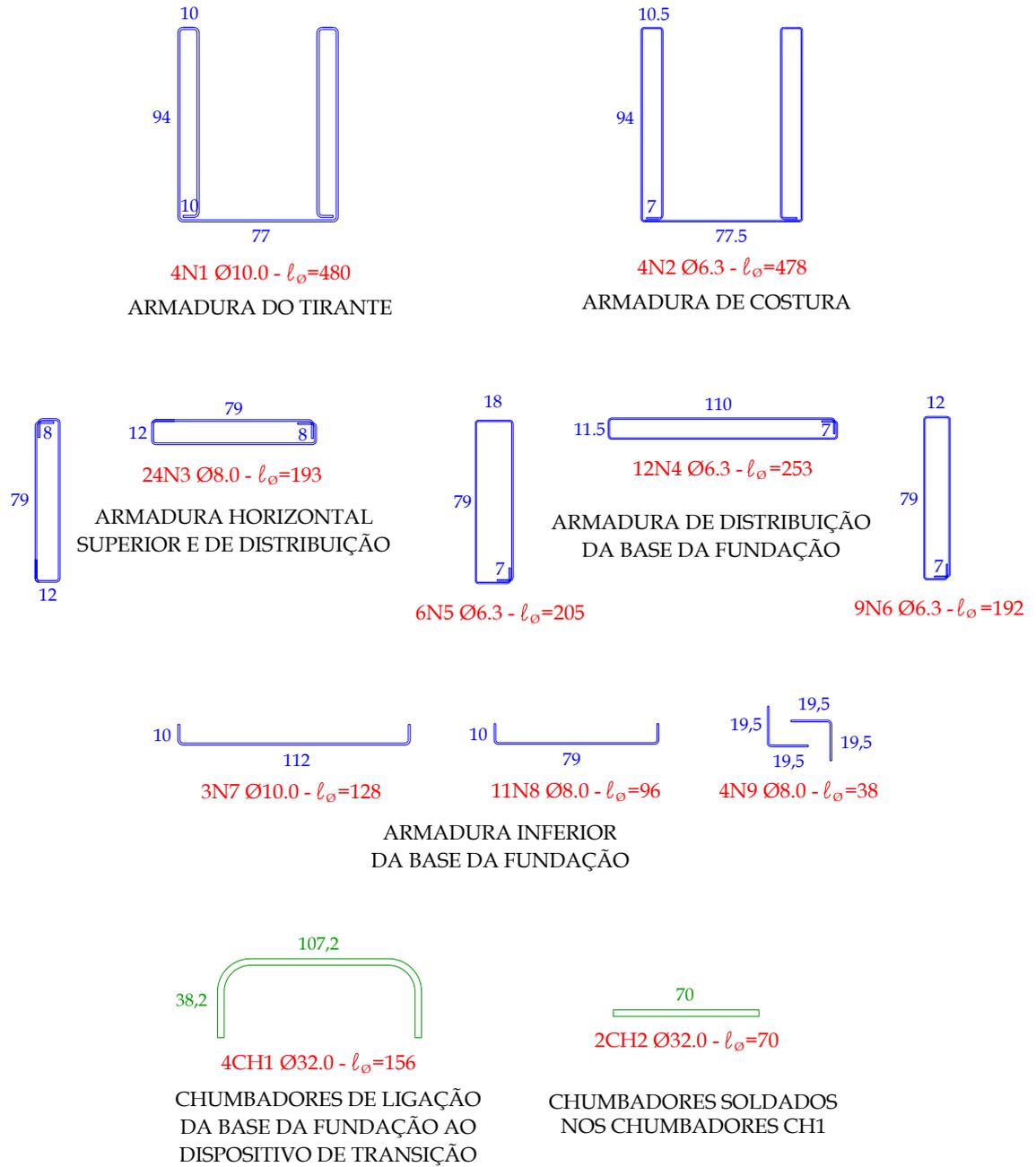
CORTE A-A



CORTE B-B

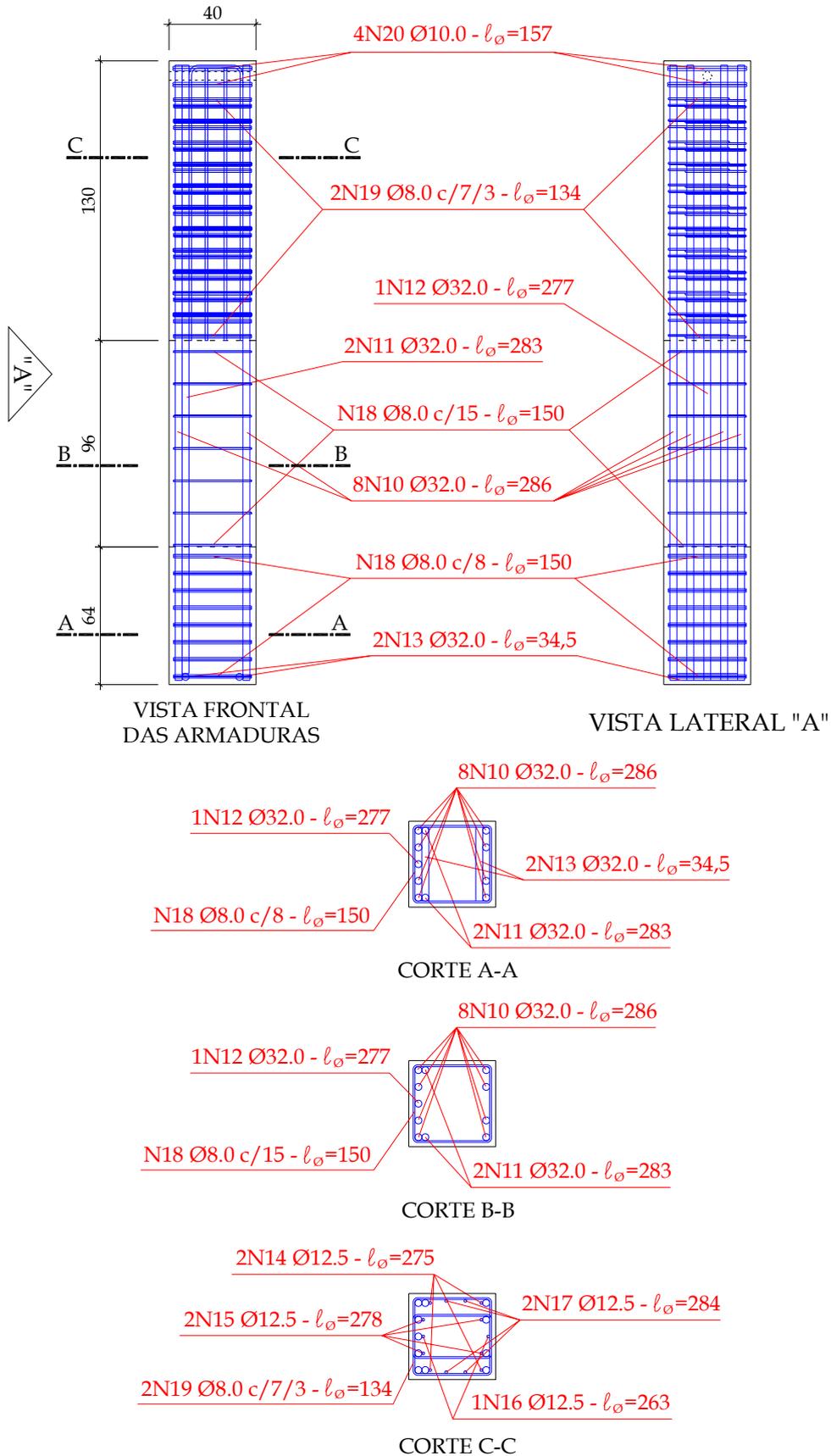
Obs.: Comprimentos e espaçamentos em cm  
e diâmetros das armaduras em mm.

Figura 4.16 – Posicionamento das armaduras do cálice de fundação dos Modelos IR1 e IR2



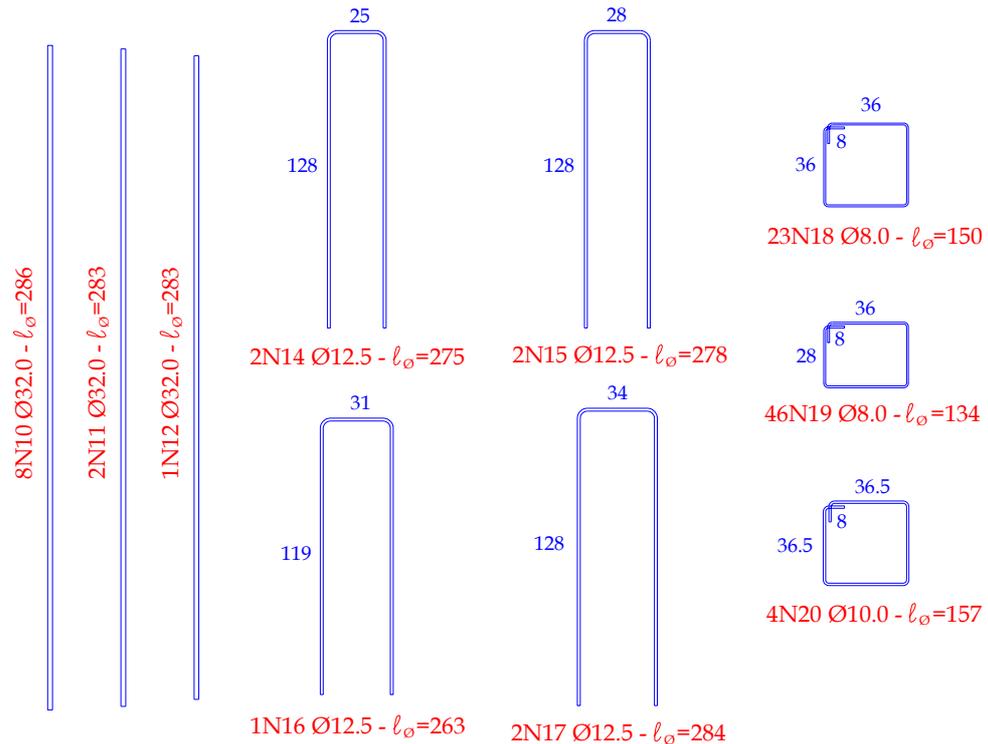
Obs.: Comprimentos em cm e diâmetros das armaduras em mm.

Figura 4.17 - Detalhamento das armaduras do cálice de fundação dos Modelos IR1 e IR2



Obs.: Comprimentos e espaçamentos em cm e diâmetros das armaduras em mm.

Figura 4.18 - Posicionamento das armaduras do pilar dos Modelos IR1 e IR2



Obs.: Comprimentos em cm e diâmetros das armaduras em mm.

Figura 4.19 - Detalhamento das armaduras do pilar dos Modelos IR1 e IR2

#### 4.3.4.2. INSTRUMENTAÇÃO

Foram dispostos os mesmos extensômetros da Série IL nas armaduras do tirante e de costura do cálice na posição referente à ligação colarinho-base da fundação. Como nos modelos da Série IL, os extensômetros dispostos na metade da armadura horizontal superior longitudinal apresentaram deformações menores que as dos extensômetros situados na ligação entre as paredes longitudinais 3 e 4 e a parede transversal 1, os primeiros foram eliminados, permanecendo apenas os últimos para avaliação da força máxima transmitida pela armadura horizontal superior longitudinal. Para investigar a flexão da parede transversal 1, foram dispostos extensômetros nos estribos horizontais da primeira e quarta camadas dessa armadura. Essa instrumentação está ilustrada na Figura 4.20.

Os mesmos pontos considerados para a colocação dos transdutores de deslocamento na Série IL foram utilizados nos Modelos IR1 e IR2, apenas que os transdutores da parede transversal 1 foram dispostos ao longo da metade superior da altura do embutimento desses modelos. Na Figura 4.21, são indicados os transdutores de deslocamento da Série IR.

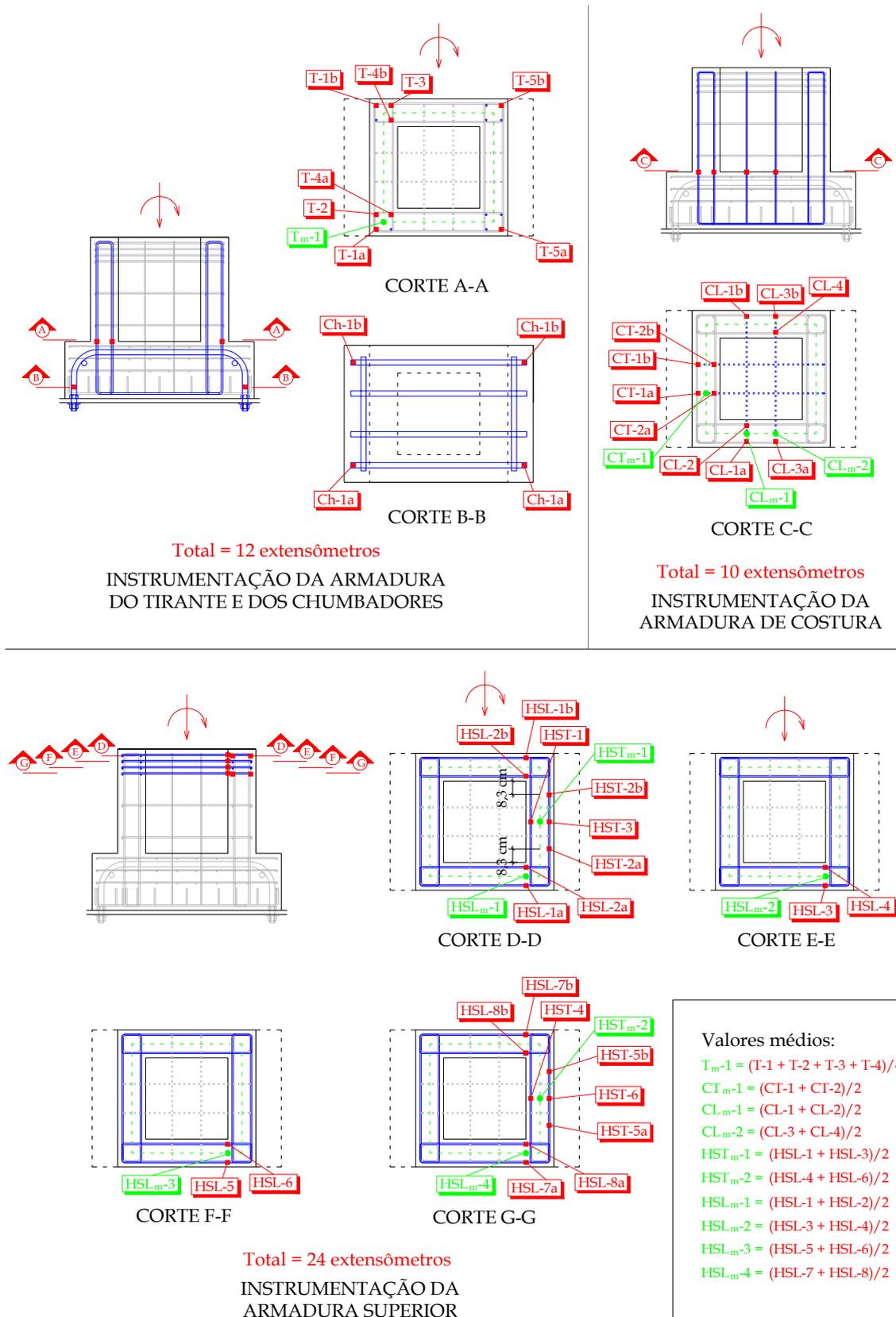


Figura 4.20 - Instrumentação das armaduras do cálice dos Modelos IR1 e IR2

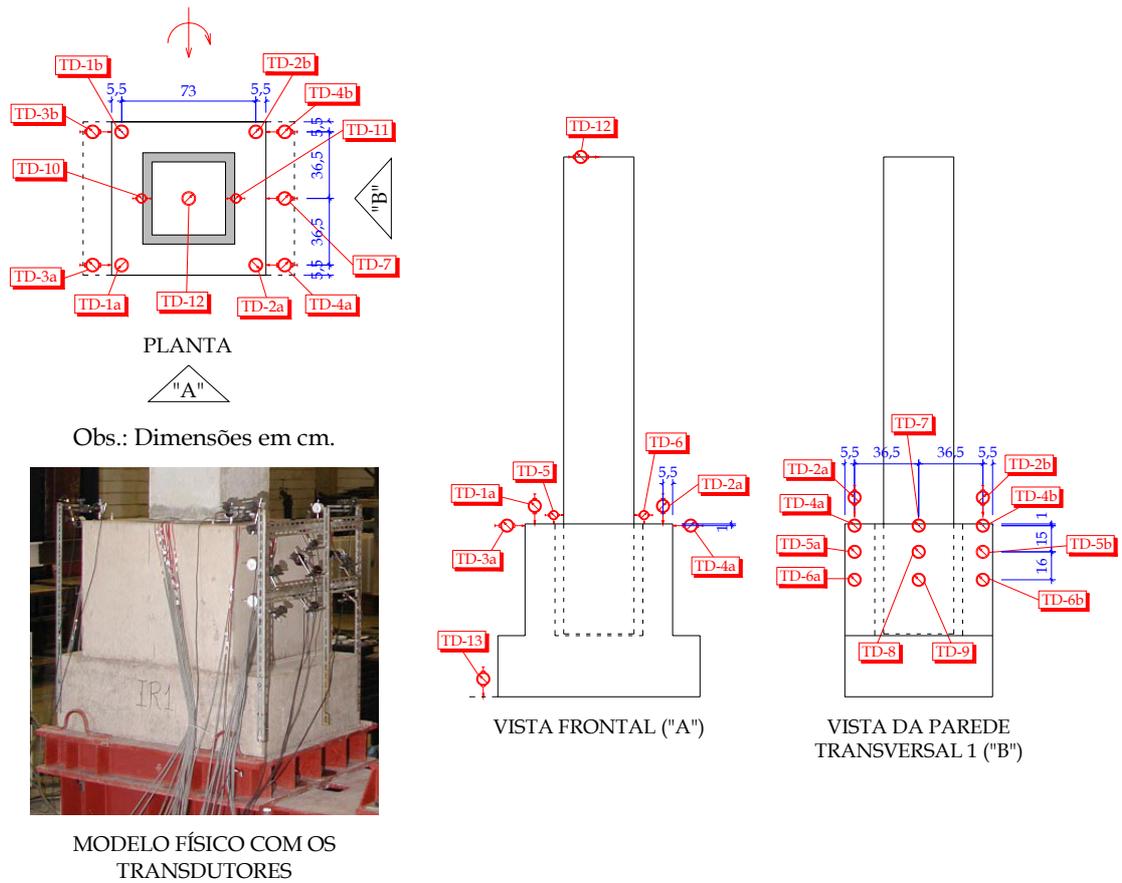


Figura 4.21 – Transdutores de deslocamento dos Modelos IR1 e IR2

#### 4.3.4.3. CONFEÇÃO E ENSAIO DOS MODELOS IR1 E IR2

Na Figura 4.22, são ilustradas algumas etapas de confecção e montagem dos Modelos IR1 e IR2.

As etapas foram semelhantes aos modelos da Série IL, com exceção na ordem de execução de algumas delas. Devido à necessidade de se concretar a junta em um rápido intervalo de tempo antes da absorção do desmoldante pelo concreto e à dificuldade de se aplicar esse desmoldante nas chaves de cisalhamento com o pilar travado no cálice, a concretagem da junta foi feita com o modelo e dispositivo de transição no nível do piso do Laboratório de Estruturas da EESC-USP. Primeiro aplicou-se o desmoldante no cálice e no pilar, depois içou-se o pilar, fez-se o ajuste correto de sua posição e o seu travamento no cálice e logo em seguida concretou-se a junta. Após um dia dessa concretagem, foi feito o içamento da ligação e dispositivo de transição para a base metálica de reação. Assim, os outros dispositivos metálicos foram conectados e os transdutores de deslocamento foram colocados para a realização do ensaio.



As armaduras e fôrmas do cálice e do pilar desses modelos são mostradas, respectivamente, nas Figuras 4.23 e 4.24. Após a cura do cálice, para retirar a parte interna da fôrma, foi necessário dissolver com solvente as chaves de cisalhamento da fôrma interna, as quais eram feitas de isopor. Para eliminar alguma eventual aspereza oriunda do poliestireno expandido, a superfície de concreto das chaves foi lixada. Para a formação durante a concretagem das chaves de cisalhamento da face superior do pilar, foi fixada uma tampa na base do pilar com a mesma quantidade de chaves das outras faces.



Perspectiva da armadura



Vista frontal da armadura



Parte interna da fôrma do Modelo IR1



Parte interna da fôrma do Modelo IR2



Armadura na fôrma

Figura 4.23 – Armadura e fôrma do cálice dos Modelos IR1 e IR2



Armadura



Rugosidade na fôrma do Modelo IR1



Rugosidade na fôrma do Modelo IR2



Armadura no trecho de embutimento e barras soldadas na armadura



Armadura na fôrma

Figura 4.24 – Armadura e fôrma do pilar dos Modelos IR1 e IR2

### 4.4. DISPOSITIVOS, INSTRUMENTOS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS

Na Figura 4.25, ilustra-se o projeto do esquema de ensaio dos modelos físicos.

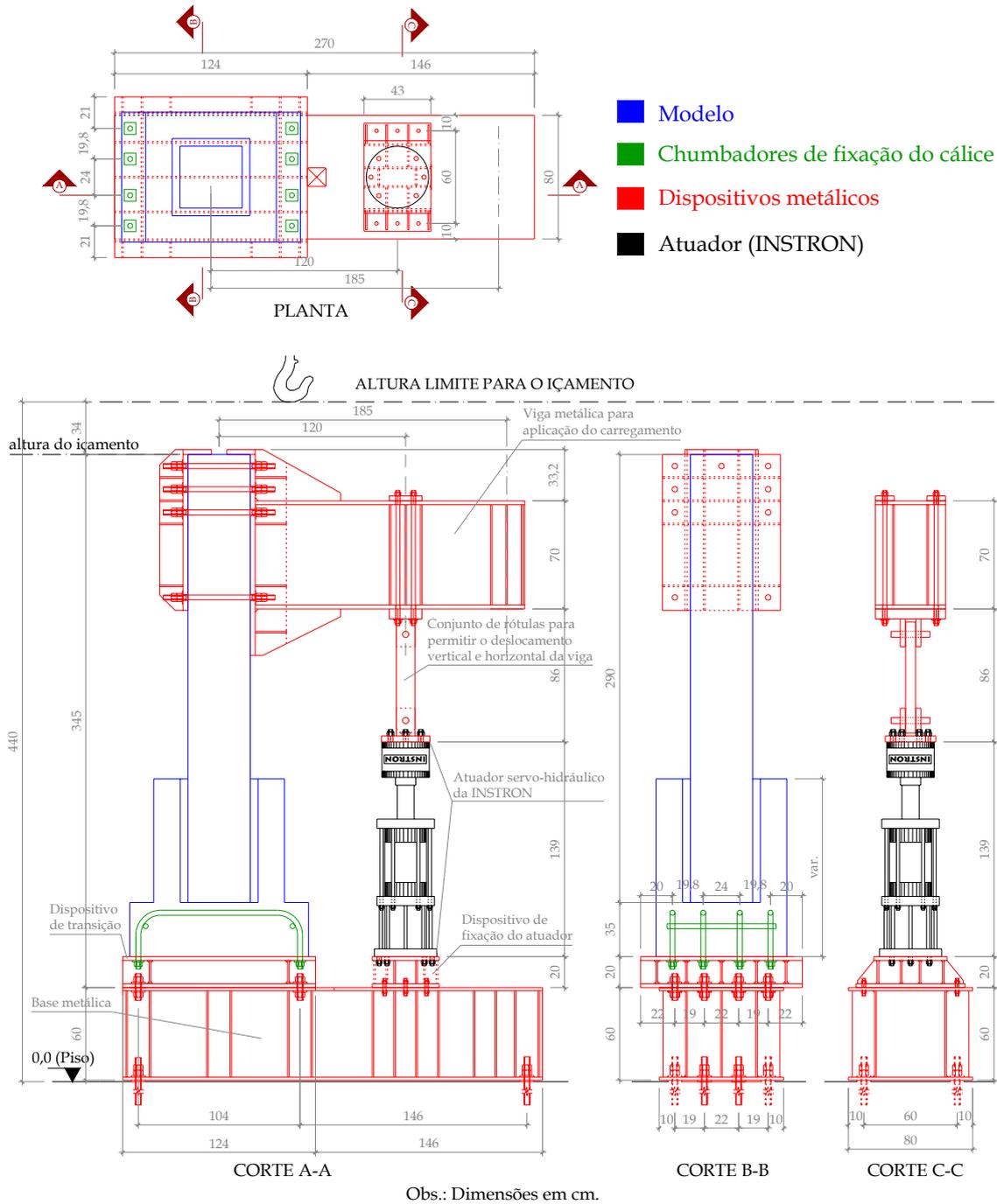


Figura 4.25 – Esquema de ensaio dos modelos físicos

O esquema de ensaio em perspectiva e o ensaio de um dos modelos físicos estão apresentados, respectivamente, nas Figuras 4.26 e 4.27.

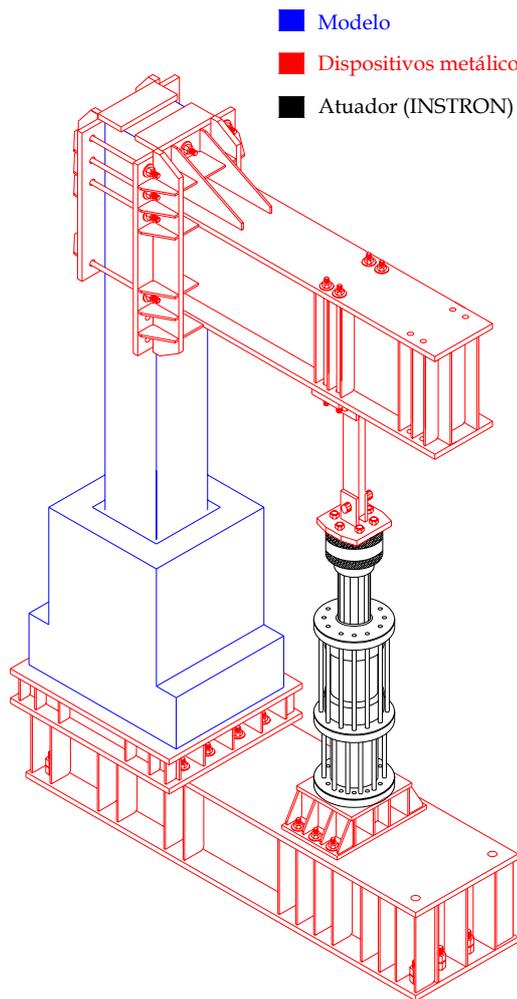


Figura 4.26 - Perspectiva do esquema de ensaio dos modelos físicos



Figura 4.27 - Ensaio de um dos modelos físicos

A caracterização do concreto à compressão foi feita na máquina universal INSTRON (Figura 4.28), com ensaios em corpos-de-prova de 15 cm x 30 cm, a partir dos quais foram obtidos a resistência à compressão e o módulo de elasticidade longitudinal com a utilização de extensômetros removíveis. Na máquina ELE, foram rompidos corpos-de-prova de 15 cm x 30 cm por compressão diametral para a obtenção da resistência à tração indireta do concreto (Figura 4.29) e prismas de 15 cm x 15 cm x 50 cm para a resistência à tração na flexão do concreto (Figura 4.30).

Os ensaios de caracterização à tração das armaduras e chumbadores foram feitos na máquina universal INSTRON (Figura 4.31).

Na Tabela 4.6, são indicados os equipamentos e os instrumentos de medição utilizados nos ensaios, com o tipo, a marca, a finalidade e as características de cada um.



Figura 4.28 –  
Caracterização do  
concreto à  
compressão na  
máquina universal  
INSTRON



Figura 4.29 –  
Obtenção da  
resistência à tração  
por compressão  
diametral do  
concreto na  
máquina ELE



Figura 4.30 –  
Obtenção da  
resistência à tração  
na flexão do  
concreto na  
máquina ELE



Figura 4.31 –  
Caracterização das  
armaduras e  
chumbadores na  
máquina INSTRON

Tabela 4.6 – Equipamentos e instrumentos utilizados na investigação experimental

Equipamento/ Instrumento	Marca	Modelo	Características		Finalidade
Sistema de aquisição de dados de extensometria	Vishay Measurements Group, Inc.	SYSTEM 5000	-		Aquisição automática de dados
Atuador servo-hidráulico	INSTRON	A1891Y-101	controle de deslocamento do pistão		aplicação do carregamento nos modelos
Máquina de ensaio servo-hidráulica	INSTRON	8506	controle de deslocamento do pistão		caracterização do concreto à compressão e das armaduras e chumbadores
Máquina hidráulica automática	ELE	Autotest 2000	controle de força		caracterização do concreto à tração por comp. diametral e na flexão
Extensômetros elétricos de resistência	KYOWA	KFG-5-120-C1-11	GF = 2,12		medição das deformações do aço
Extensômetro removível	MSI	-	base de medida = 20 cm		medição de deslocamento no concreto para determinar o módulo $E_{ci}$
Transdutores de deslocamento	KYOWA	Tipo	base (mm)	resolução (mm)	medição de deslocamentos dos modelos
		DT-10D	10	0,003	
		DT-20D	20	0,005	
		DT-100A	100	0,02	

## 4.5. PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Antes da realização do ensaio propriamente dito, foi feita a aplicação de uma força de aproximadamente 10% da força última prevista, etapa esta denominada neste trabalho de “escorvamento”, com a finalidade de se verificar o funcionamento dos instrumentos e eliminar acomodações do modelo durante o início do ensaio.

Durante o carregamento do Modelo IL1, ocorreram problemas no módulo do sistema de aquisição de dados e no controlador do carregamento do atuador, de forma que as duas forças não estavam equivalentes. Foi necessário então descarregar o modelo, anotando-se alguns valores discretos da carga. Solucionados os problemas dos equipamentos, o Modelo IL1 foi levado até a ruptura. Como será visto no Capítulo 5, no re-carregamento desse modelo praticamente não houve mudança de rigidez, não alterando também a resistência, e para a análise do seu comportamento pode-se considerar a envoltória das curvas dos dois ciclos.

Nos modelos seguintes, foram aplicados intencionalmente 3 ciclos de pré-carregamento em níveis pequenos, apenas para provocar o descolamento da junta com os elementos, além de se contar com a ajuda do desmoldante para se retirar a adesão entre os três “concretos”. No Modelo IL3, o valor do ciclo de pré-carregamento foi determinado quando se observou uma pequena abertura da fissura de retração entre a junta e o colarinho. Para os Modelos IR1 e IR2, como não houve alteração na excentricidade, adotou-se o mesmo valor do pré-carregamento do Modelo IL3.

Na Tabela 4.7, são indicados os ciclos de carregamento, incluindo o escorvamento, aplicados nos modelos ensaiados até levá-los à ruptura.

Uma observação deve ser feita com relação aos Modelos IR1 e IR2. Como a bomba hidráulica desligou por não conseguir aplicar mais carregamento em determinado instante, mas já próximo à ruptura desses modelos, estes foram re-ensaiados (2º ensaio) com a excentricidade maior de 1,85 *m*.

Tabela 4.7 - Ciclos de carregamento aplicados nos modelos ensaiados até a ruptura

Modelo	Escorvamento (kN)	1º ensaio				2º ensaio
		1º ciclo (kN)	2º ciclo (kN)	3º ciclo (kN)	Último ciclo	Ciclo único
IL1	25	140	-	-	ruptura	-
IL2	20	50	50	50	ruptura	-
IL3	30	65	65	65	ruptura	-
IR1 e IR2	40	65	65	65	-	ruptura



**CAPÍTULO 5****APRESENTAÇÃO E  
ANÁLISE DOS RESULTADOS**

---

**5.1. CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO E DO AÇO**

Nas Tabelas 5.1, 5.2 e 5.3, são indicados os valores médios de três corpos-de-prova das resistências à compressão ( $f_{cm}$ ), tração por compressão diametral ( $f_{ctm,sp}$ ), tração por flexão ( $f_{ctm,f}$ ) e o do módulo de elasticidade longitudinal tangente ( $E_{cm}$ ) para os três “concretos”, cálice, pilar e junta. A idade, no caso, se refere ao número de dias entre a moldagem do concreto e o ensaio do modelo. Duas observações são feitas com relação aos valores de  $\sigma_{cm}$  e  $f_{ctm}$ , as quais são baseadas em FUSCO (1995) e MEHTA & MONTEIRO (1994). Para a resistência média à compressão  $\sigma_{cm}$  do concreto dos modelos, considerou-se uma redução de 5% da resistência medida nos corpos-de-prova ( $f_{cm}$ ). A resistência média à tração direta  $f_{ctm}$  do concreto foi tomada como 85% da resistência dos corpos-de-prova à tração por compressão diametral, pois como o plano de ruptura é imposto pelo arranjo deste ensaio, não sendo obrigatoriamente o plano de menor resistência, o ensaio de compressão diametral fornece resultados sistematicamente maiores que os de um ensaio de tração pura.

Na Tabela 5.4, são indicados os valores médios da resistência de escoamento  $f_{ym}$ , da deformação de início de escoamento  $\varepsilon_{ym}$  e da resistência à tração  $f_{stm}$  de dois corpos-de-prova das armaduras e chumbadores. Para o módulo de elasticidade  $E_s$  da armadura, adotou-se o valor nominal de 210 GPa indicado na NBR-6118/03 (2003) e, no caso do chumbador, 205 GPa.

Tabela 5.1 – Resultados médios dos corpos-de-prova do concreto do cálice dos modelos

Modelo	Idade (dias)	$f_{cm}$ (MPa)	$\sigma_{cm}$ (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$f_{ctm,f}$ (MPa)	$E_{cm}$ (GPa)
IL1	33	29,08	27,63	2,63	2,24	2,72	28,6
IL2							
IL3	124	35,44	33,67	2,29	1,95	3,33	29,1
IR1	36	25,94	24,64	2,17	1,84	2,52	24,9
IR2							

Tabela 5.2 – Resultados médios dos corpos-de-prova do concreto do pilar dos modelos

Modelo	Idade (dias)	$f_{cm}$ (MPa)	$\sigma_{cm}$ (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$f_{ctm,f}$ (MPa)	$E_{cm}$ (GPa)
IL1	32	50,37	47,85	3,96	3,37	3,86	36,2
IL2							
IL3	123	59,37	56,40	3,71	3,15	4,28	36,8
IR1	35	41,34	39,27	3,28	2,79	3,76	30,5
IR2							

Tabela 5.3 – Resultados médios dos corpos-de-prova do concreto da junta dos modelos

Modelo	Idade (dias)	$f_{cm}$ (MPa)	$\sigma_{cm}$ (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$f_{ctm,f}$ (MPa)	$E_{cm}$ (GPa)
IL1	10	65,99	62,69	4,66	3,96	5,06	41,0
IL2	6	57,03	54,18	3,69	3,14	5,27	37,3
IL3	10	65,01	61,76	4,09	3,48	4,88	40,7
IR1	7	54,07	51,37	3,84	3,26	4,61	37,8
IR2	7	52,34	49,72	3,65	3,10	3,98	34,2

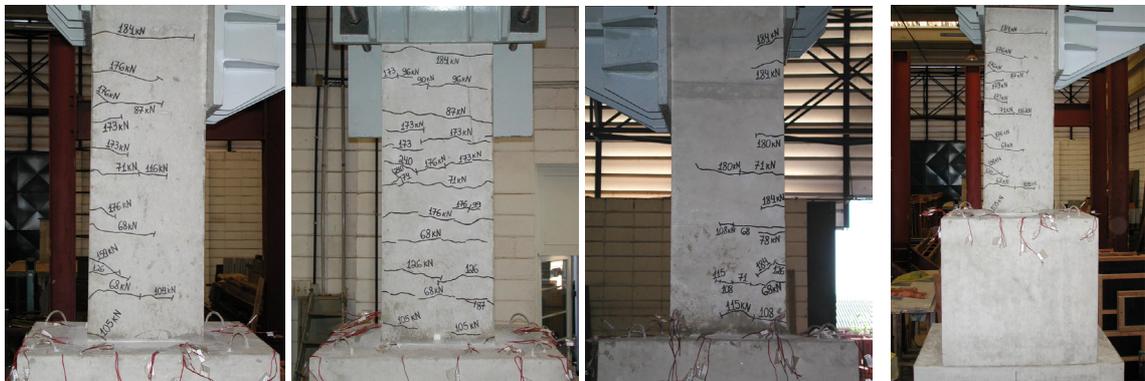
Tabela 5.4 – Resultados dos corpos-de-prova das armaduras e chumbadores

$\phi$ (mm) →	Armadura					Chumbador
	6,3	8	10	12,5	32	32
$f_{ym}$ (MPa)	593	584	639	608	562	490
$\epsilon_{ym}$ ( $\times 10^{-3}$ )	2,82	2,78	3,04	2,90	2,68	2,33
$f_{stm}$ (MPa)	720	710	732	722	702	555

## 5.2. ANÁLISE DO MODELO PILOTO

Embora possa não parecer importante, convém apresentar alguns resultados desse modelo, pois foi a partir deste que foram definidas as variáveis a serem investigadas nos outros modelos e levantadas algumas questões importantes com relação ao comportamento do cálice de fundação. A ruptura desse modelo ocorreu por escoamento das armaduras de flexão do pilar, como ilustra a fissuração na Figura 5.1, para uma força normal última de 252 kN. Não apareceram fissuras visíveis no cálice

(Figura 5.2) e suas armaduras foram muito pouco solicitadas (Figura 5.3), indicando que essa ligação possui uma resistência bem superior ao modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) e muito além da esperada.



(a) Face frontal (b) Face tracionada (c) Face posterior  
 Figura 5.1 - Ruptura por flexão do pilar

Figura 5.2 - Cálce sem fissuras

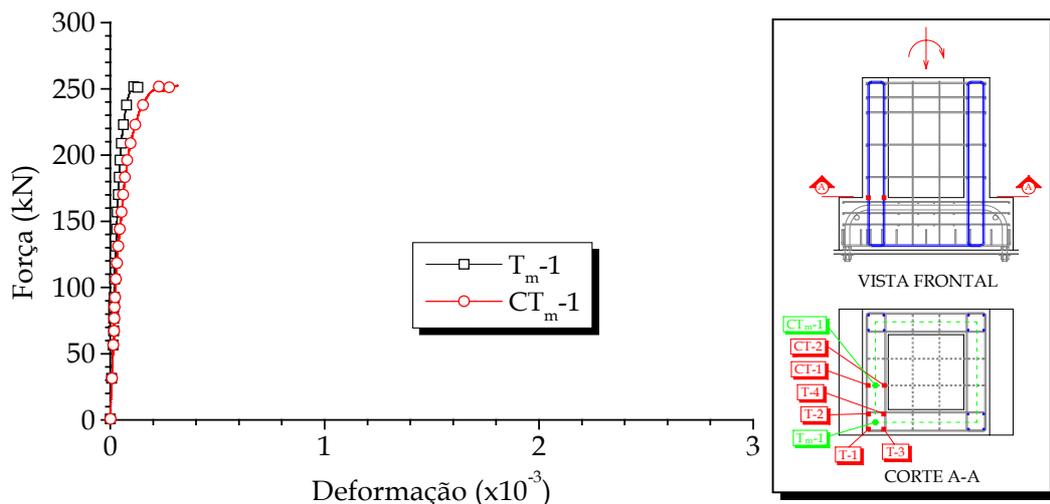


Figura 5.3 - Curva força aplicada versus deformação nas armaduras do tirante e de costura

O pilar desse modelo possuía em cada lado 4 barras longitudinais de 20 mm com  $f_{ym} = 609 \text{ MPa}$  e uma resistência média à compressão do concreto  $\sigma_{cm} = 57,3 \text{ MPa}$ . Com os extensômetros colocados na armadura longitudinal do pilar dentro e fora do trecho de embutimento, pôde-se analisar a descontinuidade de deformações entre esses pontos e também avaliar a capacidade teórica do pilar.

Segundo ilustra a Figura 5.4, as armaduras no lado tracionado na região externa ao embutimento praticamente atingiram a deformação limite de plastificação com  $\varepsilon_s = 9,629 \text{ ‰}$ , e a armadura comprimida apresentou uma deformação  $\varepsilon_s' = 0,714 \text{ ‰}$  (Figura 5.5). Aplicando-se a teoria de flexão, a linha neutra no pilar ficou situada no domínio 2a, bem próximo do limite entre os domínios 2a e 2b, com força normal igual a

251 kN. A força última experimental do pilar foi igual a 252 kN, apresentando, uma correlação quase exata com o valor teórico.

Como esse modelo apresentou um comportamento próximo de uma ligação monolítica, a deformação bem menor dos extensômetros internos à meia altura do comprimento de embutimento fica justificada pelo fato da seção resistente ser bem mais elevada, a qual compreende além da armadura do pilar a armadura do colarinho e uma área maior de concreto comprimido.

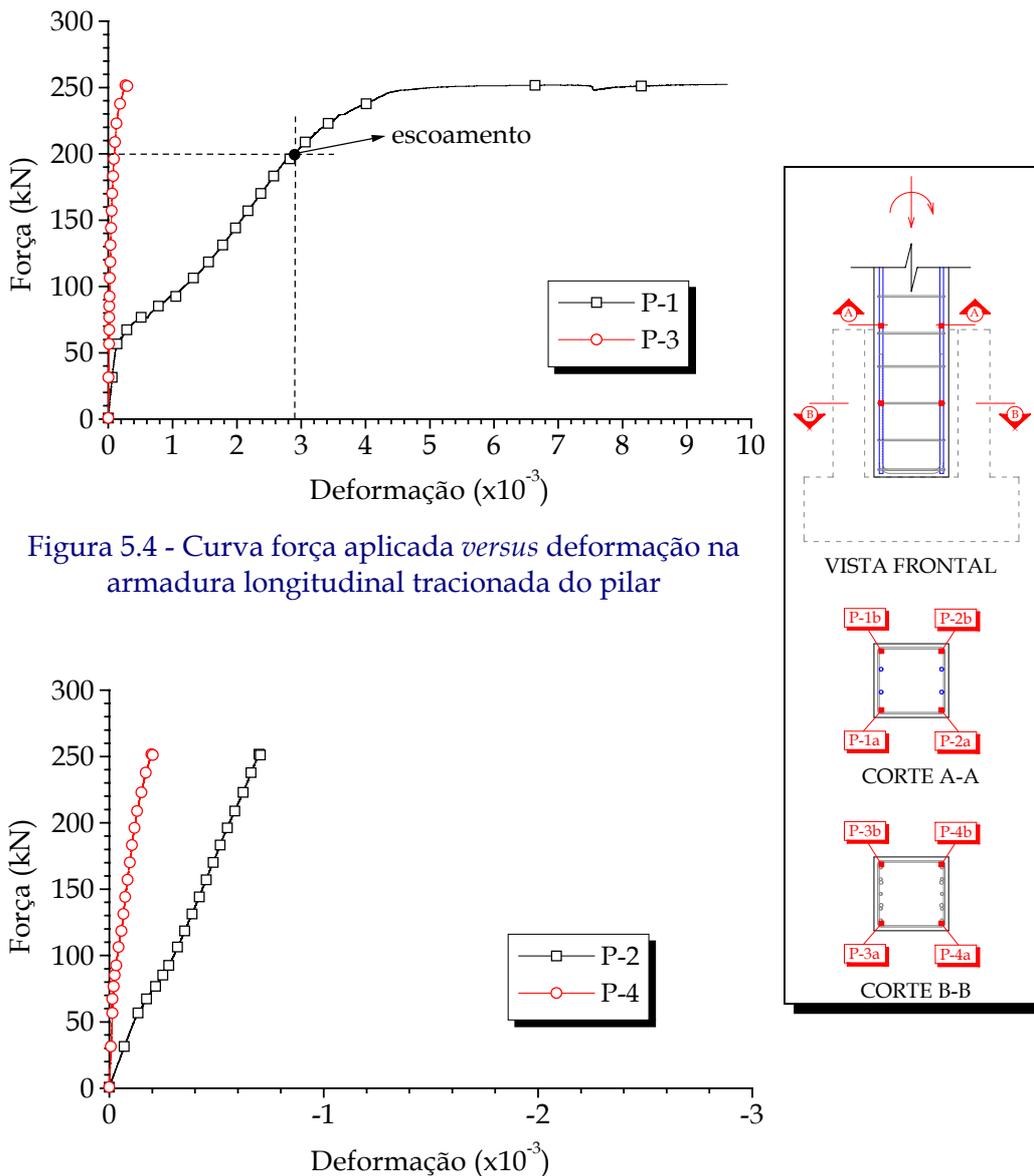
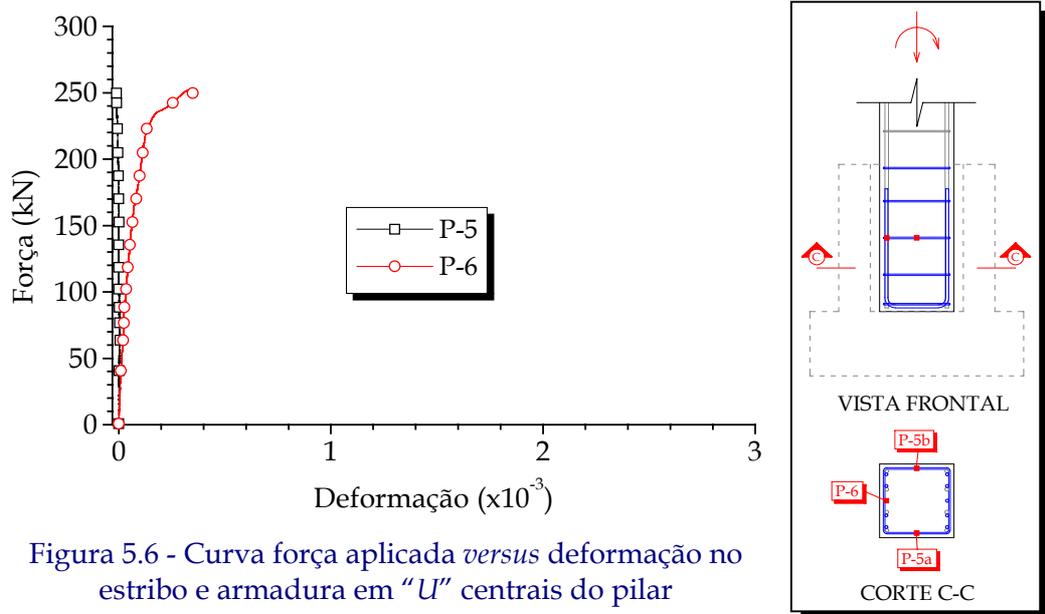


Figura 5.4 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura longitudinal tracionada do pilar

Figura 5.5 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura longitudinal comprimida do pilar

Apesar do cálice não ter atingido sua capacidade resistente, percebe-se através da Figura 5.6 que as deformações do estribo central são quase nulas, indicando a necessidade de novas recomendações baseadas em resultados experimentais para o

dimensionamento mais racional da armadura transversal do pilar no trecho de embutimento. A armadura em “U” para resistir à força  $H_{inf}$  apresentou deformações pequenas, devendo, portanto, ser reavaliado o seu dimensionamento ou a sua substituição por outro tipo de armadura como, por exemplo, a barra transversal soldada na armadura longitudinal do pilar utilizada nos modelos das Séries IL e IR.



Embora o cálice praticamente não tenha sido solicitado, apresentando um nível de deformações bastante pequeno, pôde-se analisar a capacidade dessa ligação através da aplicação dos principais métodos de projeto. Neste caso, foram utilizados os valores experimentais das respectivas resistências dos materiais. Considerando-se  $\mu = 0$  nos modelos de cálculo que consideram o atrito nas interfaces da ligação do cálice de fundação para comparação com o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), têm-se as resistências teóricas da ligação e a força última experimental do Modelo Piloto apresentadas na Figura 5.7. Essa força última experimental não corresponde à ruptura do colarinho, mas à última leitura da força normal, já que o Modelo Piloto rompeu no pilar.

Neste caso de  $\mu = 0$ , todos os modelos de cálculo apresentados neste trabalho ficaram a favor da segurança para a previsão da resistência da ligação. O Método de Projeto de WILLERT & KESSER (1983) apresentou uma resistência equivalente ao modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977). Já os modelos de OSANAI *et al.* (1996) modificado e de OLIN *et al.* (1985) foram menos conservadores, sendo o último o que mais se aproximou da última leitura experimental. Como o modelo de ELLIOTT (1996) possui um braço  $z$  do binário de forças  $H_{sup}$  e  $H_{inf}$  48% menor que o do modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), sua resistência teórica foi inferior à deste último modelo.

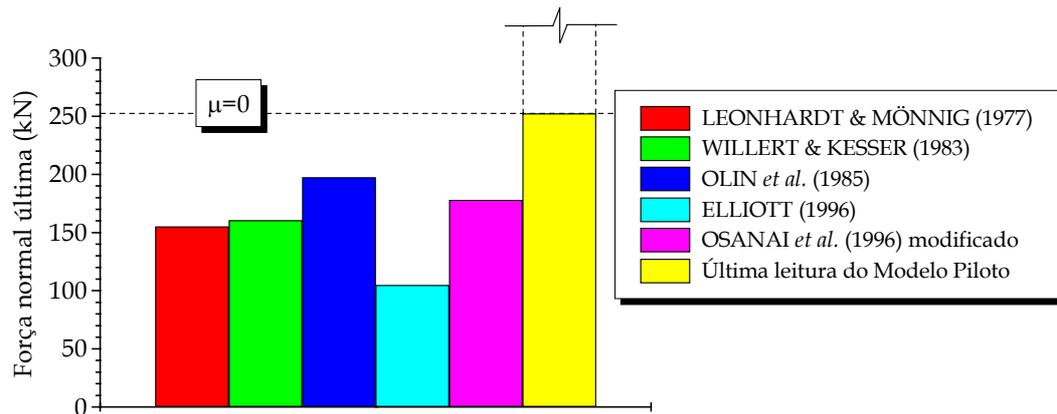


Figura 5.7 - Valores teóricos para  $\mu = 0$  e última leitura da força normal do Modelo Piloto

Admitindo-se  $\mu = 0,6$ , valor usual para coeficiente de atrito no caso de interface lisa, têm-se a capacidade da ligação apresentada na Figura 5.8. As resistências teóricas segundo os modelos de WILLERT & KESSER (1983), OLIN *et al.* (1985) e de OSANAI *et al.* (1996) modificado ficaram bastante próximas entre si, com diferenças entre 6% e 12% em relação à última leitura experimental. O modelo de ELLIOTT (1996) foi o que forneceu resultados mais conservadores, entre os que consideram o atrito das interfaces.

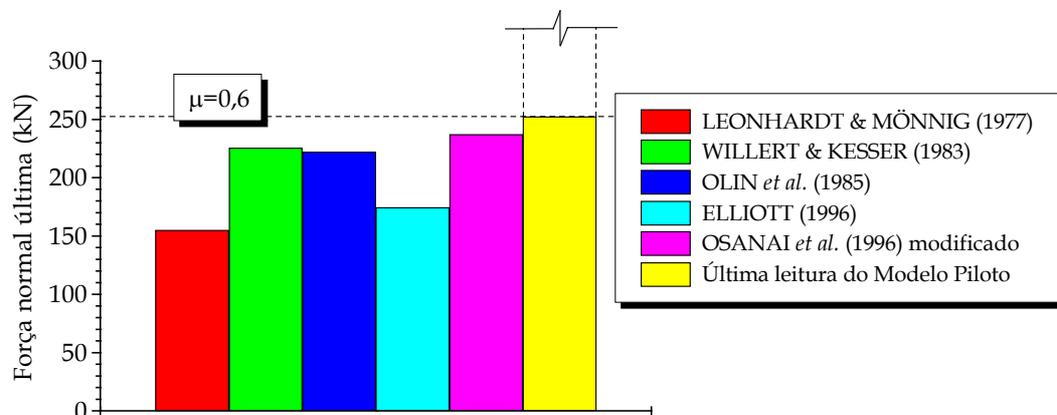


Figura 5.8 - Valores teóricos para  $\mu = 0,6$  e última leitura da força normal do Modelo Piloto

Na Figura 5.9, indicam-se as forças teóricas com a última leitura experimental para a situação limite de interface rugosa, em que se pode considerar o coeficiente de atrito igual à unidade. A última leitura experimental ficou um pouco abaixo da resistência teórica calculada conforme WILLERT & KESSER (1983) e OSANAI *et al.* (1996) modificado, mas com uma diferença pequena de 7%. Apesar do pilar ter rompido por flexão para uma carga de 252 kN, as armaduras do cálice praticamente não foram solicitadas. Se a força de ruptura fosse equivalente à resultante dos modelos de WILLERT & KESSER (1983) e OSANAI *et al.* (1996) modificado para  $\mu = 1$ , para o nível de carregamento último, o Modelo Piloto deveria apresentar uma fissuração

intensa e elevadas deformações na armadura. Com esses resultados, têm-se indícios que, nessa ligação com essas características, os esforços oriundos da flexo-compressão do pilar possam ser transferidos totalmente ou quase totalmente para o cálice, apresentando uma resistência máxima em torno de  $478 \text{ kN}$ , sendo, para este caso, todos os modelos conservadores. Essa capacidade de  $478 \text{ kN}$  foi determinada para a seção de concreto flexo-comprimida com área equivalente às dimensões externas do colarinho e com todas as armaduras verticais tracionadas do colarinho contribuindo, inclusive as de costura. Para a resultante de compressão do concreto, considerou-se o valor de  $\sigma_{cm}$  do concreto do cálice e a distribuição de tensões parabólica-retangular. Como a linha neutra ficou situada no domínio  $2a$ , ou seja, o máximo encurtamento do concreto foi menor que  $2\text{‰}$ , considerou-se apenas o trecho equivalente do diagrama de tensões com distribuição parabólica e as armaduras comprimidas não foram levadas em conta. Na Figura 5.10, ilustra-se melhor o cálculo da resistência da ligação como monolítica.

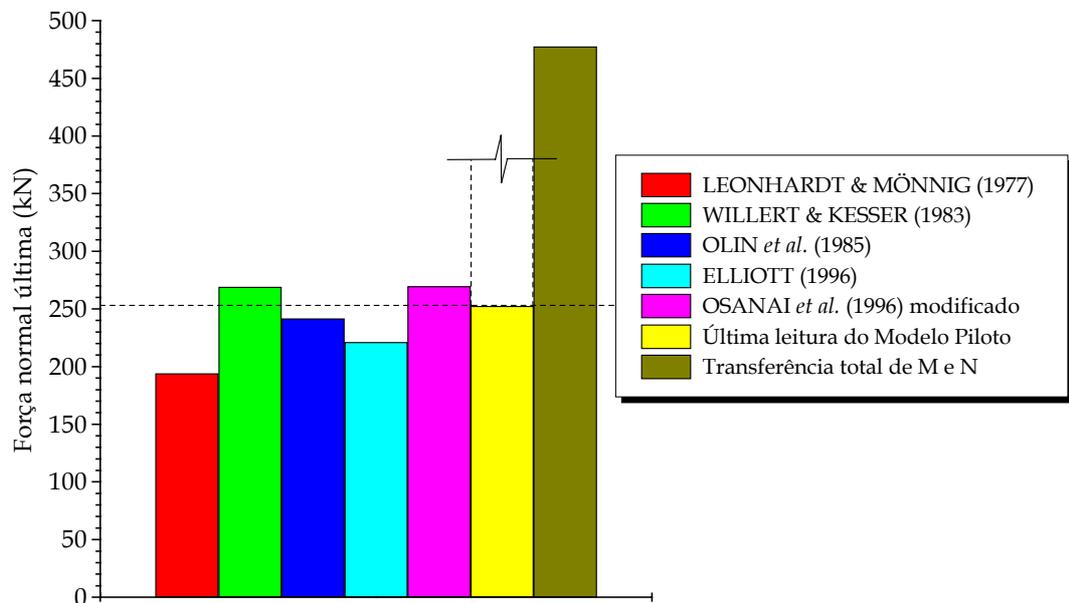


Figura 5.9 - Valores teóricos para  $\mu = 1$ , última leitura da força normal do Modelo Piloto e previsão de sua resistência com a transferência total do momento e força normal

As questões relacionadas, entretanto, com a transferência total ou parcial do momento e força normal na ligação, com a contribuição das armaduras, principalmente as de costura transversais e longitudinais, e outras, como o comportamento da parede transversal 1 do lado comprimido, foram verificadas nos ensaios dos Modelos IL1, IL2 e IL3 e serão apresentadas nos itens seguintes.

Uma observação importante deve ser feita com relação às ligações com interface rugosa. Se, conforme LEONHARDT & MÖNNIG (1977), pode-se considerar o funcionamento conjunto do pilar com o cálice, ou seja, com comportamento monolítico, então a teoria de flexão poderia se ajustar melhor ao dimensionamento, tornando o seu projeto menos conservador. Para resolver essa questão foram realizados os ensaios dos

modelos com interface rugosa IR1 e IR2.

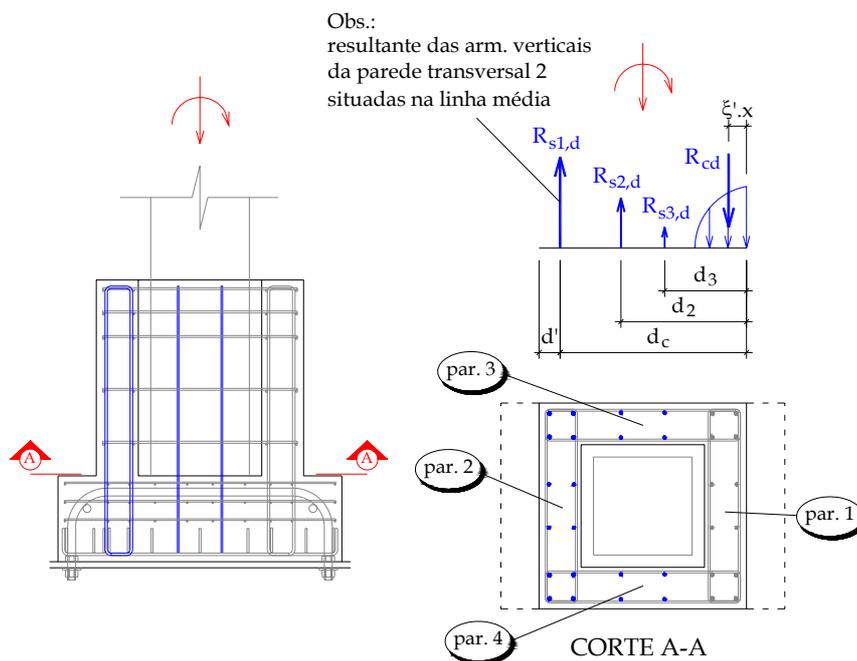


Figura 5.10 – Cálculo da resistência da ligação como monolítica

## 5.3. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

### 5.3.1. RESISTÊNCIA E RUPTURA DA LIGAÇÃO

A resistência dos modelos ensaiados foi determinada com a força última absorvida pelo cálice de fundação, já que o pilar foi superdimensionado para a capacidade máxima do atuador de forma a garantir a ruptura do cálice. Em todos os modelos, a ruptura foi determinada com o escoamento ou plastificação das armaduras tracionadas do tirante e de algumas de costura conforme o protótipo. Essa ruptura ocorreu simultaneamente com alguma fissura predominante.

Na Tabela 5.5, são apresentados os resultados experimentais da força normal última e o momento último dos modelos ensaiados comparados com a resistência de uma ligação monolítica. Nas Figuras 5.11 e 5.12, são ilustradas as fissuras predominantes dos modelos das Séries IL e IR, respectivamente.

O Modelo IL1 apresentou uma capacidade resistente próxima da de uma ligação monolítica, transferindo 87% da força normal e momento máximos admitidos teoricamente. Embora a fissura predominante desse modelo tenha ocorrido no topo da parede transversal 1 devido à flexo-tração desta, surgiu uma outra fissura de abertura aproximadamente equivalente na face lateral da parede transversal 2 oriunda da transferência de esforços de flexo-compressão na ligação (Figura 5.11(a)). Nos Modelos IL2 e IL3, essa resistência em relação à capacidade de uma ligação monolítica foi menor

devido à constatação de separação e deslizamento entre a junta e os elementos (Figura 5.11(b) e (c)). Os Modelos IR1 e IR2 apresentaram um comportamento muito próximo de uma ligação monolítica com uma resistência final no segundo ensaio um pouco maior que o valor correspondente à transferência total do momento e força normal na ligação. No caso desses modelos com interface rugosa, a fissura predominante de ruptura ocorreu na face lateral da parede transversal 2 (Figura 5.12(a) e (b)) e se estendeu ao longo das paredes longitudinais 3 e 4. A posição dessa fissura, com exceção da abertura que foi diferente, ficou próxima da referente do Modelo IL1.

Tabela 5.5 – Resistência experimental dos modelos ensaiados

Modelo		Excentricidade $e$ (m)	Força normal última $N_u$ (kN)	Momento último $M_u$ (kN.m)	% da resistência monolítica
IL1		1,85	241	446	87
IL2		1,85	203	376	73
IL3		1,20	336	403	67
IR1	1º ensaio	1,20	448	538	91
	2º ensaio	1,85	302	559	109
IR2	1º ensaio	1,20	469	563	96
	2º ensaio	1,85	304	562	110

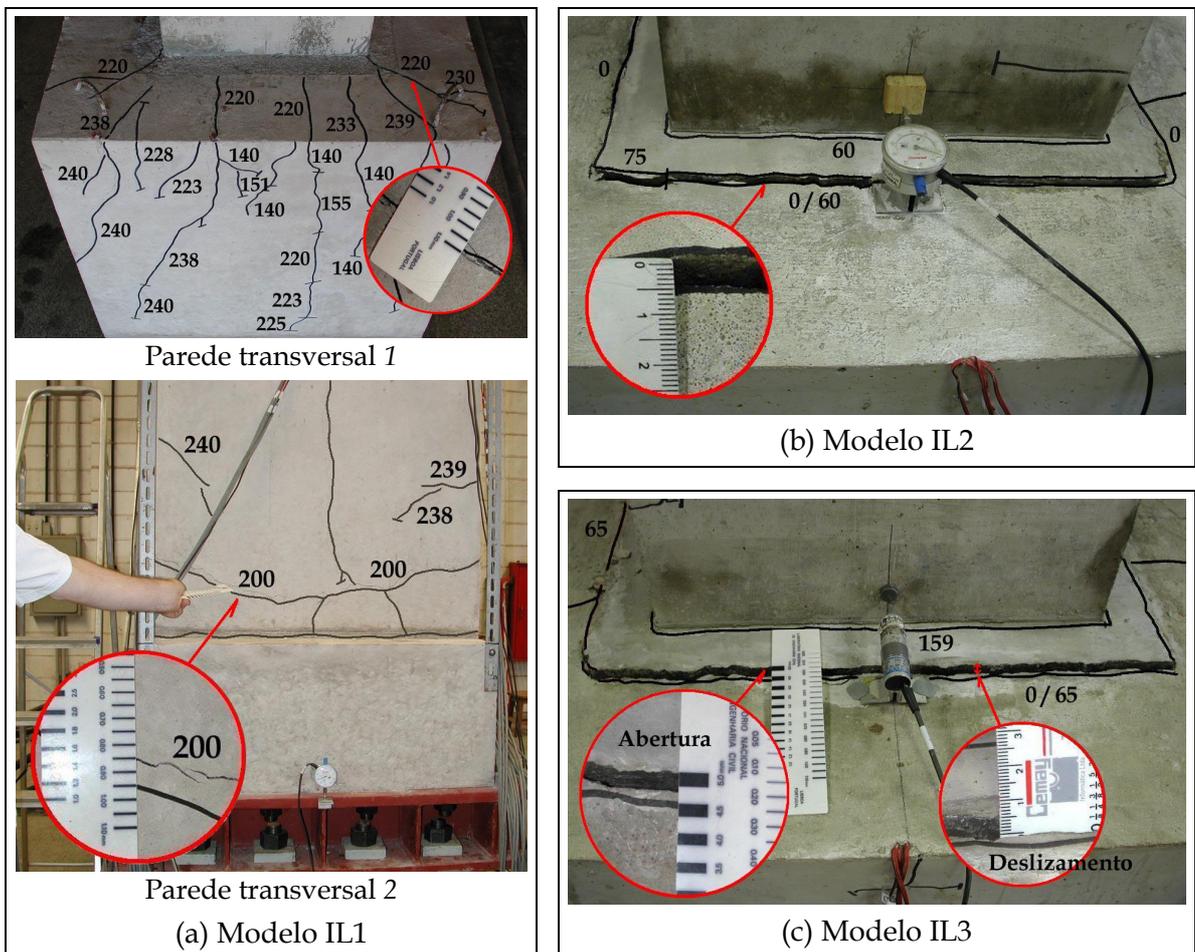


Figura 5.11 – Fissuração predominante de ruptura dos modelos da Série IL

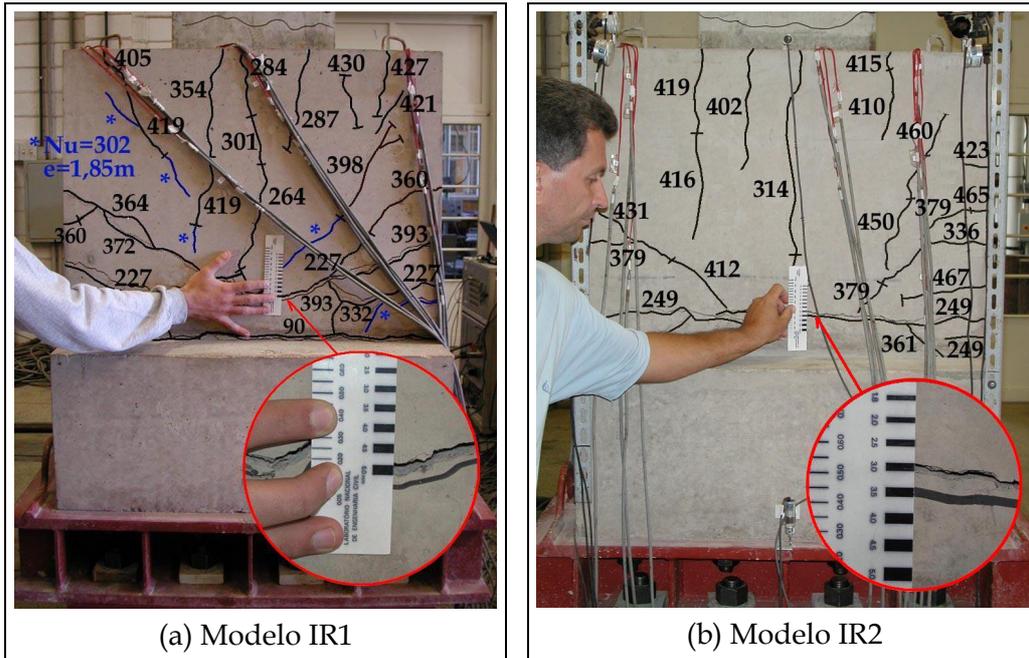


Figura 5.12 - Fissuração predominante de ruptura dos modelos da Série IR no segundo ensaio

### 5.3.2. EFEITO DOS CICLOS DE PRÉ-CARREGAMENTO

Conforme mencionado no Capítulo 4, alguns ciclos de pré-carregamento foram aplicados nos modelos físicos antes da realização do ensaio propriamente dito.

No Modelo IL1, o primeiro ciclo foi acidental e ocasionado por problemas no equipamento de aquisição de dados. Embora o nível desse ciclo no Modelo IL1 tenha sido elevado, houve pouca alteração na rigidez durante o re-carregamento. Além disso, como o modelo apresentou poucas fissuras (Figura 5.13) e as deformações residuais das armaduras mais solicitadas, no caso as do tirante e de costura, foram pequenas, esse ciclo não interferiu da resistência da ligação. Portanto para fins de análise do comportamento desse modelo, considera-se a envoltória.

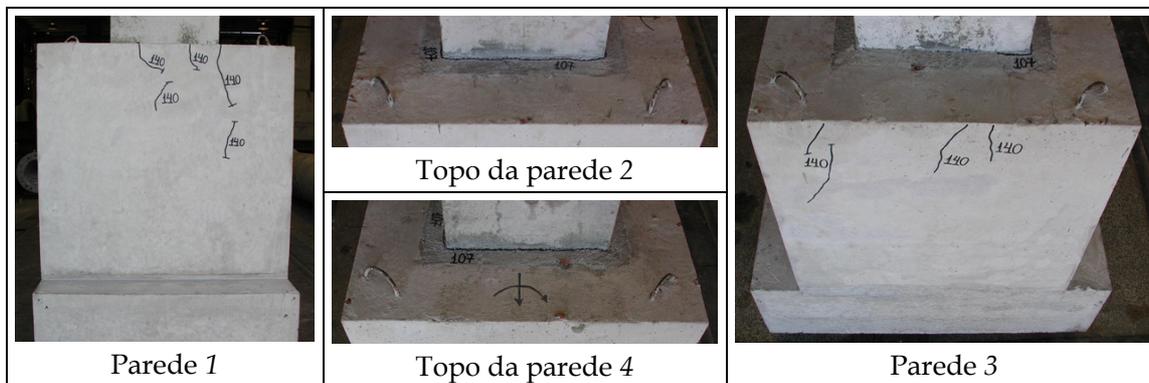


Figura 5.13 - Fissuração após o ciclo de pré-carregamento - Modelo IL1

As Figuras 5.14 e 5.15 ilustram o comportamento ao longo dos ciclos e a envoltória das armaduras do tirante e de costura mais tracionada em valores médios do Modelo IL1.

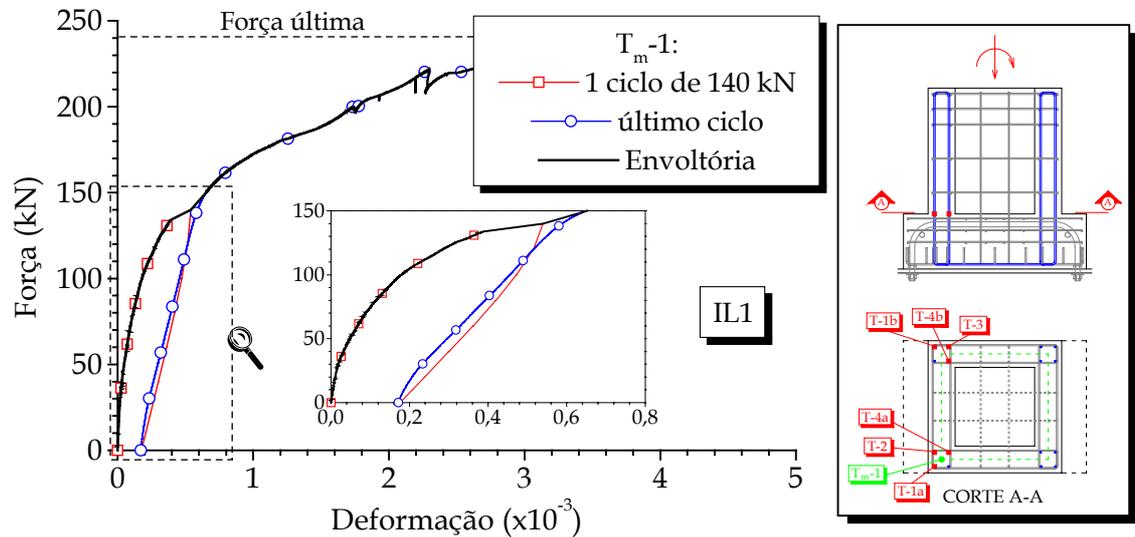


Figura 5.14 – Ciclos e envoltória da curva força aplicada *versus* deformação média na armadura do tirante – Modelo IL1

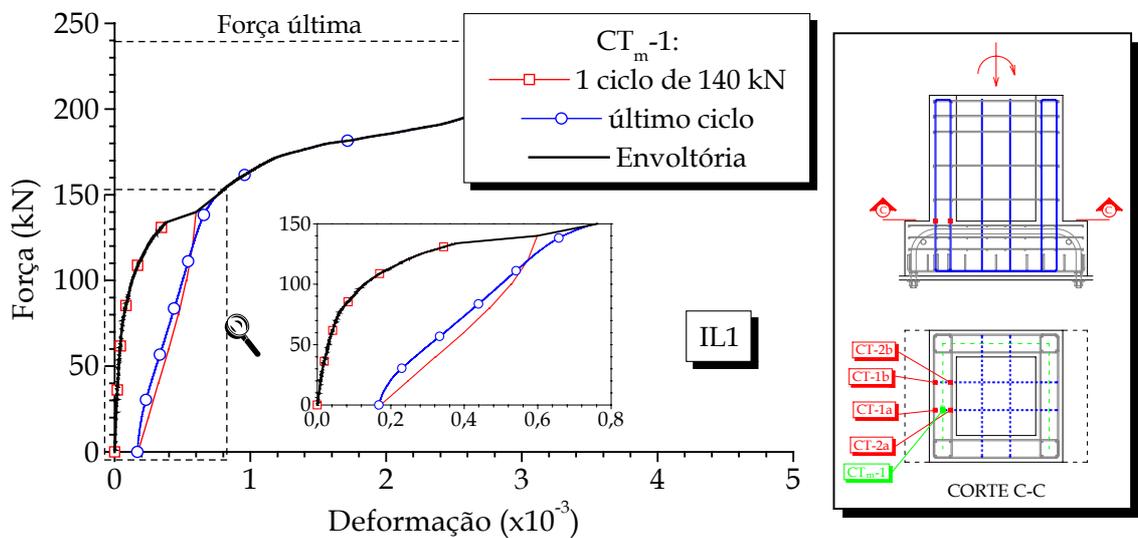


Figura 5.15 – Ciclos e envoltória da curva força aplicada *versus* deformação média na armadura de costura transversal – Modelo IL1

Nos modelos seguintes, os ciclos de pré-carregamento foram intencionais e de pequena intensidade, onde não houve mudança de rigidez durante o re-carregamento do último ciclo e as deformações residuais das armaduras foram muito pequenas. Nas Figuras 5.16 a 5.19, mostra-se o comportamento ao longo dos ciclos e a envoltória das armaduras do tirante em valores médios desses modelos.

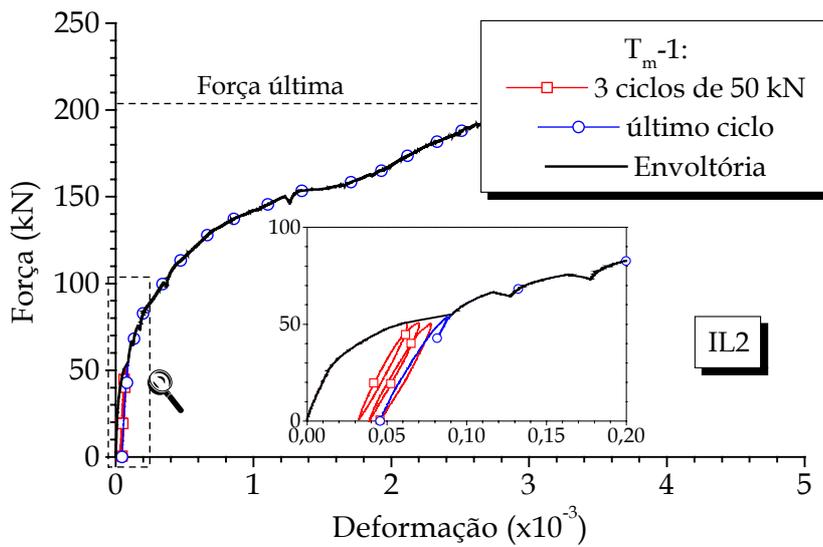
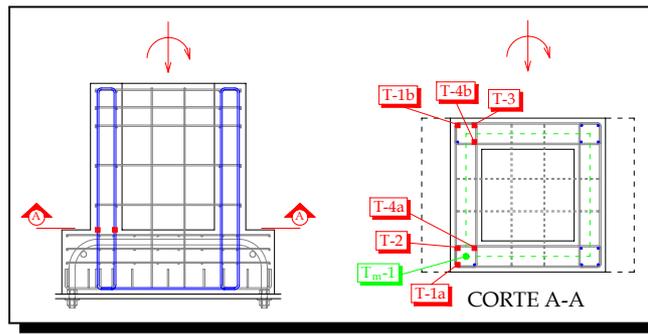


Figura 5.16 - Ciclos e envoltória da curva força aplicada *versus* deformação média na armadura do tirante - Modelo IL2

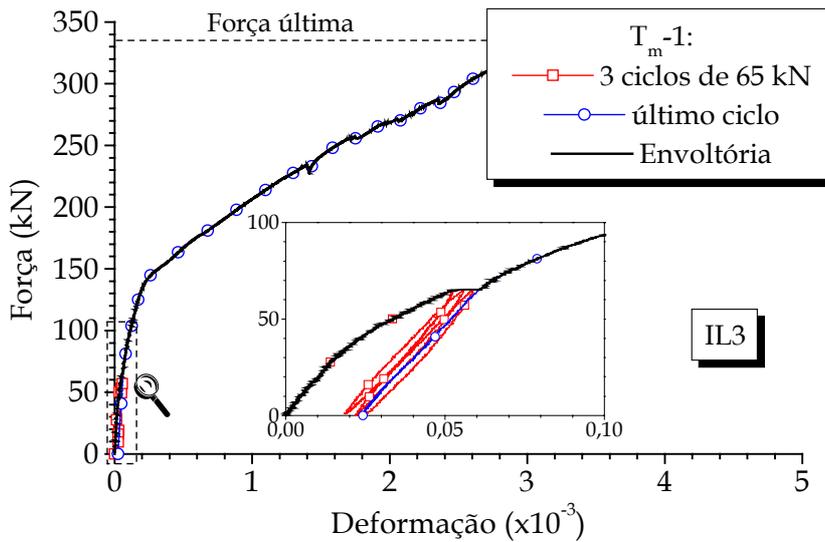


Figura 5.17 - Ciclos e envoltória da curva força aplicada *versus* deformação média na armadura do tirante - Modelo IL3

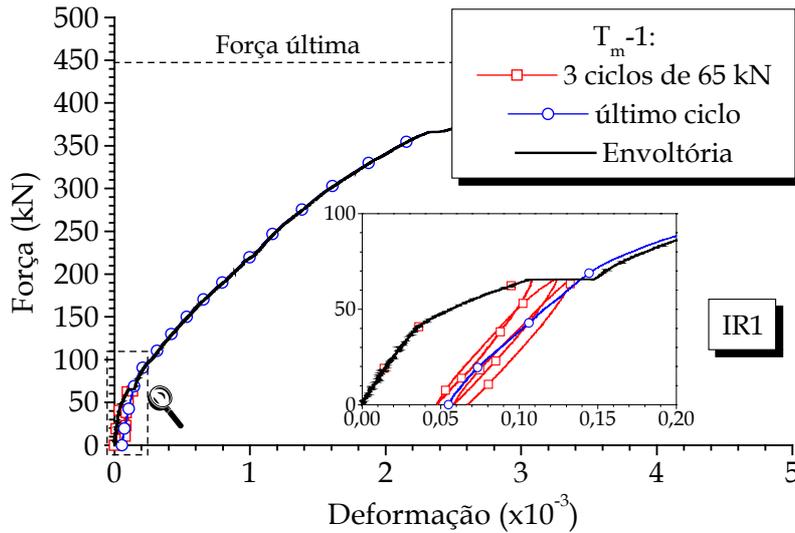


Figura 5.18 – Ciclos e envoltória da curva força aplicada *versus* deformação média na armadura do tirante – 1º ensaio do Modelo IR1

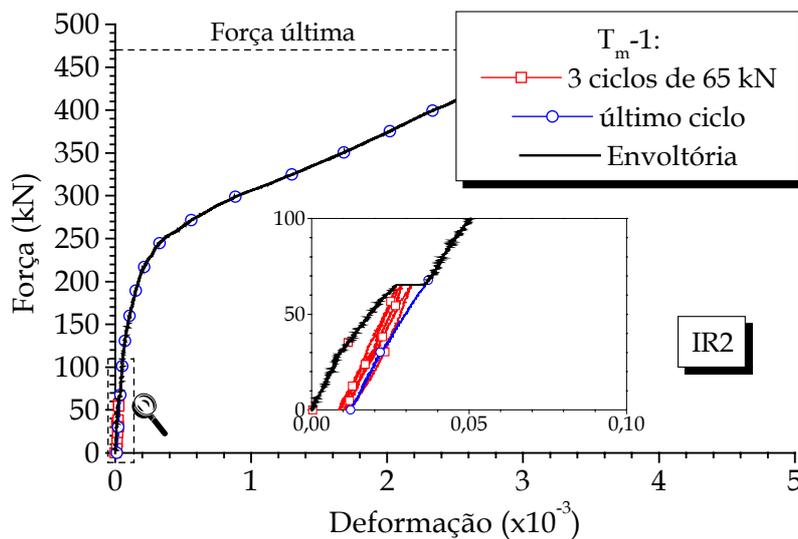


Figura 5.19 – Ciclos e envoltória da curva força aplicada *versus* deformação média na armadura do tirante – 1º ensaio do Modelo IR2

### 5.3.3. COMPORTAMENTO DA ARMADURA HORIZONTAL SUPERIOR TRANSVERSAL ( $A_{s,HFT}$ )

Nas Figuras 5.20 a 5.22, apresentam-se as curvas força aplicada *versus* deformação nas armaduras horizontais superiores dispostas transversalmente na parede 1 dos modelos da Série IL.

Em todos os modelos, a parede transversal 1 foi submetida a uma flexo-tração, o que resultou na tração dos ramos externos e internos da armadura  $A_{s,hft}$ . Esse comportamento foi descrito similarmente por LEONHARDT & MÖNNIG (1977) para o cálice rugoso, em que se forma um arco atirantado na região superior dessa parede. No

Modelo IL1, as deformações desses estribos aumentaram por efeito da carga mantida, pois como nesse modelo continuava a surgir fissuras sem se conseguir o aumento de carga, esta foi mantida aplicada no modelo ao longo de um certo tempo para se observar o comportamento desse modelo. Como a capacidade desse protótipo se aproximou da resistência de uma ligação monolítica e não houve nenhuma indicação de destacamento e deslizamento consideráveis entre a junta e os elementos, era de se esperar que as deformações dessa armadura fossem pequenas. Poderia-se utilizar uma armadura mínima para este caso, contudo, recomenda-se não utilizar esse modelo para projeto, ou seja, não contar com a adesão entre o concreto da junta e dos elementos. Apenas nos Modelos IL2 e IL3, os ramos externos desses estribos foram solicitados significativamente, atingindo ou chegando muito próximo do escoamento.

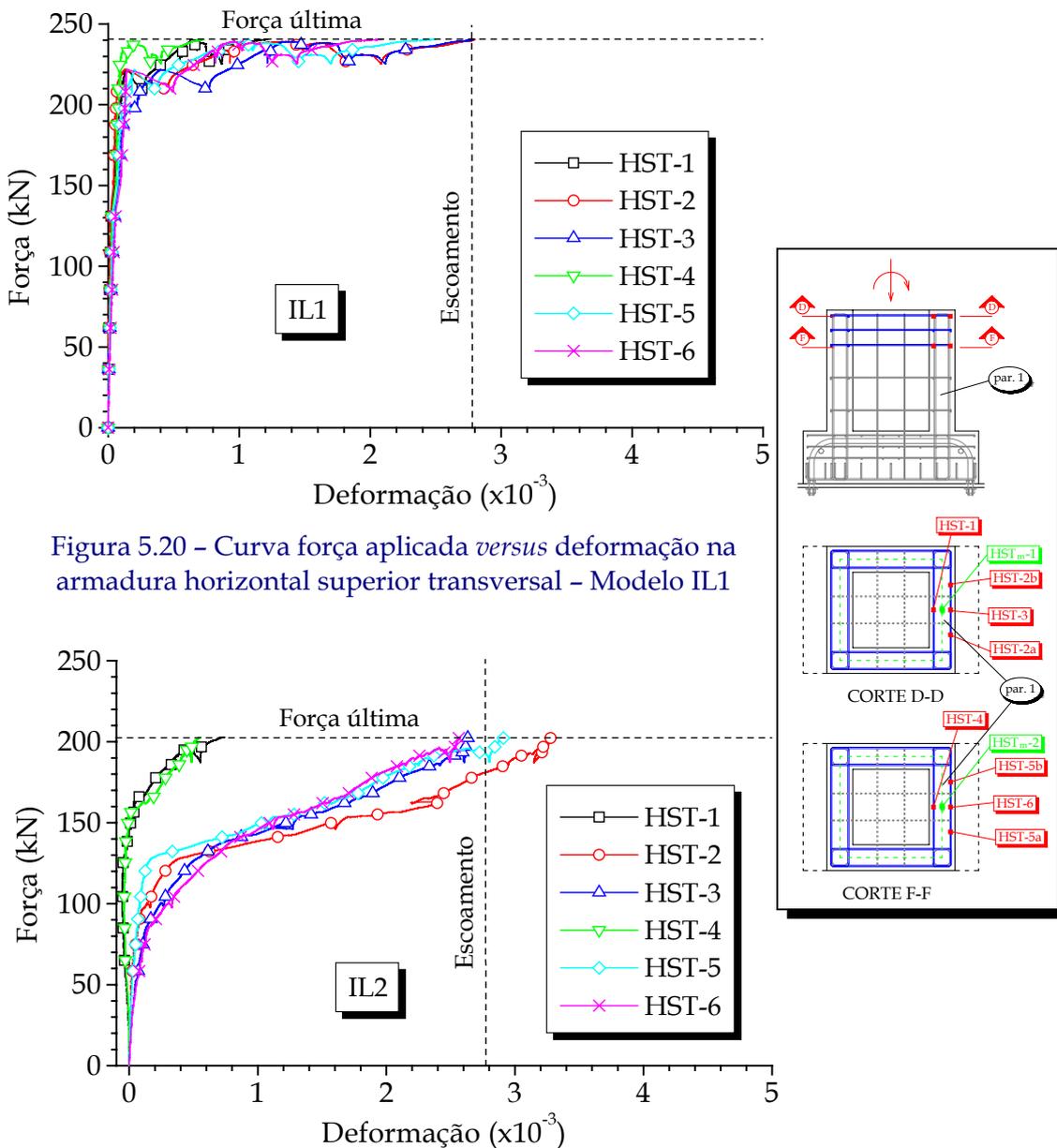


Figura 5.20 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior transversal - Modelo IL1

Figura 5.21 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior transversal - Modelo IL2

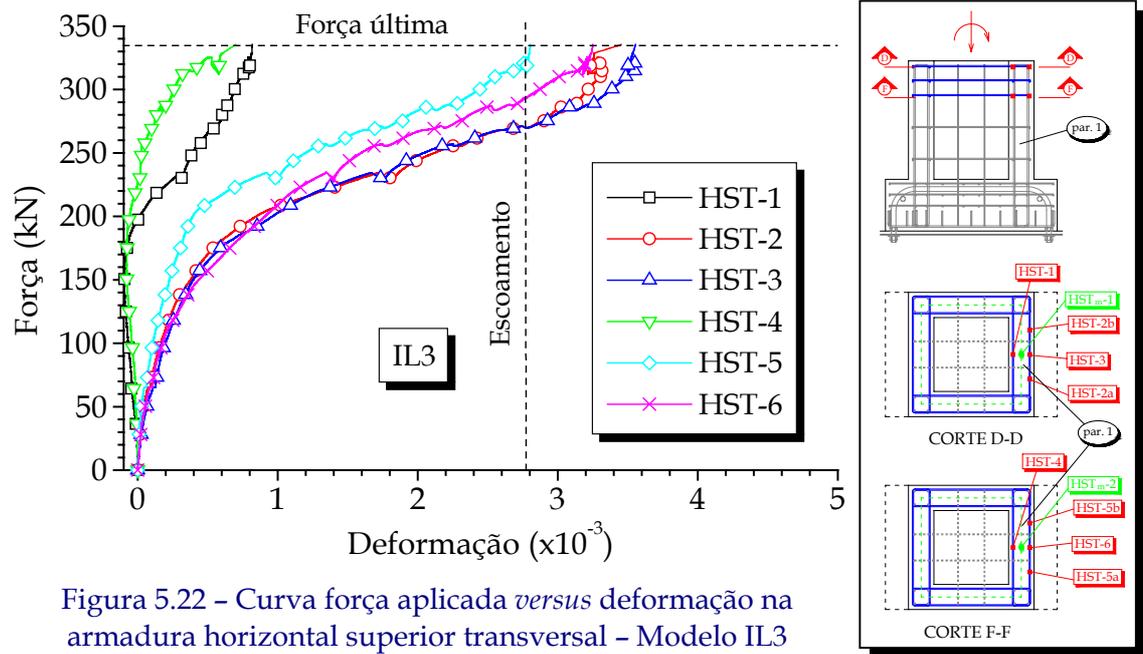


Figura 5.22 – Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior transversal – Modelo IL3

A flexo-tração no topo da parede transversal 1 é visivelmente percebida pelo desenvolvimento das fissuras apresentadas na Figura 5.23, indicando que parte da pressão oriunda do pilar é direcionada para os cantos dessa parede. A fissuração da face frontal da parede transversal 1 dos Modelos IL2 e IL3, como ilustra a Figura 5.23 está interligada com as elevadas deformações nessa região, indicando que a área do ramo externo dessa armadura está bastante coerente, já que o seu escoamento ocorreu quase simultaneamente com o escoamento das armaduras dos tirantes que determinou a ruptura da ligação. O ramo interno foi pouco solicitado, apontando a necessidade de um desenvolvimento de um modelo de projeto que considere essa flexo-tração. A fissuração dessa parede no Modelo IL1 foi menor que a referente dos Modelos IL2 e IL3 e a maioria das fissuras surgiram em carregamento elevado, próximo à força última.

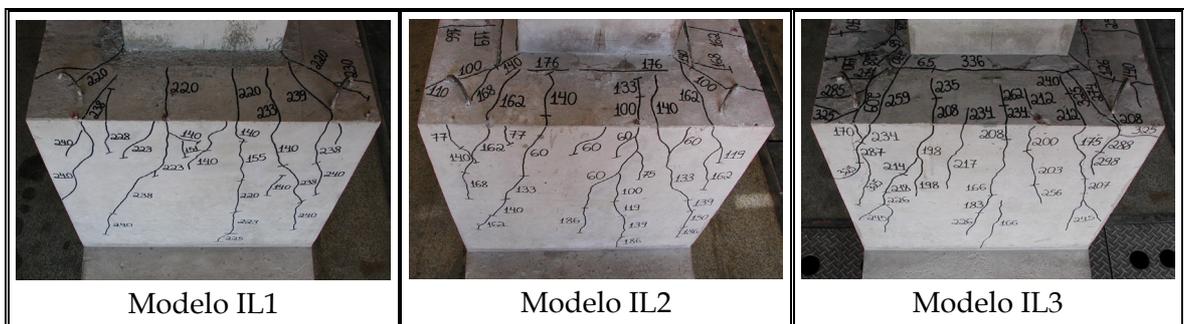


Figura 5.23 – Fissuração na parede transversal 1 dos modelos da Série IL

Nas Figuras 5.24 a 5.27, ilustram-se as curvas força aplicada *versus* deformação nas armaduras horizontais superiores dispostas transversalmente na parede 1 dos modelos da Série IR. Observa-se que quando existem chaves de cisalhamento, o

protótipo apresenta comportamento muito próximo ao de uma ligação monolítica e a flexo-tração da parede transversal 1 é bastante reduzida no primeiro ensaio. Embora as deformações dessa armadura tenham aumentado próximo à força última no segundo ensaio, ela não foi totalmente solicitada, onde se observou, por exemplo, no Modelo IR1 a deformação máxima no extensômetro HST-3 equivalente a 2,2‰. O dimensionamento conservador dessa armadura para os Modelos IR1 e IR2 pode ser constatado também através da pouca fissuração na parede transversal 1 indicada na Figura 5.28.

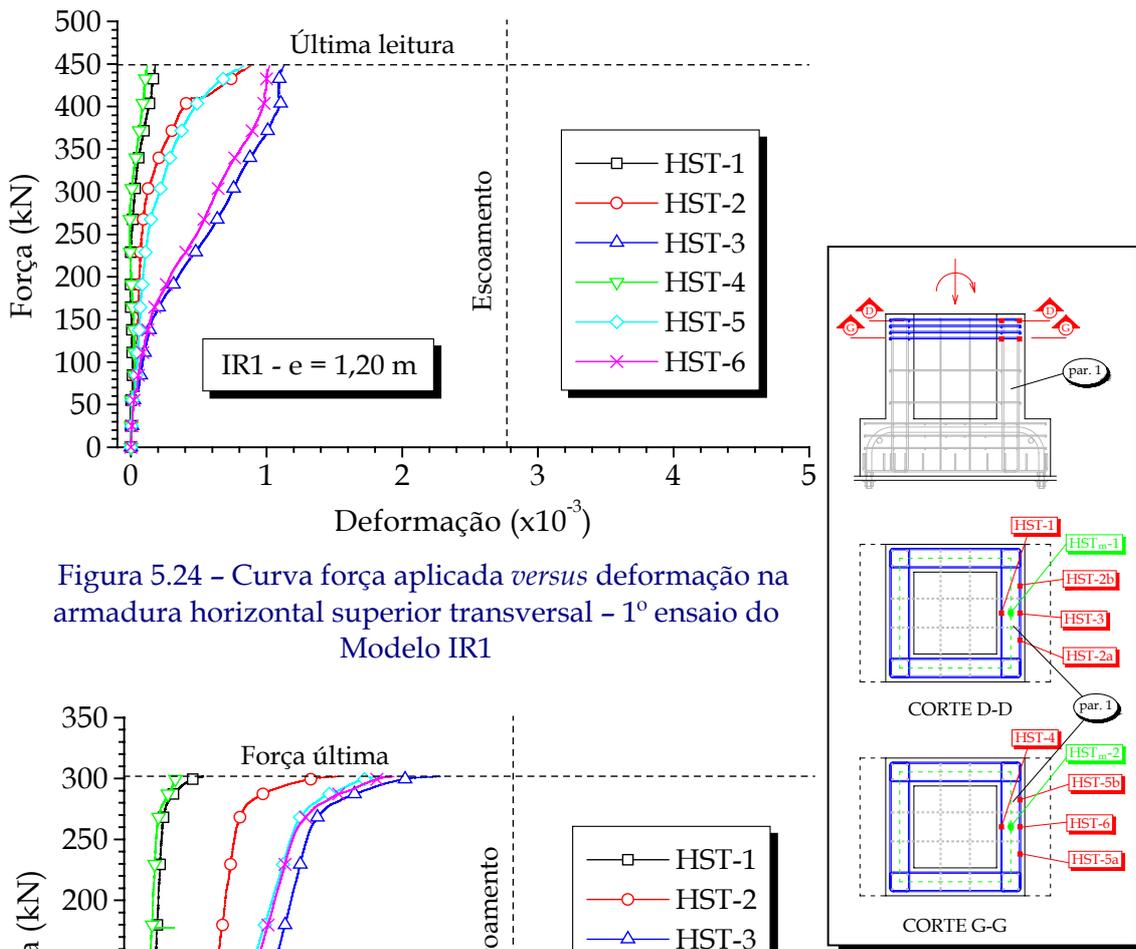


Figura 5.24 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior transversal - 1º ensaio do Modelo IR1

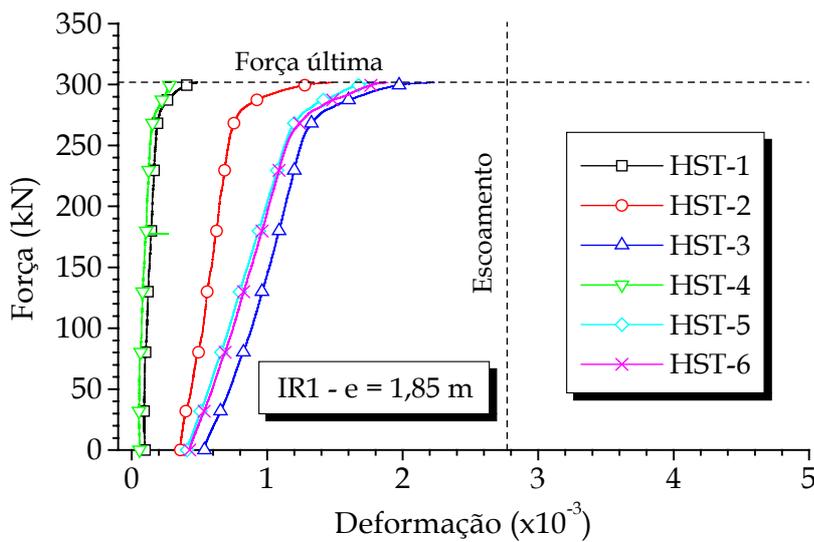


Figura 5.25 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior transversal - 2º ensaio do Modelo IR1

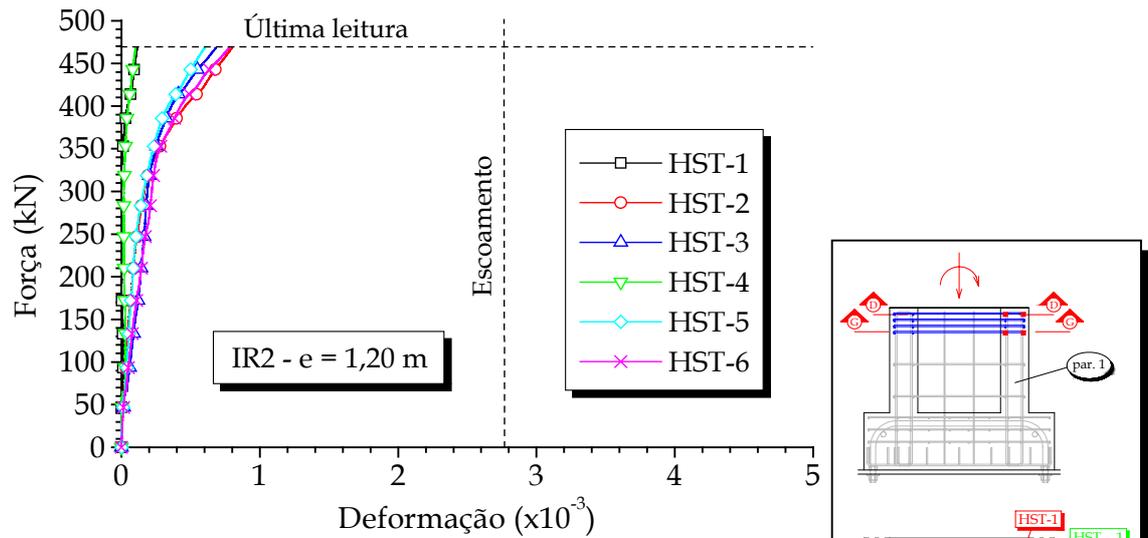


Figura 5.26 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior transversal - 1º ensaio do Modelo IR2

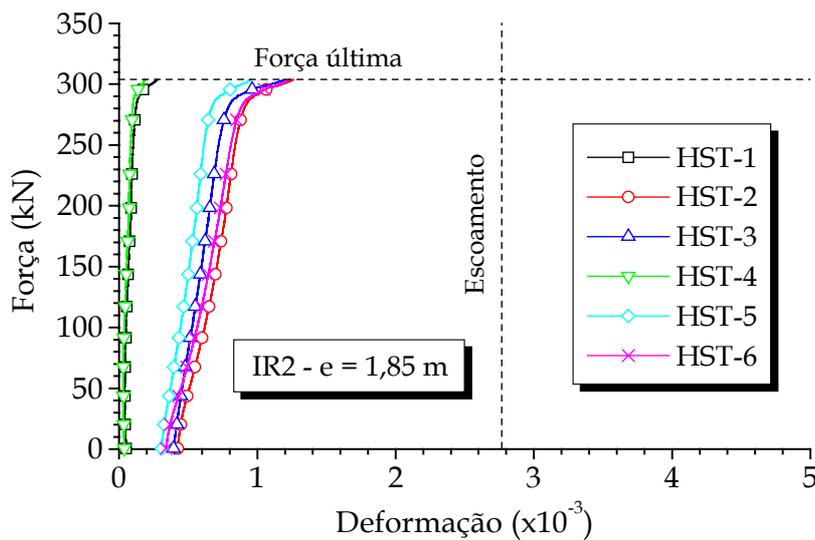


Figura 5.27 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior transversal - 2º ensaio do Modelo IR2

Com exceção do Modelo IR1, nos outros modelos praticamente não houve distinção de comportamento entre o extensômetro externo do meio do vão (HST-3 e HST-6) e o seu vizinho lateralmente no mesmo nível (HST-2 e HST-5). Em alguns níveis as deformações HST-2 e HST-5 foram um pouco superiores às deformações HST-3 e HST-6, mas são diferenças que podem ser pertinentes, por exemplo, ao surgimento de fissuras na região do extensômetro. No primeiro ensaio do Modelo IR1, ocorreram diferenças na evolução das deformações entre os extensômetros do centro (HST-3 e HST-6) e os do canto (HST-2 e HST-5), mas na última leitura elas foram praticamente equivalentes.

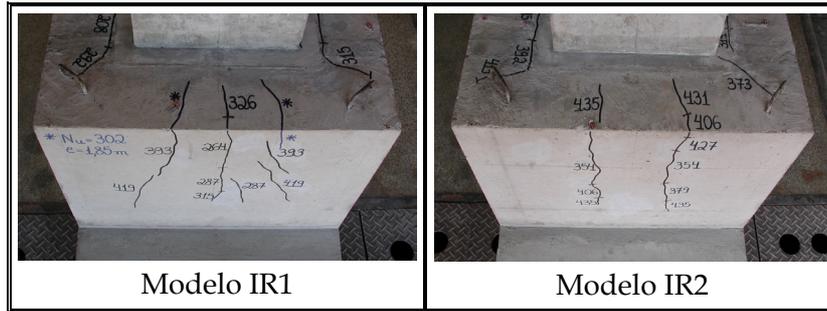


Figura 5.28 – Fissuração na parede transversal 1 dos modelos da Série IR

No geral, as deformações nos níveis superior e inferior dessa armadura não variaram significativamente. Isso indica que considerar, no dimensionamento e na distribuição da armadura  $A_{s,hfr}$ , a base dessa parede equivalente a  $\ell_{emb} / 3$  está razoável com os resultados experimentais. Tal fato também é verificado no item 5.3.7 com os resultados dos transdutores de deslocamento. Deve-se lembrar que esse valor de  $\ell_{emb} / 3$  está associado para comprimentos de embutimento  $\ell_{emb}$  relacionados com a largura  $h$  do pilar de acordo, aproximadamente, com as recomendações da NBR-9062/85 (1985), onde no caso dos modelos ensaiados adotou-se  $\ell_{emb} = 2h$ .

As Figuras 5.29 e 5.30 apresentam comparativamente os resultados dos extensômetros HST-3 e HST-6 dos modelos ensaiados, subdivididos de acordo com a excentricidade de cada um. Na Figura 5.31, têm-se a comparação do resultado médio  $HST_m-1$  entre todos os modelos, ao longo da força e momento aplicados.

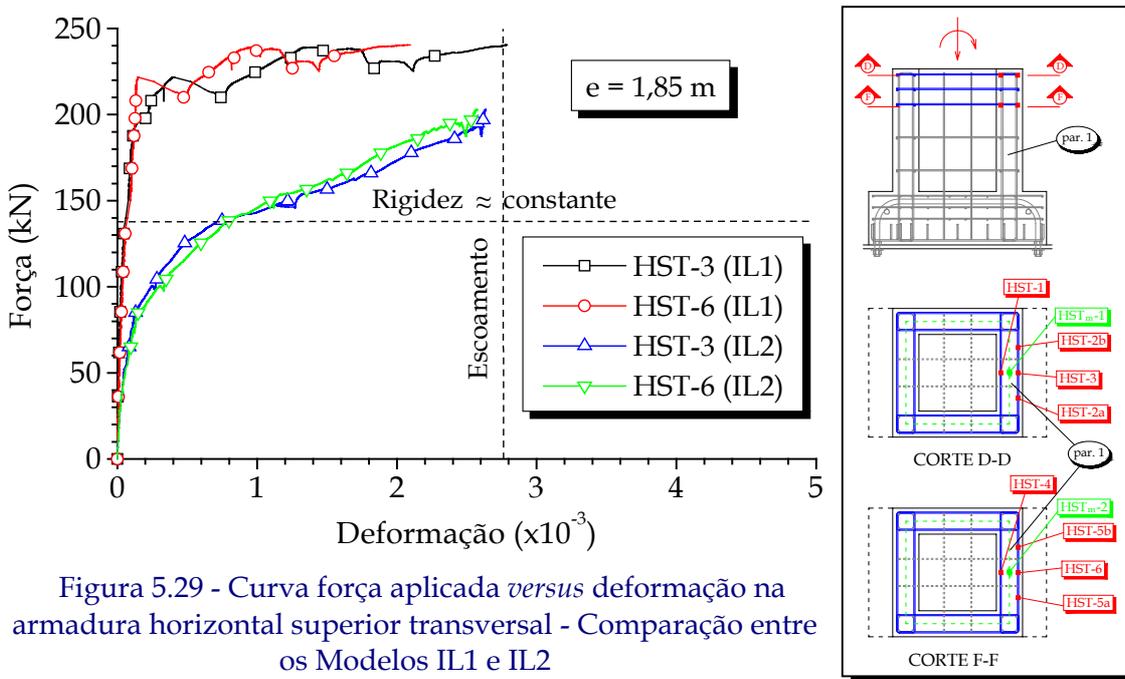


Figura 5.29 - Curva força aplicada versus deformação na armadura horizontal superior transversal - Comparação entre os Modelos IL1 e IL2

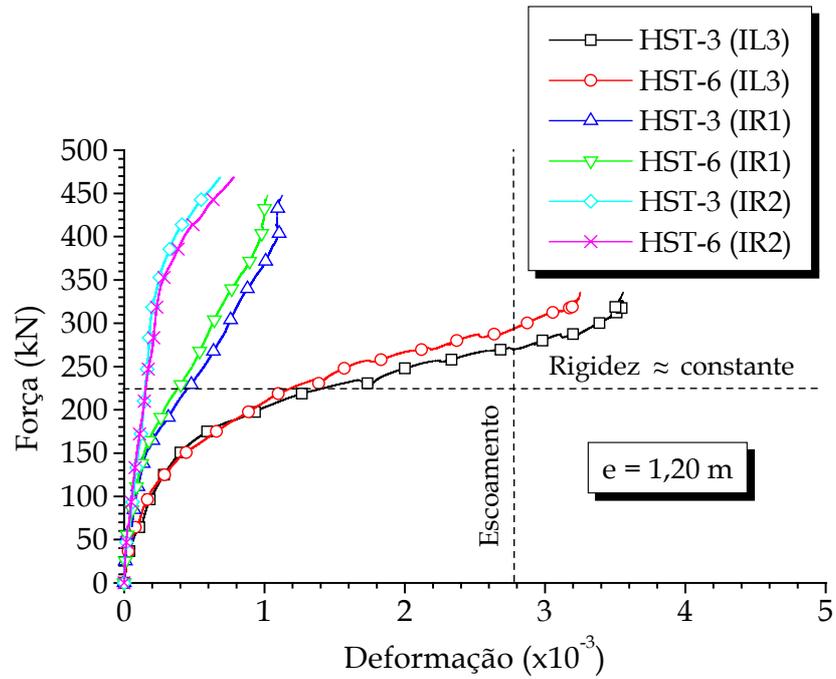
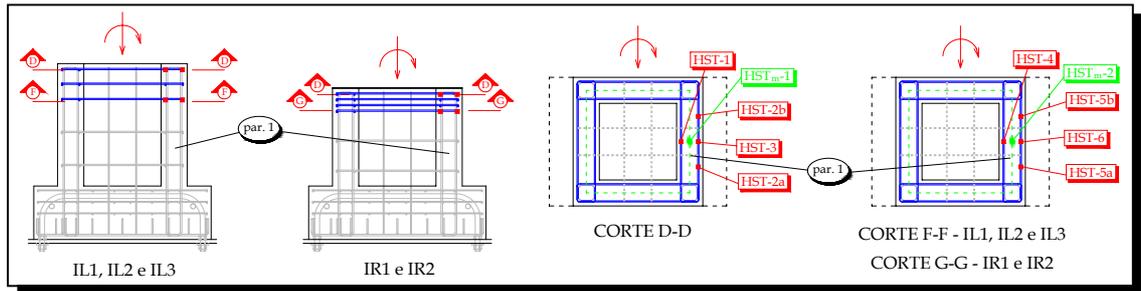


Figura 5.30 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior transversal - Comparação entre os Modelos IL3, IR1 e IR2

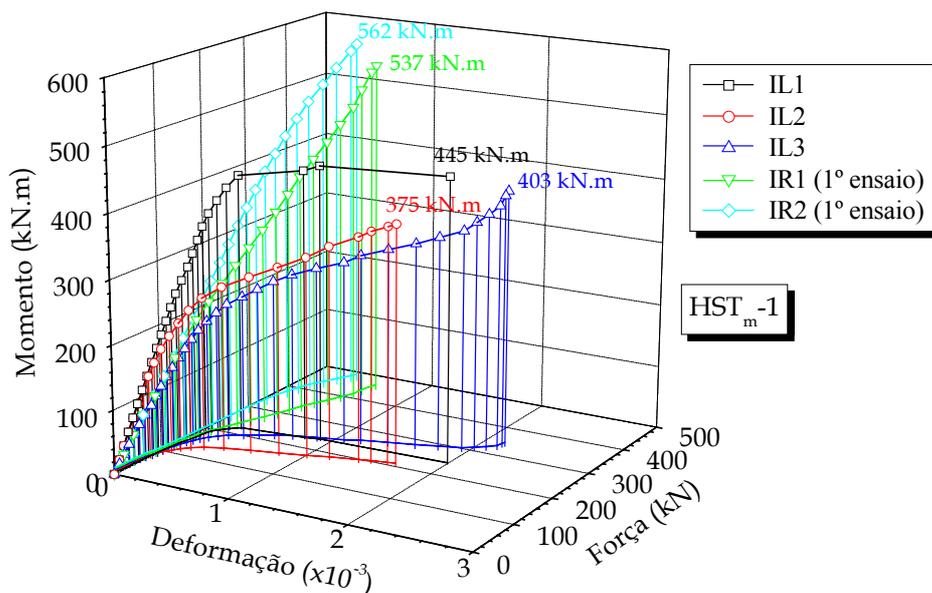


Figura 5.31 - Curva momento aplicado *versus* força aplicada *versus* deformação média na armadura horizontal superior transversal - Comparação entre os todos os modelos

Observa-se que a armadura em questão dos Modelos IL2 e IL3 foram as que mais se deformaram e nos Modelos IL1, IR1 e IR2 ela quase não trabalhou. A rigidez da curva força aplicada *versus* deformação nessa armadura foi bastante elevada nos Modelos IL1, IR1 e IR2, enquanto nos Modelos IL2 e IL3, essa rigidez diminuiu gradativamente ao longo do aumento da fissuração na parede transversal 1 até um certo carregamento indicado nas Figuras 5.29 e 5.30, a partir do qual a rigidez tornou-se praticamente constante. Entre os protótipos com interface rugosa, constata-se que a armadura do Modelo IR2, o qual contém mais chaves de cisalhamento e de dimensões menores, apresentou um comportamento mais rígido que a do Modelo IR1, onde se adotou a rugosidade mínima recomendada pela NBR-9062/85 (1985).

#### 5.3.4. COMPORTAMENTO DA ARMADURA HORIZONTAL SUPERIOR LONGITUDINAL ( $A_{s,hsup}$ )

Nos modelos da Série IL, foram dispostos extensômetros no centro da armadura horizontal superior longitudinal  $A_{s,hsup}$  e na posição referente à ligação da parede transversal 1 com as paredes longitudinais 3 e 4. Nas Figuras 5.32 a 5.34, são apresentadas as curvas força aplicada *versus* deformação nessa armadura em valores médios para essa série. Observou-se que as deformações desses estribos no meio do vão são inferiores às do canto da ligação da parede transversal 1 com as paredes longitudinais, pois à medida que se afasta da parede transversal 1 a rigidez vai aumentando. Ao contrário do que ocorreu no canto de encontro da parede transversal 1 com as paredes longitudinais 3 e 4 do cálice, essa região em um consolo é muito pouco solicitada. Na realidade, a armadura horizontal superior longitudinal  $A_{s,hsup}$  funciona como uma armadura de suspensão da força  $H_{sup}$  do canto superior da parede 1 para o canto superior da parede 2, ou seja, ocorre uma aplicação indireta da força  $H_{sup}$  nas paredes longitudinais 3 e 4 do cálice. Como será visto nos itens 5.3.5 e 5.3.8, essas paredes longitudinais apresentaram algumas peculiaridades do comportamento de um consolo e poderão ser dimensionadas como este, segundo as recomendações do item 5.5.

Essa falta de continuidade nas deformações indica que a intensidade da força  $H_{sup}$  transmitida por  $A_{s,hsup}$  é melhor avaliada com as deformações da região mais solicitada dessa armadura. Como a rigidez do canto da parede transversal 2 é maior que a rigidez das paredes longitudinais 3 e 4 em direção à parede transversal 1, parte da força  $H_{sup}$  é absorvida pelo concreto.

Nos modelos da Série IR, foram dispostos extensômetros apenas no trecho dessa armadura próxima à parede transversal 1, os quais são suficientes para se avaliar a força  $H_{sup}$ .

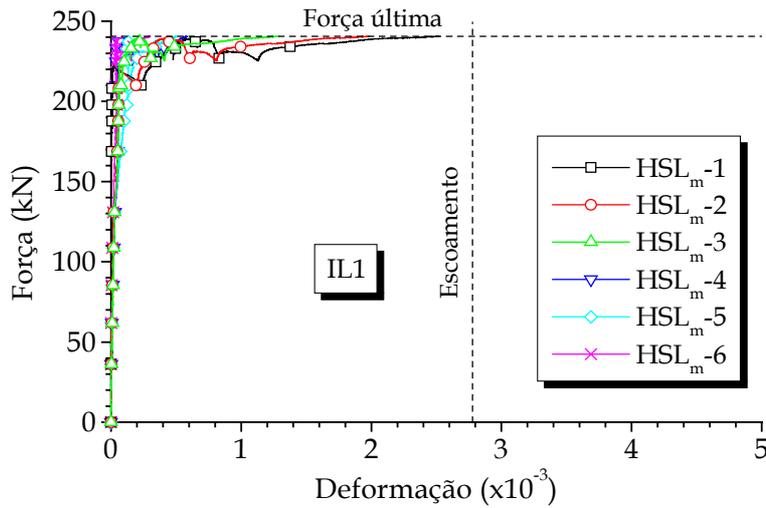


Figura 5.32 - Curva força aplicada *versus* deformação média na armadura horizontal superior longitudinal - Modelo IL1

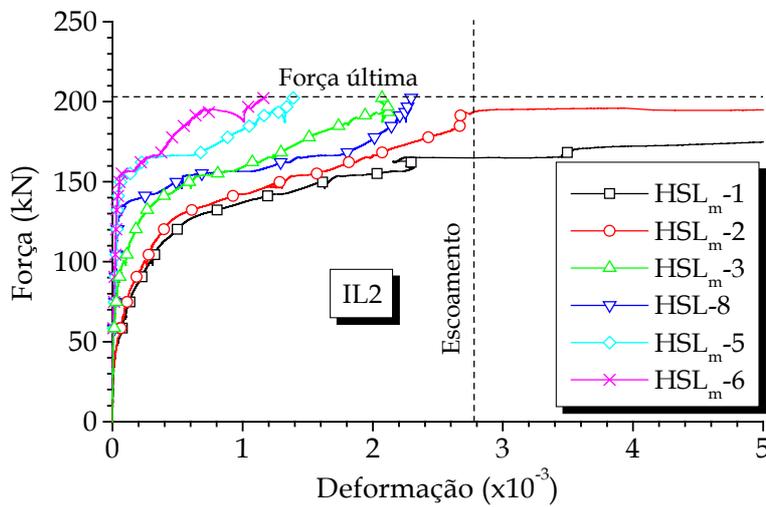


Figura 5.33 - Curva força aplicada *versus* deformação média na armadura horizontal superior longitudinal - Modelo IL2

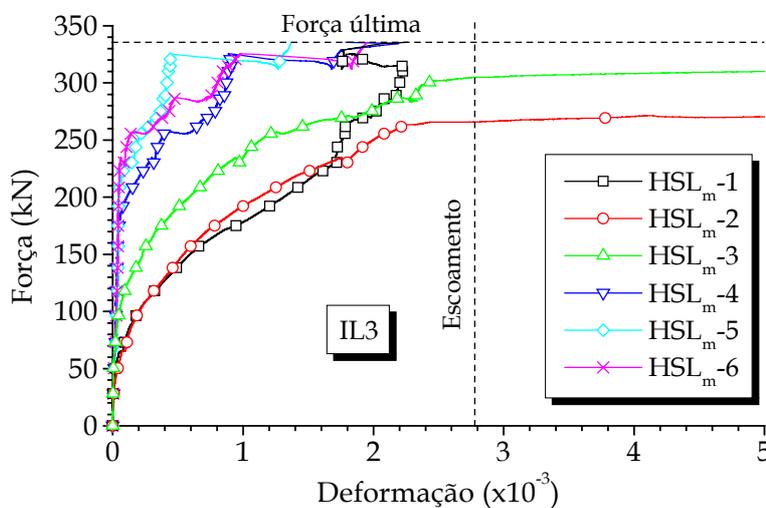
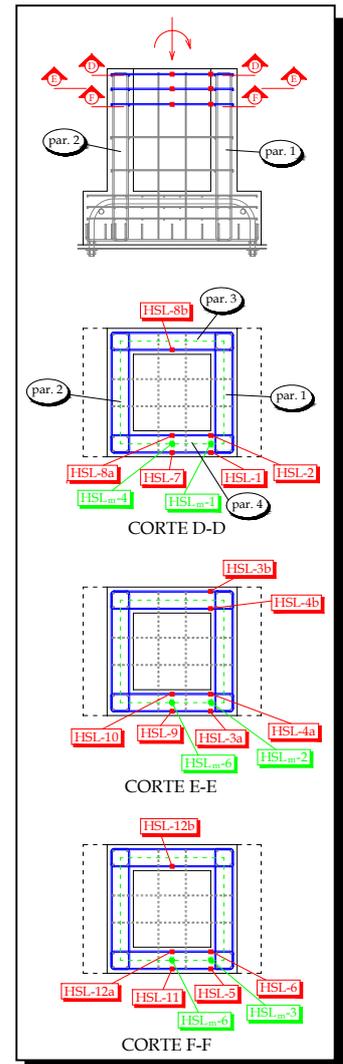


Figura 5.34 - Curva força aplicada *versus* deformação média na armadura horizontal superior longitudinal - Modelo IL3



Nas Figuras 5.35 a 5.41, são indicadas para todos os modelos as curvas força normal *versus* deformações internas e externas da armadura horizontal superior longitudinal próxima ao canto da parede transversal 1 com as paredes longitudinais 3 e 4.

Observa-se que os ramos internos dos estribos foram mais solicitados que os ramos externos. No caso dos Modelos IL2 e IL3, além da tração existe um momento resultante da transmissão das forças no topo da parede transversal 1 ( $H_{sup}$ ) para as paredes longitudinais 3 e 4. Já nos Modelos IL1, IR1 e IR2, é somado o efeito da força de atrito  $F_{at,long}$  entre a junta e os elementos nas paredes longitudinais 3 e 4 e o seu respectivo momento devido à sua excentricidade em relação ao centro dessas paredes. Embora essa flexo-tração também tenha sido verificada através da fissuração, pode-se para efeitos de modelos de projeto, como será visto nos itens 5.4.2 e 5.4.3, considerar simplificada a força  $H_{sup}$  resultante do escoamento dos dois ramos desses estribos.

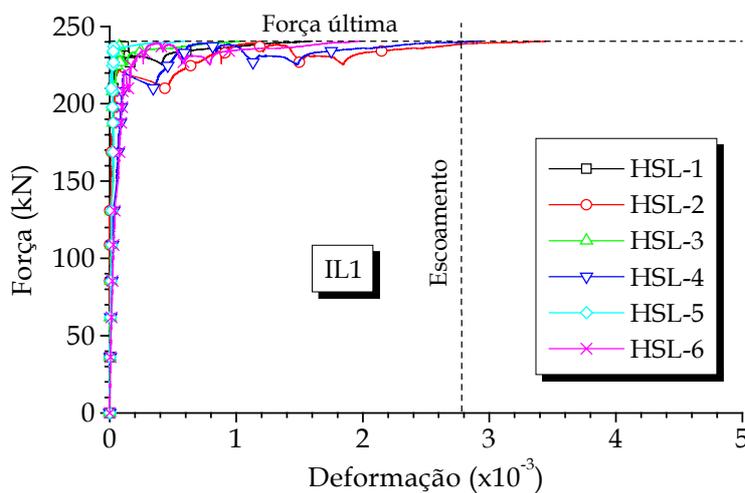


Figura 5.35 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior longitudinal - Modelo IL1

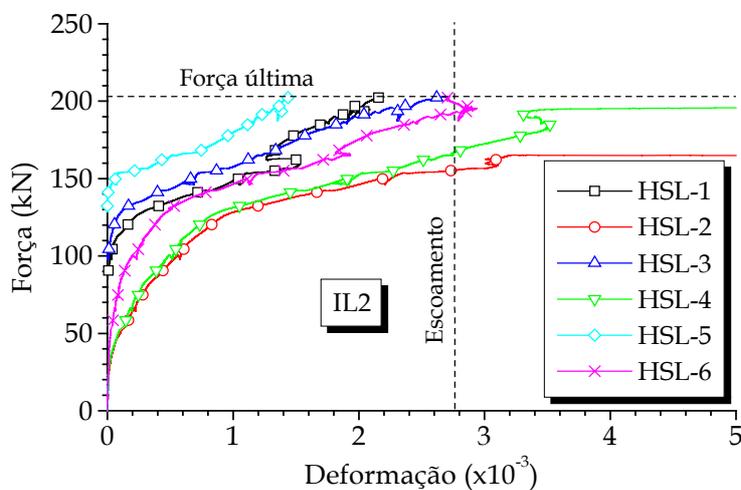
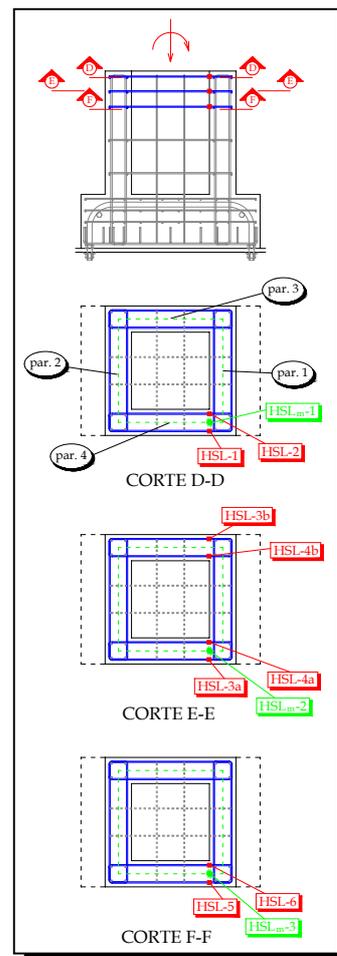


Figura 5.36 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior longitudinal - Modelo IL2



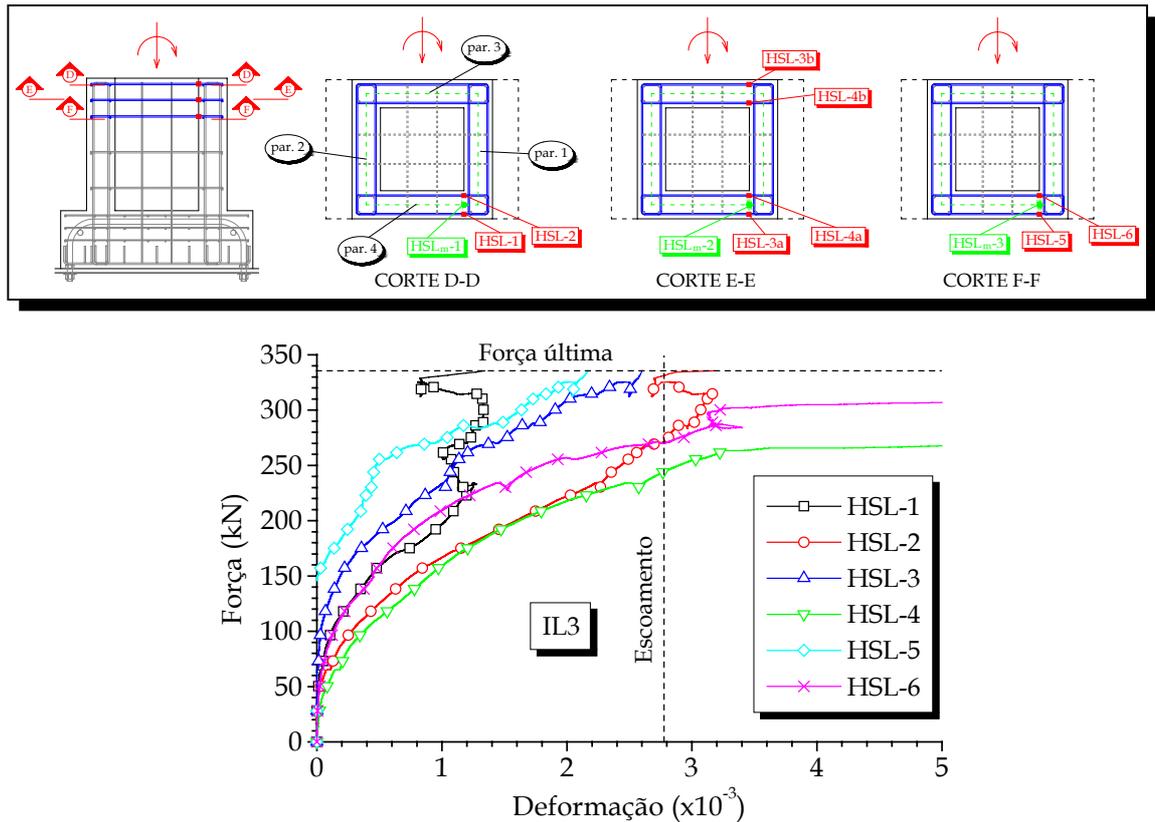


Figura 5.37 – Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior longitudinal - Modelo IL3

Somente nos Modelos IL2 e IL3, as deformações nessa armadura foram elevadas, chegando a atingir o escoamento nos ramos internos. Nesses modelos, foi possível visualizar a tendência de diminuição dessas deformações dos estribos inferiores em relação aos superiores. No Modelo IL1, que apresentou algumas peculiaridades de uma ligação monolítica, as deformações aumentaram apenas por efeito da carga mantida e não por essa armadura ser bastante solicitada.

Com essa indicação do escoamento na armadura  $A_{s,hsup}$  dos Modelos IL2 e IL3, recomenda-se utilizar o modelo de cálculo proposto no item 5.4.3 para o dimensionamento dessa armadura.

No primeiro ensaio dos Modelos IR1 e IR2, que podem ser considerados como monolíticos para efeitos de projeto, essas deformações foram pequenas. Embora as deformações tenham sido um pouco mais elevadas no segundo ensaio, essa armadura não foi totalmente solicitada, com exceção do extensômetro HSL-8 do Modelo IR1 que atingiu o escoamento no limiar da força última. Para a força máxima de projeto desses modelos com interface rugosa, que seria equivalente à resistência monolítica, as deformações foram no máximo iguais a 67% da deformação de escoamento.

As pequenas deformações nessa armadura dos modelos com interface rugosa estão de acordo com as afirmações de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), que são devido à formação de uma biela de compressão com inclinação maior em relação à

horizontal do que a considerada no cálculo do consolo. Apesar desses resultados conservadores para os Modelos IR1 e IR2, sugere-se no item 5.5 dimensionar a armadura  $A_{s,hsup}$  a partir do modelo de consolo após o cálculo de  $A_{s,tir}$ .

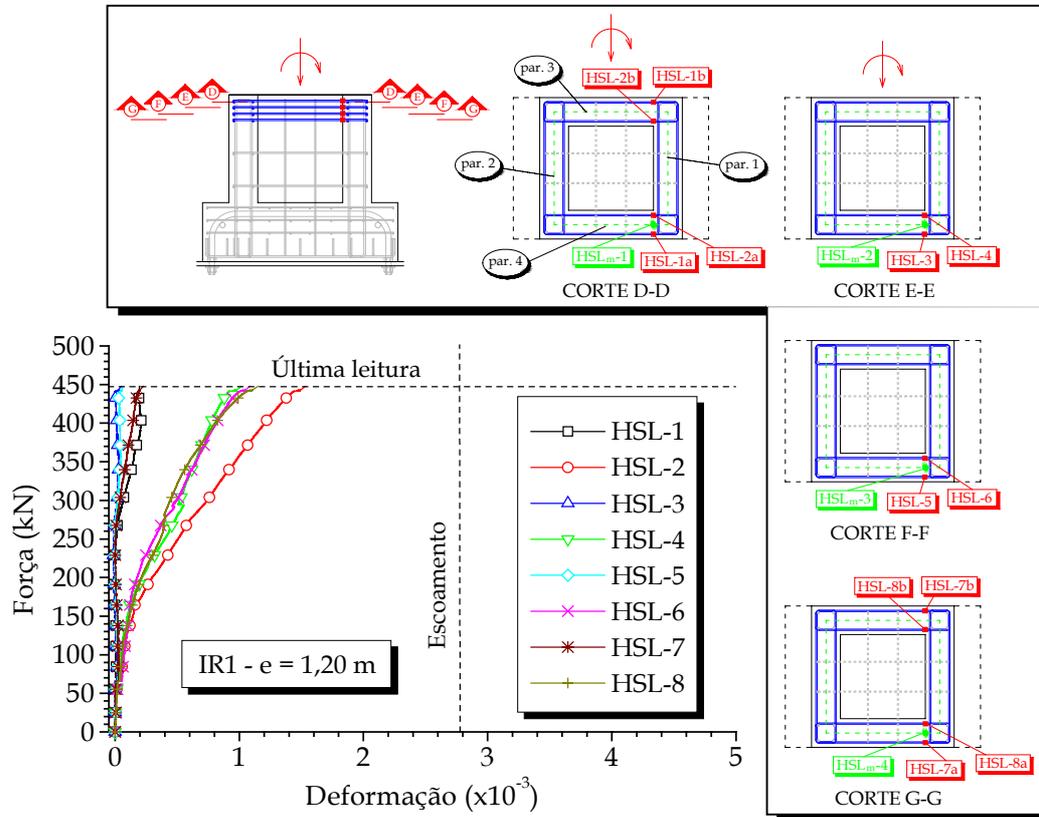


Figura 5.38 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior longitudinal - 1º ensaio do Modelo IR1

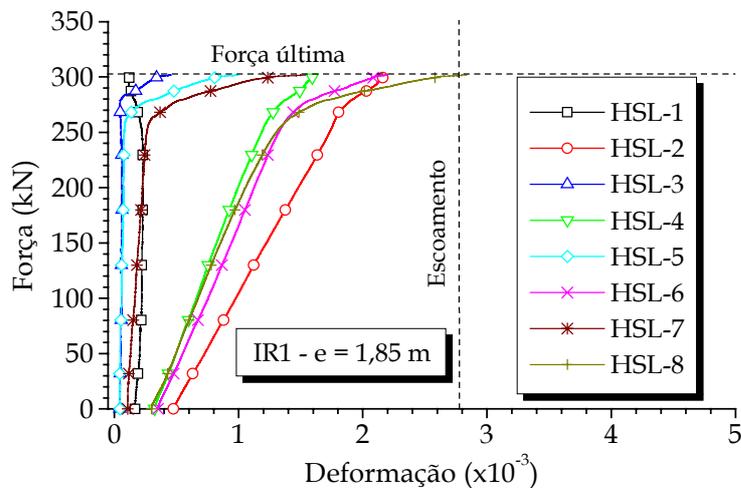


Figura 5.39 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior longitudinal - 2º ensaio do Modelo IR1

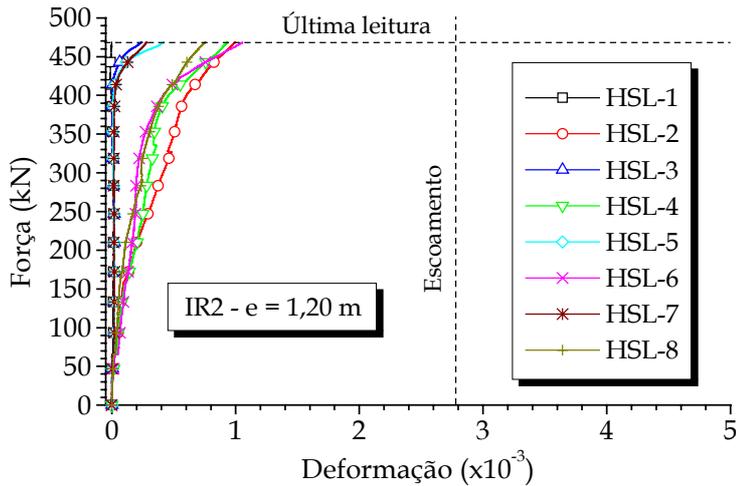


Figura 5.40 – Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior longitudinal – 1º ensaio do Modelo IR2

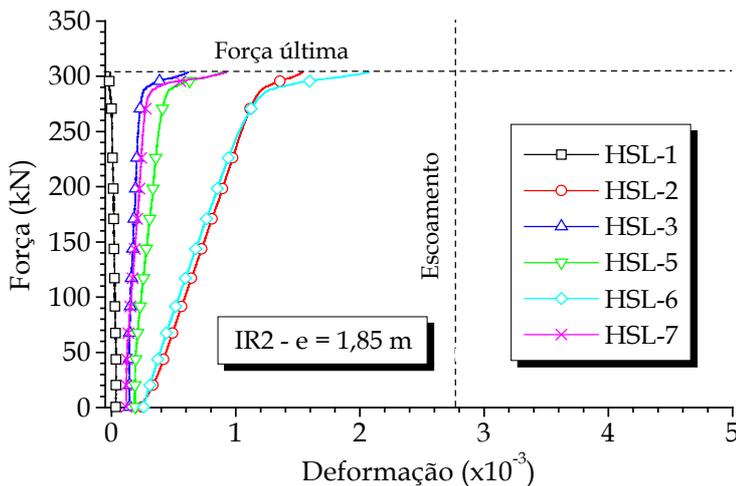
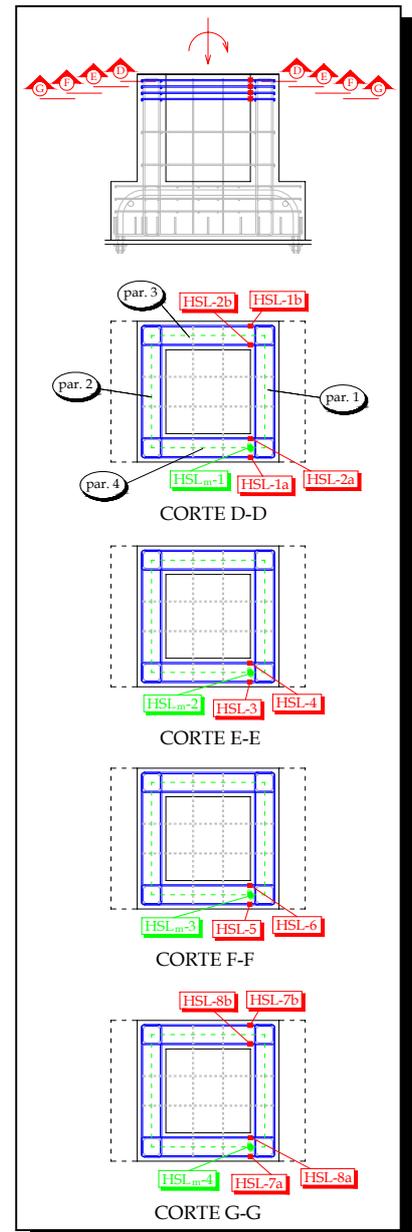


Figura 5.41 – Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior longitudinal – 2º ensaio do Modelo IR2



A fissuração no topo das paredes 3 e 4 dos modelos é mostrada nas Figuras 3.42 e 3.43. A análise comparativa do comportamento da armadura horizontal superior longitudinal de todos os modelos pode ser melhor visualizada nas Figuras 5.44 a 5.46.

As elevadas deformações e a diminuição da rigidez até atingir o escoamento ao longo do carregamento dessa armadura nos Modelos IL2 e IL3 (Figuras 5.44 e 5.45) podem ser comprovadas também pelo aumento da fissuração na região superior das paredes longitudinais, apresentada nas Figuras 5.42(a) e (b). Ao contrário, a mesma intensidade de fissuração não foi observada no Modelo IL1 e no primeiro ensaio dos Modelos IR1 e IR2, como ilustram as Figuras 5.43(a), (b) e (c). Próximo à força última no segundo ensaio dos Modelos IR1 e IR2, surgiram fissuras (destacadas em azul nas Figuras 5.43(b) e (c)) que indicam o aumento das deformações no canto da armadura horizontal superior longitudinal desses modelos (Figuras 5.39 e 5.41).

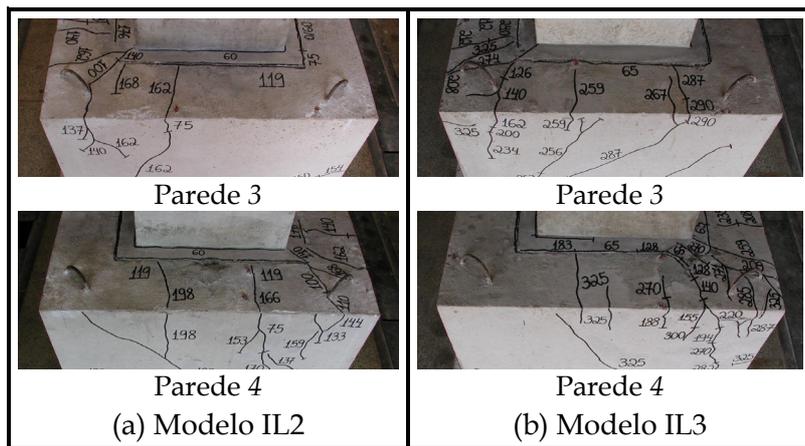


Figura 5.42 - Fissuração na região superior das paredes longitudinais 3 e 4 dos Modelos IL2 e IL3

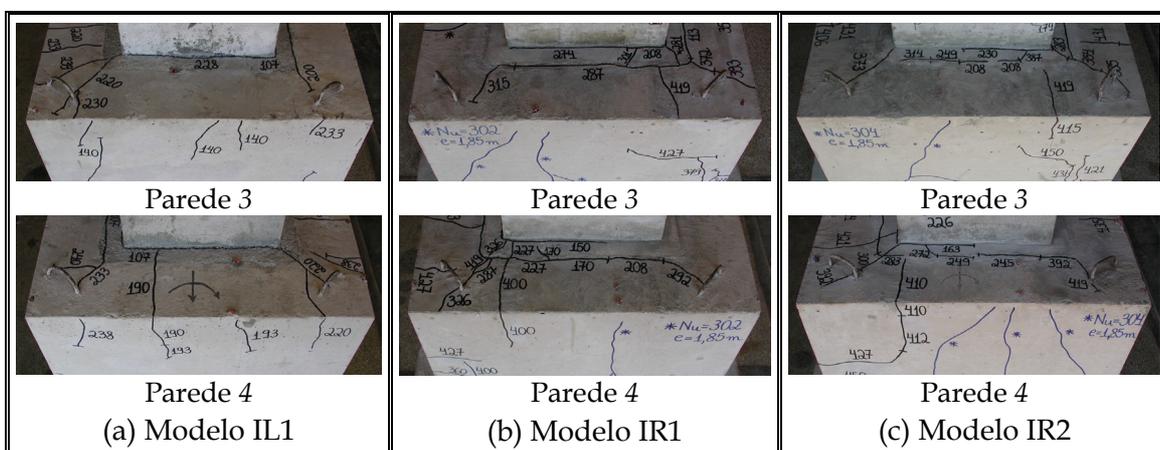


Figura 5.43 - Fissuração na região superior das paredes longitudinais 3 e 4 dos Modelos IL1, IR1 e IR2

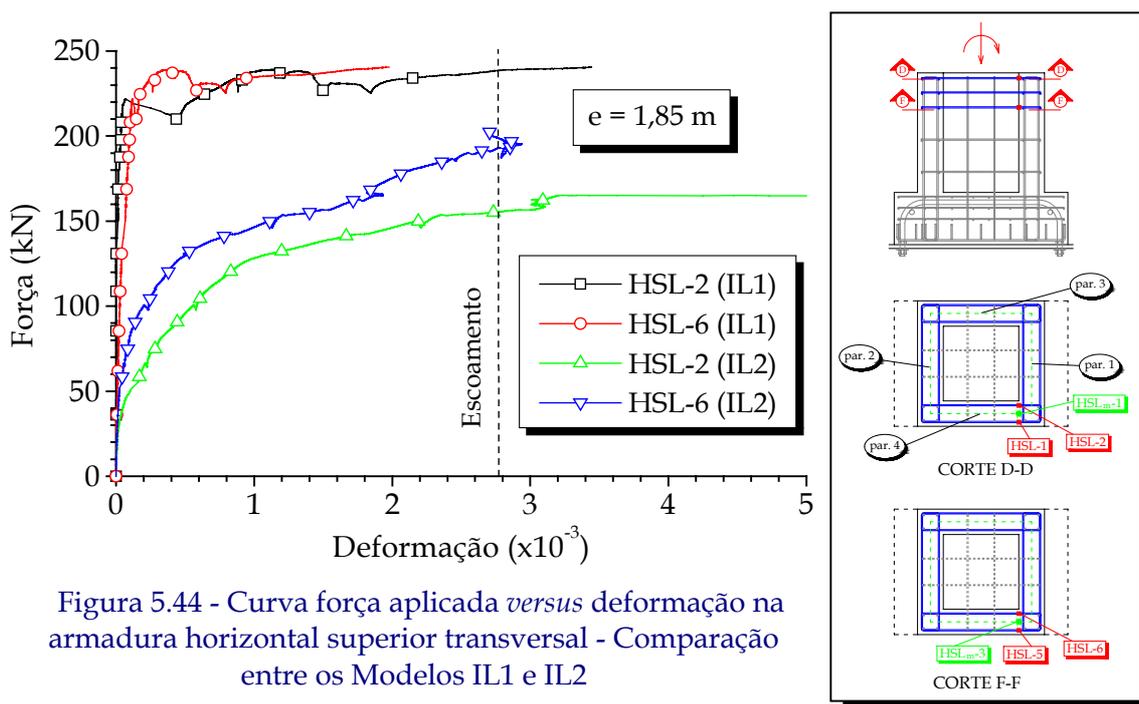


Figura 5.44 - Curva força aplicada versus deformação na armadura horizontal superior transversal - Comparação entre os Modelos IL1 e IL2

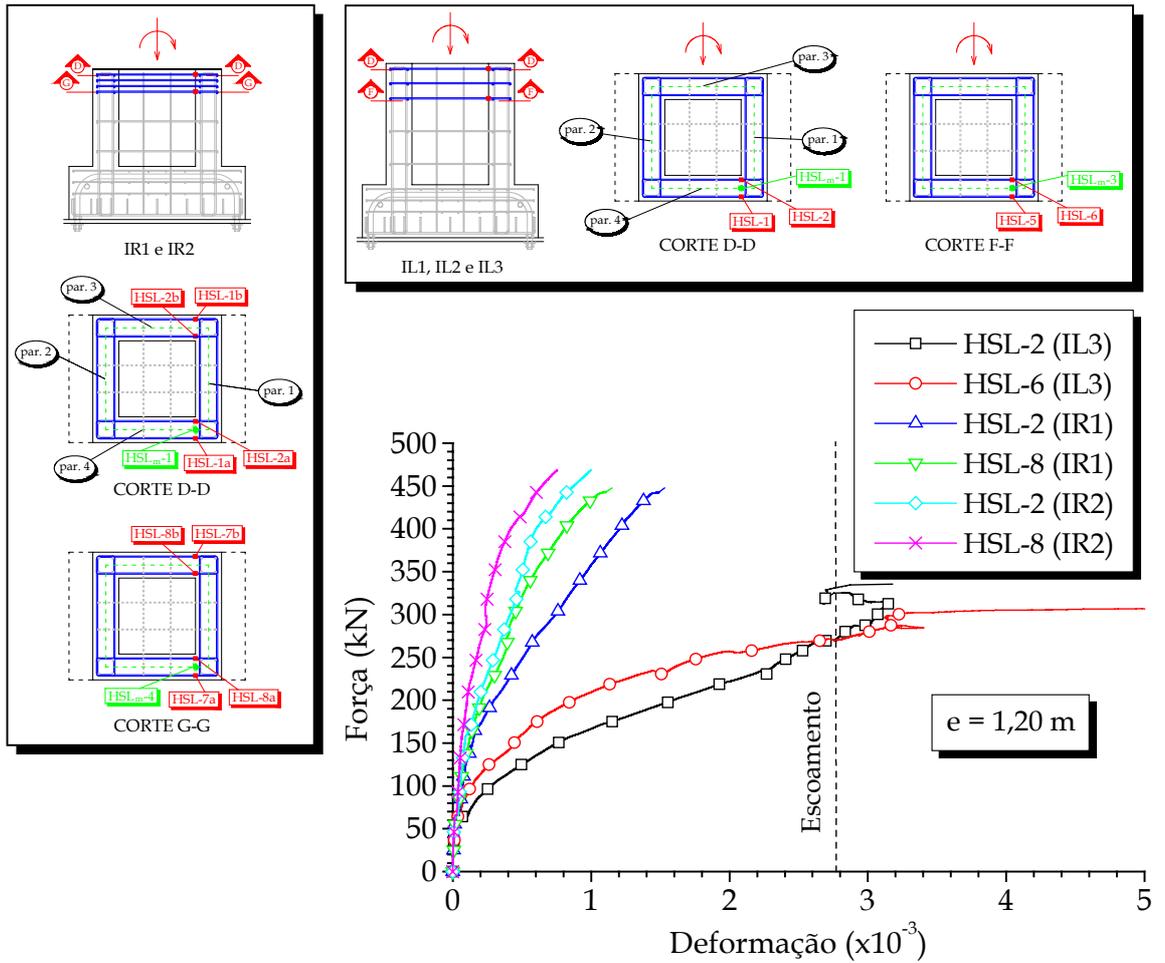


Figura 5.45 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior transversal - Comparação entre os Modelos IL3, IR1 e IR2

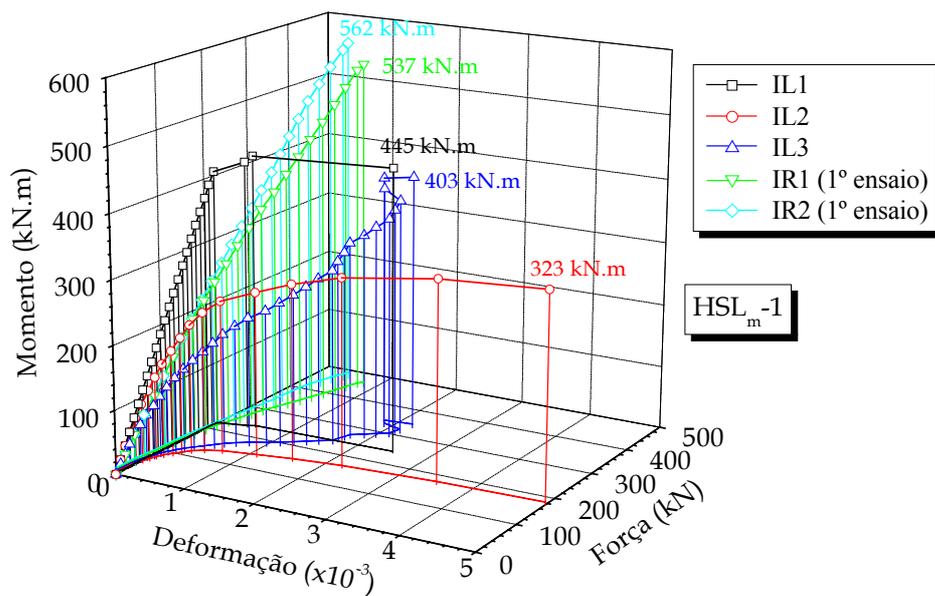


Figura 5.46 - Curva momento aplicado *versus* força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal superior longitudinal - Comparação entre os todos os modelos

### 5.3.5. COMPORTAMENTO DAS ARMADURAS DO TIRANTE ( $A_{s,TIR}$ ) E DE COSTURA ( $A_{s,COST}$ )

Nas Figuras 5.47 a 5.63, ilustra-se para todos os modelos o comportamento dessas armaduras ao longo do carregamento.

Em todos os modelos, a ruptura do cálice de fundação ocorreu com o escoamento ou plastificação das armaduras verticais pertencentes à parede transversal 2 na ligação colarinho-base da fundação, ou seja, as armaduras do tirante  $A_{s,tir}$  e de costura transversal  $A_{s,costt}$  contribuíram na resistência da peça. Já a armadura de costura longitudinal  $A_{s,costl}$  não deve ser considerada no projeto dos modelos em que foi pouco solicitada.

Embora, no geral, alguns ramos dos tirantes e das armaduras de costura tenham sido mais solicitados que outros, a média dessas deformações em cada posição é bastante representativa, além de simplificar a análise de resultados e de modelos de projeto. Ou seja, consideram-se hipoteticamente as armaduras do tirante e de costura situadas na linha média das paredes do colarinho.

No Modelo IL1 (Figuras 5.47 a 5.49), que teve um comportamento misto entre uma ligação monolítica e os Modelos IL2 e IL3, as armaduras do tirante (T-1, T-2, T-3 e T-4) atingiram o escoamento e as armaduras de costura transversais (CT-1 e CT-2) plastificaram ( $\varepsilon_s=10\%$ ). As armaduras de costura mais tracionadas das paredes longitudinais 3 e 4 (CL-1 e CL-2) também alcançaram o escoamento, sem considerar o efeito da carga mantida, e, por conseguinte, poderiam ser consideradas trabalhando para a resistência do cálice, caso o Modelo IL1 fosse utilizado para projeto. A deformação das outras armaduras de costura longitudinais (CL-3 e CL-4) foi aproximadamente 1,8 ‰ quando a força última foi atingida, aumentando depois, só que pela influência da carga mantida.

Após a análise dos itens 5.3.3 e 5.3.4 e das respostas das armaduras do tirante e de costura nos Modelos IL2 e IL3, intui-se que as forças nessas ligações foram transferidas do pilar para colarinho, e no colarinho esse caminho foi determinado pela transmissão simultânea de pequena parte dos esforços diretamente para a região inferior da ligação colarinho-base da fundação das armaduras de costura transversais tracionadas e de esforços por flexo-tração do topo da parede transversal 1 para o topo das paredes longitudinais que se comportaram como consolo. Neste caso, a partir da suspensão da força  $H_{sup}$  nas paredes longitudinais 3 e 4 do canto da parede transversal 1 para o canto da parede transversal 2, já comentada no item anterior, o mecanismo de resistência foi formado pela biela de compressão inclinada do consolo e pelos tirantes dispostos nos cantos tracionados da ligação. Até esse ponto, constata-se o modelo teórico de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) com algumas limitações. Esse caminho de distribuição do carregamento ocorreu concomitantemente com a atuação de forças de atrito  $F_{at,sup}$  e  $F_{at,inf}$  nas regiões superior e inferior das paredes transversais 1 e 2, respectivamente, e da força de atrito  $F_{at,bf}$  na base da fundação.

No Modelo IL2, embora tenha se constatado uma deformação na armadura de costura transversal mais tracionada (CT-1) menor que a deformação de escoamento, tal fato pode ser justificado com o provável surgimento de fissuras na região ou a possível variação na altura do extensômetro durante a colagem deste ou na montagem da armadura, já que no Modelo IL3 o mesmo não ocorreu. Ou seja, se o extensômetro estiver situado na região da base da fundação e não no colarinho, essa deformação vai ser menor. Como os Modelos IL2 e IL3 apresentaram comportamento semelhante, pois se variou apenas a excentricidade de um em relação ao outro, considera-se que essa armadura tenha escoado, mesmo porque o valor médio ( $CT_m-1$ ) ficou próximo da deformação de escoamento. Apesar de ter se observado um comportamento de consolo nas paredes longitudinais 3 e 4, as armaduras de costura  $A_{s, costl}$  das mesmas foram pouco solicitadas nos Modelos IL2 e IL3 e não podem ser consideradas no cálculo da resistência do cálice.

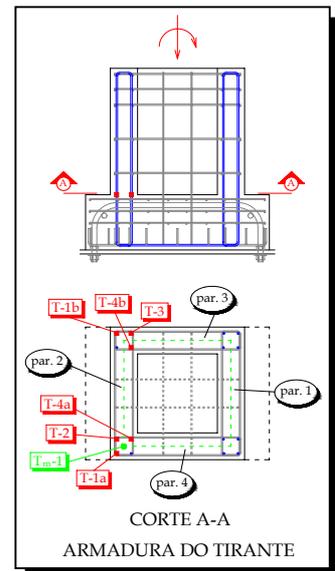
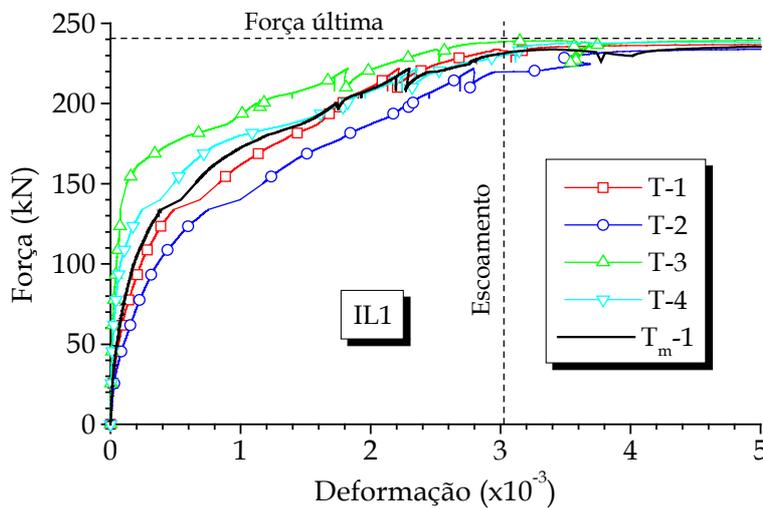


Figura 5.47 - Curva força aplicada versus deformação na armadura do tirante - Modelo IL1

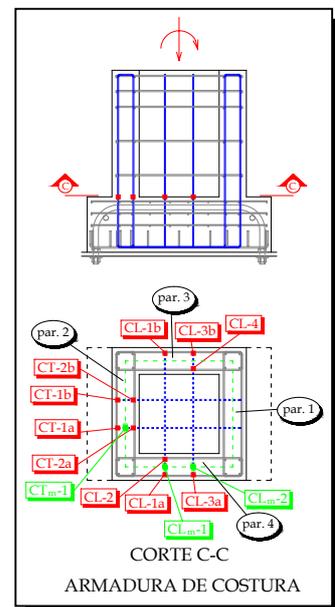
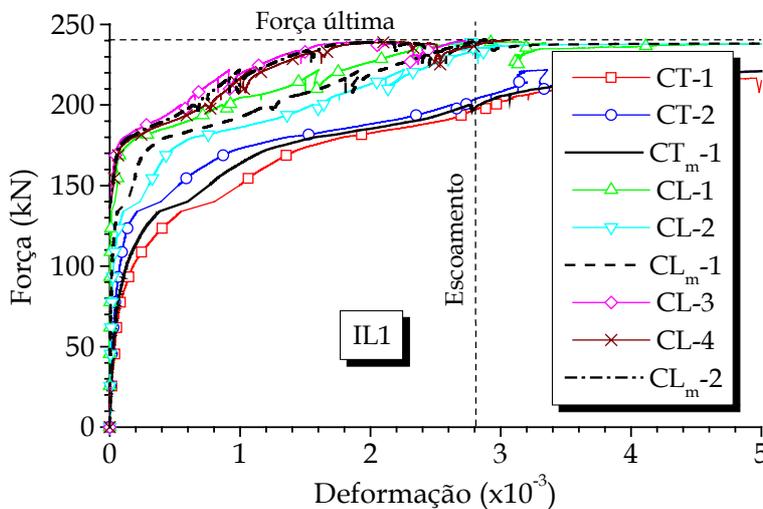


Figura 5.48 - Curva força aplicada versus deformação na armadura de costura - Modelo IL1

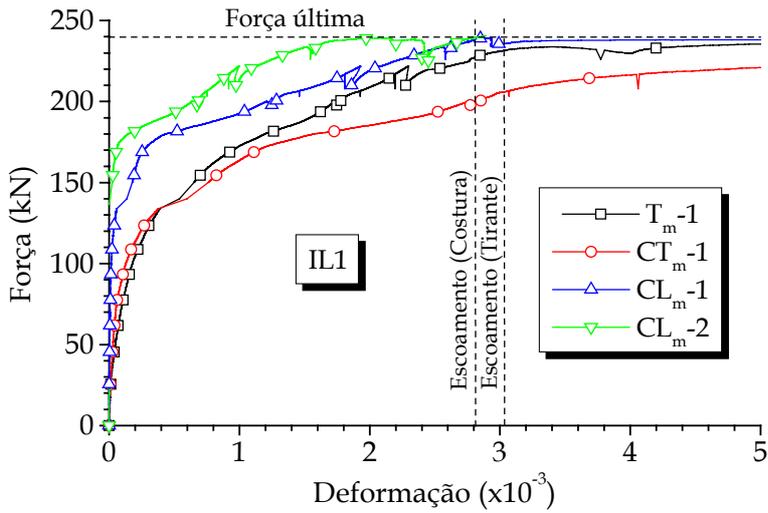


Figura 5.49 – Curva força aplicada *versus* deformação média nas armaduras do tirante e de costura - Modelo IL1

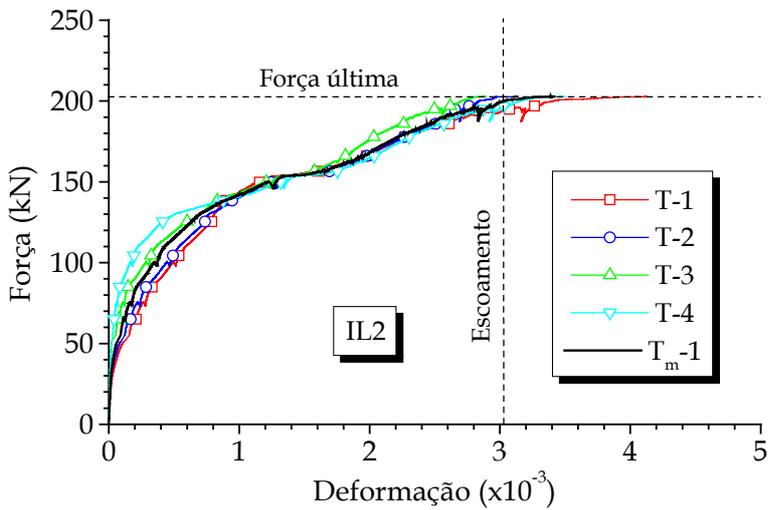
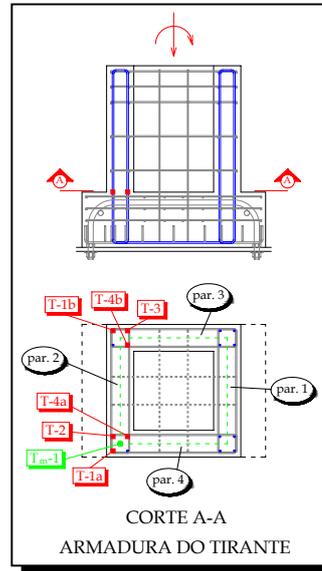


Figura 5.50 – Curva força aplicada *versus* deformação na armadura do tirante - Modelo IL2

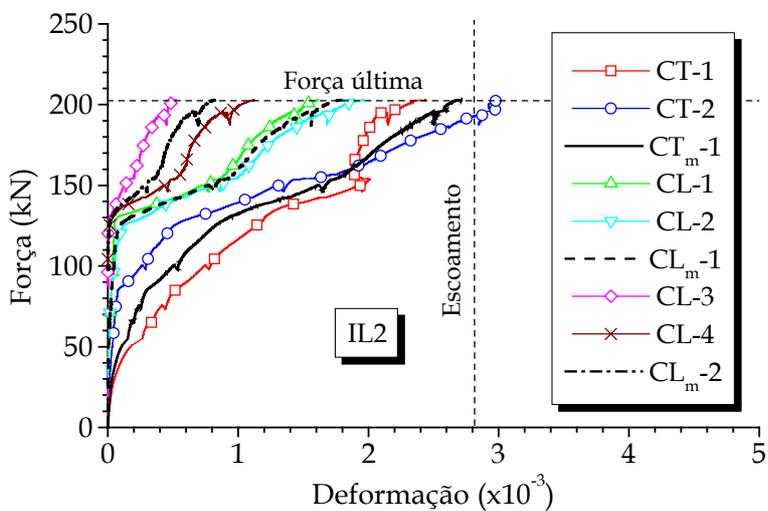
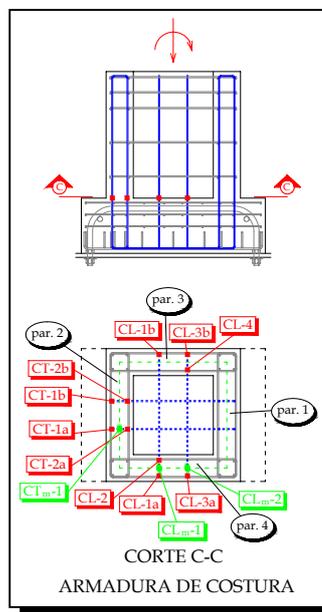


Figura 5.51 – Curva força aplicada *versus* deformação na armadura de costura - Modelo IL2

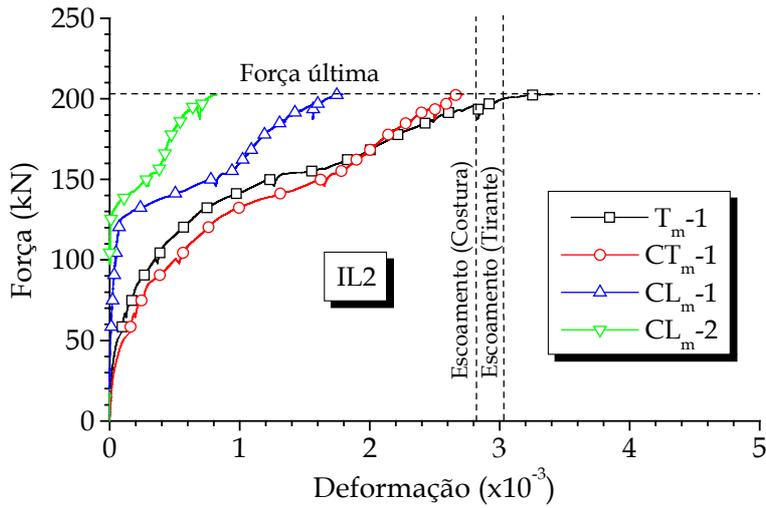


Figura 5.52 - Curva força aplicada *versus* deformação média nas armaduras do tirante e de costura - Modelo IL2

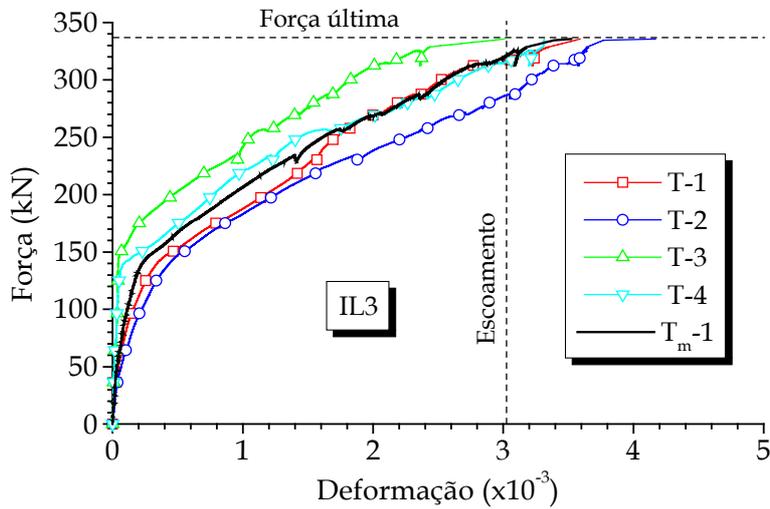
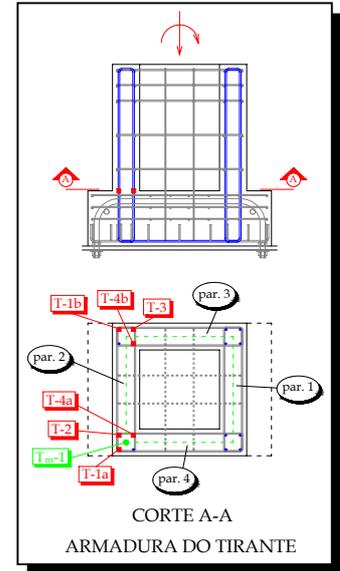


Figura 5.53 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura do tirante - Modelo IL3

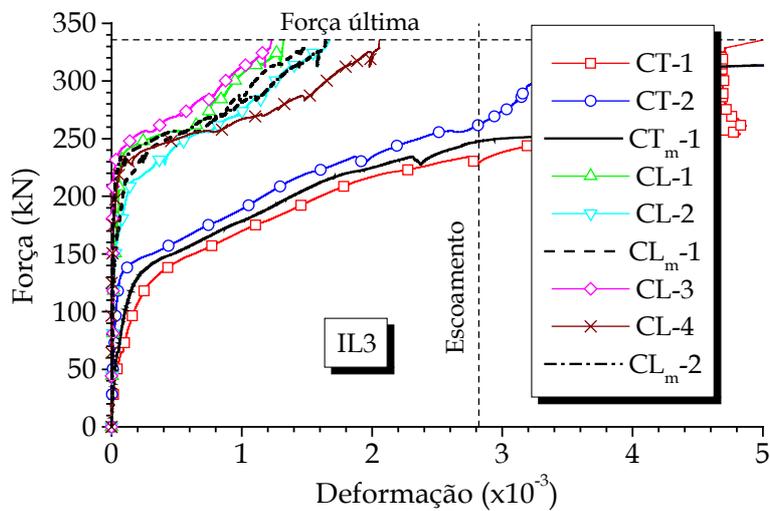
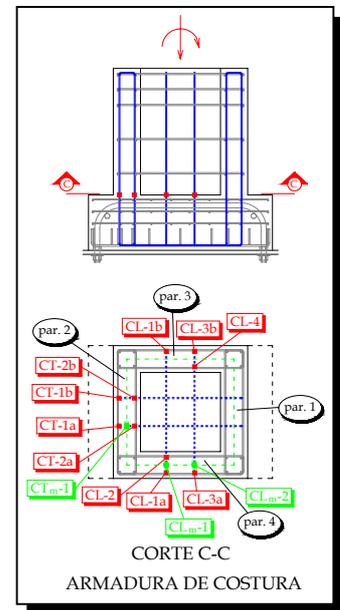


Figura 5.54 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura de costura - Modelo IL3

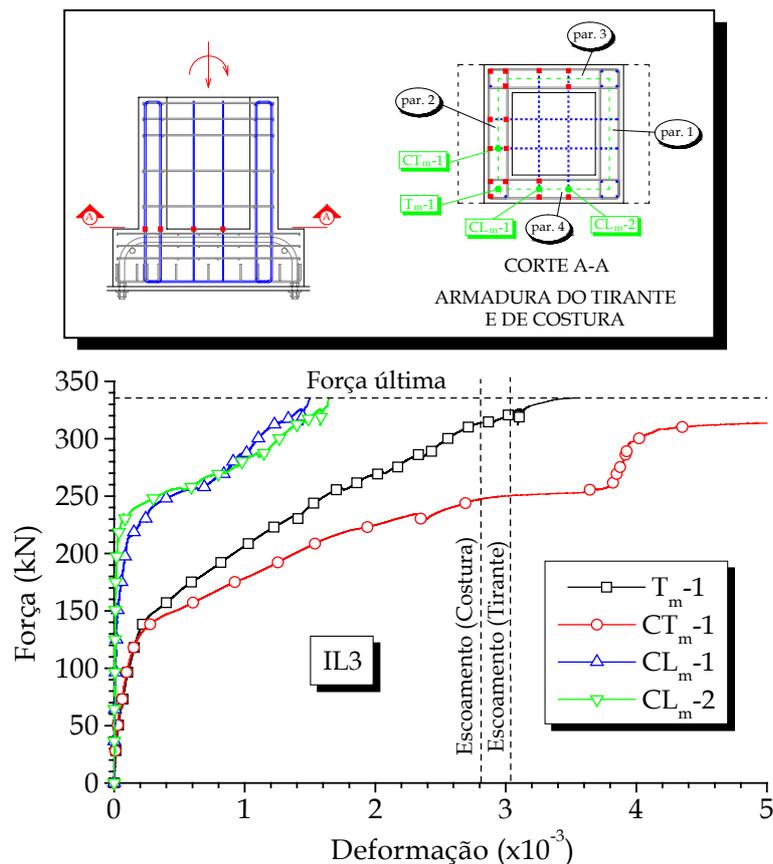


Figura 5.55 – Curva força aplicada *versus* deformação média nas armaduras do tirante e de costura - Modelo IL3

Durante o primeiro ensaio dos Modelos IR1 e IR2, devido a limitações da capacidade de carga do atuador, a resistência efetiva desses protótipos não foi atingida, constatando-se que as armaduras de costura longitudinais menos tracionadas (CL-3 e CL-4) ainda não tinham sido solicitadas totalmente. Todavia, no segundo ensaio, em que a excentricidade foi aumentada para configurar a ruptura desses modelos, constatou-se o escoamento e/ou plastificação de todas as armaduras verticais tracionadas. A fim de se observar essa plastificação, a escala de deformações das curvas dessas armaduras foi aumentada para 10‰. A armadura de costura transversal (CT-1 e CT-2) do Modelo IR2 não plastificou ( $\epsilon_s=10‰$ ) por motivos já descritos no Modelo IL2, mas atingiu o escoamento no segundo ensaio. Exceto este caso, as outras armaduras de ambos os modelos com interface rugosa apresentaram a mesma tendência de deformações últimas do domínio 2, onde foi verificada a capacidade resistente teórica da ligação no item 5.4.3. Conforme as evidências experimentais, em que apenas houve uma tendência de descolamento na junta com a parede transversal 2, pelas deformações nas armaduras e pelo nível de carregamento atingido quando comparado com o do cálculo da teoria de flexão, nesses modelos ocorreu a transferência total dos esforços do pilar para o cálice como em uma ligação monolítica.

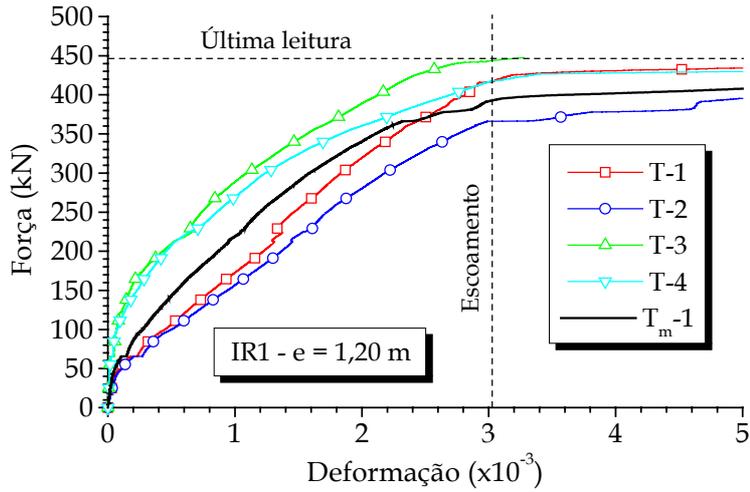


Figura 5.56 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura do tirante - 1º ensaio do Modelo IR1

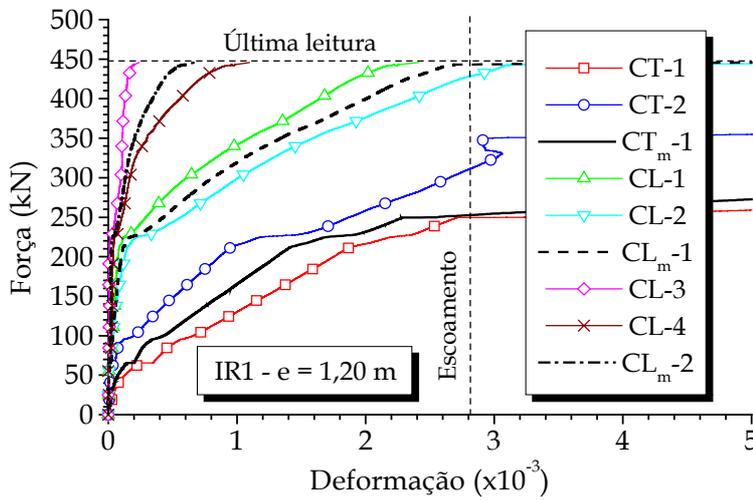
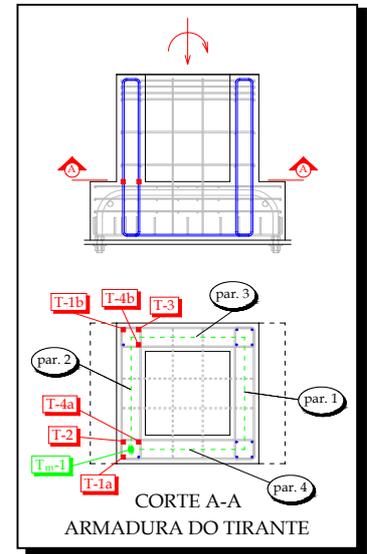


Figura 5.57 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura de costura - 1º ensaio do Modelo IR1

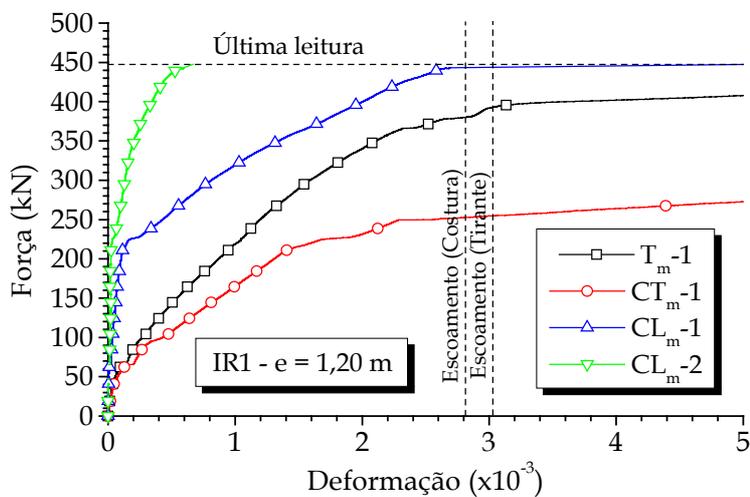
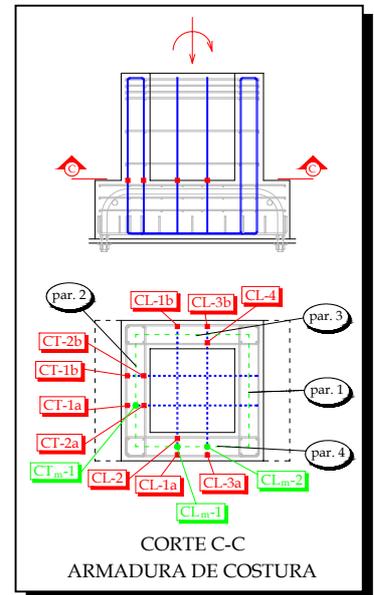


Figura 5.58 - Curva força aplicada *versus* deformação média nas armaduras do tirante e de costura - 1º ensaio do Modelo IR1

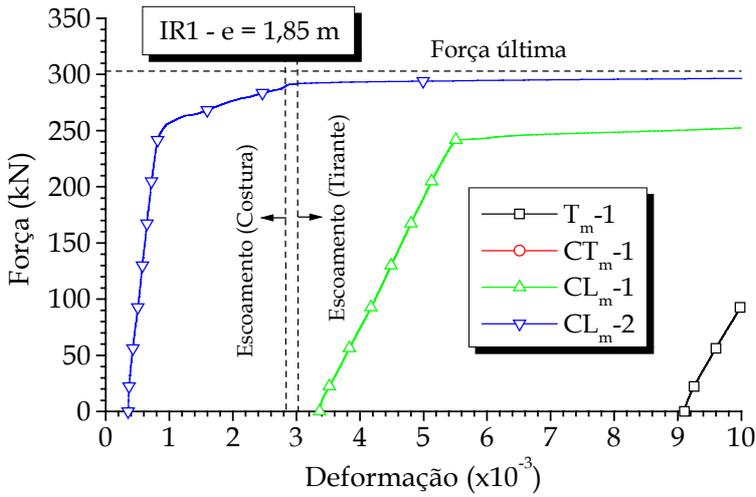


Figura 5.59 - Curva força aplicada *versus* deformação média nas armaduras do tirante e de costura - 2º ensaio do Modelo IR1

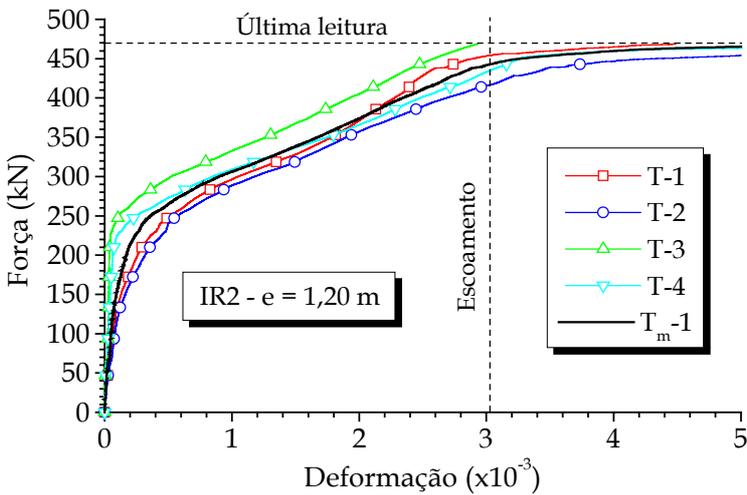
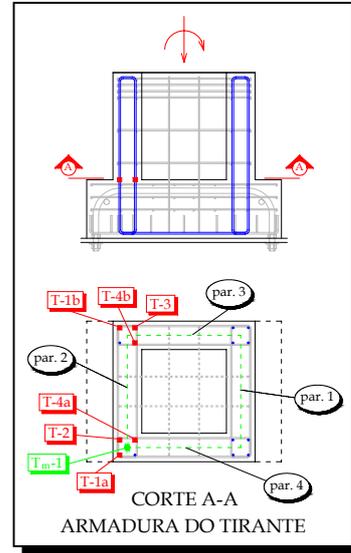


Figura 5.60 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura do tirante - 1º ensaio do Modelo IR2

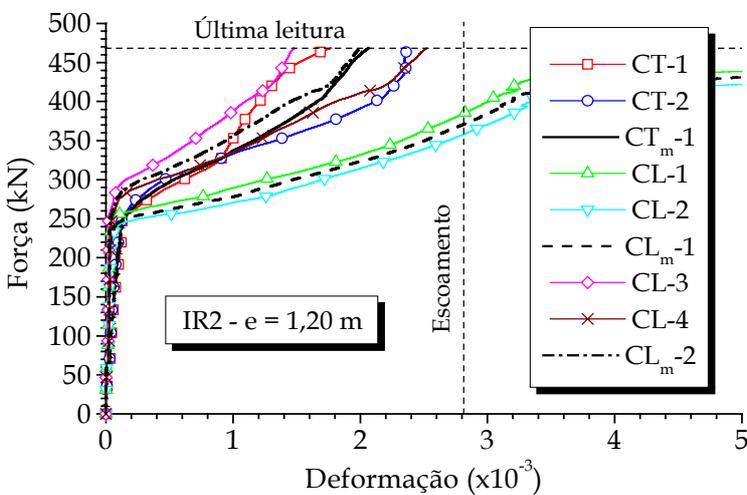
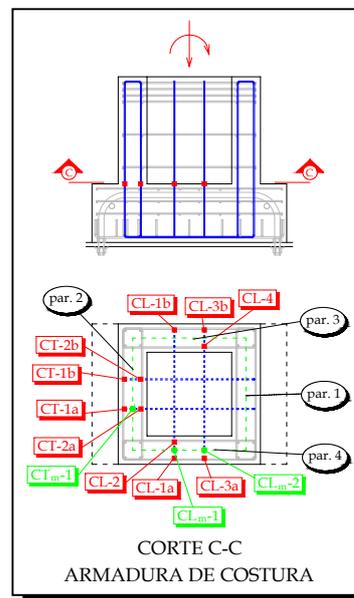


Figura 5.61 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura de costura - 1º ensaio do Modelo IR2

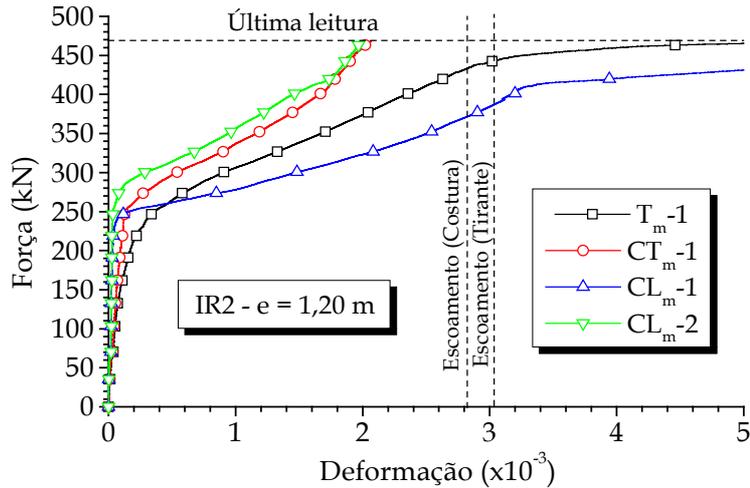


Figura 5.62 – Curva força aplicada *versus* deformação média nas armaduras do tirante e de costura - 1º ensaio do Modelo IR2

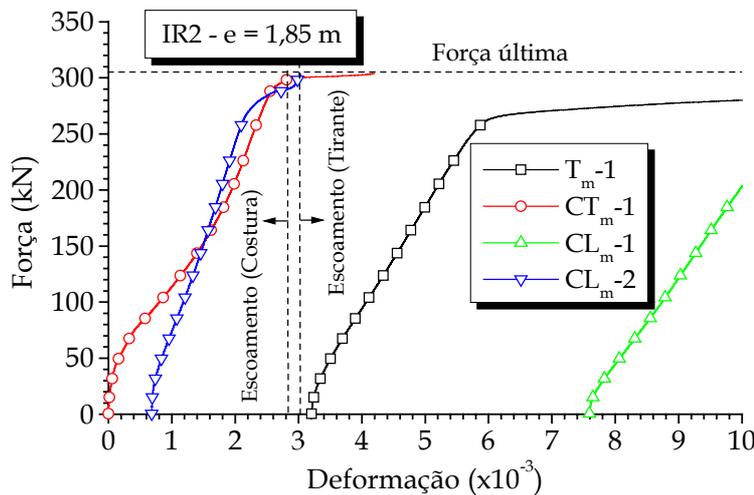
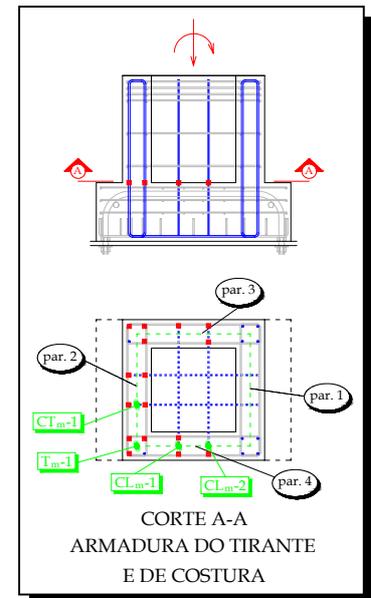


Figura 5.63 – Curva força aplicada *versus* deformação média nas armaduras do tirante e de costura - 2º ensaio do Modelo IR2



Todos os modelos apresentaram fissuras com tendência horizontal próximas à região dessas deformações analisadas. Nos Modelos IR1 e IR2, onde toda a armadura de costura longitudinal foi totalmente solicitada e, no Modelo IL1, onde houve contribuição de parte dessa armadura, a fissura principal se estendeu horizontalmente ao longo de quase toda a face frontal das paredes longitudinais 3 e 4. Essa fissuração está indicada nas Figuras 5.64 e 5.65. A mudança de rigidez das curvas força aplicada *versus* deformação das armaduras do tirante e de costura está associada com o surgimento de fissuras na região em questão. Neste caso, a diferença entre as duas forças de fissuração, a marcada no modelo e a observada com a mudança de rigidez nas curvas de comportamento das armaduras, é oriunda de que a constatação da fissura às vezes ocorre após um determinado instante que ela tenha surgido e, antes da marcação da fissura, a qual é visível a olho nu, surgem microfissuras nessa região.

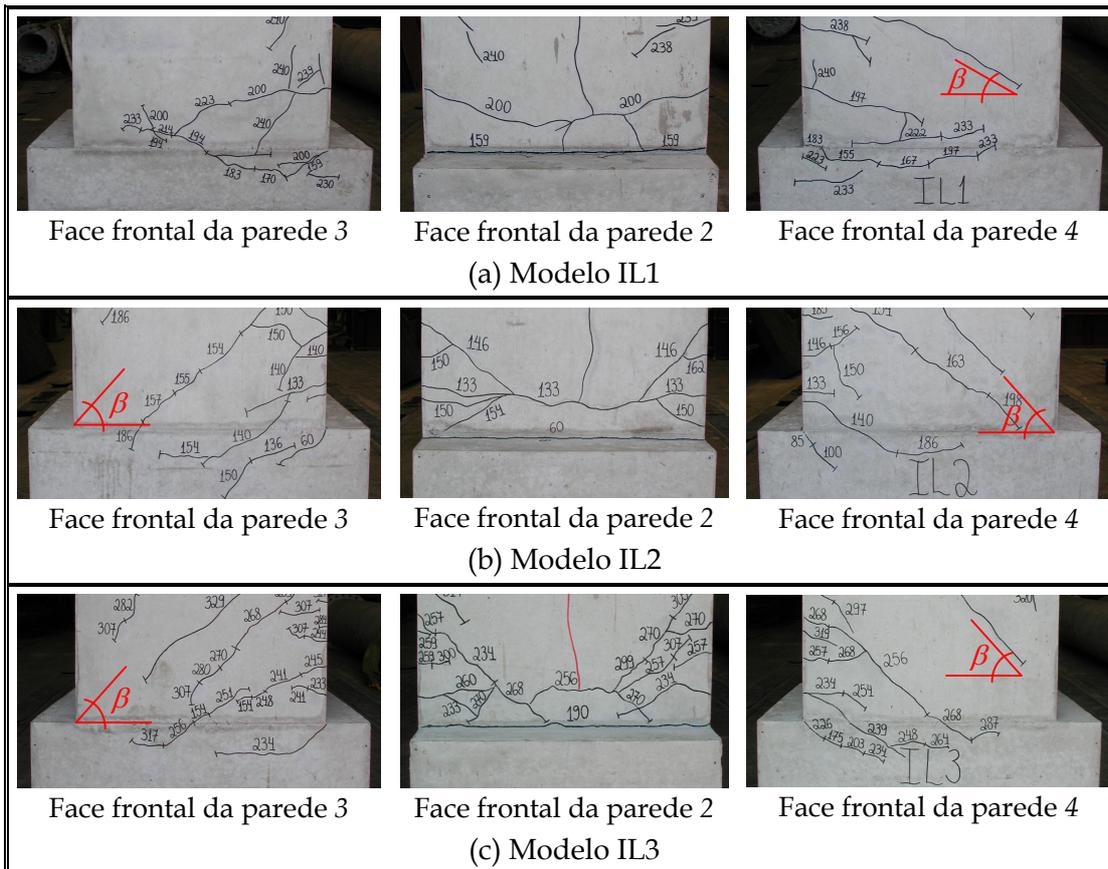


Figura 5.64 – Fissuração na região mais solicitada das armaduras verticais tracionadas dos modelos da Série IL

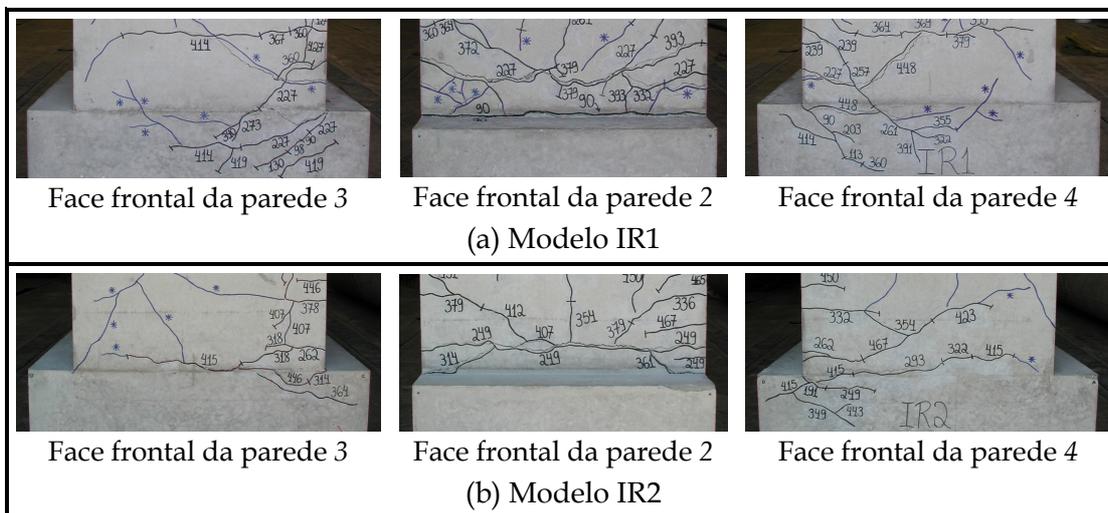


Figura 5.65 – Fissuração na região mais solicitada das armaduras verticais tracionadas dos modelos da Série IR

Nas Figuras 5.66 a 5.69, tem-se uma análise comparativa do comportamento de algumas dessas armaduras dos modelos ensaiados, conforme a excentricidade de cada um. Para as deformações adotou-se uma escala até 10 ‰, diferente das curvas anteriores, a fim de se mostrar que algumas armaduras do tirante e de costura plastificaram. O comportamento da armadura do tirante em função do momento e

força aplicados é ilustrado na Figura 5.70.

Observa-se que apenas no Modelo IL1, cuja resistência se aproximou mais da de uma ligação monolítica, e nos Modelos IR1 e IR2, com interface rugosa, as armaduras do tirante atingiram a plastificação. Vale salientar que a plastificação nessa armadura do Modelo IL1 ocorreu por efeito da carga mantida. Os Modelos IL2 e IL3, nos quais foi retirada a adesão, essas armaduras do tirante atingiram o escoamento, onde a partir daí foi atingida a resistência da ligação e não foi mais possível a aplicação ou manutenção do carregamento.

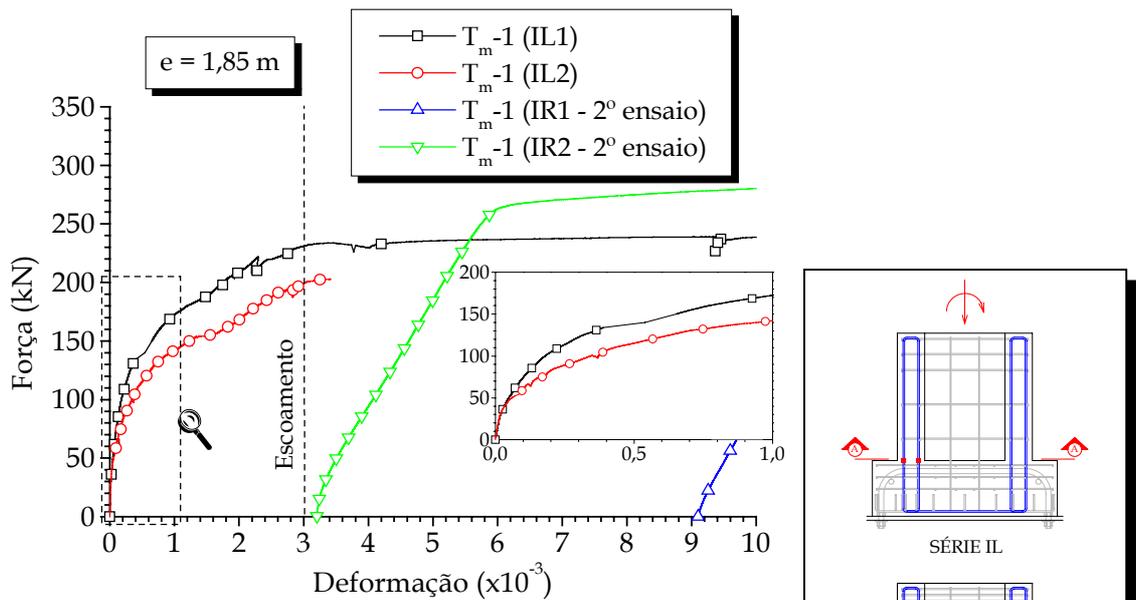


Figura 5.66 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura do tirante - Modelos com excentricidade de 1,85 m

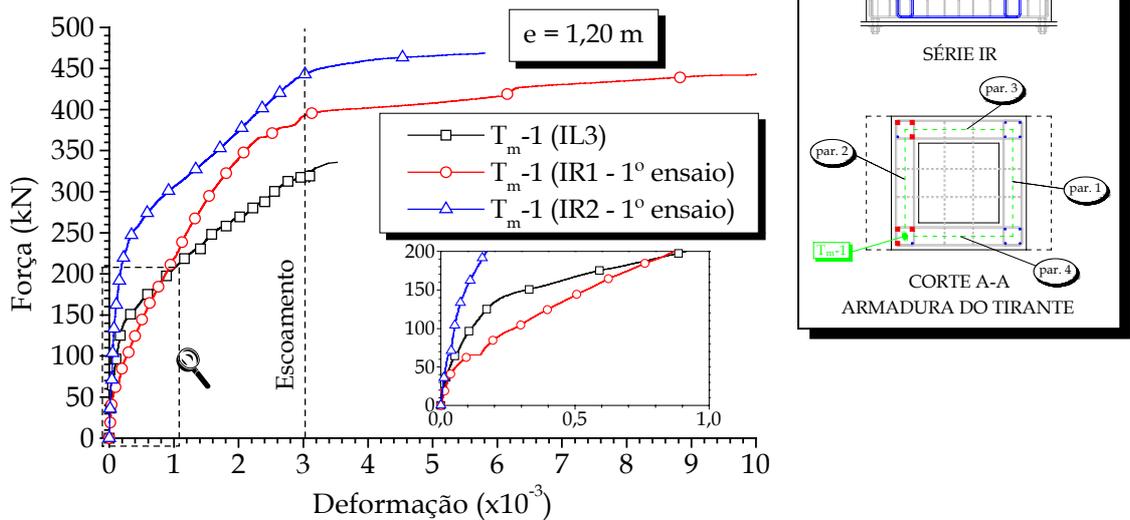


Figura 5.67 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura do tirante - Modelos com excentricidade de 1,20 m

A plastificação também foi constatada nas armaduras de costura transversais

dos modelos, com exceção de algumas, cujos motivos já foram comentados anteriormente. Apenas as armaduras de costura longitudinais dos Modelos IR1 e IR2 plastificaram.

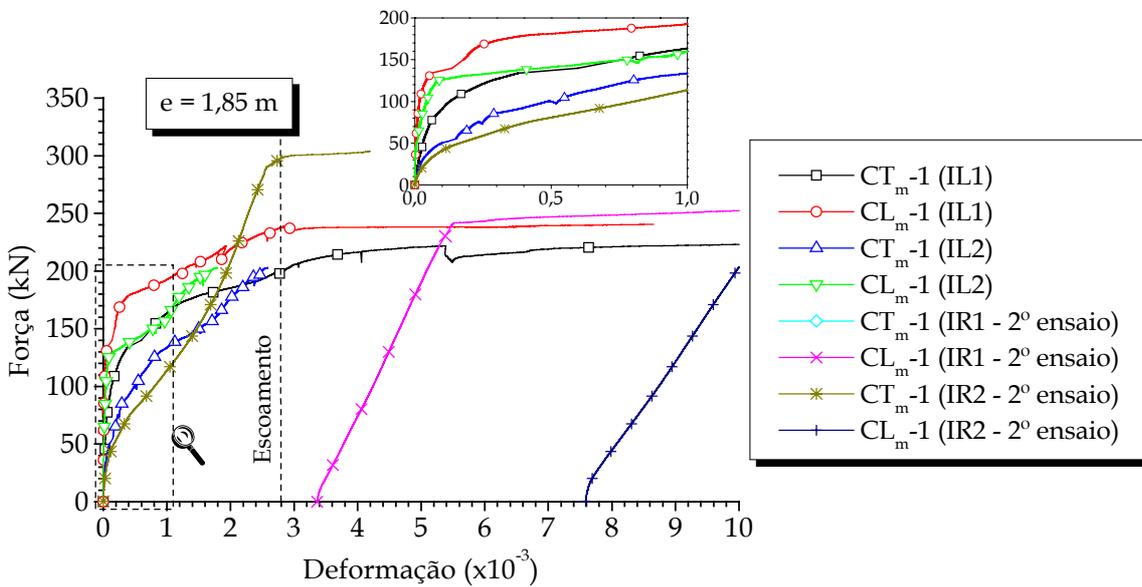
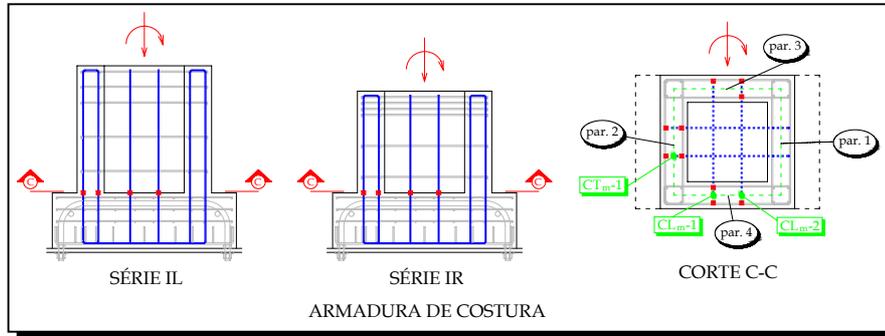


Figura 5.68 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura de costura - Modelos com excentricidade de 1,85 m

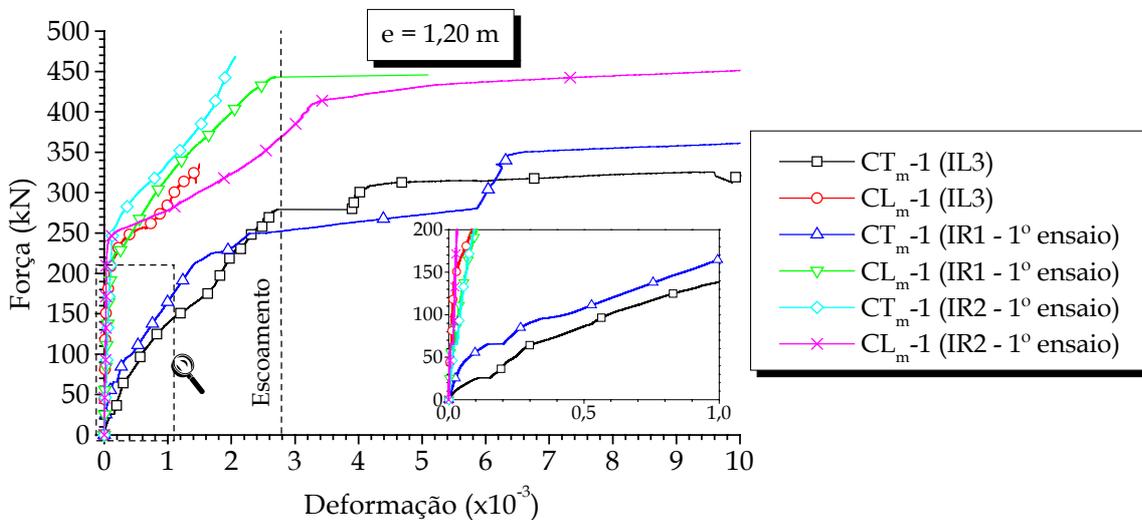


Figura 5.69 - Curva força aplicada *versus* deformação na armadura de costura - Modelos com excentricidade de 1,20 m

Com relação à rigidez das curvas apresentadas, foram feitas comparações entre os Modelos IL1 e IL2, e entre o Modelo IL3 e o primeiro ensaio dos Modelos IR1 e IR2.

Fica evidente, com a visualização ampliada do comportamento das armaduras do tirante e de costura, a rigidez menor das curvas de ambas do Modelo IL2 em relação ao Modelo IL1.

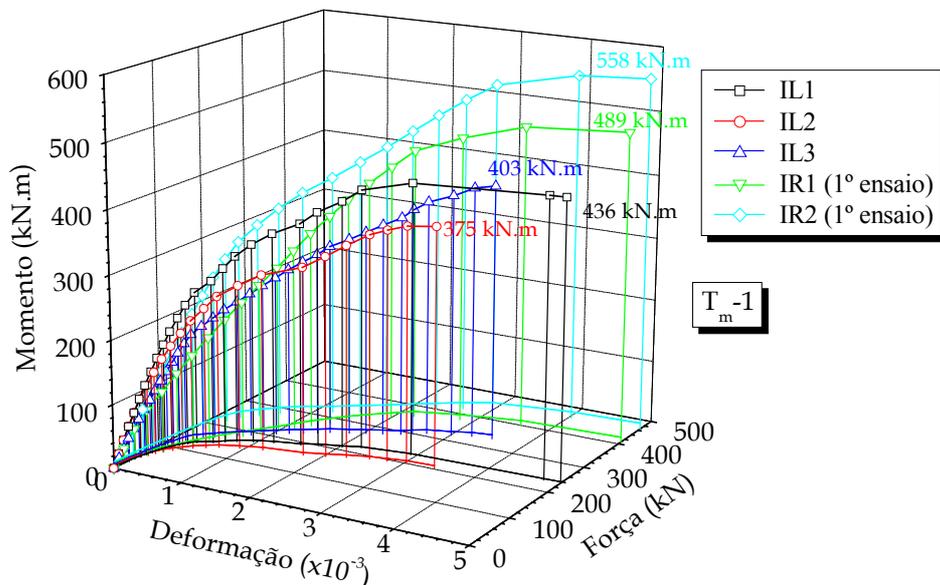
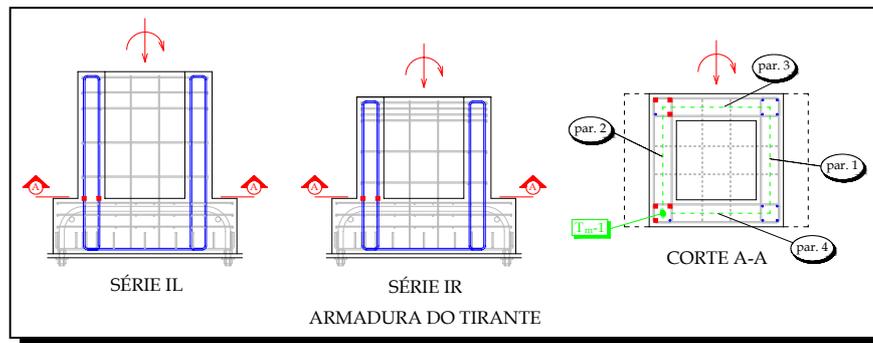


Figura 5.70 - Curva momento aplicado *versus* força aplicada *versus* deformação na armadura do tirante - Comparação entre os todos os modelos

Fato que pode parecer estranho é a comparação entre a rigidez do Modelo IL3 com a do Modelo IR1, mas é plenamente justificável com as diferenças das características entre os concretos do cálice. Embora o Modelo IL3 seja teoricamente mais flexível que os Modelos IR1 e IR2, como sua resistência à tração do concreto foi maior que a dos modelos da Série IR, e outras características também, as curvas desse protótipo com interface lisa ficaram um pouco mais rígidas que as do Modelo IR1 para níveis de carregamento pequeno, onde o deslizamento e a separação da junta com os elementos não foram perceptíveis. Contudo, após a fissuração, essas rigidezes das armaduras do tirante e de costura foram diminuindo e ficaram menores que as do Modelo IR1. Com relação ao Modelo IR2, ocorreu o que se esperava, ou seja, o Modelo IL3 apresentou um comportamento mais deformável que aquele.

Confrontando-se os resultados entre os modelos da Série IR, percebe-se claramente no primeiro ensaio que o Modelo IR1, que possui menos chaves de cisalhamento e maiores, é menos rígido que o Modelo IR2, o qual contém mais chaves e menores.

Foram colocados extensômetros nos tirantes comprimidos de extremidade para controle, mas que também se pode tirar algumas informações importantes destes. Nas Figuras 5.71 e 5.72, apresenta-se a deformação média T-5 ao longo do carregamento desses tirantes comprimidos.

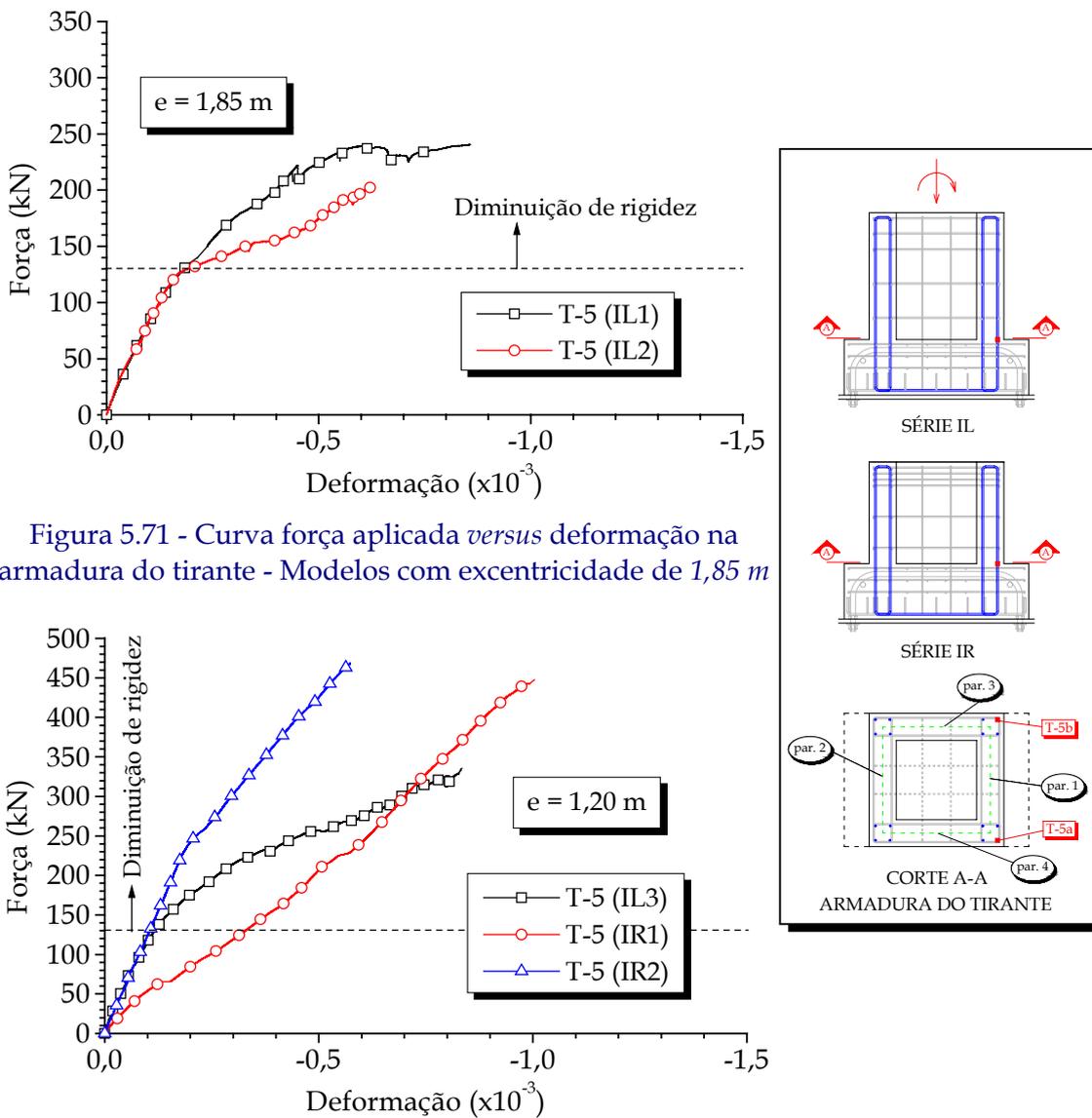


Figura 5.71 - Curva força aplicada versus deformação na armadura do tirante - Modelos com excentricidade de 1,85 m

Figura 5.72 - Curva força aplicada versus deformação na armadura do tirante - Modelos com excentricidade de 1,20 m

Observa-se que a rigidez inicial desse tirante comprimido é praticamente equivalente entre os Modelos IL1 e IL2 e entre os Modelos IL3 e IR2. A partir de 130 kN, houve uma diminuição de rigidez no tirante comprimido dos Modelos IL2 e IL3

em relação aos Modelos IL1 e IR2, respectivamente, ocasionada pela tendência de esmagamento da biela comprimida na parede longitudinal. A fissuração das vistas frontal e posterior dos Modelos IL2 e IL3 (Figura 5.64(b) e (c)) indicam a formação dessa biela chegando até o canto inferior dos tirantes comprimidos. No Modelo IL1, como a biela é menos inclinada em relação à horizontal (Figura 5.64(a)) e sua resultante  $R_c$  é menor em consequência da força  $H_{sup}$  menor, essa diminuição de rigidez é mais suavizada.

No primeiro ensaio dos Modelos IR1 e IR2, o desenvolvimento dessas deformações foi praticamente linear ao longo de todo o carregamento, constatando-se uma maior rigidez do tirante comprimido do Modelo IR2 em relação ao do Modelo IR1.

### 5.3.6. COMPORTAMENTO CONJUNTO DAS ARMADURAS ( $A_{s,HFT}$ , $A_{s,HSUP}$ , $A_{s,TIR}$ E $A_{s,COST}$ )

Com o objetivo de se visualizar melhor a transferência de esforços no colarinho, apresenta-se a resposta média de algumas armaduras em conjunto ilustradas nas Figuras 5.73 a 5.77.

No Modelo IL1, as armaduras horizontais superiores transversal  $A_{s,hft}$  e longitudinal  $A_{s,hsup}$  foram pouco solicitadas até se atingir a força última, onde as outras armaduras atingiram o escoamento. A partir daí, com a manutenção do carregamento, as deformações nessas armaduras aumentaram.

Nos Modelos IL2 e IL3, observou-se que a capacidade das armaduras  $A_{s,hft}$ ,  $A_{s,hsup}$ ,  $A_{s,tir}$  e  $A_{s,costt}$  foi apropriadamente utilizada e verificou-se o mecanismo de transferência comentado no item 5.3.5 em que uma pequena parte dos esforços é transmitida para a armadura de costura transversal  $A_{s,costt}$  e a parcela restante segue, com a atuação em conjunto das forças de atrito, o caminho do modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), ou seja, da armadura  $A_{s,hft}$  para  $A_{s,hsup}$ , e desta para  $A_{s,tir}$ . As deformações da armadura  $A_{s,hft}$  apresentadas foram menores que a deformação de escoamento, pois se considerou o valor médio  $HST_m-1$  entre os dois ramos. Entretanto, como os ramos externo e interno, respectivamente, das armaduras  $A_{s,hft}$  e  $A_{s,hsup}$  atingiram o escoamento quase simultaneamente com as armaduras verticais  $A_{s,tir}$  e  $A_{s,costt}$ , não foi possível constatar uma possível redistribuição dos esforços para os outros ramos. Já o desenvolvimento das deformações na armadura  $A_{s,costt1}$  não acompanhou o das outras armaduras, embora tenha sido constatado o comportamento das paredes longitudinais 3 e 4 como consolos.

De uma maneira geral, no caso dos Modelos IR1 e IR2, as deformações das armaduras se desenvolveram semelhantemente ao Modelo IL1, ou seja, apenas as armaduras verticais  $A_{s,tir}$ ,  $A_{s,costt}$  e  $A_{s,costt1}$  foram efetivamente solicitadas.

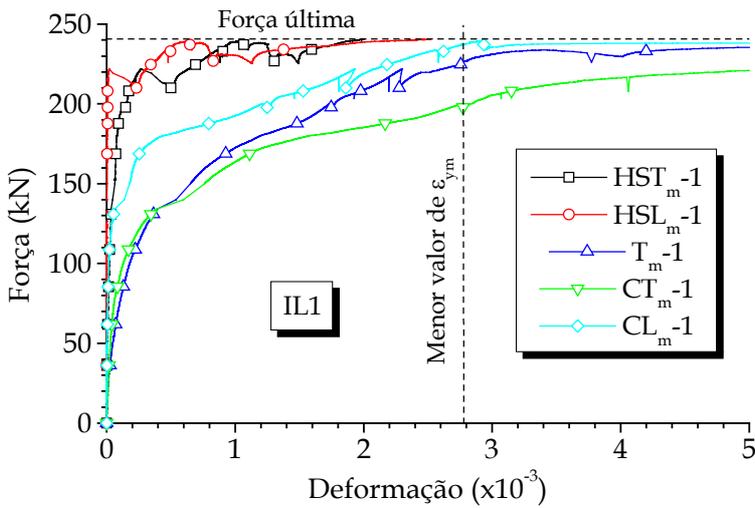


Figura 5.73 - Curva força aplicada *versus* deformação média nas armaduras - Modelo IL1

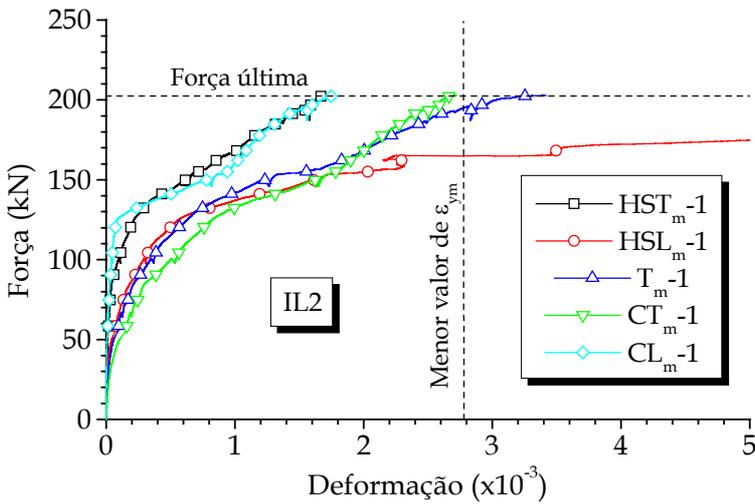


Figura 5.74 - Curva força aplicada *versus* deformação média nas armaduras - Modelo IL2

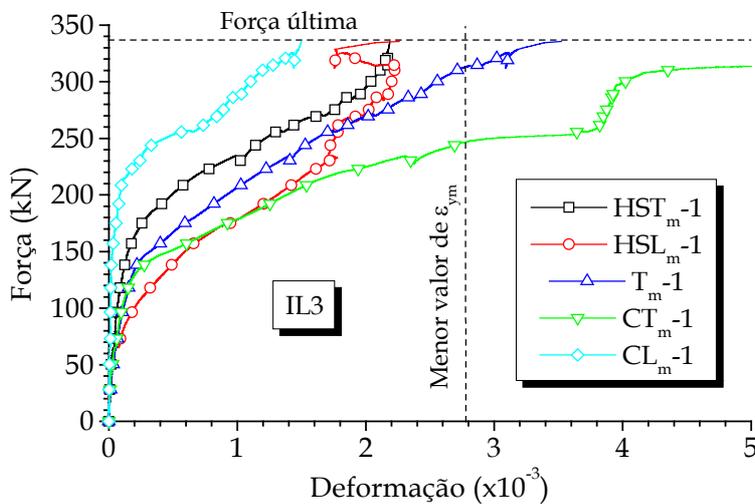


Figura 5.75 - Curva força aplicada *versus* deformação média nas armaduras - Modelo IL3

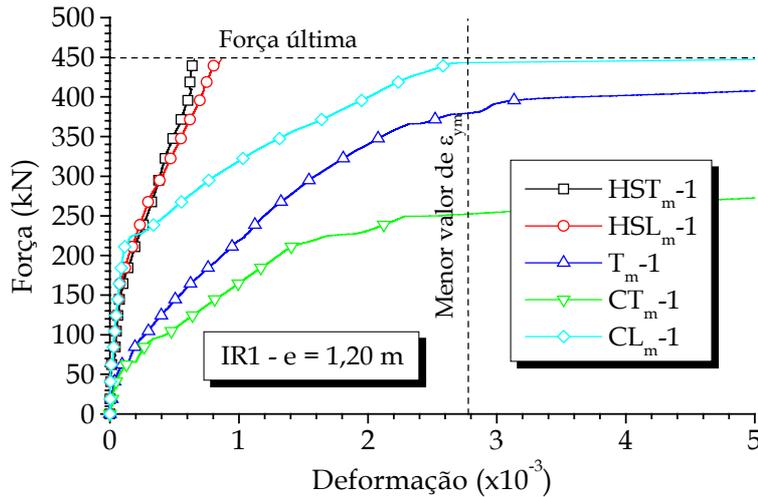


Figura 5.76 – Curva força aplicada *versus* deformação média nas armaduras – 1º ensaio do Modelo IR1

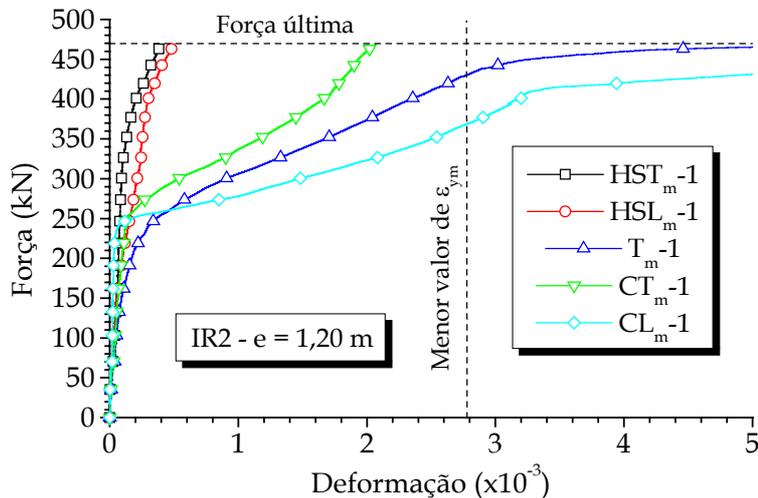
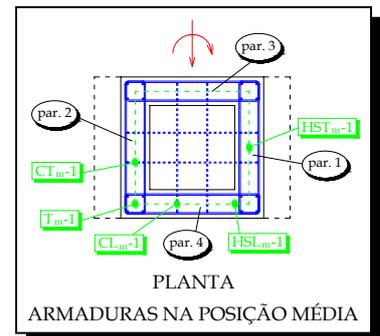


Figura 5.77 – Curva força aplicada *versus* deformação média nas armaduras – 1º ensaio do Modelo IR2



Desconsiderando os problemas relativos à variação na altura do extensômetro ou a fissuração na região do mesmo e, embora a armadura de costura transversal  $A_{s,costt}$  tenha atingido o escoamento antes da armadura do tirante  $A_{s,tirr}$ , a força transmitida por essa armadura foi bem inferior que a do tirante nos cinco modelos ensaiados, tendo em vista a área menor.

### 5.3.7. TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO

Nas Figuras 5.78 a 5.82, apresentam-se os deslocamentos ao longo do carregamento dos quatro pontos de extremidade do cálice. Para a Série IR, são mostrados apenas os resultados referentes ao primeiro ensaio. Em todos os modelos, observa-se que os pontos da parede transversal 1 do cálice pouco se deslocaram para

baixo (TD-2) comparando-se com os deslocamentos dos outros transdutores e que os deslocamentos dos pontos da parede transversal 2 para cima (TD-1) foram bem mais elevados, o que pôde ser constatado nas deformadas dos modelos apresentadas no final desse item. Com relação ao movimento horizontal do cálice, exceto no Modelo IL3 em que as medidas dos pontos TD-3 e TD-4 foram praticamente equivalentes, existiu uma tendência nos modelos da Série IL do deslocamento TD-4 ser um pouco maior que o TD-3, oriunda da solicitação elevada de flexo-tração que ocorre no topo da parede transversal 1. Ao contrário, no Modelo IR1 o transdutor TD-3 apresentou um deslocamento maior que o TD-4, que pode ter sido devido a alguma falha na leitura do transdutor. Já no Modelo IR2, praticamente não houve diferenças entre esses transdutores.

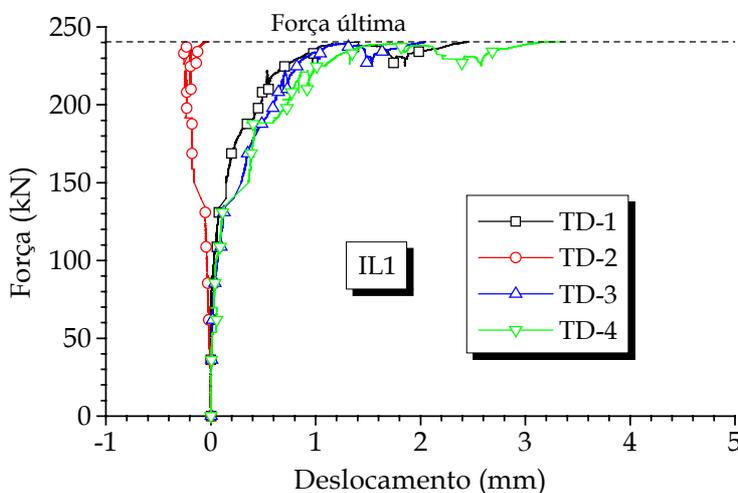


Figura 5.78 - Curva força aplicada *versus* deslocamento das extremidades do cálice - Modelo IL1

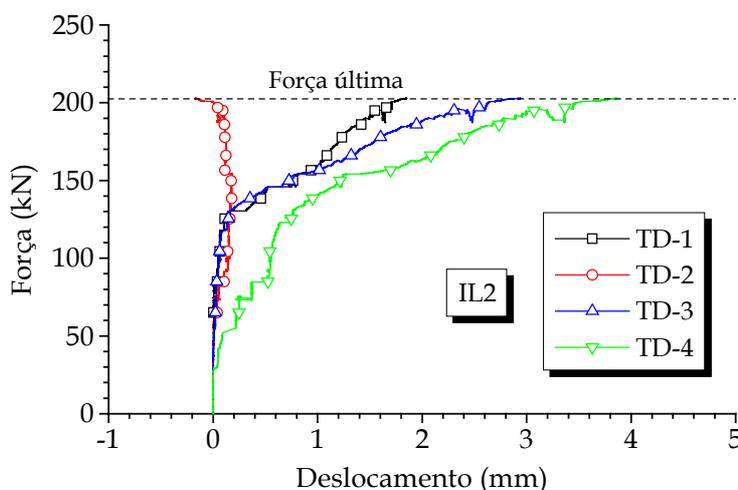
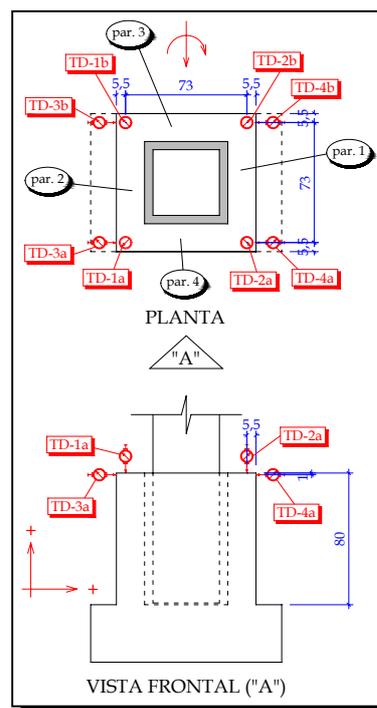


Figura 5.79 - Curva força aplicada *versus* deslocamento das extremidades do cálice - Modelo IL2



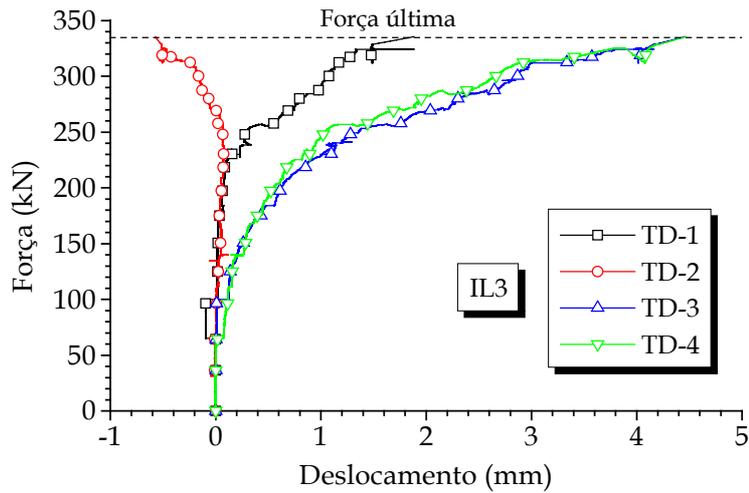


Figura 5.80 - Curva força aplicada *versus* deslocamento das extremidades do cálice - Modelo IL3

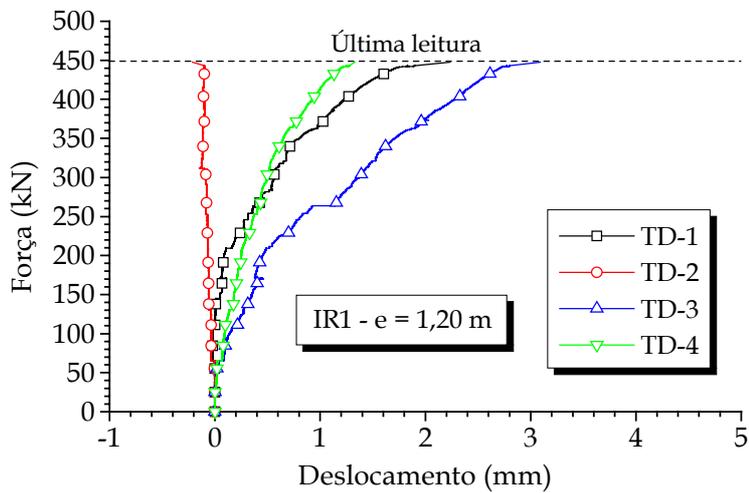


Figura 5.81 - Curva força aplicada *versus* deslocamento das extremidades do cálice - 1º ensaio do Modelo IR1

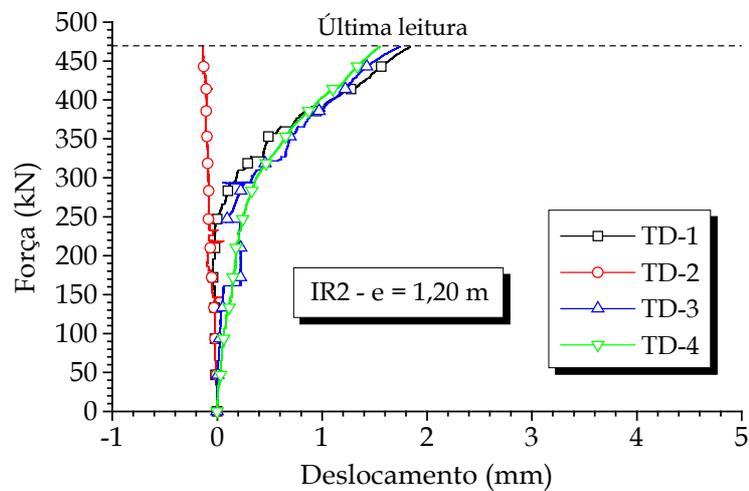
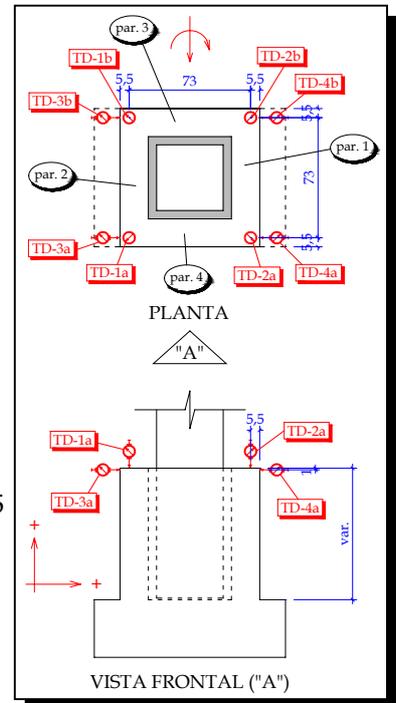


Figura 5.82 - Curva força aplicada *versus* deslocamento das extremidades do cálice - 1º ensaio do Modelo IR2

Após o ensaio do Modelo IL2, percebeu-se com os resultados dos extensômetros da armadura horizontal superior transversal  $A_{s,hft}$  a necessidade de dispor de mais transdutores de deslocamento na parede transversal 1, com o objetivo de se capturar melhor o comportamento da flexo-tração dessa parede. Nas Figuras 5.83 a 5.85, apresenta-se a evolução dos deslocamentos ao longo do carregamento medidos na parede transversal 1 dos Modelos IL3, IR1 e IR2 e os seus respectivos deslocamentos centrais relativos ( $a_1$ ,  $a_2$  e  $a_3$ ). Com relação ao Modelo IL3, os deslocamentos foram consideravelmente grandes no topo da parede e diminuíram gradativamente até a metade superior do comprimento de embutimento, onde houve uma redução sensível do deslocamento central relativo  $a_3$ . A consideração, portanto, do trecho da parede transversal 1 de altura equivalente a  $\ell_{emb} / 3$  para o dimensionamento e distribuição da armadura  $A_{s,hft}$  no cálice liso indica uma coerência com os resultados desses deslocamentos, quando se utiliza, contudo, a relação entre  $\ell_{emb}$  e  $h$  próxima da sugerida pela NBR-9062/85 (1985). Já os deslocamentos medidos na parede transversal 1 e seus respectivos deslocamentos centrais relativos dos Modelos IR1 e IR2 foram extremamente pequenos, conseqüência do travamento, ocasionado pelas chaves, das interfaces da junta com os elementos.

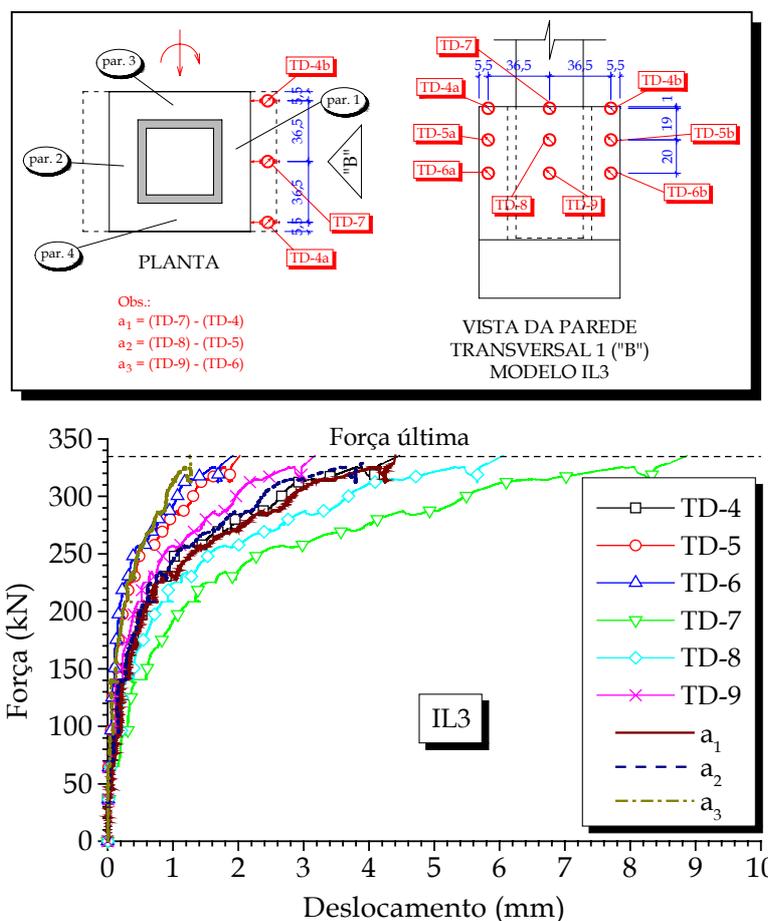


Figura 5.83 – Curva força aplicada *versus* deslocamento na parede transversal 1 - Modelo IL3

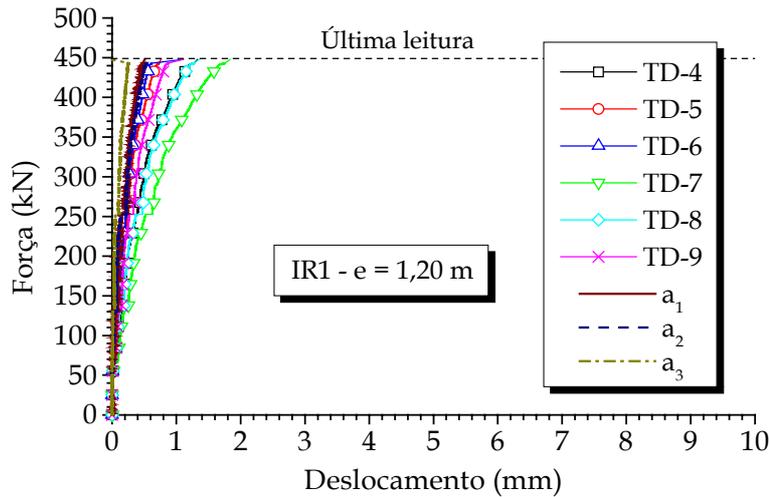


Figura 5.84 - Curva força aplicada *versus* deslocamento na parede transversal 1 - 1º ensaio do Modelo IR1

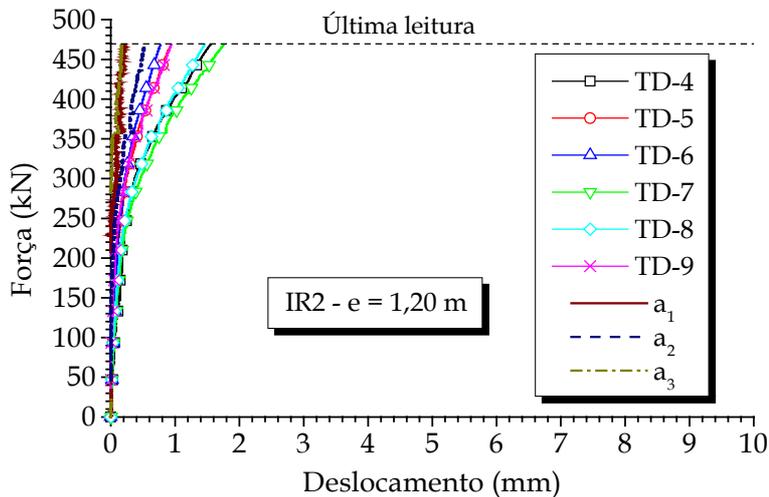
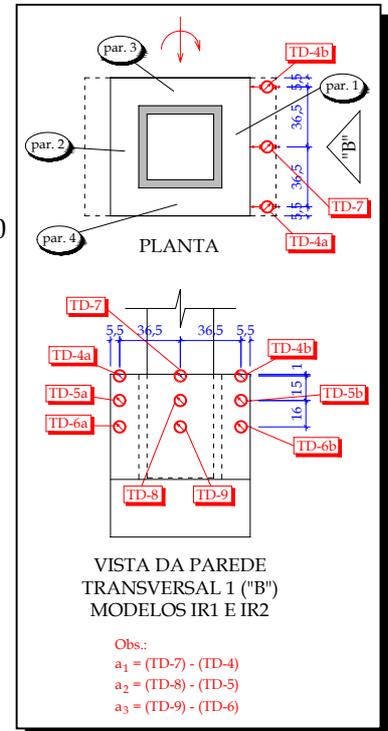


Figura 5.85 - Curva força aplicada *versus* deslocamento na parede transversal 1 - 1º ensaio do Modelo IR2



Para se avaliarem os deslocamentos do pilar próximo ao embutimento, foram dispostos dois transdutores, um no lado tracionado e outro no lado comprimido. Nas Figuras 5.86 e 5.87, apresentam-se para os modelos ensaiados os resultados desses transdutores.

Como esses transdutores foram fixos no topo das paredes transversais 1 e 2, e devido ao descolamento entre os elementos ou mesmo que este não ocorra, existe a tendência mínima de separação, o deslocamento do pilar no lado tracionado foi maior que o do lado comprimido em todos os modelos, onde este último está relacionado com a compressão da junta. O deslocamento no lado tracionado foi significativo, contudo, apenas nos Modelos IL2 e IL3. Como se retirou a adesão desses modelos e, por conseguinte, ocorreu desde o início do carregamento a separação e deslizamento entre a junta e os elementos, mais perceptível com o cálice, a curva do transdutor do

lado tracionado apresenta diferentes rigidezes ao longo do carregamento, resultante do aumento progressivo da separação da junta com o cálice. Essa diminuição gradativa da rigidez é indicada na visualização ampliada nas Figuras 5.86 e 5.87. Nos Modelos IR1 e IR2, onde houve uma tendência de descolamento da junta com a parede transversal 2 e também uma flexão dessa parede em carregamentos mais elevados, percebe-se em torno de metade da força última uma mudança de rigidez e um conseqüente crescimento dos deslocamentos do pilar em relação à parede transversal 2. No Modelo IL1, esse aumento nos deslocamentos foi visível próximo à força última por efeito do carregamento mantido.

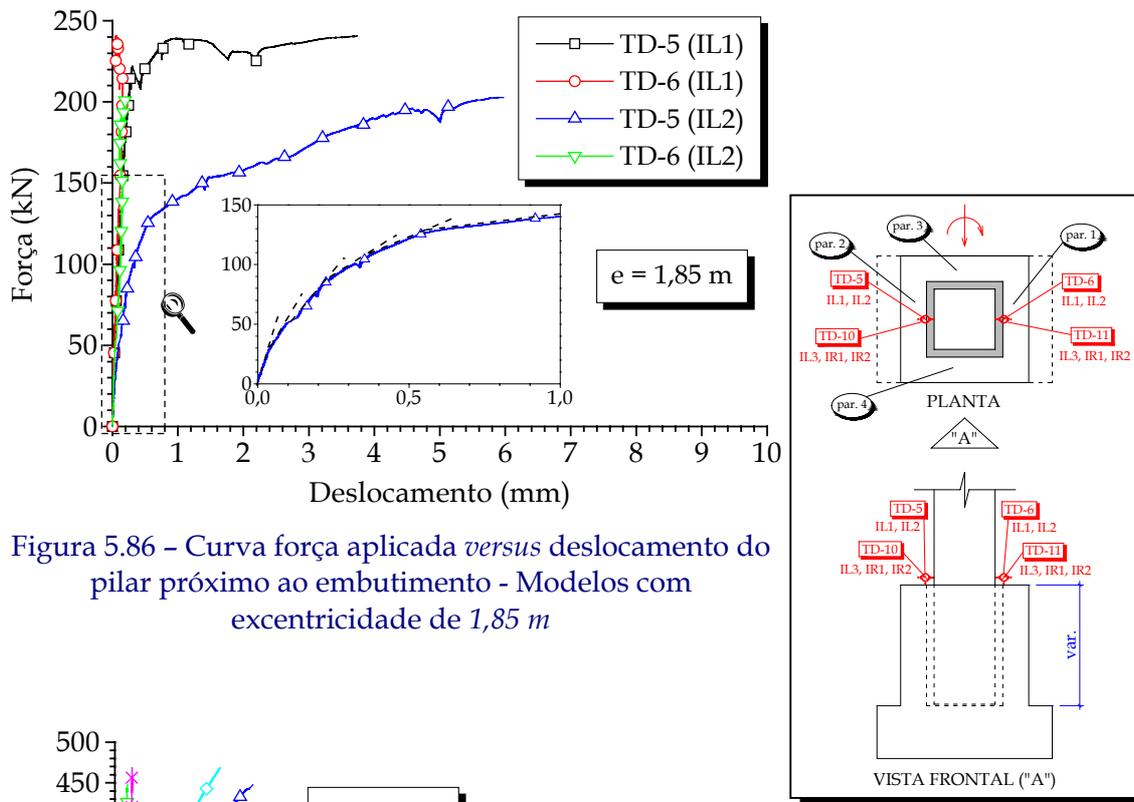


Figura 5.86 – Curva força aplicada *versus* deslocamento do pilar próximo ao embutimento - Modelos com excentricidade de 1,85 m

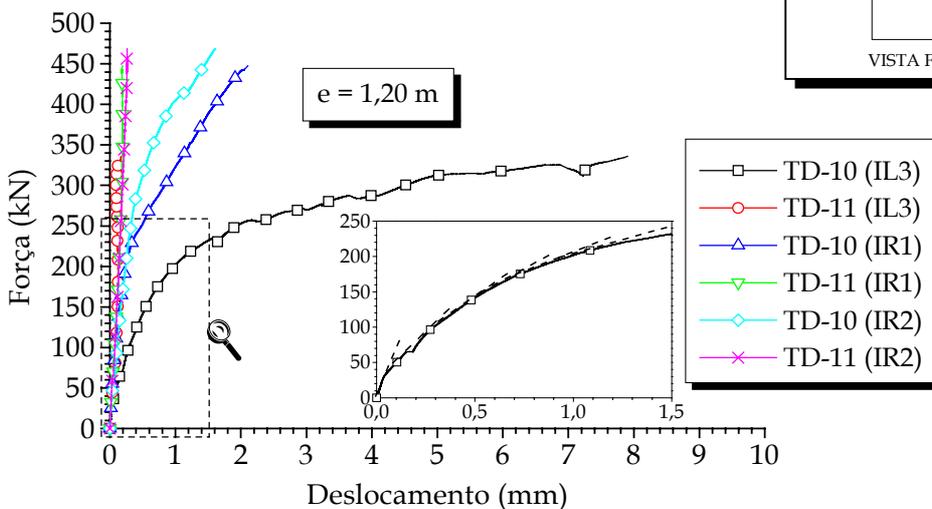


Figura 5.87 – Curva força aplicada *versus* deslocamento do pilar próximo ao embutimento - Modelos com excentricidade de 1,20 m

Nas Figuras 5.88 e 5.89, apresentam-se, respectivamente, o deslocamento do topo do pilar e a abertura do cálice em relação ao dispositivo de transição.

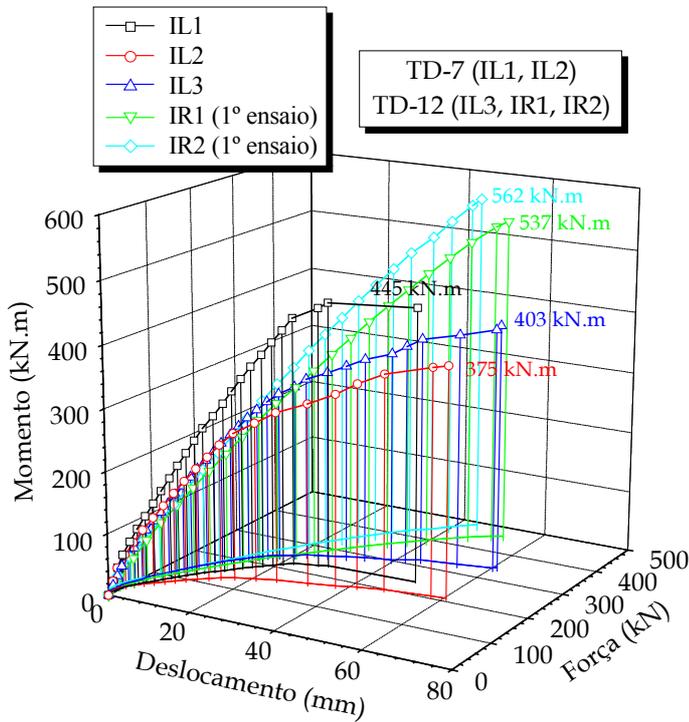


Figura 5.88 - Curva momento aplicado *versus* força aplicada *versus* deslocamento no topo do pilar - Todos os modelos

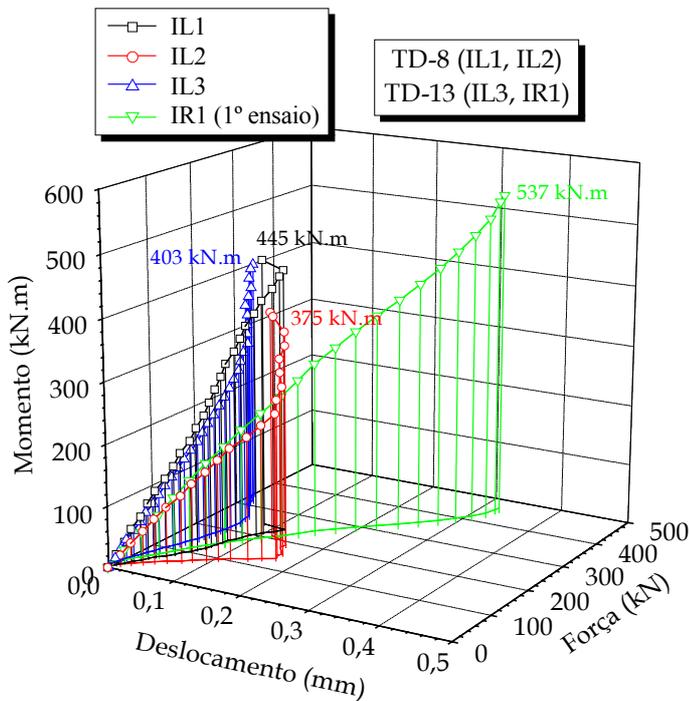
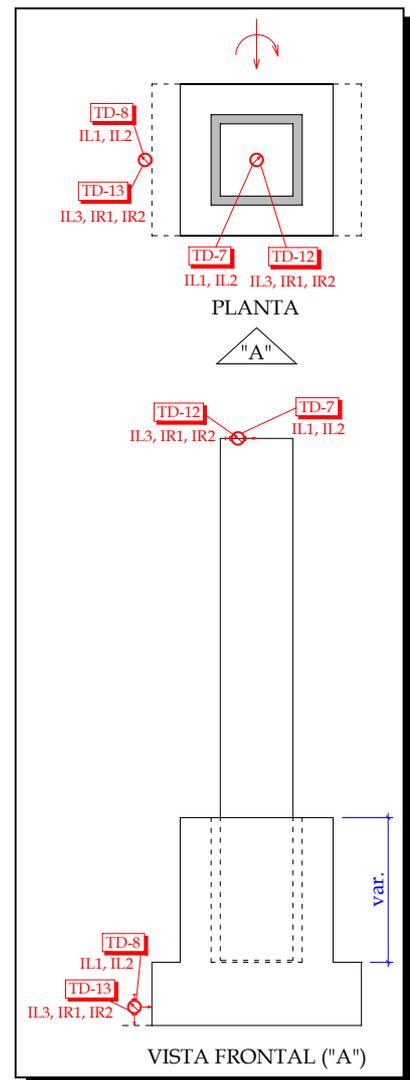


Figura 5.89 - Curva momento aplicado *versus* força aplicada *versus* abertura do cálice em relação ao dispositivo de transição - Todos os modelos

Os Modelos IL2 e IL3 foram os que apresentaram o maior deslocamento no topo do pilar e mesmo no caso de interface rugosa esse deslocamento foi considerável. A abertura do cálice em relação ao dispositivo de transição foi maior no Modelo IR1. Nos modelos sem adesão, essa abertura teve inversão de sentido, ou seja, diminuiu a partir de um carregamento próximo da força última, devido provavelmente ao escorregamento do pilar e junta relativo ao cálice, o qual ocasionou a acomodação na base da fundação. No Modelo IL1, ocorreu uma inversão no deslocamento em torno da força última, por efeito da carga mantida. Esse transdutor para a medição dessa abertura não funcionou no Modelo IR2.

Na Figura 5.90, apresenta-se a deformada dos modelos ensaiados, onde constata-se mais visualmente a flexão do pilar.

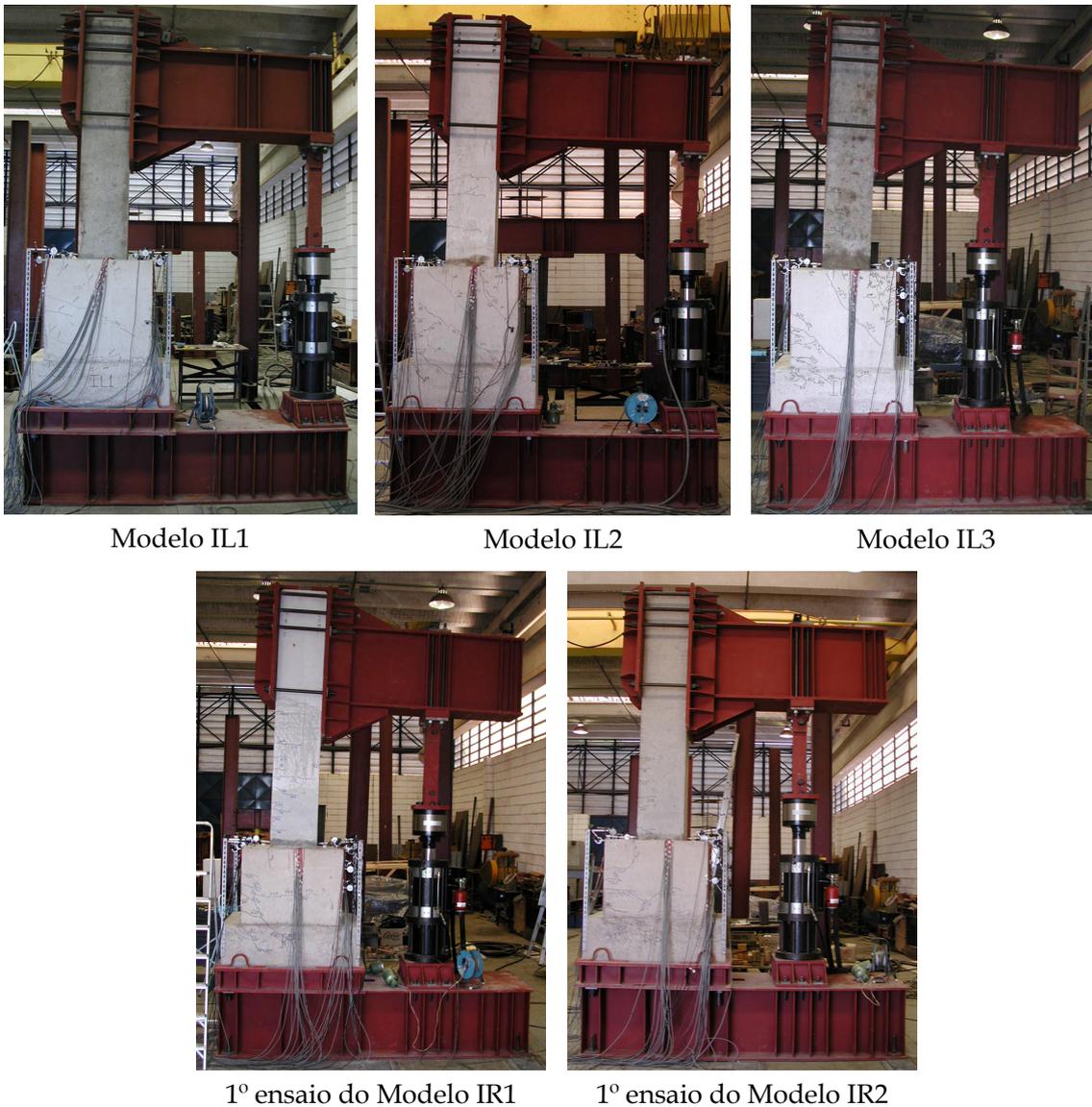


Figura 5.90 – Deformada dos modelos

### 5.3.8. FISSURAÇÃO

Mesmo tendo-se apresentado alguns aspectos da fissuração dos modelos nos itens anteriores, convém aqui mostrá-los mais detalhadamente. Nas Figuras 5.91 a 5.95, são ilustradas as fissuras dos cinco modelos físicos. Embora tenham surgido fissuras de flexão no pilar de todos os modelos, estas não serão abordadas neste item, tendo em vista que o foco desse trabalho é o colarinho.

No Modelo IL1 (Figura 5.91), as primeiras fissuras surgiram nas faces frontais das paredes longitudinais 3 e 4 e da parede transversal 1 para a força de descarregamento do primeiro ciclo, conforme apresentado no item 5.3.2. Embora a adesão desse modelo não tenha sido retirada, percebeu-se nas interfaces da junta com os elementos algumas fissuras de retração que se tornaram mais perceptíveis com a atuação do carregamento. Ao longo do segundo ciclo, surgiram algumas fissuras na parede transversal 1, decorrente da transferência por flexo-tração da força  $H_{sup}$  para as paredes longitudinais, onde parte de  $H_{sup}$  é direcionada para os cantos da parede transversal 1 com diferentes inclinações e outra parcela ocasiona a flexão dessa parede. Devido a essas fissuras dos cantos, a região superior da parede transversal 1 funciona como uma viga biapoiada. A maioria dessas fissuras foi verificada, entretanto, próximo à força última. Na zona superior das paredes longitudinais, observaram-se algumas fissuras, oriundas da sollicitação  $H_{sup}$  e da força de atrito longitudinal  $F_{at,long}$  tracionando essa região, e dos momentos da força de atrito  $F_{at,long}$  excêntrica e da transmissão da pressão superior com resultante  $H_{sup}$  no topo da parede transversal 1 para as paredes longitudinais 3 e 4. Essas fissuras foram dispersas, onde uma foi de flexo-tração e as outras de flexão. No lado tracionado da ligação, surgiu uma fissura horizontal principal no encontro do colarinho com a base da fundação, resultante das elevadas sollicitações de tração nessa região. Essa fissura, característica da flexão na ligação, estendeu-se lateralmente ao longo de quase todas as paredes longitudinais, com algumas fissuras seguindo a mesma tendência, indicando o aumento de deformações na primeira camada da armadura de costura longitudinal  $A_{s, cost1}$ . Outra fissura de flexão surgiu na parede transversal 2, um pouco acima da mencionada anteriormente, e se desenvolveu ao longo das paredes longitudinais 3 e 4. Bem próxima à força última, a biela de compressão do consolo na parede 4 tornou-se visível com uma inclinação ( $\beta$ ) menor em relação à horizontal que a do modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), e uma fissura vertical foi constatada na face frontal da parede 2 decorrente da tendência de descolamento da junta com essa parede ocasionando a sua flexão, a qual foi mais perceptível nos Modelos IR1 e IR2, como será visto adiante. Na realidade, com esse tipo de fissuração, o Modelo IL1 poderia ser denominado de “pseudo-monolítico”, já que apresentou um comportamento misto dos Modelos IR1 e IR2 com os Modelos IL2 e IL3.

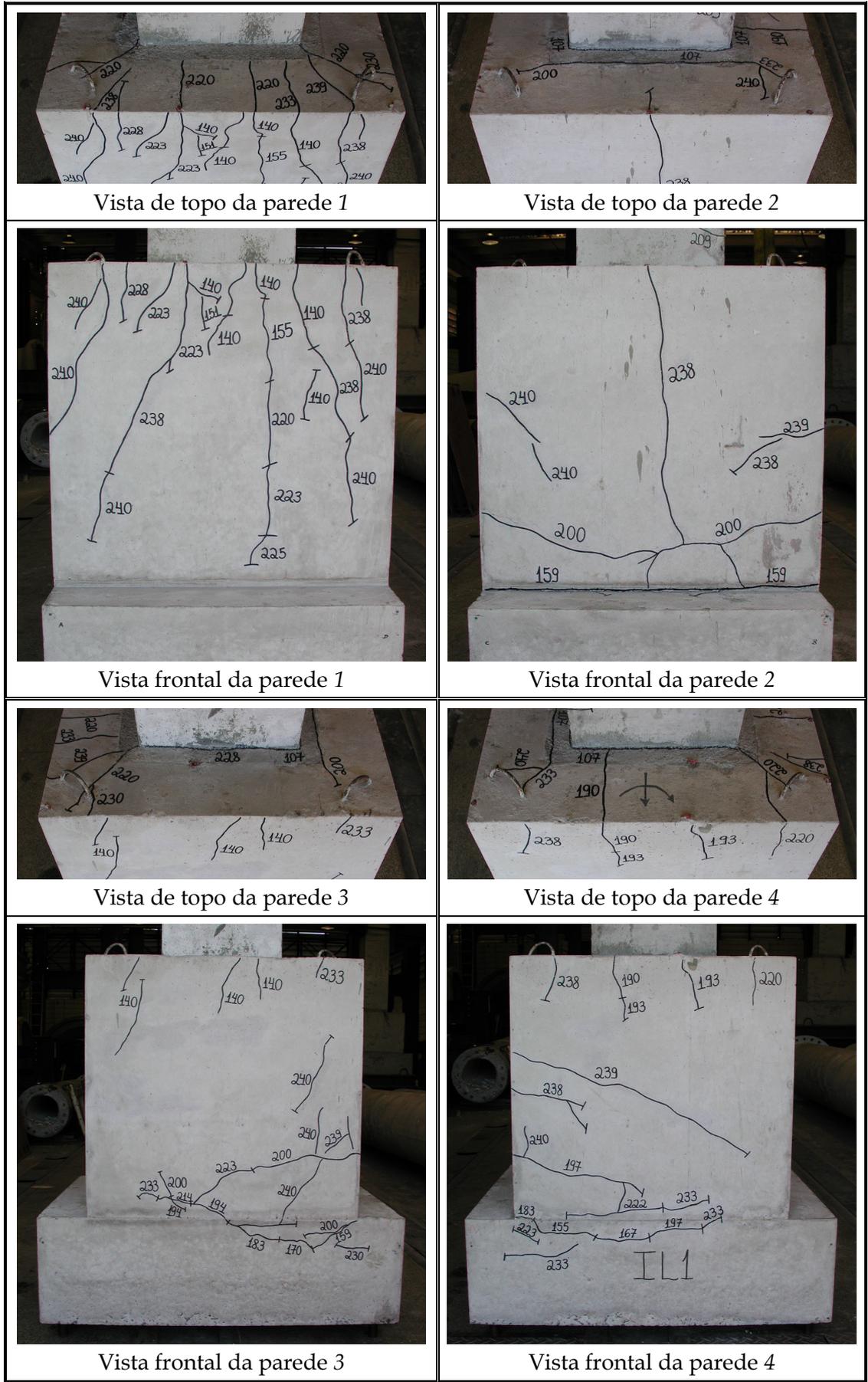


Figura 5.91 – Fissuração do Modelo IL1

Os Modelos IL2 (Figura 5.92) e IL3 (Figura 5.93), que tiveram diferença apenas na excentricidade da força normal, apresentaram padrões de fissuração muito semelhantes. Como a adesão nesses dois modelos foi eliminada, as fissuras de retração nas interfaces da junta com os elementos se transformaram em uma considerável abertura acompanhada de deslizamento, com exceção do lado comprimido, onde as interfaces permaneceram a olho nu perfeitamente aderidas. As fissuras na parede transversal 1, em uma quantidade bem maior que a do Modelo IL1, estão associadas à sollicitação de flexo-tração, a qual foi bastante pronunciada no primeiro terço do comprimento de embutimento. Também foi observado que as diferentes linhas de tensão da força direcionada para os cantos da parede transversal 1 apresentam diversas inclinações e que algumas fissuras se estenderam em quase toda a face frontal dessa parede. O descolamento constatado através da fissuração na região central da junta com a parede 1, por sua vez, indica uma maior concentração das pressões próximas aos cantos dessa parede. Na região de atuação da força  $H_{sup}$ , próximo ao canto entre a parede transversal 1 e as paredes longitudinais 3 e 4, foi constatada uma fissuração bem mais intensa que a do Modelo IL1. Essas fissuras são decorrentes de uma flexo-tração, ocasionada pela força  $H_{sup}$  atuando como carregamento indireto no consolo das paredes longitudinais 3 e 4 e pelo momento oriundo da transmissão da pressão superior com resultante  $H_{sup}$  no topo da parede transversal 1 para essas paredes longitudinais. Na face frontal da parede transversal 2, surgiram duas fissuras principais com tendência horizontal, uma na ligação colarinho-base da fundação e outra acima desta. Essas fissuras, resultantes da transferência dos esforços de flexo-compressão na ligação e da força no tirante  $F_{tir}$  do consolo, prosseguiram para as paredes longitudinais 3 e 4. Na região dos cantos da parede transversal 2, logicamente devido à maior rigidez e taxa da armadura ( $A_{s,tir}$ ), a concentração de fissuras foi mais elevada que na região central onde está localizada a armadura de costura transversal ( $A_{s,costt}$ ). Ou seja, embora a armadura de costura transversal  $A_{s,costt}$  tenha absorvido esforços oriundos diretamente da flexo-compressão da ligação, será recomendado no item 5.5 o dimensionamento da armadura do tirante  $A_{s,tir}$  a partir do modelo de cálculo de consolo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), considerando a força  $H_{sup,d}$  calculada pelo o modelo de projeto proposto no item 5.4.3, e para as armaduras de costura  $A_{s,costl}$  e  $A_{s,costt}$  deve-se adotar uma parcela de  $A_{s,tir}$  para cada tipo de consolo segundo as prescrições da NBR-9062/85 (1985). No Modelo IL2, observou-se a fissura vertical na parede transversal 2 oriunda da flexão dessa parede, e no Modelo IL3, percebeu-se a tendência de formação dessa fissura, já que após ser atingida a ruptura convencional da ligação, a bomba hidráulica desligou acidentalmente. Ao longo das paredes longitudinais 3 e 4, foram constatadas fissuras com diferentes ângulos em relação à horizontal, que indicam a formação da biela de compressão do consolo com uma inclinação ( $\beta$ ) resultante aproximadamente igual à do modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977).

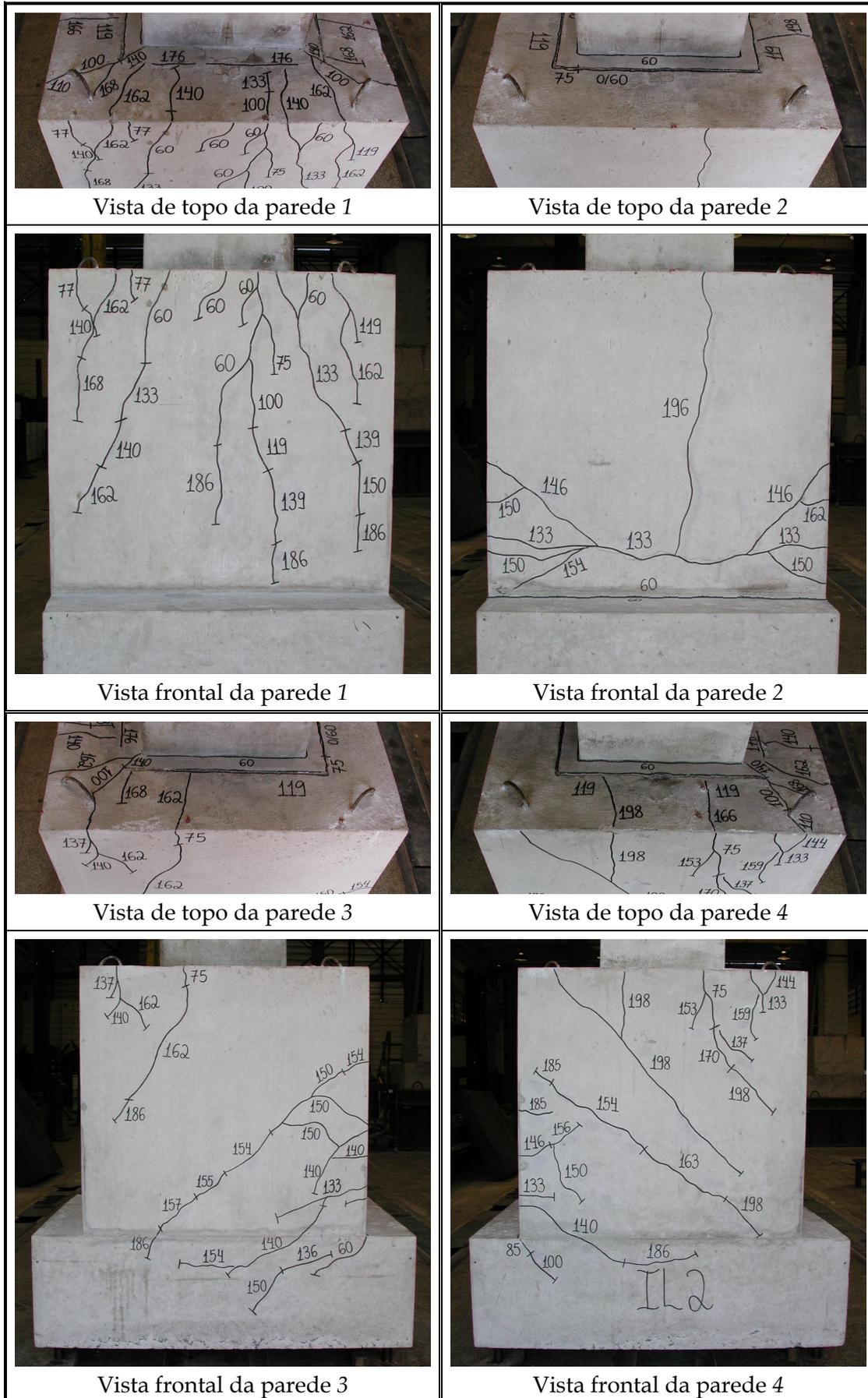


Figura 5.92 – Fissuração do Modelo IL2





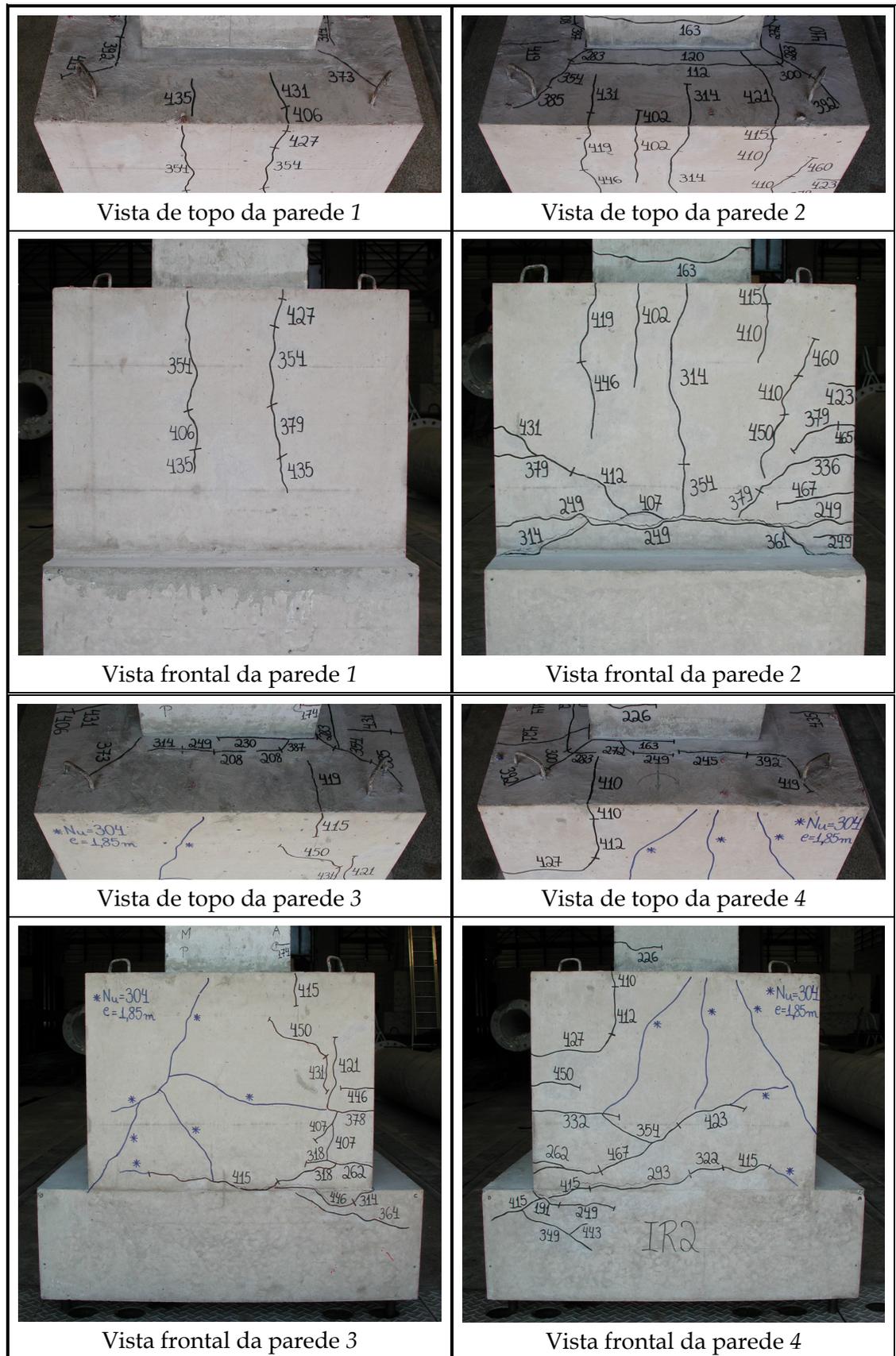


Figura 5.95 - Fissuração do Modelo IR2

Os Modelos IR1 (Figura 5.94) e IR2 (Figura 5.95) apresentaram muitas semelhanças no tipo de fissuração. No decorrer do ensaio, em algumas regiões das interfaces da junta com o cálice e pilar, observou-se melhor as fissuras de retração. Comparadas com os modelos da Série IL, constatou-se poucas fissuras de flexo-tração oriundas da transferência dos esforços do pilar para a parede transversal 1, e desta para as paredes longitudinais 3 e 4. Como esses modelos tiveram transferência de esforços similar à de uma ligação monolítica, a fissura horizontal predominante na ruptura foi evidenciada na face frontal da parede transversal 2, prosseguindo para as faces frontais das paredes 3 e 4, com direção perpendicular à solicitação de tração. A concentração de fissuras foi mais elevada nos cantos da parede transversal 2 que na região central, devido à maior taxa de armadura ( $A_{s,tir}$ ). A resultante de pressão  $H_{sup}$ , a força de atrito longitudinal  $F_{at,long}$  atuando nas paredes 3 e 4 e os momentos ocasionados pela transferência de  $H_{sup}$  da parede transversal 1 para essas paredes longitudinais, e, principalmente pela força de atrito  $F_{at,long}$  excêntrica, ocasionaram fissuras de flexo-tração. Como o pilar, a junta e o cálice nos lados comprimido e longitudinais trabalharam em conjunto ao longo do carregamento, apareceu uma fissura de tendência de descolamento entre a junta e a parede transversal 2 e, conseqüentemente, a região superior dessa parede foi solicitada à uma flexo-tração em alguns trechos e principalmente à flexão, onde pôde-se observar as respectivas fissuras. Embora a armadura horizontal superior da parede transversal 2 não tenha sido instrumentada para se verificar o seu nível de solicitação, as fissuras em questão surgiram em carregamento elevado e a ruptura dos Modelos IR1 e IR2 foi determinada pelo escoamento ou plastificação das armaduras verticais, que resistem à tração da transferência dos esforços de flexo-compressão na ligação. Também foram constatadas bielas inclinadas nas paredes 3 e 4, onde uma delas, próxima à parede 1, apresentou uma inclinação maior em relação à horizontal que a do cálculo do consolo, como já tinha sido afirmado por LEONHARDT & MÖNNIG (1977).

## 5.4. RESULTADOS TEÓRICOS

### 5.4.1. RESULTADOS NUMÉRICOS VERSUS EXPERIMENTAIS

#### 5.4.1.1. MODELOS IL2 E IL3

Como não foi possível capturar a adesão das interfaces da junta com o pilar e cálice do Protótipo IL1 utilizando o modelo de atrito de *Coulomb* no ANSYS 5.5, fez-se apenas a simulação numérica dos Protótipos IL2 e IL3.

Na Figura 5.96, é apresentada a discretização desses modelos com suas respectivas restrições nodais. Os elementos da armadura principal e dos chumbadores do cálice, os elementos da armadura do pilar e os elementos de contato das interfaces são mostrados, respectivamente, nas Figuras 5.97, 5.98 e 5.99.

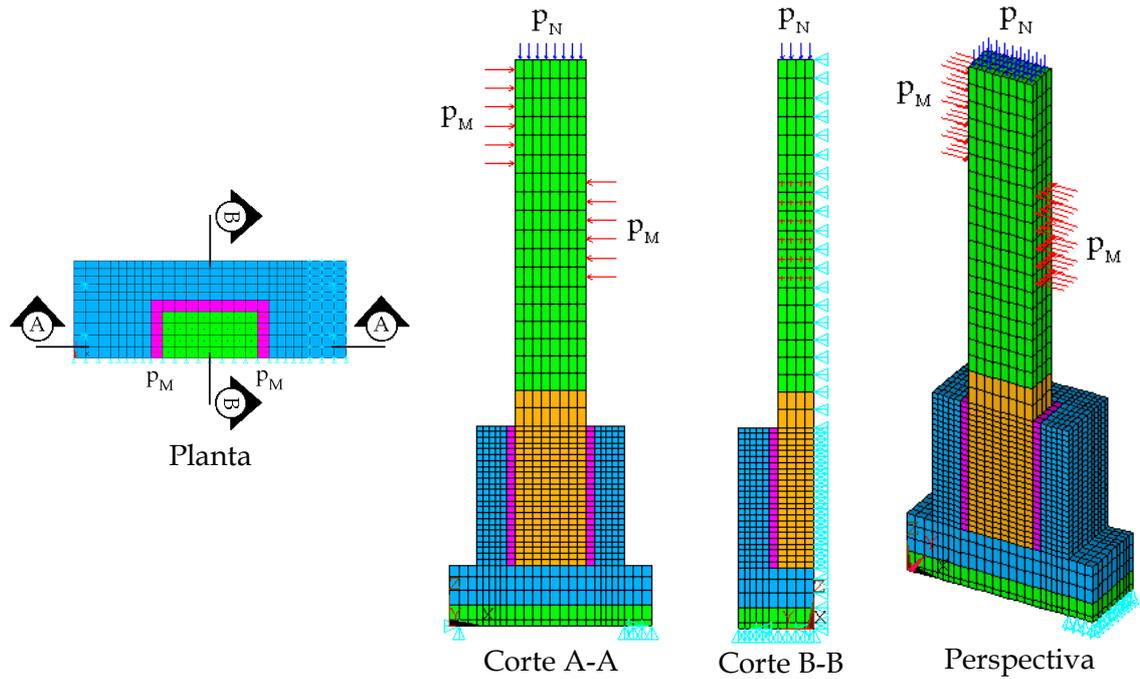


Figura 5.96 - Vistas da discretização do cálice de fundação – Modelos IL2 e IL3

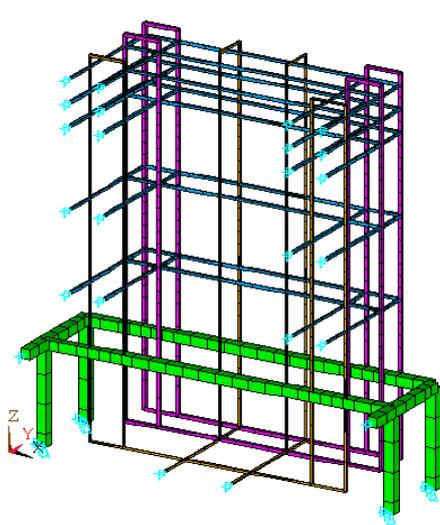


Figura 5.97 - Armadura principal e chumbadores do cálice discretizados com o elemento *Link8* – Modelos IL2 e IL3

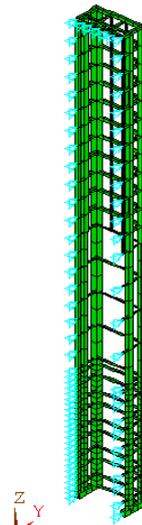


Figura 5.98 - Armadura do pilar discretizada com o elemento *Link8* – Modelos IL2 e IL3

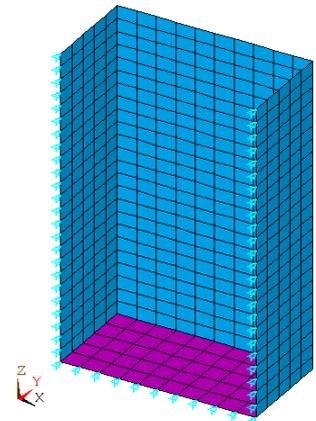


Figura 5.99 - Pares de elementos de contato (*Conta173* e *Targe170*) nas interfaces inferior e da junta com o cálice – Modelos IL2 e IL3

Além das considerações das simulações numéricas preliminares e em virtude de observações da investigação experimental dos modelos físicos, as seguintes hipóteses foram adotadas para melhor representar os modelos numéricos no ANSYS 5.5;

- Com relação à base da fundação, foram restritos nas direções X, Y e Z os nós inferiores dos chumbadores de fixação do cálice e na direção Z os nós inferiores

- referentes à aba da base da fundação, como mostra a Figura 5.96;
- Como o deslizamento e a separação nas interfaces da junta com o pilar foram extremamente pequenos, os elementos de contato foram dispostos apenas nas interfaces inferior e da junta com o cálice;
  - Utilizou-se a opção de contato assimétrico para melhorar a convergência do modelo numérico;
  - Nos elementos próximos às restrições de apoio e em duas camadas inferiores de elementos da base da fundação, considerou-se comportamento elástico-linear, e no pilar, a não-linearidade física foi adotada apenas na região de embutimento e em duas camadas de elementos acima desse trecho, como no Modelo IL1-NLF7.

Durante a etapa de simulações numéricas preliminares, foi feito um estudo da influência dos parâmetros das não-linearidades de contato e física do ANSYS 5.5 no comportamento e convergência dos protótipos numéricos do cálice de fundação. Com relação ao contato, observou-se que a constante real  $\tau_{m\acute{a}x}$  e o coeficiente de atrito  $\mu$  do material controlam diretamente a deformabilidade do modelo. No caso das simulações com não-linearidade física, a convergência do modelo foi governada principalmente pelo módulo de elasticidade do concreto. Portanto, nessa fase de comparação e calibração com os resultados experimentais, empregou-se o módulo de elasticidade reduzido  $E_c / 2$  que conduziu a uma melhor convergência, o valor usual de 0,6 para o coeficiente de atrito  $\mu$ , e variou-se a resistência de aderência  $\tau_{m\acute{a}x}$  do modelo de atrito de *Coulomb*. Para os materiais concreto e aço de cada modelo numérico, adotou-se os dados da sua caracterização em corpos-de-prova do item 5.1. Na Tabela 5.6, são indicados esses parâmetros dos Modelos numéricos IL2 e IL3.

Nos modelos numéricos, foi aplicada a força última experimental constatada nos ensaios. Na Tabela 5.7, são mostrados os valores da força de convergência  $N_{conv}$  dos modelos numéricos em função da força última experimental  $N_{u,exp}$ . Naturalmente, a relação entre essas duas forças poderia ser maior que a unidade, caso fosse considerada para os modelos numéricos uma força maior que a força última experimental  $N_{u,exp}$ .

São apresentados primeiramente, nas Figuras 5.100 a 5.103, os resultados experimentais e numéricos médios  $HST_m-1$  e  $HSL_m-1$  das armaduras horizontais superiores dos Modelos IL2 e IL3. Percebe-se que, considerando a resistência de aderência equivalente a  $\sigma_y / \sqrt{3}$  ou a  $0,1f_c$ , os resultados numéricos dessas armaduras foram muito próximos, além das forças últimas de convergência terem sido iguais para os dois casos. Na fase de fissuração na região dos extensômetros que fornecem os valores médios  $HST_m-1$  e  $HSL_m-1$ , ocorreu um salto nas deformações dessas armaduras, devido o modelo “Concrete” do ANSYS 5.5 não levar em conta a contribuição do concreto tracionado entre fissuras (“*tension stiffening*”). Após essa fissuração, as armaduras apresentaram deformações  $HST_m-1$  com tendência linear, sem perda gradual da rigidez. Assim, nos Modelos IL3-num1 e IL3-num2, essas deformações  $HST_m-1$  nas proximidades da força última de convergência foram

menores que as experimentais e, nos Modelos IL2-num1 e IL2-num2, se a força última experimental fosse atingida, as deformações também seriam mais conservadoras. Já no caso das deformações  $HSL_m-1$ , os resultados numéricos dos modelos com tensão de aderência igual a  $\sigma_y / \sqrt{3}$  e a  $0,1f_c$  foram mais próximos dos experimentais, constatando-se o escoamento da armadura  $A_{s,hsup}$  nesses modelos numéricos, embora as divergências com o Modelo físico IL3 sejam referentes a problemas que ocorreram com os extensômetros ou fissuração na região destes durante o ensaio. Os modelos com tensão de aderência nula ( $\tau_{m\acute{a}x} = 0,0001$ ), além de não terem apresentado uma boa convergência, mostraram uma tendência de desenvolvimento de deformações maiores que as das respectivas curvas experimentais.

Tabela 5.6 - Parâmetros dos Modelos numéricos IL2 e IL3

Modelo	Resistência de aderência ( $\tau_{m\acute{a}x}$ )
IL2-num1 / IL3-num1	$\sigma_y / \sqrt{3}$ *
IL2-num2 / IL3-num2	$0,1f_c$ **
IL2-num3 / IL3-num3	$0,0001$
Concreto: $E_c / 2$ , $\beta_t = 0,9$ , $\beta_c = 0,95$ , $\sigma_{cm}$ , $f_{ctm}$	
Contato: $FKN = 1$ , $FTOLN = -1$	

\*  $\sigma_y = 0,3f_c$  ("tensão de escoamento do concreto")

\*\* resistência ao deslizamento segundo MATTOCK (2001)

$f_c$  = menor valor de  $\sigma_{cm}$  dos concretos da interface

Tabela 5.7 - Força de convergência  $N_{conv}$  dos Modelos numéricos IL2 e IL3

Modelo	$N_{conv} / N_u$
IL2-num1	0,91
IL2-num2	0,91
IL2-num3	0,66
IL3-num1	1
IL3-num2	1
IL3-num3	0,82

$N_u = N_{u,exp}$ : força última experimental

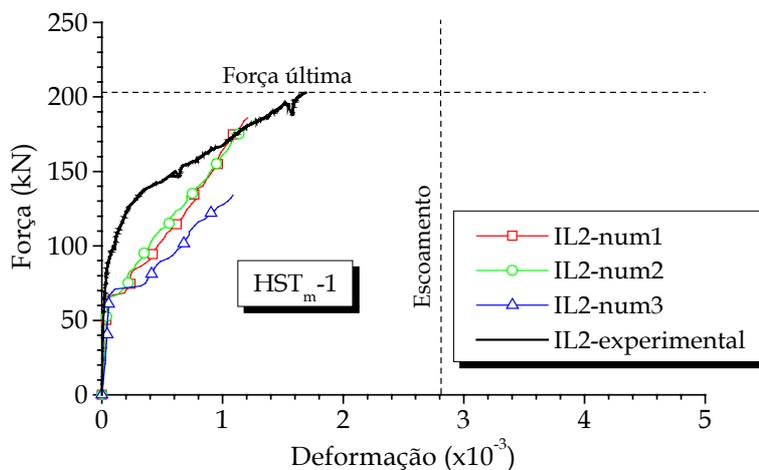
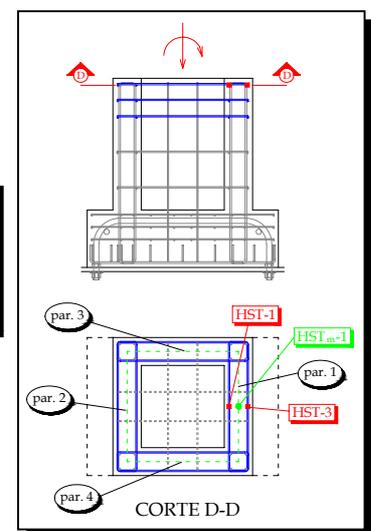


Figura 5.100 - Resultados numéricos versus experimentais da armadura horizontal superior transversal ( $HST_m-1$ ) - Modelo IL2



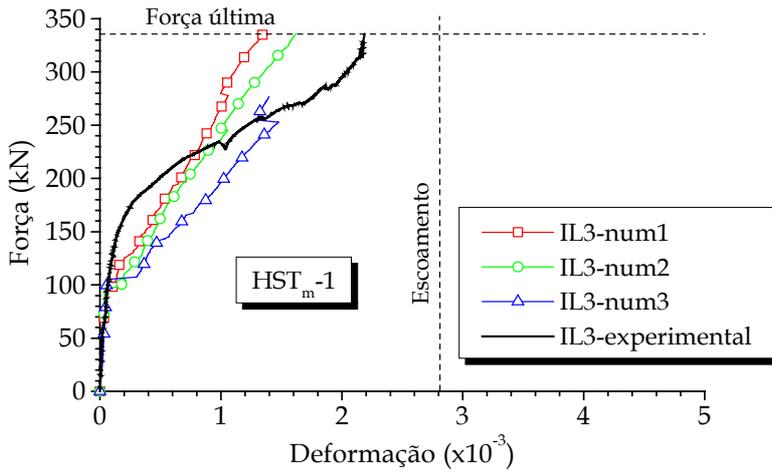


Figura 5.101 - Resultados numéricos *versus* experimentais da armadura horizontal superior transversal ( $HST_m-1$ ) - Modelo IL3

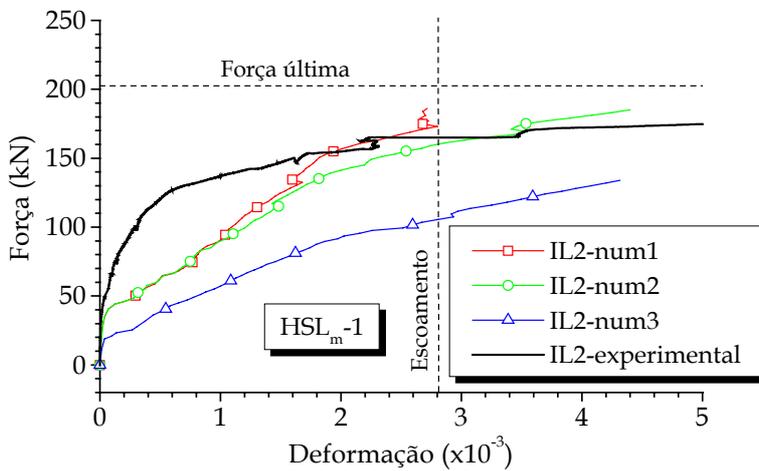


Figura 5.102 - Resultados numéricos *versus* experimentais da armadura horizontal superior longitudinal ( $HSL_m-1$ ) - Modelo IL2

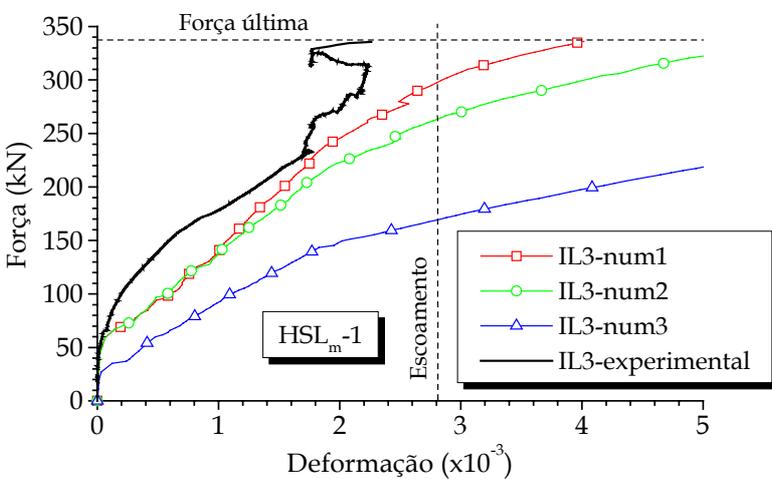
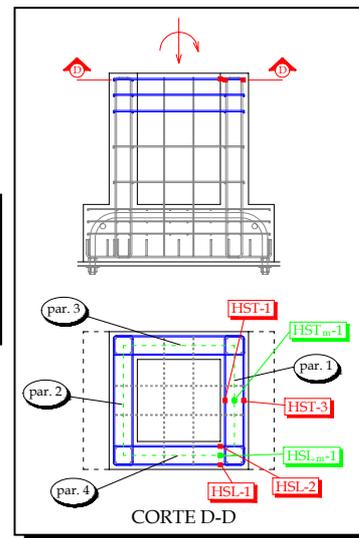


Figura 5.103 - Resultados numéricos *versus* experimentais da armadura horizontal superior longitudinal ( $HSL_m-1$ ) - Modelo IL3

Os comportamentos numérico e experimental das armaduras do tirante e de costura dos Modelos IL2 e IL3 são ilustrados nas Figuras 5.104 a 5.107.

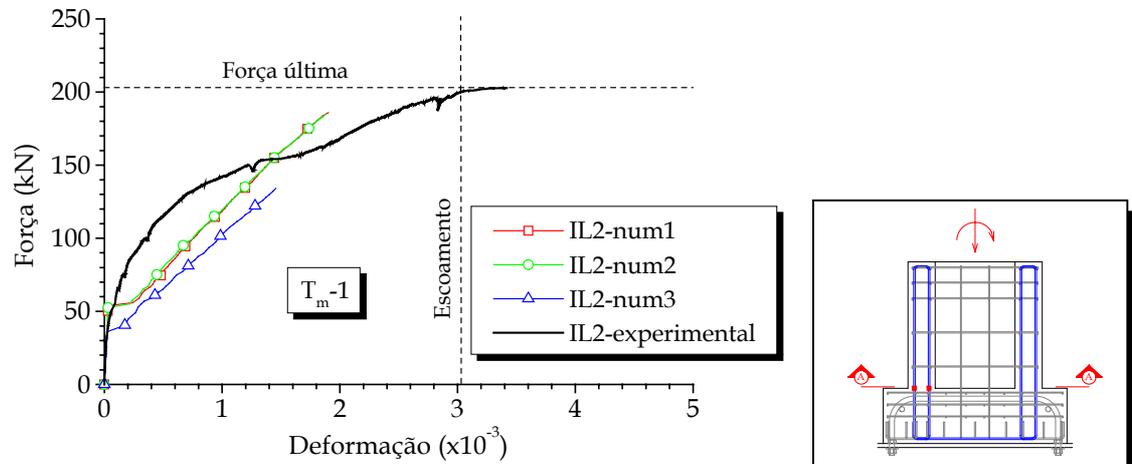


Figura 5.104 – Resultados numéricos *versus* experimentais da armadura do tirante ( $T_m-1$ ) – Modelo IL2

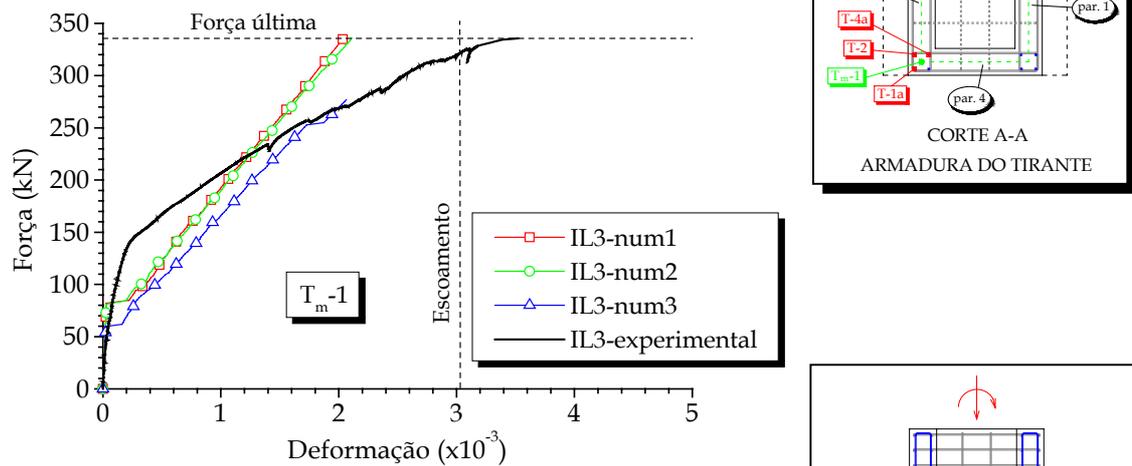


Figura 5.105 – Resultados numéricos *versus* experimentais da armadura do tirante ( $T_m-1$ ) – Modelo IL3

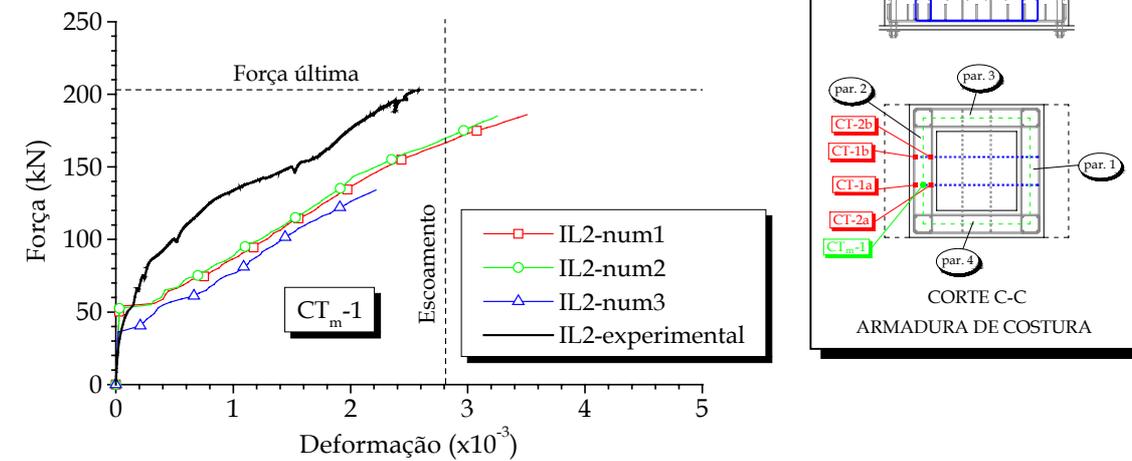


Figura 5.106 – Resultados numéricos *versus* experimentais da armadura de costura transversal ( $CT_m-1$ ) – Modelo IL2

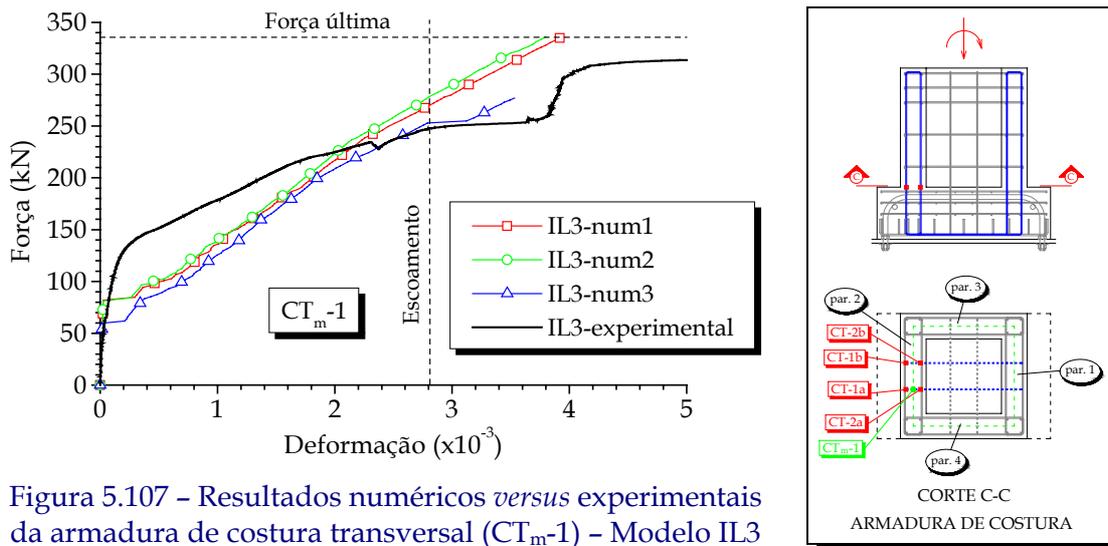


Figura 5.107 – Resultados numéricos *versus* experimentais da armadura de costura transversal ( $CT_{m-1}$ ) – Modelo IL3

A armadura do tirante ( $T_{m-1}$ ) dos modelos numéricos apresentou um comportamento mais rígido que o experimental e as curvas numéricas não apresentaram uma diminuição gradativa da rigidez semelhante à experimental, embora a rigidez após a fissuração tenha sido menor que a inicial. Até a força última de convergência, as deformações médias  $CT_{m-1}$  dos três Modelos numéricos IL3, apesar de serem um pouco mais conservadoras, ficaram relativamente próximas dos valores experimentais. Já no caso do Modelo IL2, essa proximidade entre as curvas numéricas e experimental não pôde ser observada, tendo em vista que essa a armadura de costura transversal não atingiu plenamente o escoamento no ensaio devido provavelmente à variação na altura do extensômetro ou ocorrência de fissuração na região deste, conforme relatado anteriormente. Ao contrário das armaduras horizontais, nos modelos com tensão de aderência nula ( $\tau_{máx} = 0,0001$ ), as deformações  $T_{m-1}$  e  $CT_{m-1}$  nas armaduras verticais não apresentaram uma diferença tão significativa dos outros modelos com  $\tau_{máx}$  igual a  $\sigma_y / \sqrt{3}$  ou a  $0,1f_c$  e se aproximaram mais dos resultados experimentais. Contudo, a força última de convergência dos Modelos numéricos IL2-num3 e IL3-num3 foi menor.

A maior rigidez dos modelos numéricos em relação aos protótipos físicos é perceptível com os deslocamentos na direção X indicados na Figura 5.108. Enquanto o deslocamento central no topo da parede transversal 1, por exemplo, medido experimentalmente no Modelo IL3 foi da ordem de 9 mm, no Modelo numérico IL3-num2, o valor foi igual aproximadamente a 6 mm.

Apesar das diferenças apresentadas acima, os Modelos IL2-num2 e IL3-num2 apresentaram resultados satisfatórios de uma maneira geral e sua força última de convergência foi maior que a dos modelos com  $\tau_{máx} = 0,0001$ . Portanto, mostram-se a seguir a resposta do contato, as tensões nas armaduras do colarinho, a fissuração e as direções principais dos mesmos.

Na Figura 5.109, são apresentados os principais resultados dos elementos de

contato dispostos nas interfaces da junta com o cálice.

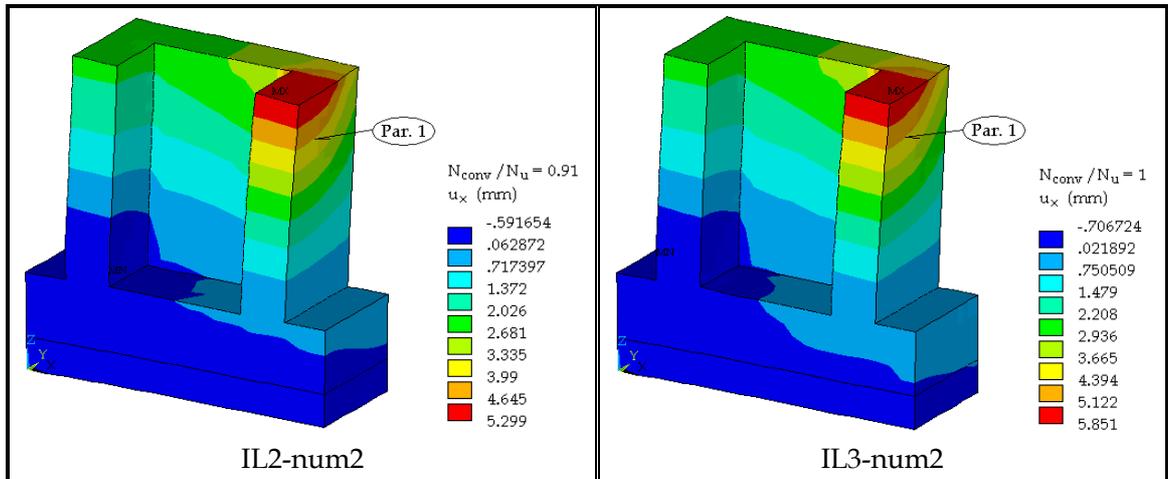
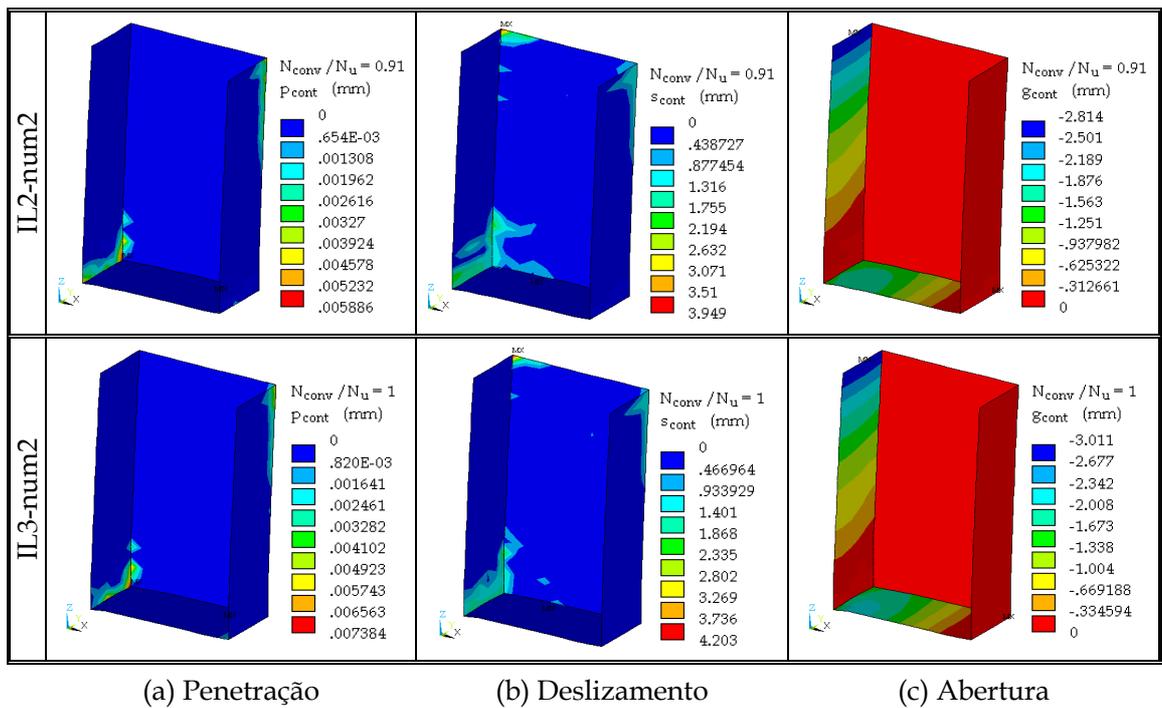


Figura 5.108 – Deslocamentos do cálice na direção X – Modelos IL2-num2 e IL3-num2



(a) Penetração

(b) Deslizamento

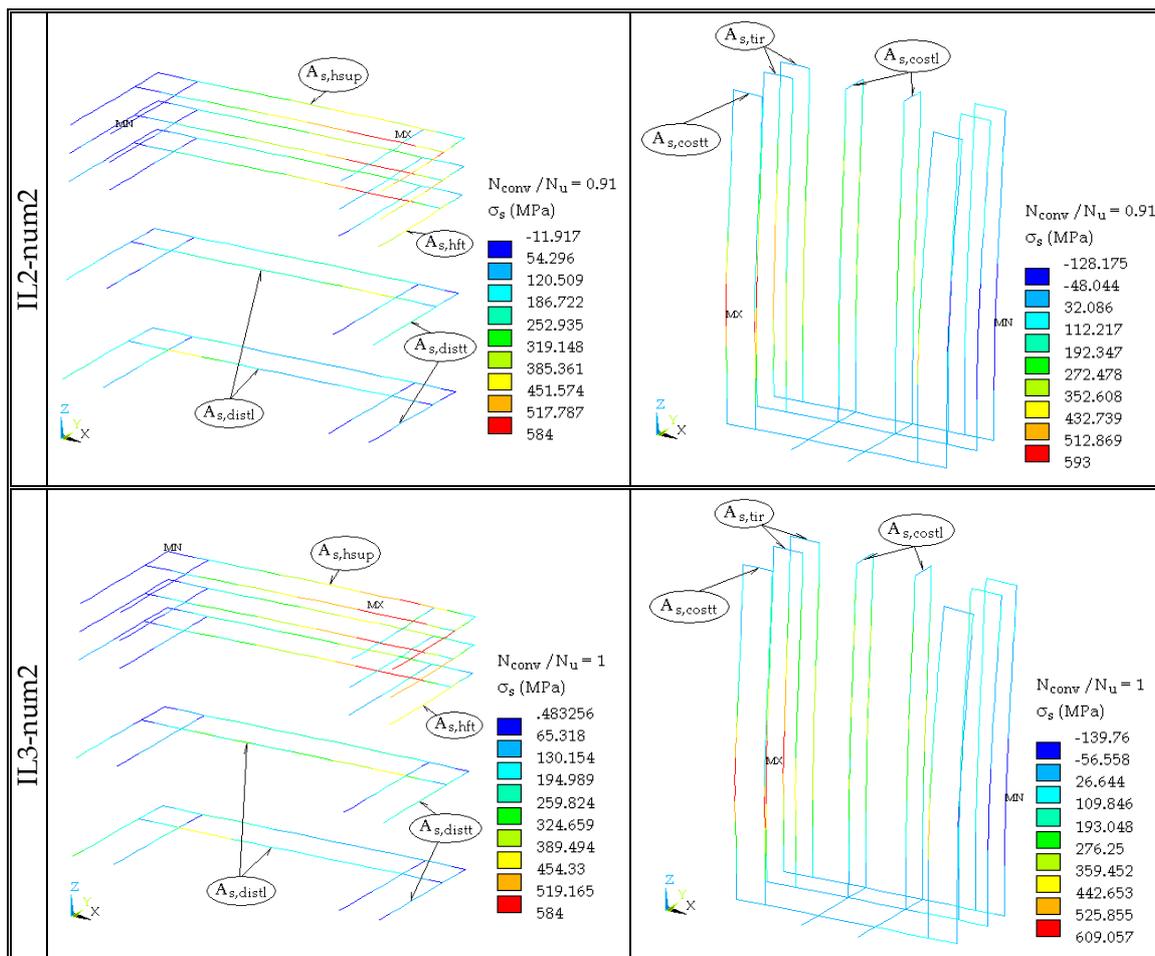
(c) Abertura

Figura 5.109 – Resultados dos elementos de contato – Modelos IL2-num2 e IL3-num2

De acordo com a Figura 5.109(a), percebe-se que os erros na resposta numérica, decorrentes da penetração da superfície de contato na superfície “alvo”, foram minimizados devido aos pequenos valores dessa penetração. A menor deformabilidade desses modelos numéricos em relação ao protótipo físico pôde ser constatada também através do deslizamento (Figura 5.109(b)) e abertura (Figura 5.109(c)) na força última de convergência. O deslizamento máximo medido experimentalmente foi aproximadamente 5 mm, enquanto no caso dos Modelos IL2-num2 e IL3-num3 ficou em torno de 4 mm. Já as diferenças entre a abertura máxima

desses modelos numéricos e a do modelo físico foram um pouco maiores, sendo o valor experimental  $5\text{ mm}$  e o valor numérico perto de  $3\text{ mm}$ . Apesar disso, houve uma coerência com os resultados experimentais no que diz respeito à região onde ocorreu o deslizamento e abertura máximos, ou seja, no topo do lado tracionado da ligação, e à ordem de grandeza dos mesmos.

Nas Figuras 5.110(a) e (b), são indicadas, respectivamente, as tensões nas armaduras horizontais e verticais do colarinho para o último passo de convergência.



(a) Armadura horizontal

(b) Armadura vertical

Figura 5.110 - Tensões nas armaduras do colarinho - Modelos IL2-num2 e IL3-num2

A flexo-tração na região superior das paredes transversal 1 e longitudinais 3 e 4 é visivelmente percebida com as tensões nas suas respectivas armaduras horizontais. O escoamento foi verificado nos ramos internos da armadura horizontal superior longitudinal ( $A_{s,hsup}$ ) próximo ao canto da parede transversal 1, enquanto as tensões nos ramos externos da armadura horizontal superior transversal ( $A_{s,hft}$ ), ao contrário do que aconteceu nos ensaios físicos, foram menores que a resistência ao escoamento. Já nas armaduras verticais, constatou-se o escoamento apenas nos ramos das armaduras de costura transversal ( $A_{s,costr}$ ), e a armadura do tirante tracionado ( $A_{s,tir}$ ) apresentou

resultados um pouco mais conservadores que os valores experimentais.

Levando em conta o número de variáveis que envolvem o problema e a dificuldade de representar fielmente esse modelo físico, tendo em vista que as duas não-linearidades interferem no comportamento do modelo numérico, as diferenças que ocorreram com os resultados experimentais podem ser consideradas pequenas e não invalidam essa análise teórica como um todo, embora não dispense um futuro refinamento. Baseando-se nisso, pode-se avaliar as tensões da armadura de costura longitudinal ( $A_{s, costl}$ ) e outras respostas não verificadas experimentalmente, como, por exemplo, da armadura horizontal de distribuição ( $A_{s, distt}$  e  $A_{s, distl}$ ). Observa-se que essas armaduras ( $A_{s, costl}$ ,  $A_{s, distt}$  e  $A_{s, distl}$ ) foram pouco solicitadas, com tensões inferiores à resistência ao escoamento, embora não sejam dispensáveis no projeto dessa ligação.

Nas Figuras 5.111 e 5.112, são apresentadas a fissuração e as direções principais dos Modelos IL2-num2 e IL3-num3.

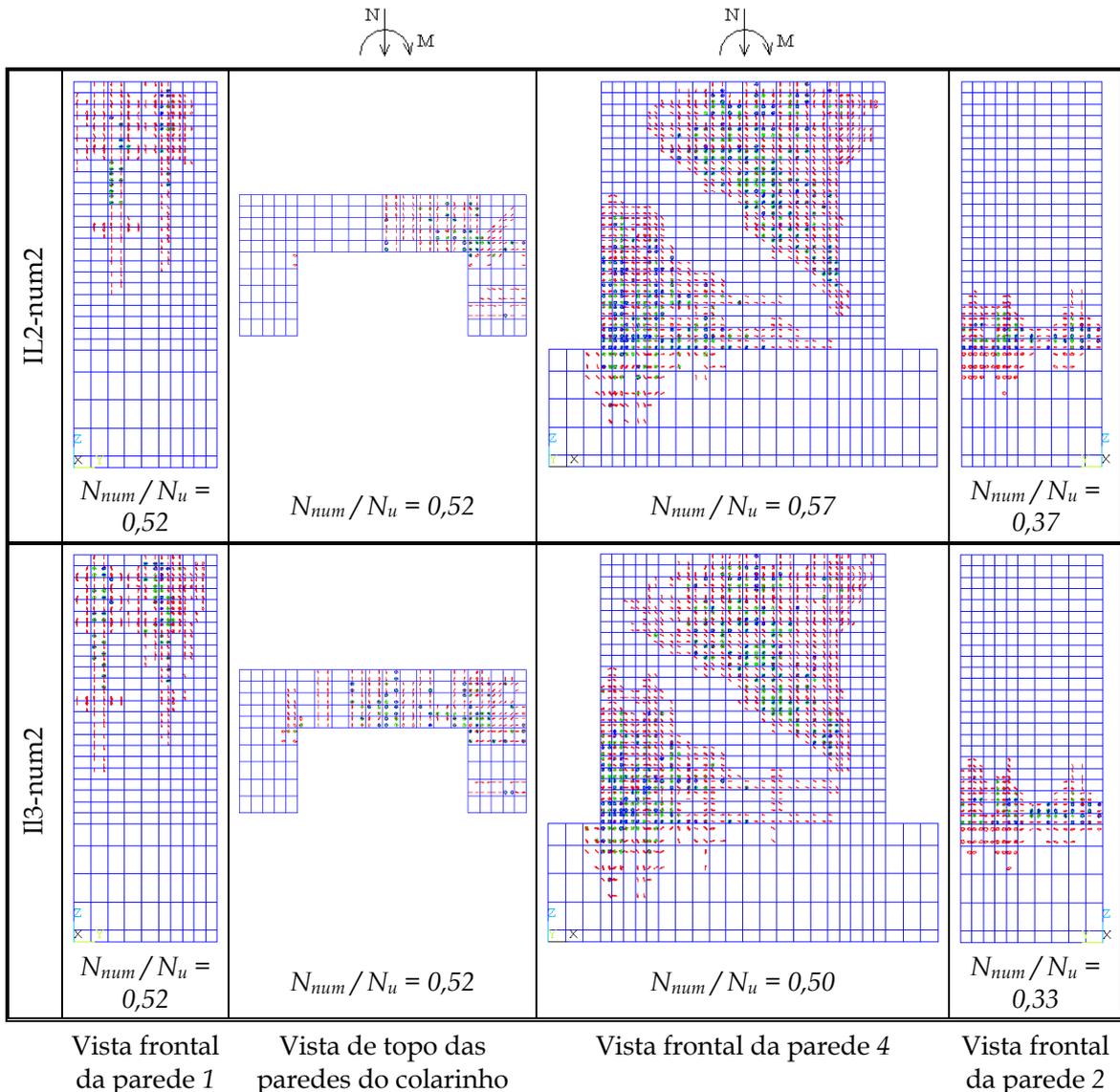


Figura 5.111 - Fissuração do cálice - Modelos IL2-num2 e IL3-num2

Pela Figura 5.111, constata-se semelhanças entre a fissuração dos Modelos IL2-num2 e IL3-num3 e a observada experimentalmente, onde são destacadas as principais: a) fissuras de flexo-tração no topo da parede transversal 1 e das paredes longitudinais 3 e 4; b) fissuras inclinadas próximas aos cantos da parede 1 indicando que parte da pressão com resultante  $H_{sup}$  é transmitida para esses cantos; c) fissuras com tendência horizontal na região inferior da parede transversal 2 e se estendendo para as paredes longitudinais 3 e 4; d) a formação da biela do comportamento de consolo nas paredes longitudinais 3 e 4.

Através das direções principais indicadas na Figura 5.112, percebe-se também a similaridade no comportamento entre os modelos físicos (IL2 e IL3) e numéricos (IL2-num2 e IL3-num2).

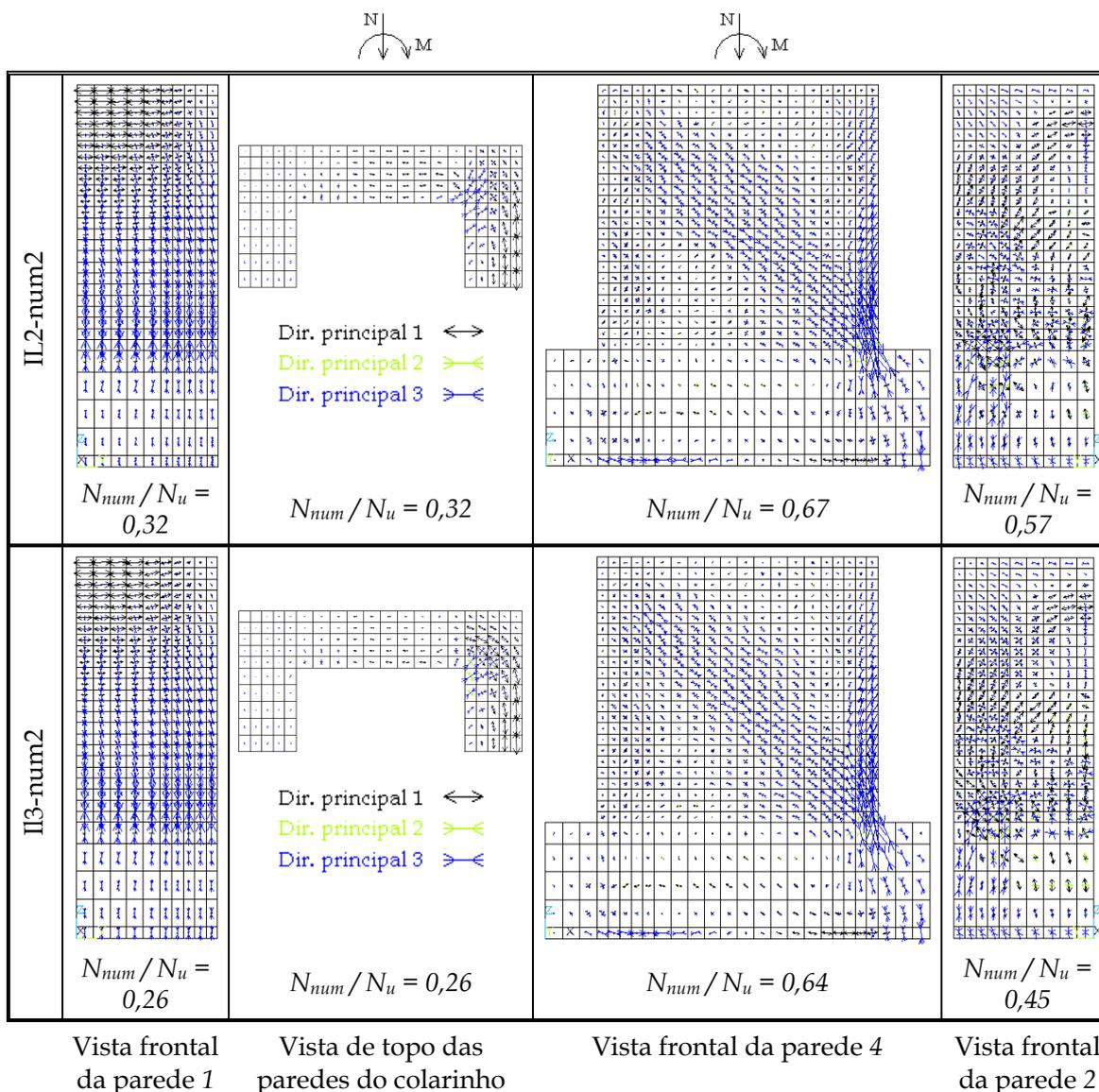


Figura 5.112 - Direções principais do cálice - Modelos IL2-num2 e IL3-num2

Ressalta-se que os passos de carga foram escolhidos de forma a se melhor

visualizar o padrão de fissuração e o caminho das tensões. No caso, por exemplo, da flexo-tração da parede transversal 1, para carregamentos mais elevados, as direções principais de compressão se tornam predominantes em relação às de tração, indicando que a maior parte do carregamento proveniente de  $H_{sup}$  vai para os cantos dessa parede.

#### 5.4.1.2. MODELOS IR1 E IR2

Devido ao comportamento experimental semelhante ao de uma ligação monolítica, simplificou-se a análise numérica desses modelos sem a representação das chaves de cisalhamento e considerando-se a aderência perfeita da junta com o cálice e pilar.

A discretização desses modelos com suas respectivas restrições nodais é ilustrada na Figura 5.113. Os elementos das armaduras principais e chumbadores são mostrados na Figura 5.114 e, na Figura 5.115 apresenta-se a discretização da armadura do pilar.

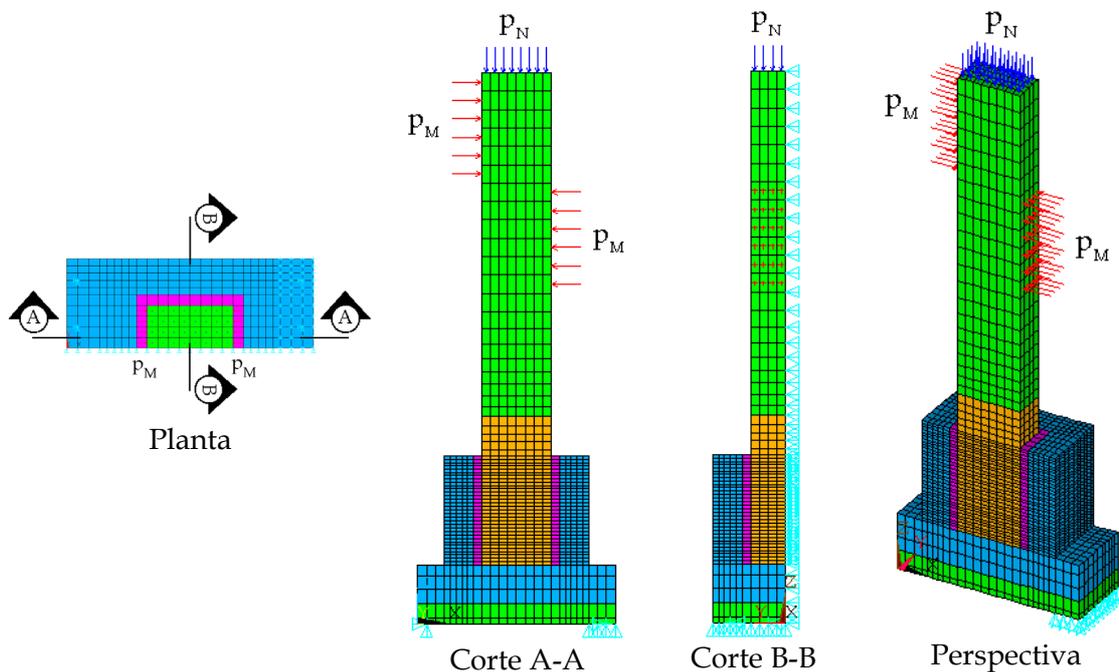


Figura 5.113 - Vistas da discretização do cálice de fundação – Modelos IR1 e IR2

Com exceção do contato que não foi considerado, adotaram-se as mesmas hipóteses da modelagem numérica dos Protótipos IL2 e IL3.

Empregou-se o módulo de elasticidade reduzido  $E_c / 2$ , que conduz a uma maior convergência, e os dados dos materiais aço e concreto foram retirados da caracterização do item 5.1.

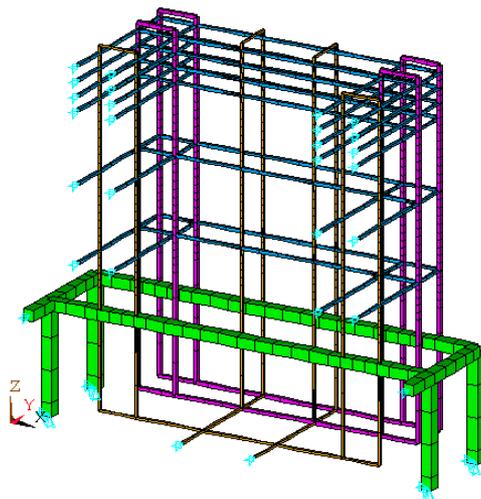


Figura 5.114 - Armadura principal e chumbadores do cálice discretizados com o elemento *Link8* – Modelos IR1 e IR2

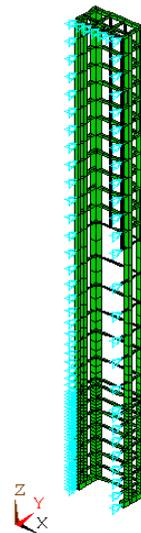


Figura 5.115 - Armadura do pilar discretizada com o elemento *Link8* – Modelos IR1 e IR2

As simulações dos Modelos numéricos IR1 e IR2 foram feitas para os dois ensaios, ou seja, variando-se a excentricidade. No primeiro ensaio, foram aplicados a força normal última da ligação monolítica (491 kN) e seu momento último correspondente (589 kN), os quais foram calculados pela teoria de flexão com contribuição de todas as armaduras verticais tracionadas. O segundo ensaio foi simulado com os valores últimos experimentais da força normal e do momento com o objetivo de se avaliar as deformações últimas nas armaduras.

Os parâmetros dos Modelos numéricos IR1 e IR2 são apresentados na Tabela 5.8. As diferenças entre os modelos se referem às características do concreto da junta.

A relação entre a força de convergência  $N_{conv}$  e a força última teórica  $N_{u,teo}$  ou experimental  $N_{u,exp}$  desses modelos é indicada na Tabela 5.9. Ressalta-se que, caso fosse aplicada uma força maior, a análise numérica poderia continuar.

Tabela 5.8 - Parâmetros dos Modelos numéricos IR1 e IR2

Modelo	$e$ (m)
IR1-num1 / IR2-num1	1,20*
IR1-num2 / IR2-num2	1,85**
Concreto: $E_c / 2$ , $\beta_t = 0,9$ , $\beta_c = 0,95$ , $\sigma_{cm}$ , $f_{ctm}$	

\* 1º ensaio

\*\* 2º ensaio

Tabela 5.9 - Força de convergência  $N_{conv}$  dos Modelos numéricos IR1 e IR2

Modelo	$N_{conv} / N_u$
IR1-num1	0,99*
IR1-num2	1**
IR2-num1	1*
IR2-num2	1**

\*  $N_{u,teo}$ : força última teórica com transferência total de  $M$  e  $N$

\*\*  $N_{u,exp}$ : força última experimental

Nas Figuras 5.116 e 5.117, são mostrados os resultados numéricos *versus* experimentais HST<sub>m</sub>-1 e HSL<sub>m</sub>-1 das armaduras horizontais superiores do primeiro ensaio dos Modelos IR1 e IR2. Com relação à armadura horizontal superior transversal  $A_{s,hft}$ , observa-se que as curvas numéricas dos dois modelos com interface rugosa referentes a HST<sub>m</sub>-1 ficaram situadas entre as suas respectivas curvas experimentais. Já no caso da armadura horizontal superior longitudinal  $A_{s,hsup}$ , as deformações HSL<sub>m</sub>-1 dos modelos numéricos foram um pouco menores que as experimentais, mas as curvas teóricas se aproximaram dos resultados do Modelo físico IR2.

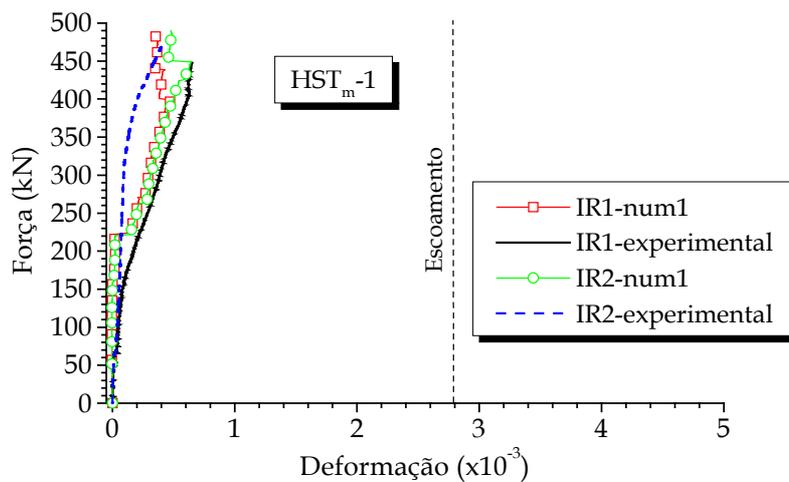


Figura 5.116 – Resultados numéricos *versus* experimentais da armadura horizontal superior transversal (HST<sub>m</sub>-1) – 1º ensaio dos Modelos IR1 e IR2

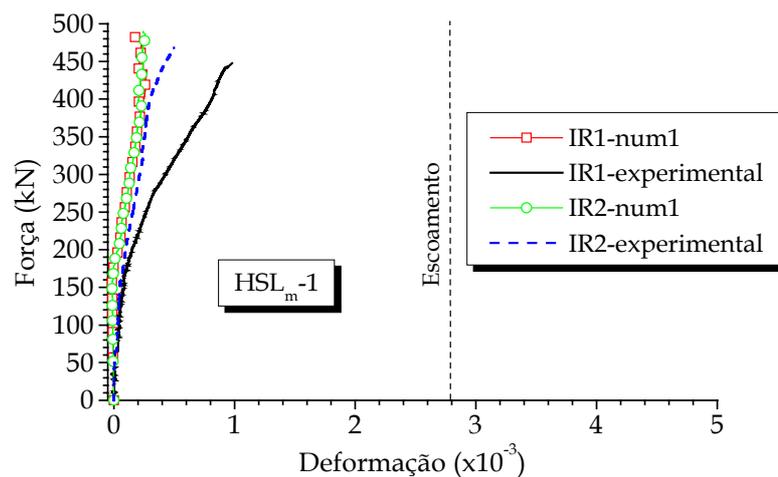
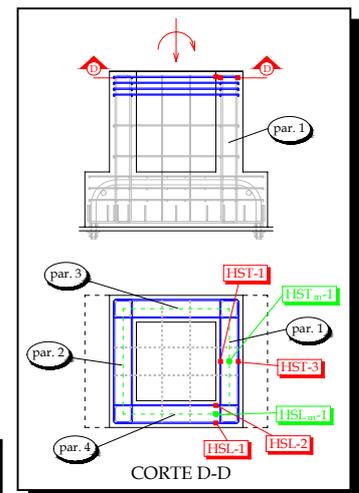


Figura 5.117 – Resultados numéricos *versus* experimentais da armadura horizontal superior longitudinal (HSL<sub>m</sub>-1) – 1º ensaio dos Modelos IR1 e IR2



De acordo com as Figuras 5.118 e 5.119, semelhantemente aos modelos físicos, as armaduras verticais dos modelos numéricos atingiram o escoamento. Ressalta-se

que a armadura de costura transversal  $CT_{m-1}$  do Modelo físico IR2 não foi totalmente solicitada no primeiro ensaio, conforme relatado anteriormente, devido provavelmente à variação da altura do extensômetro na armadura ou ao surgimento de fissuras nessa região. Com relação à rigidez, as curvas numéricas dessas armaduras ficaram próximas das experimentais do Modelo IR1, distanciando-se, entretanto, após um determinado carregamento. A maior rigidez das curvas teóricas em relação ao Modelo físico IR2 só pôde ser constatada na armadura do tirante ( $T_{m-1}$ ) a partir de aproximadamente 50% da força última teórica  $N_{u,teo}$ .

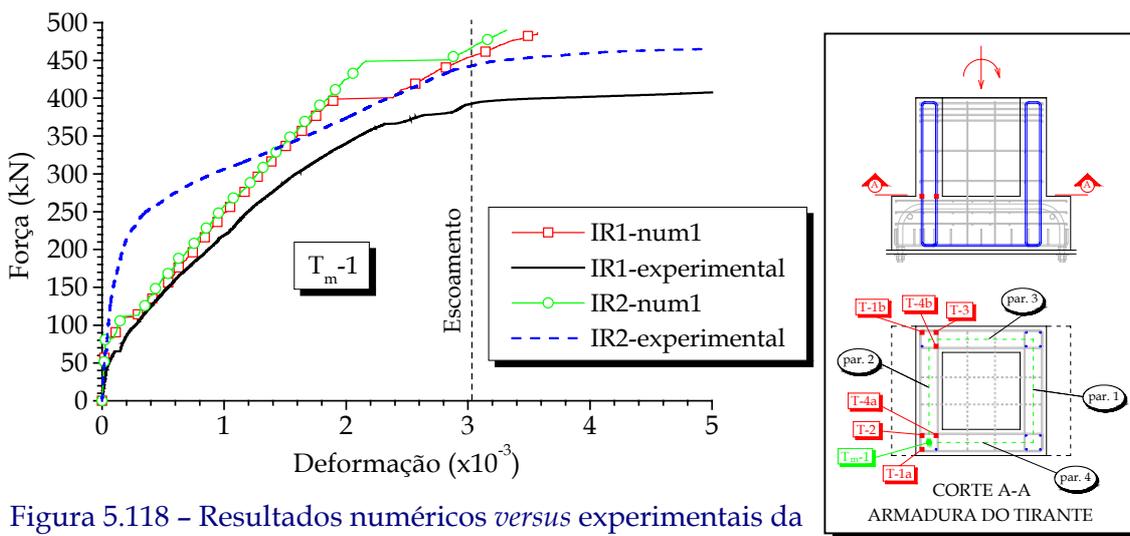


Figura 5.118 – Resultados numéricos *versus* experimentais da armadura do tirante ( $T_{m-1}$ ) – 1º ensaio dos Modelos IR1 e IR2

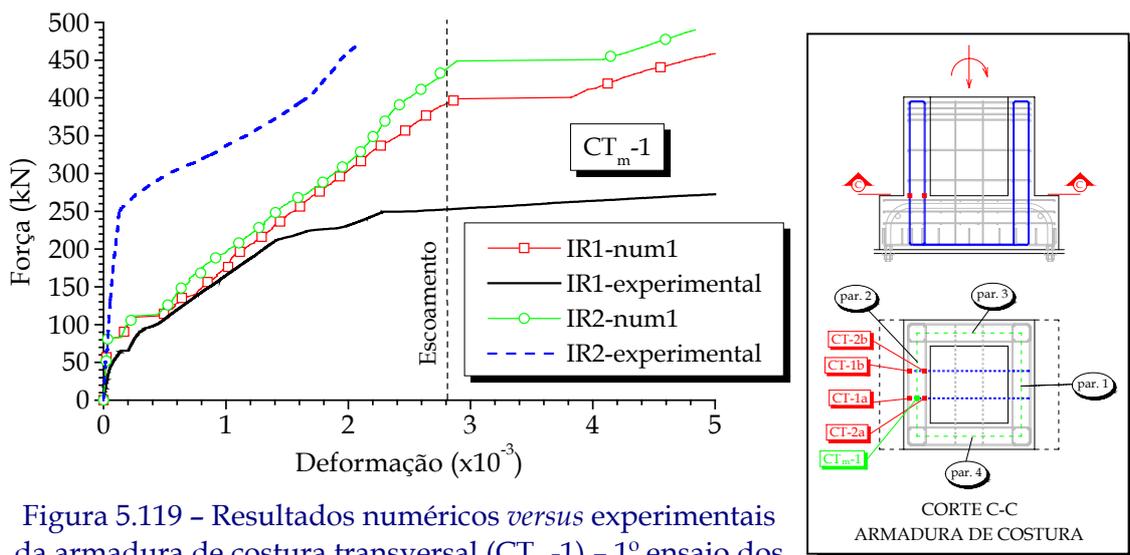


Figura 5.119 – Resultados numéricos *versus* experimentais da armadura de costura transversal ( $CT_{m-1}$ ) – 1º ensaio dos Modelos IR1 e IR2

Com relação ao segundo ensaio, mostram-se os resultados das tensões nas armaduras horizontais e verticais no último passo de convergência na Figura 5.120.

Percebe-se claramente a maior rigidez dos modelos numéricos em relação aos experimentais com os valores das tensões na armadura de costura longitudinal  $A_{s, costl}$ , a qual não atingiu o escoamento, diferentemente dos valores experimentais. A armadura horizontal dos Modelos IR1-num2 e IR2-num2 na região instrumentada também apresentou resultados mais conservadores que os experimentais. Um fato interessante, que foi constatado experimentalmente através da fissuração na parede transversal 2, é que a tensão máxima teórica ocorreu na armadura horizontal transversal disposta no topo da parede transversal 2, devido à tendência de separação das interfaces no lado tracionado da ligação que ocasiona a flexão dessa parede.

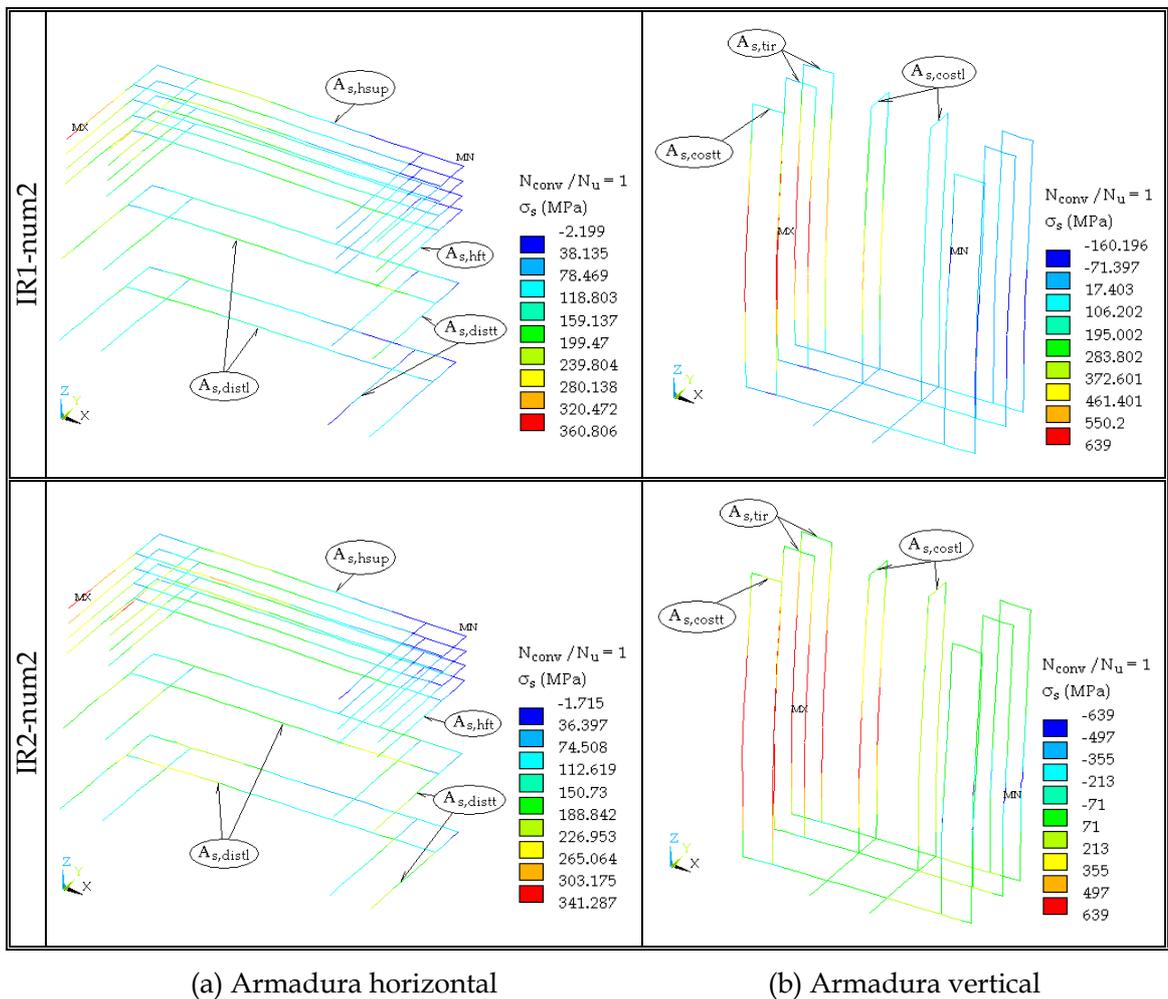


Figura 5.120 - Tensões nas armaduras do colarinho - Modelos IR1-num2 e IR2-num2

A convergência foi praticamente 100% em todos os modelos e as diferenças observadas em ambos os ensaios não invalidam essa simulação numérica. Assim, pode-se analisar qualitativamente os padrões da fissuração e das direções principais, que são ilustrados, respectivamente, nas Figuras 5.121 e 5.122.

Algumas similaridades com a fissuração dos modelos físicos foram constatadas como: a) fissuras de flexo-tração no topo da parede transversal 1 e das paredes

longitudinais 3 e 4; b) fissuras inclinadas próximas aos cantos da parede 1 indicando que parte da pressão com resultante  $H_{sup}$  é transmitida para esses cantos; c) fissuras com tendência horizontal na região inferior da parede transversal 2 e se estendendo para as paredes longitudinais 3 e 4; d) fissuras de flexo-tração no topo da parede transversal 2, indicando a tendência de separação das interfaces no lado tracionado e a flexão dessa parede.

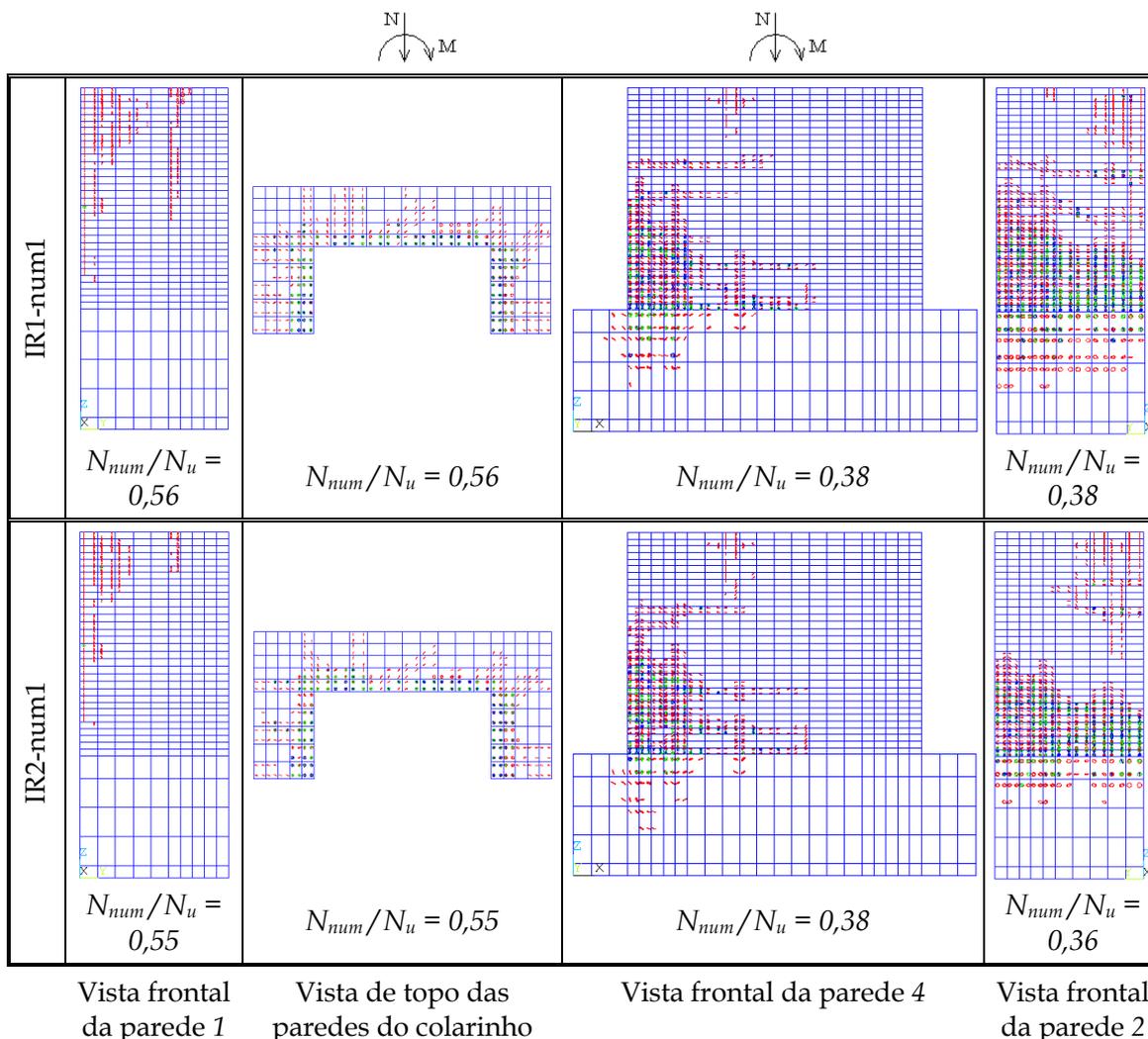


Figura 5.121 – Fissuração do cálice – Modelos IR1-num1 e IR2-num1

Além das semelhanças com o comportamento dos modelos físicos percebidas com a fissuração, através das direções principais ilustradas na Figura 5.122, observa-se também a formação da biela mais inclinada em relação à horizontal que a considerada no cálculo das paredes 3 e 4 como consolos, indicando o superdimensionamento da armadura horizontal superior longitudinal  $A_{s,hsup}$  dos modelos com interface rugosa.

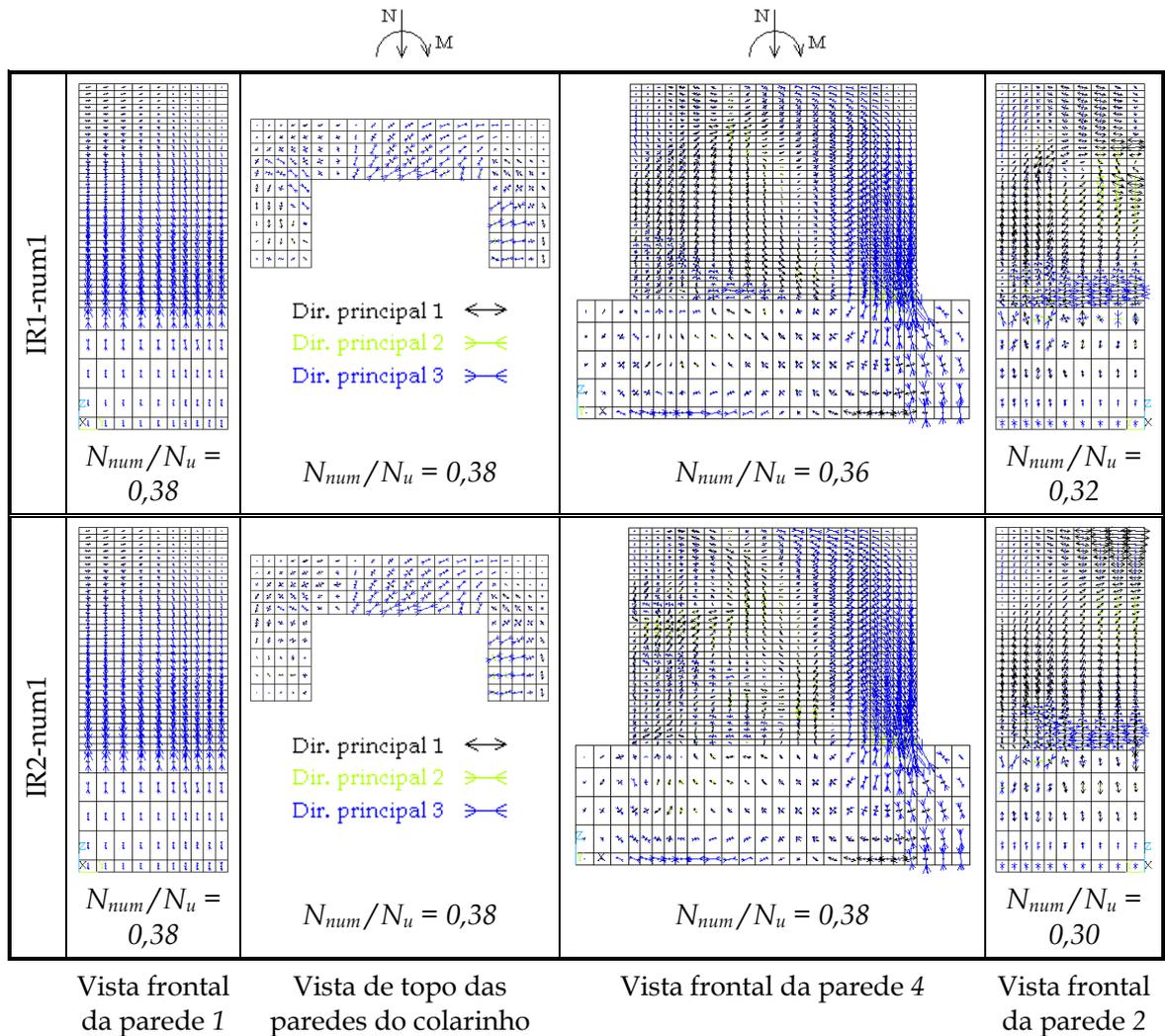


Figura 5.122 – Direções principais do cálice – Modelos IR1-num1 e IR2-num1

### 5.4.2. APLICAÇÃO DOS MODELOS DE PROJETO DA LITERATURA NOS PROTÓTIPOS ENSAIADOS

Antes da apresentação do modelo de projeto proposto para o cálice com interface lisa e rugosa, foi feita a aplicação dos modelos teóricos da literatura nos protótipos ensaiados, em virtude de se observar qual modelo se aproxima mais da força última experimental. Para as propriedades dos materiais, utilizou-se os dados apresentados no item 5.1.

Considerando-se primeiramente o caso de interface lisa sem adesão, foram aplicados os modelos de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), WILLERT & KESSER (1983), OLIN *et al.* (1985), ELLIOTT (1996) e OSANAI *et al.* (1996) modificado nos Protótipos IL2 e IL3. A força  $H_{sup}$  foi determinada com a contribuição de toda a armadura horizontal superior longitudinal  $A_{s,hsup}$ , pois, embora os ramos externos desses estribos não tenham escoado, simplificam-se as aplicações de projeto utilizando-se o valor médio das deformações nessa armadura, que na sua maioria, atingiu o

escoamento. Esta força  $H_{sup}$  calculada pelo escoamento da armadura  $A_{s,hsup}$  foi menor que a oriunda do escoamento da armadura do tirante e do esmagamento da biela do cálculo das paredes longitudinais 3 e 4 como consolo. Considerou-se o coeficiente de atrito  $\mu$  usual de 0,6 para interface lisa. Adotou-se o valor recomendado por OLIN *et al.* (1985) para a excentricidade da reação normal na base do pilar  $e_{nb}$  equivalente a  $h/6$ .

Os valores das resistências experimentais e dessa aplicação teórica para os Protótipos IL2 e IL3 são apresentados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 – Valores das forças últimas dos modelos teóricos da literatura e experimental dos Protótipos IL2 e IL3

Modelo teórico/Experimental	Protótipo	
	IL2	IL3
LEONHARDT & MÖNNIG (1977)	102	157
WILLERT & KESSER (1983)	147	228
OLIN <i>et al.</i> (1985)	142	224
ELLIOTT (1996)	114	176
OSANAI <i>et al.</i> (1996) modificado	155	239
Experimental	203	336

Valores de  $N_u$  em kN

A capacidade resistente pelo modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) foi subestimada em 99% para o Protótipo IL2 e em 114% para o Protótipo IL3, mostrando que se torna importante a consideração do atrito no projeto do cálice. Como no Capítulo 2, o modelo de OSANAI *et al.* (1996) modificado é o mais econômico entre todos, com uma força teórica menor que o valor último experimental em 31% para o Protótipo IL2 e em 41% para o Protótipo IL3. Entre os modelos que consideram o atrito, os de OLIN *et al.* (1985) e de ELLIOTT (1996) foram mais conservadores, o primeiro por não considerar a força de atrito inferior  $F_{at,inf}$  da parede transversal 2 e o segundo por não levar em conta a excentricidade da reação normal na base da fundação  $N_{bf}$  e pelo pequeno braço  $z$  entre as forças  $H_{sup}$  e  $H_{inf}$ . Em contrapartida, pela consideração da reação normal  $N_{bf}$  centrada na base do pilar no modelo de WILLERT & KESSER (1983), o seu valor teórico ficou bastante próximo do de OLIN *et al.* (1985).

Para o Protótipo IL1, apesar da armadura horizontal superior longitudinal  $A_{s,hsup}$  ter atingido o escoamento devido ao carregamento mantido, considerou-se a sua contribuição nos modelos de cálculo da literatura, pois ela foi menor que a força horizontal superior determinada pelo escoamento do tirante ou esmagamento da biela do consolo. Já no caso dos Modelos IR1 e IR2, utilizou-se a força  $H_{sup}$  resultante da aplicação do modelo de biela e tirante nas paredes longitudinais 3 e 4, considerando-se o escoamento do tirante de área  $A_{s,tir}$ . Utilizou-se o coeficiente de atrito igual à unidade nesses três modelos, indicado para interface rugosa.

Embora não se recomende considerar a adesão das interfaces no projeto do cálice de fundação, executou-se o cálculo teórico do Protótipo IL1 para se ilustrar a

reserva de segurança embutida do mesmo em relação ao Protótipo IL2 sem adesão. Apesar da ruptura dos Protótipos IR1 e IR2 tenha sido caracterizada no segundo ensaio, o cálculo da resistência teórica foi feito para as duas excentricidades.

Na Tabela 5.11, são mostrados os resultados teóricos e experimentais dos Protótipos IL1, IR1 e IR2.

Tabela 5.11 – Valores da força normal última  $N_u$  dos modelos teóricos da literatura e experimental dos Protótipos IL1, IR1 e IR2

Modelo teórico/Experimental	Protótipo				
	IL1	IR1		IR2	
		1º ensaio	2º ensaio	1º ensaio	2º ensaio
LEONHARDT & MÖNNIG (1977)	127	206	134	206	134
WILLERT & KESSER (1983)	177	286	187	286	187
OLIN <i>et al.</i> (1985)	153	253	161	250	161
ELLIOTT (1996)	145	235	153	235	153
OSANAI <i>et al.</i> (1996) modificado	180	289	191	297	191
Experimental	241	448	302	469	304

Valores de  $N_u$  em kN

A correlação entre os valores experimental e teórico do Protótipo IL1 para todos os modelos analisados foi muito próxima da referente ao Protótipo IL2, que foi ensaiado com a mesma excentricidade. A reserva de segurança do Protótipo IL1 em relação ao IL2 para o modelo de OSANAI *et al.* (1996) modificado foi de 16%, enquanto essa correlação em valores experimentais ficou em torno de 19%. Por conseguinte, caso as características do Protótipo IL1 fossem utilizadas para projeto, o modelo de OSANAI *et al.* (1996) modificado, que forneceu melhores resultados, poderia ser aplicado com o coeficiente de atrito  $\mu$  igual à unidade.

Para os Protótipos IR1 e IR2, o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) subestimou a resistência desses protótipos em até 127%, e o de OSANAI *et al.* (1996) modificado em até 62%, sendo, portanto, bastante conservadores para o projeto de cálice rugoso.

### 5.4.3. PROPOSTA DE MODELO DE PROJETO E COMPARAÇÃO COM RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Baseando-se em todos os resultados teóricos e experimentais até aqui observados, é proposto um modelo de projeto para o cálice com interface lisa que considera a contribuição das forças de atrito  $F_{at,sup}$ ,  $F_{at,inf}$  e  $F_{at,bf}$  e a excentricidade  $e_{nb}$  da reação normal na base do pilar  $N_{bf}$ . O esquema de forças atuantes na ligação é apresentado na Figura 5.123.

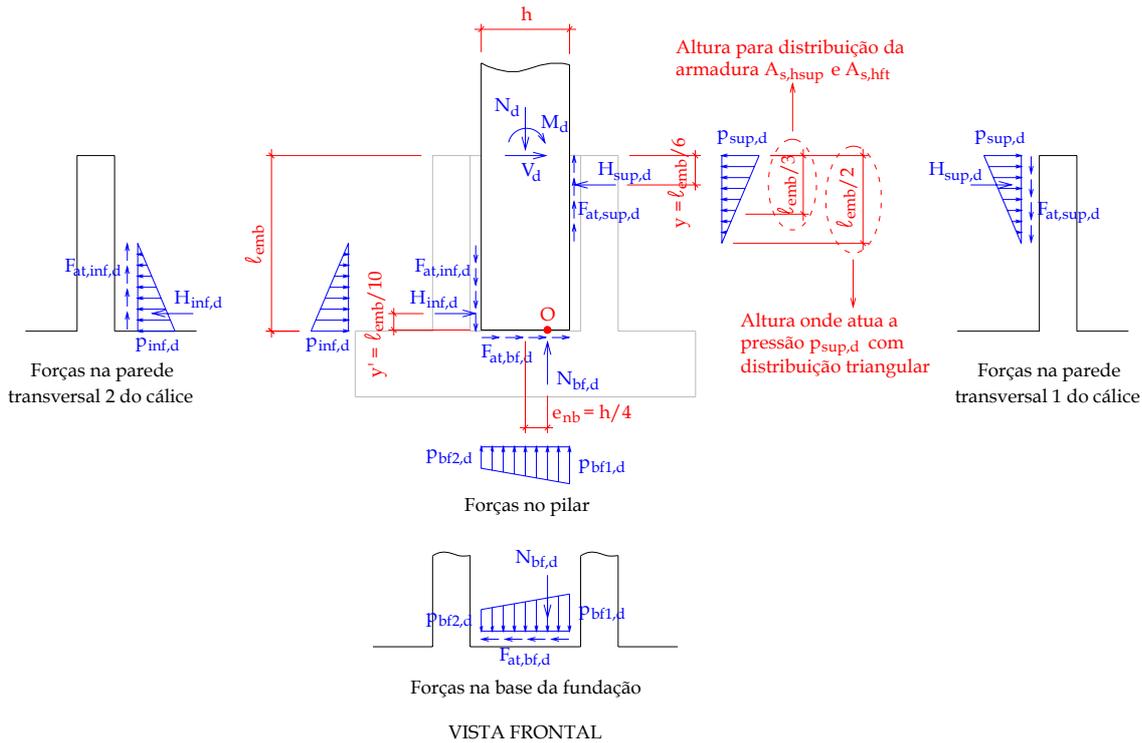


Figura 5.123 – Esquema de forças atuantes do modelo de projeto proposto para cálice com interface lisa

As forças de atrito superior, inferior e na base da fundação são definidas pela multiplicação do coeficiente de atrito pela força normal correspondente conforme as equações abaixo:

$$F_{at,sup,d} = \mu \cdot H_{sup,d} \tag{5.1}$$

$$F_{at,inf,d} = \mu \cdot H_{inf,d} \tag{5.2}$$

$$F_{at,bf,d} = \mu \cdot N_{bf,d} \tag{5.3}$$

Das condições de equilíbrio, resultam as seguintes equações:

Equilíbrio de forças verticais:

$$N_d - N_{bf,d} - F_{at,sup,d} + F_{at,inf,d} = 0 \tag{5.4}$$

Equilíbrio de forças horizontais:

$$V_d + F_{at,bf,d} - H_{sup,d} + H_{inf,d} = 0 \tag{5.5}$$

Equilíbrio de momentos no ponto O:

$$M_d - N_d \cdot e_{nb} + V_d \cdot \ell_{emb} - H_{sup,d} \cdot (\ell_{emb} - y) + H_{inf,d} \cdot y - F_{at,sup,d} \cdot (0,5h - e_{nb}) - F_{at,inf,d} \cdot (0,5h + e_{nb}) = 0 \tag{5.6}$$

Combinando-se as Equações (5.4) e (5.5) e substituindo-se os valores das

Equações (5.1) a (5.3), têm-se, respectivamente, para  $F_{at,bf,d}$  e  $H_{inf,d}$ :

$$F_{at,bf,d} = \frac{\mu \cdot N_d - \mu^2 \cdot V_d}{1 + \mu^2} \quad (5.7)$$

$$H_{inf,d} = H_{sup,d} - \frac{\mu \cdot N_d + V_d}{1 + \mu^2} \quad (5.8)$$

Os valores de  $H_{inf,d}$ ,  $F_{at,sup,d}$ , e  $F_{at,inf,d}$  são então substituídos na Equação (5.6), o que resulta na Expressão (5.9) para o cálculo de  $H_{sup,d}$ .

$$H_{sup,d} = \frac{M_d - N_d \left( e_{nb} + \frac{\mu \cdot y' - \mu^2 (0,5h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right) + V_d \left( \ell_{emb} - \frac{y' - \mu \cdot (0,5h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right)}{\ell_{emb} - y - y' + \mu \cdot h} \quad (5.9)$$

A principal diferença desse modelo proposto em relação ao modelo de OSANAI *et al.* (1996) modificado é que o primeiro considera a força de atrito  $F_{at,bf,d}$  atuando na base do pilar para o equacionamento do momento na Expressão (5.6), enquanto no último ocorre uma simplificação, em que a força horizontal inferior  $H_{inf,d}$  e a força de atrito  $F_{at,bf,d}$  atuam na altura  $y''$  na Figura 2.43, resultando na Equação (2.92).

No caso das ligações ensaiadas em que a força cortante horizontal  $V_d$  é nula e  $M_d = N_d \cdot e$ , tem-se a seguinte equação para  $H_{sup,d}$ :

$$H_{sup,d} = \frac{N_d \cdot \left( e - e_{nb} - \frac{\mu \cdot y' - \mu^2 (0,5h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right)}{\ell_{emb} - y - y' + \mu \cdot h} \quad (5.10)$$

Para a calibração da equação acima com a força última experimental, variou-se a excentricidade  $e_{nb}$  da reação normal na base do pilar  $N_{bf,d}$ , a altura  $y'$  da resultante de pressão  $H_{inf,d}$ , e a posição  $y$  da resultante de pressão superior  $H_{sup,d}$ . Utilizou-se o coeficiente de atrito  $\mu$  usual de 0,6 para interface lisa e todos os estribos  $A_{s,hsup}$  escoando para a determinação da resistência teórica, como no item anterior.

Conforme o modelo de OSANAI *et al.* (1996),  $e_{nb}$  é definida como a excentricidade da força de compressão  $R_{cd}$  na base do pilar, entendendo-se aqui que seja o valor resultante do dimensionamento do pilar. De acordo com o domínio de deformação considerado, a posição da linha neutra muda, ou seja, para o dimensionamento usual e mais econômico, por exemplo, no limite entre os domínios 3 e 4, a excentricidade é menor que a referente ao domínio 3 ou 2. Acredita-se que nos protótipos em que foi retirada a adesão a posição da resultante de compressão tenha mudado em função do escorregamento do pilar e junta em relação ao cálice. Entretanto, a favor da segurança, inicialmente adotou-se para  $e_{nb}$  o valor resultante do dimensionamento do pilar entre os domínios 3 e 4. Foram atribuídos também outros valores de  $e_{nb}$  em função da altura  $h$  da seção do pilar para a aferição do modelo

proposto. Naturalmente, a excentricidade  $e_{nb}$  máxima possível para os casos de flexão simples e flexo-compressão, considerando como a posição de  $R_{cd}$  do dimensionamento do pilar, é equivalente a  $h/2$ .

Na Tabela 5.12 é apresentada a comparação entre os resultados dos Protótipos IL2 e IL3 com a variação de  $e_{nb}$ , adotando-se  $y = \ell_{emb} / 6$  e para a posição  $y'$  o valor recomendado por OSANAI *et al.* (1996).

Tabela 5.12 – Resultados teórico-experimentais da força normal última  $N_u$  variando-se  $e_{nb}$  - Protótipos IL2 e IL3

		$y = \ell_{emb} / 6 = 13,3 \text{ cm}$ e $y' = (\ell_{emb} - 2y) / 3 = 17,8 \text{ cm}$							
		$e_{nb} = \text{excent. de } R_{cd} = 10,9 \text{ cm}$		$e_{nb} = h / 2 = 20 \text{ cm}$		$e_{nb} = h / 3 = 13,3 \text{ cm}$		$e_{nb} = h / 6 = 6,7 \text{ cm}$	
Modelo teórico/Experimental		IL2	IL3	IL2	IL3	IL2	IL3	IL2	IL3
Modelo proposto		147	235	153	250	149	239	145	228
Experimental		203	336	203	336	203	336	203	336

Valores de  $N_u$  em kN

Percebe-se para  $e_{nb}$ , calculada para a posição da força de compressão  $R_{cd}$  do dimensionamento do pilar, uma diferença de 38% e 43% para os Protótipos IL2 e IL3, respectivamente, no caso do modelo proposto, e à medida que o valor de  $e_{nb}$  diminui, o modelo teórico se torna mais conservador. No caso de  $e_{nb} = h / 2$ , houve uma maior proximidade entre os resultados teóricos com o experimental, com um excesso embutido no modelo proposto de 33% para o Protótipo IL2 e 34% para o Protótipo IL3. Acredita-se que o valor de  $e_{nb} = h / 6$  sugerido por OLIN *et al.* (1985) seja bastante conservador para os casos de grande excentricidade ( $e \geq 2h$ ) e seja mais indicado para média excentricidade ( $0,15h \leq e \leq 2h$ ). Como a posição  $e_{nb}$  da força de compressão  $R_{cd}$  resultante do dimensionamento do pilar para o limite entre os domínios de deformação 3 e 4 fica em torno de  $h / 4$ , recomenda-se usar esse valor para  $e_{nb}$ .

Adotando-se, então,  $e_{nb} = h / 4$ , variou-se em seguida a altura  $y'$  da resultante de pressão inferior  $H_{inf,d}$  entre os valores indicados por OSANAI *et al.* (1996), OLIN *et al.* (1985) e nulo. Os resultados dos modelos teóricos com o valor experimental para os Protótipos IL2 e IL3 são mostrados na Tabela 5.13. Conforme o esperado, à medida que  $y'$  diminuiu, a força teórica se aproxima mais do valor experimental. Para o valor de  $y'$  mais conservador, as diferenças entre a força última experimental e a calculada pelo modelo proposto foram de 38% e 44% para os Protótipos IL2 e IL3, respectivamente. Apesar da força de compressão inferior  $H_{inf,d}$  ser absorvida diretamente pela base da fundação devido à sua pequena altura em relação à base, é mais prudente considerar um valor diferente de zero para o projeto do cálice, de forma a abranger todo o intervalo de grande excentricidade ( $e \geq 2h$ ). Recomenda-se utilizar  $y' = \ell_{emb} / 10$  indicado por OLIN *et al.* (1985). Neste caso, as diferenças entre o modelo proposto e o valor experimental foram de 25% e 32%, respectivamente, para os Protótipos IL2 e IL3.

Tabela 5.13 – Resultados teórico-experimentais da força normal última  $N_u$  variando-se  $y'$  - Protótipos IL2 e IL3

Modelo teórico/Experimental	$y = \ell_{emb}/6 = 13,3 \text{ cm}$ e $e_{nb} = h/4 = 10 \text{ cm}$					
	$y' = (\ell_{emb} - 2y)/3 = 17,8 \text{ cm}$		$y' = \ell_{emb}/10 = 8 \text{ cm}$		$y' = 0$	
	IL2	IL3	IL2	IL3	IL2	IL3
Modelo proposto	147	233	162	255	175	271
Experimental	203	336	203	336	203	336

Valores de  $N_u$  em kN

Se ao invés de se considerar as tensões de compressão na parede transversal 1 com distribuição triangular, adotar-se a distribuição parabólica, a posição da resultante  $H_{sup,d}$  atuando na altura do centróide dessas tensões muda de  $y = \ell_{emb}/6$  para  $y = 3\ell_{emb}/16$ , distanciando ainda mais a resistência teórica do resultado experimental, conforme indica a Tabela 5.14. As diferenças, no caso do modelo proposto para  $y = 3\ell_{emb}/16$ , em relação à força última experimental foram de 28% e 35%, respectivamente, para os Protótipos IL2 e IL3, contra os 25% e 32% para  $y = \ell_{emb}/6$ . Esse valor de  $y = \ell_{emb}/6$  fica então sugerido; entretanto, a armadura  $A_{s,hsup}$  continua sendo distribuída uniformemente ao longo do trecho superior de altura igual a  $\ell_{emb}/3$ , onde ocorre a maior concentração de tensões.

Tabela 5.14 – Resultados teórico-experimentais da força normal última  $N_u$  variando-se  $y$  - Protótipos IL2 e IL3

Modelo teórico/Experimental	$y' = \ell_{emb}/10 = 8 \text{ cm}$ e $e_{nb} = h/4 = 10 \text{ cm}$			
	$y = \ell_{emb}/6 = 13,3 \text{ cm}$		$y = 3\ell_{emb}/16 = 15 \text{ cm}$	
	IL2	IL3	IL2	IL3
Modelo proposto	162	255	159	249
Experimental	203	336	203	336

Valores de  $N_u$  em kN

Com base nesses resultados, recomenda-se para o projeto do cálice com interface lisa as Expressões (5.9) e (5.10), conforme o tipo de solicitação, com os parâmetros  $\mu = 0,6$ ,  $e_{nb} = h/4$ ,  $y = \ell_{emb}/6$ ,  $y' = \ell_{emb}/10$ . Esses valores são indicados para os casos em que se utiliza comprimento de embutimento em torno do valor recomendado pela NBR-9062/85 (1985).

Este modelo deve ser aplicado aos casos de grande excentricidade, em que a ação do momento predominante sobre a força normal tende a gerar a força de atrito  $F_{at,bf,d}$  na base da fundação com o mesmo sentido de  $H_{inf,d}$  e a força de atrito  $F_{at,inf,d}$  na parede transversal 2 com o sentido para cima e no pilar com o sentido para baixo, como indicado na Figura 5.123. No caso de pequenas excentricidades, a equação proposta poderia ser utilizada após uma constatação experimental, devendo-se

analisar, entretanto, os sentidos corretos das forças de atrito  $F_{at,inf,d}$  e  $F_{at,bf,d}$ , os quais podem ser influenciados pela relação entre os esforços  $M_d$ ,  $V_d$  e  $N_d$  e pela geometria.

Com o objetivo de se propor um modelo menos conservador quando comparado com os apresentados em EL DEBS (2000), CNR-10025/98 (1998) e MELO (2004) para o dimensionamento da armadura transversal  $A_{s,hft}$  disposta no topo da parede transversal 1, uma primeira idéia é aqui apresentada na tentativa de se aproximar um modelo de projeto com o comportamento do protótipo experimental.

De acordo com os resultados experimentais dos itens 5.3.3 e 5.3.8, a armadura  $A_{s,hft}$  de todos os protótipos foram submetidas a uma flexo-tração e a parede transversal 1 apresentou o comportamento de um viga bi-apoiada após o aparecimento de fissuras com inclinações variáveis próximas às suas extremidades. Foram constatadas fissuras entre a junta e a parede transversal 1, indicando o descolamento no trecho central e que as pressões são nulas nessa região. Ou seja, parte da pressão oriunda do pilar foi transmitida diretamente para os apoios com diferentes inclinações e, a outra parcela, mais concentrada na região próxima aos apoios, ocasionou a flexão dessa parede. Além dessas pressões, existe a força de atrito resultante da pressão de contato do pilar e junta no cálice que não é direcionada para os apoios. A distribuição idealizada de pressões juntamente com as outras forças na parede transversal 1 e a correspondente modelagem do seu comportamento são ilustrados, respectivamente, nas Figuras 5.124 e 5.125.

A aplicação dessa modelagem foi feita variando-se o percentual da força  $H_{sup1,d}$  com distribuição parabólica no vão da viga e a parcela  $H_{sup2,d}$  que vai direto para os apoios da viga e ajustando-se o grau  $n_1$  da parábola. A força de atrito  $F_{at,hft,d}$  não foi considerada nos cálculos. Considerando a geometria do modelo analisado, em que as dimensões são iguais nas duas direções, adotou-se o ângulo  $\theta$  igual a  $45^\circ$ . Conforme o item 5.3.3, para o cálculo do valor experimental da resultante  $R_{sd}$ , considerou-se escoando os ramos externos superior e inferior dos estribos da armadura  $A_{s,hft}$ , e no caso de  $R_{sd}'$ , determinou-se a média das deformações dos ramos internos superior e inferior desses estribos. Como essa viga está submetida à uma flexo-tração, a contribuição do concreto tracionado foi desprezada na teoria de flexão.

Embora, a princípio, essa distribuição parabólica possa aparentar em uma grau de dificuldade mais elevado para aplicação de modelos de projeto, o momento fletor nessa viga depende da resultante  $R_p = H_{sup1,d} / 2$  e de sua excentricidade  $\bar{x}_p$ , cujo valor está indicado na Figura 5.125. Com o momento fletor e o esforço normal, determinou-se então as resultantes teóricas  $R_{sd}$  e  $R_{sd}'$ . Na Tabela 5.15, são apresentados os valores experimentais e teóricos dessas resultantes na armadura  $A_{s,hft}$ , inclusive dos outros modelos de projeto da literatura (CNR-10025/98 (1998), EL DEBS (2000) e Empresa Munte em MELO (2004)).

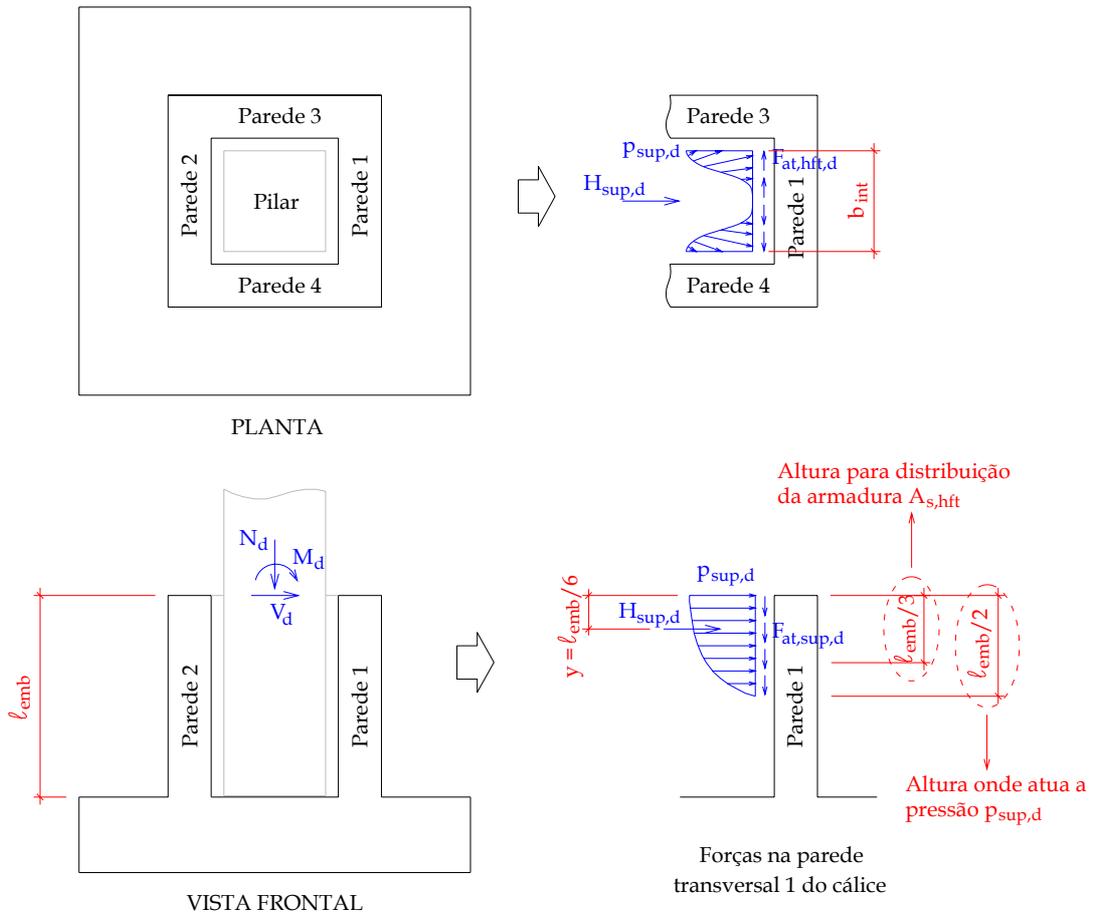


Figura 5.124 - Idealização da distribuição de pressões na parede transversal 1 do cálice com interface lisa

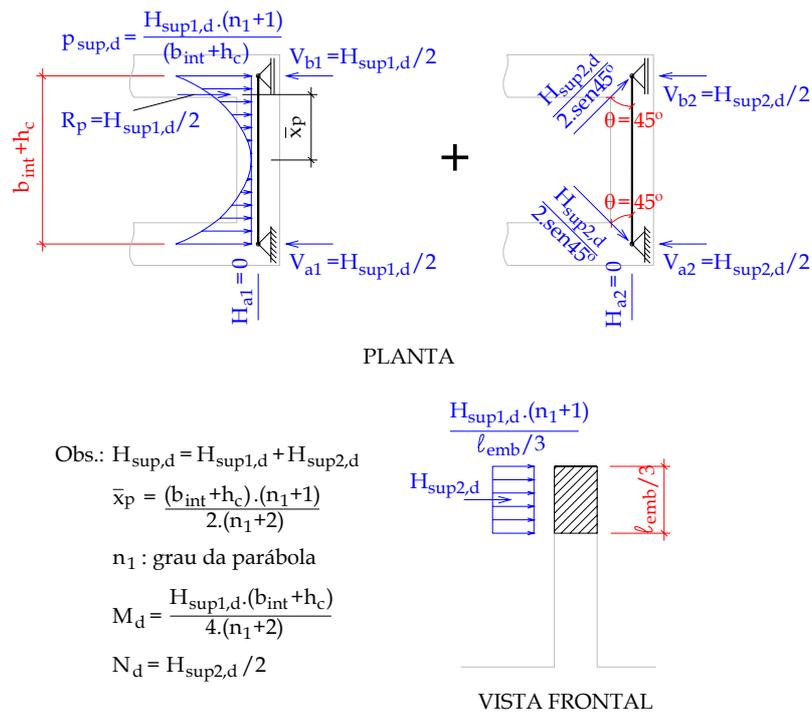


Figura 5.125 - Modelagem do comportamento da parede transversal 1 do cálice com interface lisa

Tabela 5.15 – Resultados teóricos e experimentais das resultantes  $R_{sd}$  e  $R_{sd}'$  na armadura  $A_{s,hft}$  para cálice liso

	$H_{sup1,d}/H_{sup,d}$	$H_{sup2,d}/H_{sup,d}$	$n_1$	$R_{sd}$	$R_{sd}'$
Modelagem	0,30	0,70	3,5	96	27
	0,33	0,67	4,5	91	27
	0,35	0,65	5	89	26
Outros modelos teóricos	CNR-10025/98 (1998)			220 <sup>1</sup>	220 <sup>1</sup>
	EL DEBS (2000)			208 <sup>2</sup>	153 <sup>3</sup>
	MELO (2004)			173	173
Experimental	IL2			88	21
	IL3				24

<sup>1</sup> considerando  $\alpha_{s,ft} = 1$

<sup>2</sup> cálculo para o momento no meio do vão

<sup>3</sup> cálculo para o momento de extremidade

Valores de  $R_{sd}$  e  $R_{sd}'$  em kN

Observa-se que à medida que se aumenta  $H_{sup1,d}$  e reduz  $H_{sup2,d}$ , as diferenças entre os valores teóricos dessa modelagem e experimentais de  $R_{sd}$  e  $R_{sd}'$  diminuem, apontando que a maior parcela de  $H_{sup,d}$  é direcionada para os apoios. No caso da resultante do ramo mais tracionado ( $R_{sd}$ ), com essa modelagem, a relação entre o valor teórico e o experimental variou entre 9% e 1%, contra as diferenças entre 150% e 97% dos outros modelos de projeto. A redução do conservadorismo no dimensionamento dessa armadura  $A_{s,hft}$  foi ainda mais perceptível para a resultante do ramo menos tracionado ( $R_{sd}'$ ), onde a modelagem forneceu para o Protótipo IL3 diferenças entre 8% e 13% referente aos resultados experimentais, enquanto esses percentuais para os outros modelos teóricos foram de 538% a 817%.

Os deslocamentos centrais relativos nessa viga são equivalentes à diferença entre os transdutores centrais e os de extremidade da parede transversal 1, ou seja, foi subtraído o deslocamento de corpo rígido do cálice. Apesar dessa modelagem não ter sido aferida com esses deslocamentos centrais relativos, ela serve de base para o melhor entendimento do que acontece na região superior da parede transversal 1, além de existir a possibilidade de um futuro refinamento.

No caso dos protótipos da Série IR, foi determinada a resistência monolítica da ligação pela teoria de flexão, ou seja, com a transferência total do momento e da força normal. Considerou-se o valor de  $\sigma_{cm}$  do concreto do cálice no cálculo da resultante de compressão do concreto e uma distribuição de tensões parabólica-retangular. Tendo em vista que a linha neutra ficou situada no domínio  $2a$ , com o máximo encurtamento do concreto menor que 2‰, considerou-se apenas o trecho equivalente do diagrama de tensões com distribuição parabólica e desprezou-se a contribuição das armaduras comprimidas. O modelo proposto com os parâmetros  $\mu = 1$ ,  $e_{nb} = h/4$ ,  $y = 3\ell_{emb}/20$  ( $= 0,15\ell_{emb}$ ), e  $y' = \ell_{emb}/10$  também foi aplicado nesses protótipos, apenas para mostrar o conservadorismo embutido no mesmo para o cálice rugoso comparado com

a capacidade resistente da ligação determinada pelo escoamento das armaduras verticais.

Na Tabela 5.16, são apresentados os valores das resistências teóricas e experimentais desses protótipos do segundo ensaio, no qual ocorreu a ruptura. Vale lembrar que, com a formação de bielas inclinadas nas paredes 3 e 4 e pelo nível de deformações da armadura de costura longitudinal  $A_{s, costl}$ , tem-se a indicação de que parte dos esforços foi absorvida por essa armadura e que a mesma pode ser considerada no cálculo. A força última da ligação monolítica, então, foi determinada com diferentes opções de contribuição da armadura de costura.

Tabela 5.16 – Valores teóricos e experimental da força normal última  $N_u$  - Protótipos IR1 e IR2

Modelo teórico/Experimental	IR1	IR2
Modelo proposto para cálice liso	200	
Transferência total de M e N	1	238
	2	262
	3	276
	4	274
Experimental	302	304

$$^1 2A_{s, tir} + A_{s, costt}$$

$$^2 2A_{s, tir} + A_{s, costt} + A_{s, costl1}^*$$

$$^3 2A_{s, tir} + A_{s, costt} + A_{s, costl1}^* + A_{s, costl2}^* \text{ (cálculo mais preciso)}$$

$$^4 2A_{s, tir} + A_{s, costt} + A_{s, costl1} \text{ (situadas na altura útil } d_c)$$

\* Com suas respectivas alturas úteis

Valores de  $N_u$  em kN

Percebem-se diferenças de 52% entre o resultado experimental e o modelo de projeto para o cálice liso, não sendo indicado, por conseguinte, para a análise de cálice com chaves de cisalhamento. Já as resistências calculadas pela teoria de flexão, ficaram a favor da segurança, com diferenças entre 28% e 10%. Tendo em vista a facilidade de cálculo e a diferença de 10% em relação à força última experimental do Modelo IR1, recomenda-se a opção 4 da Tabela 5.16, ou seja, adotar a armadura da parede transversal 2 ( $A_{s, tir}$  e  $A_{s, costt}$ ) e a armadura de costura  $A_{s, costl1}$  situada no primeiro terço da altura útil  $d_c$  do cálice, como ilustra a Figura 5.126. Entretanto, esse procedimento de projeto deve ser utilizado quando a armadura de costura seguir as recomendações da NBR-9062/85 (1985), conforme o percentual da armadura do tirante de acordo com a classificação do consolo referente às paredes longitudinais 3 e 4. Caso contrário, deve-se utilizar apenas a armadura disposta na parede transversal 2 contribuindo na capacidade resistente da ligação ou o cálculo mais preciso, em que são consideradas as armaduras verticais com suas respectivas alturas úteis. Tendo em vista que a fissura predominante de ruptura dos cálices rugosos apareceu na parede transversal 2 com uma abertura maior no centro dessa parede e o comportamento próximo de uma ligação monolítica, pode-se utilizar uma armadura uniformemente distribuída na

parede 2. Todavia, com a atuação de momentos nas duas direções, deve-se analisar a eficiência das armaduras verticais situadas na região central das paredes.

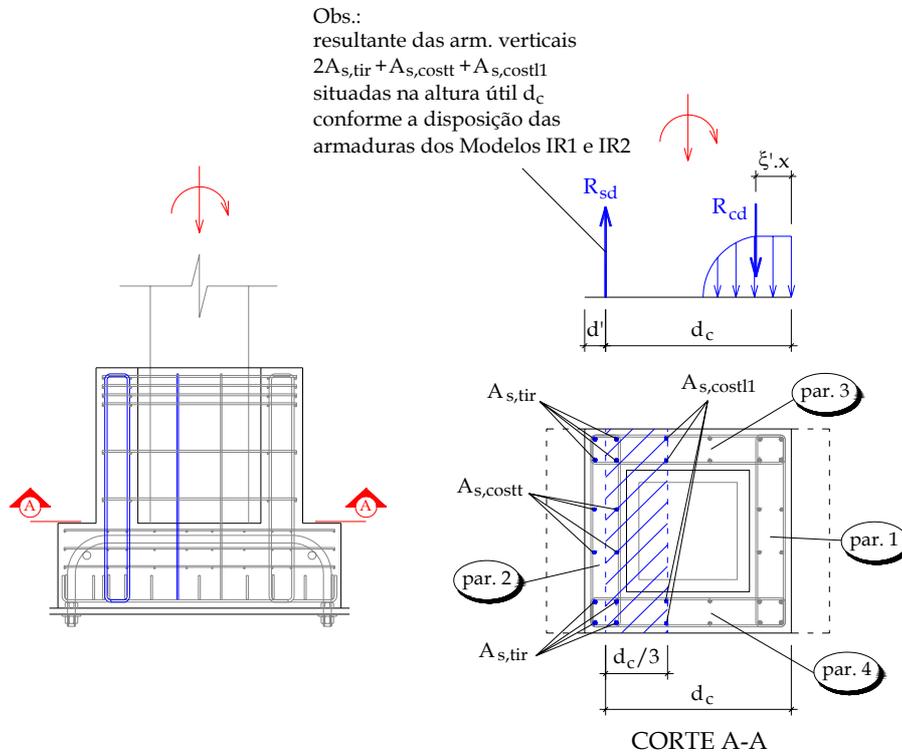


Figura 5.126 – Dimensionamento das armaduras verticais para cálice com interface rugosa

## 5.5. RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA O PROJETO DO CÁLICE DE FUNDAÇÃO COM COLARINHO

São destacadas algumas recomendações para as dimensões geométricas do cálice, conforme o que se encontra na literatura e, mais especificamente, em LEONHARDT & MÖNNIG (1977) e na NBR-9062/85 (1985):

- O comprimento de embutimento  $\ell_{emb}$  recomendado pela NBR-9062/85 (1985) conforme a Tabela 2.1 do Capítulo 2;
- A espessura da parede do colarinho  $h_c$  de no mínimo 10 cm e maior ou igual a 1/3 da menor distância interna entre as paredes do colarinho ( $h_{int}$  ou  $b_{int}$ );
- A espessura da junta  $h_j$  de no mínimo 5 cm e que possibilite a entrada do vibrador, no caso de concreto de granulometria fina confeccionado no local. Para graute autoadensável, essa espessura pode ser reduzida, devendo-se analisar a trabalhabilidade da mistura;
- As dimensões da base da fundação conforme o tipo de fundação adotado. No

caso de sapata, recomenda-se uma altura mínima  $\ell_{bf}$  de 20 cm, podendo-se reduzi-la com a utilização de armadura de suspensão e a verificação da punção na base.

Com base nos estudos realizados nesse trabalho, são feitas as recomendações a seguir para o projeto do colarinho.

Conhecidos os esforços solicitantes  $M_d$ ,  $N_d$  e  $V_d$  no pilar, sugere-se efetuar para o cálice liso o dimensionamento da armadura  $A_{s,hsup}$  para transmitir a força  $H_{sup,d}$  pelo modelo de projeto proposto nesse trabalho com os parâmetros  $\mu = 0,6$ ,  $e_{nb} = h/4$ ,  $y = \ell_{emb}/6$  e  $y' = \ell_{emb}/10$  indicados no item anterior.

Para o cálice com interface lisa, o dimensionamento da armadura do tirante  $A_{s,tir}$  e a verificação da resistência à compressão do concreto devem ser feitos considerando as paredes longitudinais 3 e 4 como consolos conforme o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977). As armaduras de distribuição  $A_{s,dist}$  e de costura  $A_{s,costt}$  e  $A_{s,costl}$  devem ser calculadas conforme as recomendações para consolos da NBR-9062/85 (1985) apresentadas no Capítulo 2. No caso das armaduras do tirante  $A_{s,tir}$  e de costura  $A_{s,costt}$  da parede transversal 2, esses procedimentos de cálculo são bastante racionais, pois, segundo os resultados experimentais apresentados no item 5.3.5 dos Protótipos IL2 e IL3, os quais são indicados para projeto, essas armaduras atingiram o escoamento. Embora as armaduras de costura longitudinal  $A_{s,costl}$  e de distribuição  $A_{s,dist}$  tenham sido pouco solicitadas (as deformações da primeira foram verificadas com os resultados numéricos e experimentais e as da segunda com as simulações numéricas), elas não são dispensáveis, pois se precisa levar em conta o controle da fissuração.

Para o dimensionamento da armadura vertical do cálice rugoso, pode-se adotar a sugestão do item anterior, ou seja, efetuar o cálculo da ligação monolítica pela teoria de flexão com a contribuição na altura útil  $d_c$  do cálice da armadura da parede transversal 2 ( $A_{s,tir}$  e  $A_{s,costt}$ ) e da armadura de costura longitudinal  $A_{s,costl}$  pertencente ao primeiro terço de  $d$ . Para utilizar tal procedimento, entretanto, para a armadura de costura  $A_{s,costt}$  deve ser adotado um percentual da armadura do tirante  $A_{s,tir}$  conforme o tipo de consolo em que a parede longitudinal se classifica segundo as recomendações da NBR-9062/85 (1985). Caso seja utilizado um outro detalhamento, pode-se considerar contribuindo na resistência do cálice, as armaduras verticais com suas respectivas alturas úteis.

Embora o dimensionamento da armadura  $A_{s,hsup}$  pelo modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) seja conservador para o cálice rugoso, recomenda-se após o cálculo da armadura do tirante  $A_{s,tir}$ , efetuar o dimensionamento de  $A_{s,hsup}$  com o procedimento de biela e tirante para consolo, pois com os resultados experimentais dos Modelos IR1 e IR2, ainda não foi possível chegar a um modelo de projeto mais consistente. Para a armadura  $A_{s,htir}$ , deve-se adotar a mesma área  $A_{s,hsup}$ , apesar de ter se constatado um superdimensionamento da mesma, resultante do funcionamento conjunto da ligação.

No dimensionamento de ligações das estruturas de concreto pré-moldado,

pode-se incluir um coeficiente de ajustamento  $\gamma_n$ , o qual constitui um coeficiente de segurança adicional que leva em conta, entre outros fatores, a capacidade de redistribuição de esforços e o grau de responsabilidade da ligação. Embora não tenha sido abordado nesse trabalho, sugere-se a introdução de  $\gamma_n$  para essa ligação, tendo em vista que o cálice de fundação desempenha uma função de fundamental importância de sustentação da estrutura em concreto pré-moldado, principalmente no caso de estruturas não aporricadas (pilares engastados na fundação e vigas articuladas nos pilares). Naturalmente, é necessário um estudo para a definição de um valor mais consistente.

A armadura do pilar não foi avaliada nessa tese, mas algumas indicações são feitas em virtude do que se encontra na literatura. Os estribos dispostos nas metades superior e inferior do pilar devem ser calculados para resistir, respectivamente, às forças horizontais  $H_{sup,d}$  e  $H_{inf,d}$ . Apenas no caso dos estribos da metade inferior, a força cortante pode ser reduzida para  $H_{inf,d} \cdot \ell_{emb} / (3h)$ . A armadura em “U” para a resistir à força  $H_{inf,d}$  que se desloca para a região da face inferior do pilar poderá vir a ser substituída, após comprovação experimental, por barras transversais adequadamente soldadas nas armaduras longitudinais, como foram adotadas nos protótipos ensaiados.

Apesar de nesse trabalho não ter sido estudada a armadura da base da fundação, o procedimento não foge muito dos modelos usuais para o projeto de fundações de estruturas monolíticas, podendo-se adotá-los, na falta de outros modelos mais específicos, com as devidas adaptações e considerações necessárias. Com relação ao cálice com fundação em sapata, por exemplo, são encontrados alguns modelos de biela e tirante em SILVA (1998); e no caso de cálice com bloco sobre estacas, são apresentadas algumas recomendações da Empresa Munte em MELO (2004).

**CAPÍTULO**  
**6**

---

**CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES**

---

**6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Essa pesquisa foi realizada com intuito de melhor compreender o comportamento e resistência da ligação pilar-fundação por meio de cálice com ênfase no colarinho, através da execução de ensaios físicos, de simulações numéricas e aplicação de modelos de projeto.

Os principais modelos do programa experimental foram subdivididos em duas séries (IL e IR), variando-se as condições e tipo de interface e a excentricidade da força normal. Devido a eventuais solicitações elevadas do vento nas primeiras idades do concreto da junta e à retração que este concreto sofre ao longo do tempo, além de não se garantir o perfeito contato entre as interfaces, pode ocorrer um descolamento dos elementos. Portanto, a situação mais adequada para projeto é não contar com a adesão dessas interfaces, de forma que a mesma foi retirada em quatro dos cinco modelos ensaiados. Assim, dos modelos com interface lisa, no primeiro (IL1), a concretagem da junta foi feita sob condições normais, e nos outros dois (IL2 e IL3), a adesão foi eliminada, onde se variou a excentricidade. Nos modelos com interface rugosa (IR1 e IR2), foram adotadas diferentes configurações de chaves-de-cisalhamento e a adesão também foi retirada.

Com os resultados experimentais, foi possível sugerir algumas recomendações e modelos de projeto mais consistentes para o dimensionamento das armaduras e verificação da resistência do concreto do colarinho.

As simulações numéricas foram realizadas nos modelos com interface lisa sem adesão (IL2 e IL3) considerando-se as não-linearidades física e de contato. Já nos modelos com chaves de cisalhamento (IR1 e IR2), além da não linearidade física, considerou-se simplificadamente a aderência perfeita ao longo de todas as interfaces.

## 6.2. CONCLUSÕES

Tendo em vista os resultados experimentais e teóricos desse trabalho, as seguintes conclusões podem ser delineadas:

### Modelo IL1:

O Modelo IL1, com adesão nas interfaces, apresentou um comportamento misto, tanto no que diz respeito às deformações nas armaduras como à fissuração, entre os Modelos IL2 e IL3 e os Modelos IR1 e IR2. As armaduras do tirante  $A_{s,tir}$  e de costura transversal  $A_{s,costt}$  plastificaram ( $\epsilon_s=10\%$ ) e metade da armadura de costura longitudinal  $A_{s,costl}$  atingiu o escoamento. Percebeu-se a formação de uma biela no consolo das paredes longitudinais menos inclinada que a referente aos modelos IL2 e IL3, a tendência de separação da interface da junta com a parede transversal 2 e duas fissuras predominantes de ruptura, uma devido à flexão na face da parede transversal 2, semelhante à dos Modelos IR1 e IR2, e outra devido à flexo-tração do topo da parede transversal 1.

### Modelos IL2 e IL3:

A ruptura dos Modelos IL2 e IL3, sem adesão nas interfaces, foi determinada pelo escoamento da armadura do tirante  $A_{s,tir}$ , já que a partir deste, não foi mais possível a aplicação do carregamento nem houve a redistribuição de esforços para as armaduras de costura longitudinais  $A_{s,costl}$ . Essa ruptura foi acompanhada por uma considerável abertura e deslizamento da interface da junta com a parede transversal 2.

O dimensionamento dos Modelos IL2 e IL3 foi adequado de acordo com a transmissão de esforços na ligação, já que os ramos externos e internos, respectivamente, das armaduras horizontais superiores transversais  $A_{s,hft}$  e longitudinais  $A_{s,hsup}$  atingiram o escoamento quase juntamente com as armaduras do tirante  $A_{s,tir}$  e de costura  $A_{s,costt}$  da parede transversal 2.

Com os deslocamentos medidos experimentalmente, as deformações da armadura  $A_{s,hft}$  e as fissuras constatadas na parede transversal 1, têm-se a indicação de que o trecho de altura  $\ell_{emb} / 3$  dessa parede foi submetido a uma elevada flexo-tração.

A partir da transferência dos esforços da parede transversal 1 para as paredes longitudinais 3 e 4, juntamente com a atuação de forças de atrito, constatou-se o comportamento de consolo dessas paredes longitudinais, segundo o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), com a transmissão indireta da força  $H_{sup}$ , que resultou no mecanismo resistente da biela de compressão do concreto e da tração no tirante. Entretanto, a armadura de costura longitudinal  $A_{s,costl}$  foi pouco solicitada.

O modelo de projeto proposto neste trabalho para o dimensionamento da armadura  $A_{s,hsup}$  forneceu bons resultados, com diferenças a favor da segurança de 25%

e 32%, respectivamente, para os Protótipos IL2 e IL3. A partir de  $A_{s,hsup}$ , recomenda-se o cálculo das paredes longitudinais 3 e 4 como consolos, que resulta no dimensionamento da armadura do tirante  $A_{s,tir}$  e verificação do esmagamento da biela de compressão do concreto.

As simulações numéricas representaram de maneira razoável o comportamento experimental das Ligações IL2 e IL3, apesar das deformações em algumas armaduras terem sido um pouco menores que as provenientes dos ensaios físicos. A convergência foi satisfatória na maioria dos modelos numéricos. Com essas modelagens, pôde-se também verificar a semelhança da fissuração e da distribuição de tensões no colarinho em relação aos modelos físicos e avaliar as deformações da armadura de distribuição  $A_{s,dist}$ .

#### Modelos IR1 e IR2:

Embora possuam diferentes configurações de chaves-de-cisalhamento, a resistência experimental atingida pelos Modelos IR1 e IR2 foi praticamente a mesma. A ruptura desses modelos foi determinada no segundo ensaio com a plastificação ou escoamento das armaduras do tirante e de costura transversal e longitudinal, e foi acompanhada de uma fissura predominante de flexão na parede transversal 2. Como houve a transferência total dos esforços do pilar para o colarinho, ou seja, todas as armaduras verticais tracionadas do tirante  $A_{s,tir}$  e de costura  $A_{s,cost}$  contribuíram para a resistência da ligação, e devido ao padrão de fissuração observado, os Modelos IR1 e IR2 tiveram comportamento semelhante ao de uma ligação monolítica. Para efeitos de projeto, então, a teoria de flexão é mais apropriada para o dimensionamento das armaduras verticais.

As armaduras horizontais superiores  $A_{s,hsup}$  e  $A_{s,hft}$  foram pouco solicitadas nesses modelos, devido ao travamento ocasionado pelas chaves-de-cisalhamento das interfaces, indicando-se o seu superdimensionamento e a necessidade de um modelo de projeto mais racional.

Apesar das resistências similares entre os Modelos IR1 e IR2, com relação à deformabilidade da ligação, tanto no que diz respeito à armadura como aos deslocamentos do cálice, o Modelo IR1 com chaves maiores se mostrou um pouco mais flexível que o Modelo IR2 que possuía chaves menores. Para a escolha, entretanto, das dimensões das chaves, deve-se levar em conta também a entrada do agregado graúdo de forma a melhorar o mecanismo de transferência de tensões na chave.

Ainda que as chaves de cisalhamento não tenham sido representadas nos modelos numéricos e apesar da maior rigidez de suas armaduras em relação à dos protótipos físicos, os resultados obtidos das simulações considerando a aderência perfeita ao longo das interfaces foram razoavelmente próximos dos valores experimentais, além de ter se constatado uma boa convergência nesses modelos numéricos. Os padrões da fissuração e o caminho de tensões dos modelos numéricos

também foram semelhantes aos observados experimentalmente.

### 6.3. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Conforme as conclusões apresentadas acima, o objetivo principal desse trabalho foi cumprido: avançar de uma maneira geral o conhecimento a respeito do comportamento de ligações entre elementos de concreto pré-moldado e, especificamente, introduzir no Brasil uma pesquisa científica inédita relacionada com o seu tipo de ligação pilar-fundação mais utilizada. Contudo, o tema é extremamente amplo e ainda necessita de muita investigação, principalmente experimental, de forma a fornecer subsídios para o aprimoramento de modelos de projeto e de simulações numéricas. Assim, são feitas algumas sugestões para futuras pesquisas:

- Estudar a possibilidade de redução do comprimento de embutimento recomendado pela NBR-9062/85 (1985);
- Apresentar um modelo de projeto ou refinar a modelagem apresentada no Capítulo 5 desse trabalho para o comportamento do topo da parede transversal 1, baseando-se em resultados experimentais;
- Avaliar o dimensionamento das armaduras horizontais superiores do cálice com interface rugosa;
- Explorar o comportamento do colarinho, variando-se a relação entre os esforços (momento fletor, força normal e força cortante) e varrendo-se um intervalo de excentricidade da força normal;
- Analisar o dimensionamento da armadura do pilar na região de embutimento;
- Investigar a ligação do pilar embutido na fundação sem colarinho;
- Refinar a modelagem numérica a partir dos resultados experimentais e das simulações realizadas nesse trabalho, de maneira a extrapolar para outras situações;
- Realizar um estudo para definir o coeficiente de ajustamento  $\gamma_n$  para a ligação, tendo em vista que ela assume um grau de responsabilidade diferente quando se passa de sistema estrutural com pilares e vigas ligados rigidamente para pilares e vigas com ligações articuladas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- ANSYS RELEASE 5.5 (1999). *Engineering Analysis System*. Manuais eletrônicos.
- ARAÚJO, D.L. (1997). *Cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em elementos submetidos à flexão*. São Carlos. 201p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- ARAÚJO, D.L. (2002). *Cisalhamento entre viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos preenchidos com concreto de alto desempenho*. São Carlos. 319p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). *NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro, ABNT.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001). *NBR-6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, ABNT.
- BALLARIN, A.W. (1993). *Desempenho das ligações de elementos estruturais pré-moldados de concreto*. São Carlos. 255p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BARBOZA, A.S.R. (2002). *Comportamento de juntas de argamassa solicitadas à compressão na ligação entre elementos pré-moldados*. São Carlos. 154p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BRUGGELING, A.S.G.; HUYGHE, G.F. (1991). *Prefabrication with concrete*. Rotterdam, A.A. Balkema.
- CANHA, R.M.F.; EL DEBS, M.K. (2003). Modelagem da ligação entre pilar pré-moldado e cálice de fundação através de elementos finitos: análise de parâmetros relativos à não-linearidade de contato. In: IBERIAN LATIN-AMERICAN

- CONGRESS ON COMPUTACIONAL METHODS IN ENGINEERING, 24., Ouro Preto, 2003. *Anais*. Ouro Preto, UFOP, 2003, 16p.
- CANHA, R.M.F.; EL DEBS, M.K. (2004). Modelagem da ligação entre pilar pré-moldado e cálice de fundação através de elementos finitos: análise de parâmetros relativos à não-linearidade física e comparação com alguns resultados experimentais. In: JORNADAS SUD-AMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, 31., Mendoza, Argentina, 2004. *Anais*. Mendoza, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo, 2004, 21p.
- CHEN, W.F. (1982) *Plasticity in reinforced concrete*. McGraw-Hill Book Company, EUA, 474p.
- CHEOK, G.S., LEW, H.S., (1991). Performance of precast concrete beam-to-column connections subject to cyclic loading. *PCI Journal*, v. 36, n.3, p.56-67, May-June.
- COMAIR, F.; DARDARE, J. (1992). Model testing of precast semi-rigid beam-column connection. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. COST C1: *Proceedings*. Strasbourg, France. p.98-119.
- CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE (1984). *CNR-10025 - La normativa sui prefabbricati*. Milano.
- CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE (1998). *CNR-10025 - Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo*. ITEC/La prefabbricazione. Roma, ITEC.
- COST C1 (1996). *Composite steel-concrete joints in braced frames for building*. Brussels, Luxembourg.
- DOLAN, C.W.; STANTON, J.F.; ANDERSON, R.G. (1987). Moment resistant connections and simple connections. *PCI Journal*, v.32, n.2, p.62-74.
- EL DEBS, M.K. (2000). *Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações*. 1.ed. São Carlos, SP, Publicação EESC-USP.
- ELLIOTT, K.S. (1996). *Multi-storey precast concrete framed structures*. Oxford, Blackwell Science.
- FAUCHART, J.; CORTINI, P. (1972). Étude expérimentale de joints horizontaux entre panneaux préfabriqués pour murs de bâtiments. *Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, n.300, p.86-103, Decembre.
- FERNANDES, G.B. (1999). Behavior of reinforced high-strength concrete corbels - Experimental Investigation and Design Model. In: CANMET/ACI INTERNATIONAL CONFERENCE ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE AND PERFORMANCE AND QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES, 2., Gramado, 1999. *Proceedings*. Farmington Hills, ACI. p.445-462.

- FERNANDES, R.M.; EL DEBS, M.K. (2002a). Abordagem numérica de consolos curtos e muito curtos de concreto armado. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., Brasília, 2002. *Anais*. Brasília, FINATEC, 2002, 21p.
- FERNANDES, R.M.; EL DEBS, M.K. (2002b). Contribuições aos modelos de cálculo para consolos curtos e muito curtos de concreto-armado. *Engenharia - Estudo e Pesquisa*, v.5, n.1, Jan/Jun, p.17-31.
- FERNÁNDEZ ORDÓÑEZ, J.A. (1974). *Prefabricación: Teoría y práctica*. Barcelona, Editores Técnicos Asociados.
- FERREIRA, M.A. (1993). *Estudo da deformabilidade de ligações para a análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto*. São Carlos. 166p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- FERREIRA, M.A. (1999). *Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado*. São Carlos. 231p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- FUSCO, P.B. (1995). *Técnica de armar as estruturas de concreto*. 1.ed. São Paulo, Pini.
- GOLOSOV, V.N.; KOROVIN, N.N. (1978). Study of joints behaviour in columns with precast foundations. In: RILEM-CEB-CIB SYMPOSIUM: MECHANICAL & INSULATION PROPERTIES OF JOINTS OF PRECAST REINFORCED CONCRETE ELEMENTS, Athens, 1978. *Proceedings*. Athens, National Technical University of Athens. v.1, p.95-107.
- JOHAL, L.S.; JENNY, D.P.; SHAIKH, A.F. (1991). Impact of past research and future research needs of the precast and prestressed concrete industry. *PCI Journal*, v.36, n.6, p.296-309.
- KANEKO, Y.; CONNOR, J.J.; TRIANTAFILLOU, T.C.; LEUNG, C.K. (1993). Fracture mechanics approach for failures of concrete shear key. II: Verification. *Journal of Engineering Mechanics*, v.119, n.4, p.701-719, Apr.
- LACOMBE, G.; POMMERET, M. (1974). Les joints structuraux dans les constructions en grands panneaux prefabriques. *Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, n.314, p.114-144, Fevrier.
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1977). *Construções de concreto: Princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado*. 1.ed. Rio de Janeiro, Interciência. v.3.
- LÚCIO, V.J.G.; SILVA, A.M.S.S. (2000). Design and detailing of footings for precast concrete structures. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PREFABRICATION: KNOWLEDGE, TECHNOLOGY AND THE FUTURE, 2., Helsinki, Finland, 2000. *Proceedings*. Helsinki, Concrete Association of Finland. p.294-299.

- MATTOCK, A.H. (1988). Comments of "Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members". *PCI Journal*, v.33, n.1, p.166-168, Jan-Feb. /paper by J. Walraven, et al., *PCI Journal*, v.32, n.1, p.66-84, Jan-Feb.
- MATTOCK, A.H. (2001). Shear friction and high-strength concrete. *ACI Structural Journal*, v.98, n.1, p.50-59, Jan-Feb.
- MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. (1994). *Concreto: estrutura, propriedade e materiais*. São Paulo, Pini.
- MELO, C.E.E. (2004). *Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto*. São Paulo, Pini.
- MIOTTO, A.M. (2002). *Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor*. São Carlos. 234p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MOKK, L. (1969). *Construcciones con materiales prefabricados de hormigón armado*. Bilbao, Urmo.
- NAEGELI, C.H. (1997). *Estudo de consolos de concreto armado*. Rio de Janeiro. 224p. Tese (Doutorado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- OLIN, J.; HAKKARAINEN, T.; RÄMÄ, M. (1985). *Connections and Joints between precast concrete units*. Espoo, Julkaisija-Utgivare.
- OSANAI, Y.; WATANABE, F.; OKAMOTO, S. (1996). Stress transfer mechanism of socket base connections with precast concrete columns. *ACI Structural Journal*, v.93, n.3, p.266-276, May/June.
- PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (1988). *Design and typical details of connections for precast and prestressed concrete*. 2.ed. Chigaco, PCI.
- RIZKALLA, S.H.; SERRETE, R.L.; HEUVEL, J.S.; ATTIOGBE, E.K. (1989). Multiple shear key connections for precast shear wall panels. *PCI Journal*, v.34, n.2, p.104-120, Mar/Apr.
- SANTOS, S.P. (1985). *Ligações de estruturas pré-fabricadas de betão*. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- SILVA, A.M.S. (1998). *Ligações entre elementos pré-fabricados de betão*. Lisboa. 244p. Dissertação (Mestrado) - Instituto Superior Técnico.
- SOARES, A.M.M. (1998). *Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações*. São Carlos. 178p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- TORRES, F.M. (1998). *Análise teórico-experimental de consolos de concreto armado*. São Carlos. 95p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

VASCONCELOS, A.C. (1979). *Projeto e execução de estruturas contendo elementos pré-fabricados de concreto*. São Paulo, FDTE/EPUSP/IPT.

WILLERT, O.; KESSER, E. (1983). Foundations for botton-end fixed precast concrete columns. *Betonwerk+Fertigteil-Technik*, v.49, n.3, p.137-142.





## ALGUNS MODELOS TEÓRICOS PARA CHAVES DE CISALHAMENTO

---

### A.1. MODELO DE FAUCHART & CORTINI (1972)

Os primeiros estudos experimentais que se tem conhecimento sobre o comportamento das chaves de cisalhamento submetidas a forças horizontais foram realizados por FAUCHART & CORTINI (1972). Baseando-se em resultados experimentais e em uma avaliação teórica da configuração das fissuras entre as chaves, esses autores apresentaram um modelo para o cálculo da resistência ao cisalhamento de painéis interligados por junta lisa e com chaves de cisalhamento.

No caso da existência de chaves de cisalhamento, esse modelo considera a inclinação  $\theta_{ch}$  das chaves constante de  $30^\circ$  (vide Figura A.1) e os outros três parâmetros da sua forma variáveis, como o espaçamento entre elas, a base maior e a espessura da chave. A resistência ao cisalhamento do painel por comprimento da junta (em  $kgf/m$ ) é expressa, por conseguinte, pela seguinte expressão:

$$v = 0,7(n + a_{sw}f_y) + 2600b_j \sqrt{\frac{\ell_{ch}}{e_{ch}}} f_c \quad (A.1)$$

onde:

$n$  é a força normal aplicada no painel por comprimento da ligação em  $kgf/m$

$a_{sw}$  é a área da armadura transversal à ligação em  $cm^2/m$

$f_y$  é a resistência de escoamento na armadura transversal à ligação em  $kgf/cm^2$

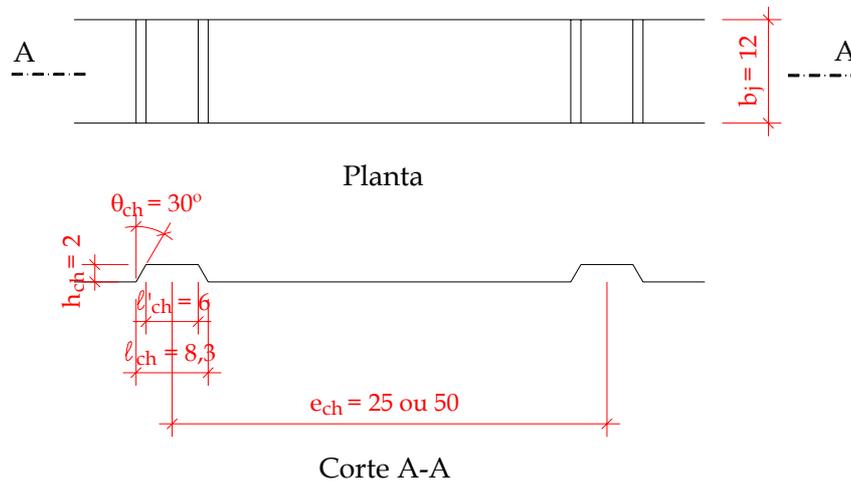
$b_j$  é a espessura da junta em  $cm$

$\ell_{ch}$  é a base da chave em  $cm$

$e_{ch}$  é o espaçamento entre chaves em  $cm$

$f_c$  é a resistência do concreto à compressão da junta em  $\text{kgf}/\text{cm}^2$

As dimensões e espaçamento das chaves dos modelos ensaiados são representados na Figura A.1.



Obs.: Dimensões em cm

Figura A.1 - Dimensões e espaçamento das chaves - FAUCHART & CORTINI (1972)

Para as juntas lisas, o segundo termo da Equação (A.1) se anula e a resistência ao cisalhamento é caracterizada pela Expressão (A.2), valor praticamente constante após a ligação ter atingido sua capacidade máxima.

$$v = 0,7(n + a_{sw} f_y) \quad (\text{A.2})$$

Com relação ao comportamento da fissuração observado nos ensaios, os modelos com superfície lisa não apresentaram fissuração. Já a fissuração das juntas com chaves foi fortemente influenciada pela posição relativa das chaves em lados opostos. Conforme as duas configurações de chaves na junta da Figura A.2, a partir do ponto  $a_i$  da chave, três famílias de fissuras oblíquas são formadas na junta:

- Uma em direção ao ponto  $b_i'$  com inclinação de  $\alpha_{ff} = \arctg(16 / 8,3) = 32^\circ 30'$  ;
- Outra em direção ao ponto  $a_{i+1}'$  com inclinação de  $\beta_{ff} = \arctg(16 / 25) = 62^\circ 30'$  ;
- E outra mais curta, com inclinação  $\gamma_{ff}$  que depende do estado de solicação ( $N$ ,  $V$ ) da junta.

Em qualquer uma das configurações de chaves, pode ocorrer a formação de múltiplas fissuras inclinadas na base da chave, podendo ocasionar a ruptura por cisalhamento-compressão.

A abertura da junta está relacionada ao processo de fissuração onde as chaves constituem a parte inflexível que impedem o deslizamento relativo entre os dois painéis e a junta, e concentra a transmissão do esforço tangencial entre esses três

elementos. A partir daí, formam-se as bielas comprimidas na junta de uma chave a outra na direção oposta. Estas bielas, representadas por fissuras nessa região, direcionam-se à outra extremidade da junta, onde passam a ser mais solicitadas por esforços de flexão e tangenciais.

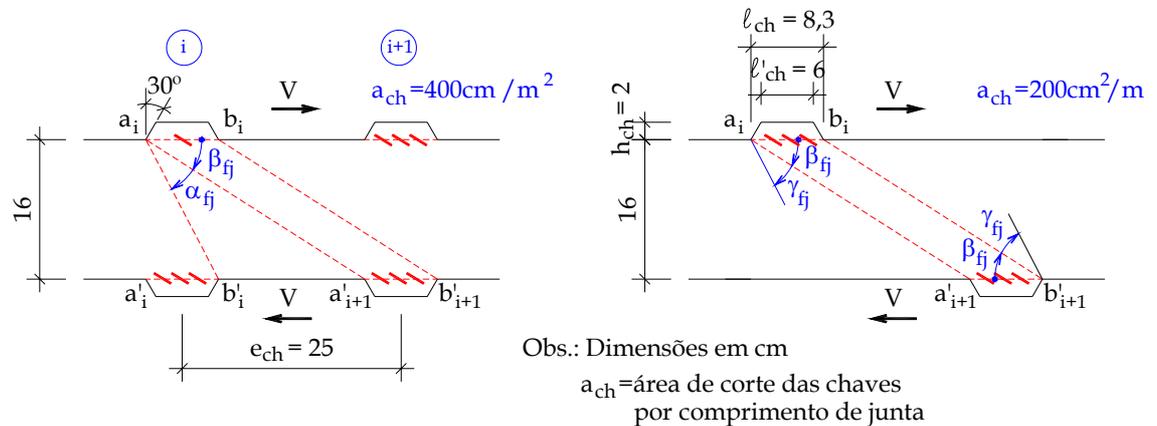


Figura A.2 - Fissuração típica na junta - FAUCHART & CORTINI (1972)

## A.2. MODELO DE LACOMBE & POMMERET (1974)

Outro estudo teórico-experimental que considera a influência da forma da chave de cisalhamento na resistência de painéis interligados com juntas é o realizado por LACOMBE & POMMERET (1974). A diferença básica em relação ao estudo de FAUCHART & CORTINI (1972), é que o modelo empírico desses autores considera apenas a área de corte das chaves distribuída.

Com relação a essa formulação empírica, a seguinte expressão é apresentada para a resistência última ao cisalhamento em painéis interligados por juntas com chaves:

$$v = \sqrt{\frac{(1,63 + F_y / \ell_j - 50 \cdot 10^{-4} \cdot (F_y / \ell_j)^2) \cdot a_{ch} \cdot f_c}{2350} + 22 \cdot 10^{-4} \cdot (F_y / \ell_j)^2 \cdot f_c} \quad (\text{A.3})$$

onde:

$v$  é a força última ao cisalhamento por comprimento da ligação em t/m;

$F_y / \ell_j$  é a força de escoamento nas armaduras por comprimento da ligação em t/m;

$a_{ch}$  é a área da base da chave distribuída no comprimento da ligação em  $\text{cm}^2/\text{m}$ ;

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto da junta em  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

Apesar dessa expressão não ser estabelecida para aplicação prática, ela considera uma série de resultados experimentais com grandes faixas de variações dos

seus parâmetros ( $F_y / \ell_j$  de 0 a 30 t/m;  $a_{sw}$  de 0 a 1200 cm<sup>2</sup>/m;  $f_c$  de 50 a 350 kg/cm<sup>2</sup>).

Entretanto, para os casos em que  $F_y / \ell_j \leq 15$  t/m e  $a_{sw} > 200$  cm<sup>2</sup>/m, sugere-se desprezar os termos com  $(F_y / \ell_j)^2$ , o que induz à seguinte equação:

$$v = \sqrt{\frac{(1,63 + F_y / \ell_j) \cdot a_{ch} \cdot f_c}{2350}} \quad (\text{A.4})$$

Alguns pontos importantes com relação à forma das chaves ainda podem ser destacados da pesquisa realizada por LACOMBE & POMMERET (1974).

A ruptura da ligação com chaves, a qual é fortemente influenciada por suas dimensões, pode ser por cisalhamento da base (Figura A.3(a)), esmagamento do concreto no canto da chave (Figura A.3(b)) ou deslizamento da interface (Figura A.3(c)).

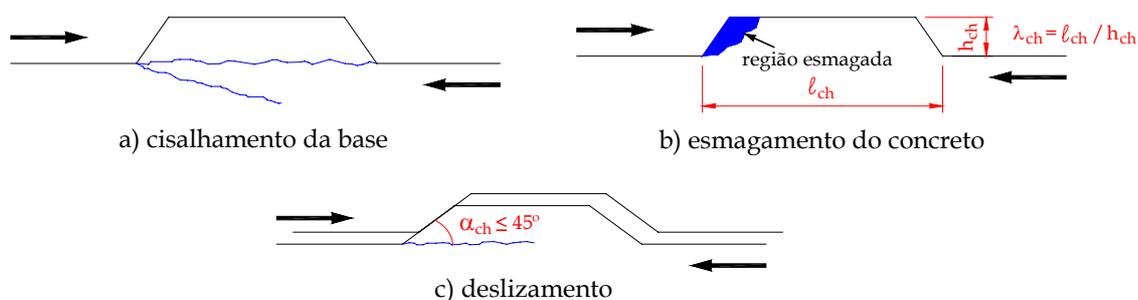


Figura A.3 – Modos de ruptura de uma ligação com chaves de cisalhamento - LACOMBE & POMMERET (1974)

O primeiro modo de ruptura, observado na grande maioria dos casos, aparenta ser frágil *a priori* pelo tempo dos ensaios de ligações não armadas com chaves de cisalhamento. O deslizamento último observado nesses ensaios quando ocorre o corte completo de uma chave é da ordem de 0,3 mm. Entretanto, após o cisalhamento da chave, sua resistência não decresce instantaneamente, mas progressivamente, o que torna o comportamento pós-ruptura da ligação mais dúctil que uma junta lisa.

Quando a relação geométrica  $\lambda_{ch} = \ell_{ch} / h_{ch}$ , indicada na Figura A.3(b) e definida como alongamento da chave, é elevada, a face da chave submetida à compressão não é capaz de suportar o esforço necessário para o cisalhamento da base. A chave, por conseguinte, rompe progressivamente por excesso de compressão na sua face. Experimentos têm mostrado que para um valor de  $\lambda_{ch} = 12$ , o esmagamento é indubitável. Para  $\lambda_{ch} = 6$ , todavia, ocorre o cisalhamento da chave juntamente com uma forte compressão na sua face. Na Tabela A.1, são apresentados valores da força última por comprimento da ligação de uma série de juntas com características semelhantes com exceção da relação  $\lambda_{ch}$  das chaves. Conforme estas observações, pode-se considerar como  $\lambda_{ch}$  limite o valor entre os modos de ruptura por

esmagamento no canto da chave cisalhamento e por cisalhamento da sua base, que é aproximadamente 6.

Tabela A.1 – Resistência ao cisalhamento de acordo com a relação  $\lambda_{ch}$  das chaves para ligações com características semelhantes - LACOMBE & POMMERET (1974)

$a_{ch} = 432 \text{ cm}^2/\text{m}$ , $a_{sw} = 1,97 \text{ cm}^2/\text{m}$ , $\sigma_n = 190 \text{ kg/cm}^2$			
Modelo n°	208	209	210
Relação $\lambda_{ch}$	3	6	12
$v$ (t/m)	18,7	17,5	13,8

Quando o ângulo  $\alpha_{ch}$  da face da chave em relação à horizontal é pequeno, a ruptura da ligação ocorre com o deslizamento da interface. Esse fenômeno pode ser fortemente observado quando o ângulo  $\alpha_{ch}$  é aproximadamente  $30^\circ$ , podendo ocorrer também para ângulos da ordem de  $45^\circ$  e em juntas com pequenas ondulações substituindo as chaves.

Desses três modos de ruptura observados, o cisalhamento da base da chave induz a uma maior resistência ao cisalhamento. Desta forma, se as dimensões da ligação fornecerem condições para a concepção de uma forma mais adequada para a chave de cisalhamento, os modos de ruptura por esmagamento do canto da chave e por deslizamento da interface devem ser evitados.

### A.3. MODELO DE RIZKALLA *ET AL.* (1989)

RIZKALLA *et al.* (1989) apresentaram um modelo teórico para o cálculo da resistência ao cisalhamento de painéis paredes dotados de chaves de cisalhamento e unidos por argamassa seca (“drypack”), os quais foram submetidos previamente a uma tensão de compressão. Para a verificação desse modelo analítico, foram utilizados resultados de uma investigação experimental em protótipos com interface lisa e com chaves de cisalhamento em duas configurações, como mostra a Figura A.4. A tensão de compressão normal à ligação foi pré-aplicada em dois níveis,  $2 \text{ MPa}$  e  $4 \text{ MPa}$ .

Observando-se o comportamento típico força-deslizamento das ligações da Figura A.5, são caracterizados três estados limites: (i) a carga de fissuração  $V_r$  que corresponde ao início de fissuras diagonais nas chaves; (ii) a força máxima  $V$  gravada durante o ensaio; (iii) a força última  $V_s$  em um deslizamento de  $5 \text{ mm}$  na ligação.

De acordo com a semelhança entre as curvas da Figura A.6, conclui-se que a diferença entre as duas configurações de chave de cisalhamento não influenciou no comportamento ou capacidade da ligação. A presença das chaves na ligação aumentou significativamente a capacidade de cisalhamento em comparação à ligação com superfície lisa. Como um resultado da ação de engrenamento das chaves, a força

máxima de cisalhamento nas ligações com chaves foi 60% superior à das ligações com interface lisa. As chaves também proporcionaram um acréscimo de 25% na resistência última ao cisalhamento em relação à resistência das ligações com interface lisa. Com relação à tensão normal pré-aplicada, o aumento de 60% na força máxima de cisalhamento no caso da tensão de 4 MPa em relação à tensão de 2 MPa deve-se ao crescimento no confinamento e conseqüentemente no aumento da resistência de tração da junta.

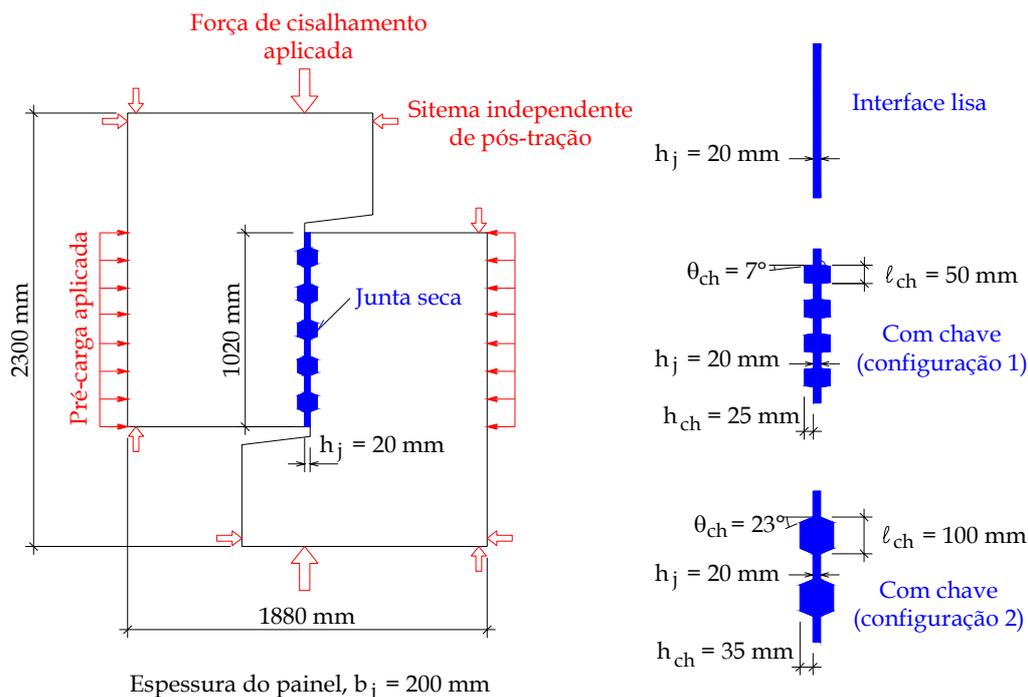


Figura A.4 - Dimensões dos protótipos ensaiados - RIZKALLA *et al.* (1989)

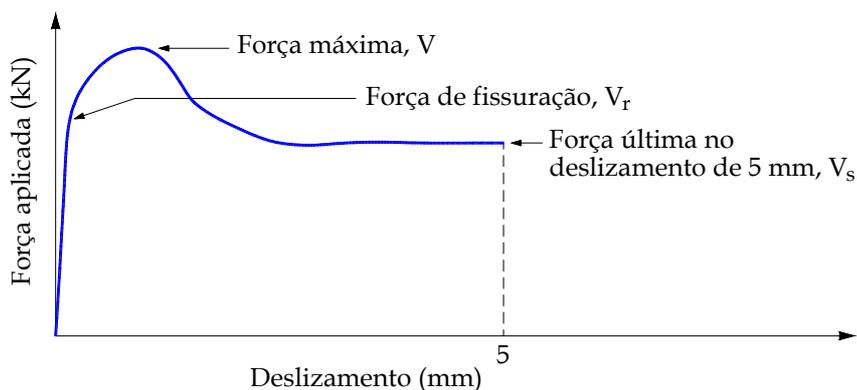


Figura A.5 - Curva típica força-deslizamento das ligações - RIZKALLA *et al.* (1989)

A força última  $V_s$  da ligação com superfície lisa é prevista segundo a teoria de atrito-cisalhamento pela seguinte equação:

$$V_s = \mu \sigma_n A_c \quad (\text{A.5})$$

onde o coeficiente de atrito  $\mu = 0,62$  foi baseado nos resultados experimentais,  $\sigma_n$  é a tensão normal de compressão e  $A_c$  é a área da seção transversal da ligação.

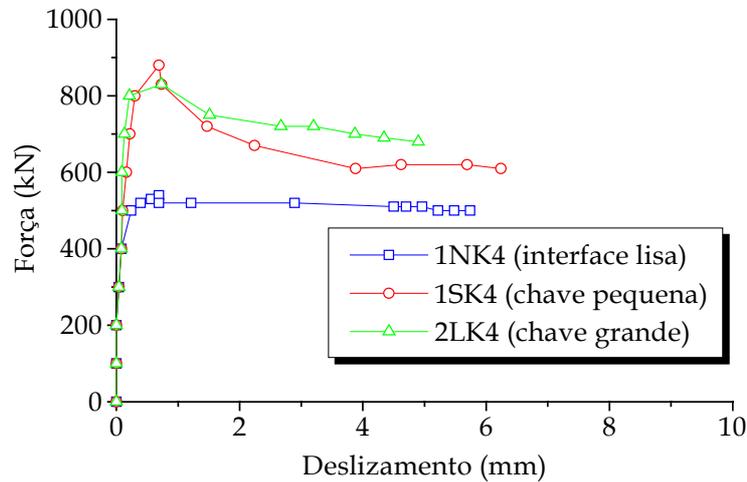


Figura A.6 – Efeito das chaves de cisalhamento – RIZKALLA *et al.* (1989)

Para o cálculo da carga de fissuração, da força máxima de cisalhamento e da força última de ligações com múltiplas chaves de cisalhamento, foram desenvolvidos os modelos analíticos apresentados a seguir.

A carga de fissuração corresponde à ação combinada da resistência por atrito  $V_{rf}$  e da resistência  $V_{rb}$  oriunda da pressão de contato na parte inclinada da chave, de acordo com a seguinte equação:

$$V_r = V_{rf} + V_{rb} \quad (\text{A.6})$$

Na Figura A.7, são ilustrados os dois caminhos possíveis para o desenvolvimento das tensões de atrito-cisalhamento referentes às ligações dotadas de chaves.

A resistência por atrito para a fissuração de acordo com o modelo da Figura A.7(a) é baseado na hipótese de que o deslizamento pode ocorrer ao longo de todas as superfícies de contato. Essa resistência pode ser calculada em função da configuração da chave, do coeficiente de atrito  $\mu$  e da tensão normal à ligação  $\sigma_n$  conforme a seguinte equação:

$$V_{rf} = \mu \sigma_n (A_c - n_{ch} \cdot h_{ch} \cdot b_j \cdot \tan \theta_{ch}) \quad (\text{A.7})$$

onde:

$n_{ch}$ : número de chaves de cisalhamento

$h_{ch}$ : altura da chave de cisalhamento

$b_j$ : espessura da ligação

$\theta_{ch}$ : inclinação da chave de cisalhamento com a horizontal

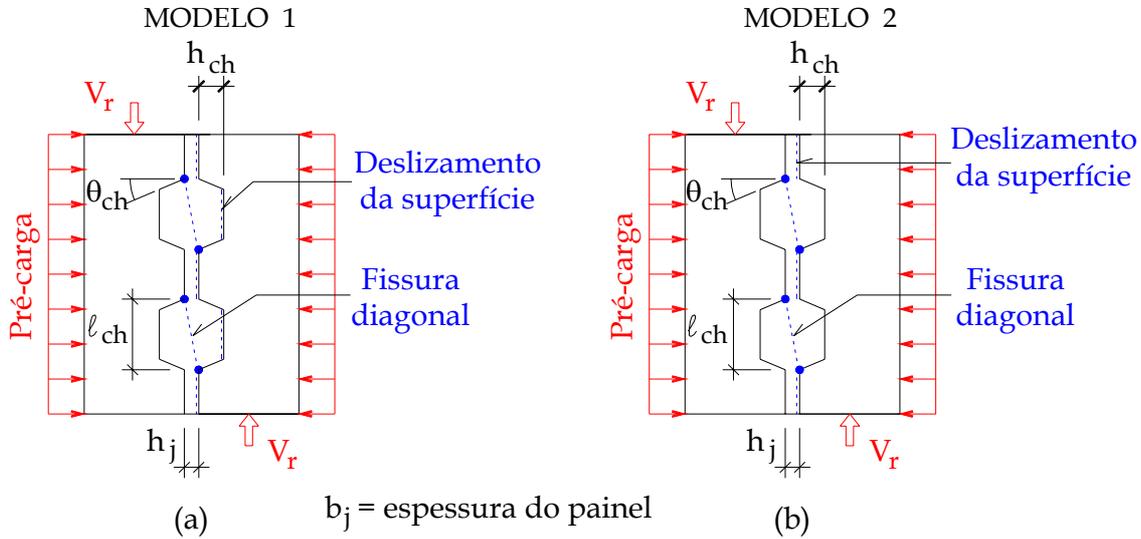


Figura A.7 - Modelos para o cálculo da resistência ao cisalhamento para a fissuração - RIZKALLA *et al.* (1989)

Quando o deslizamento ocorre apenas na interface painel-junta na região entre as chaves, a resistência por atrito para a fissuração de acordo com o modelo da Figura A.7(b) é calculada com a seguinte equação:

$$V_{rf} = \mu \sigma_n (A_c - n_{ch} \cdot \ell_{ch} \cdot b_j) \tag{A.8}$$

onde:

$\ell_{ch}$ : largura maior da chave de cisalhamento

A resistência de contato  $V_{rb}$  na parte inclinada das chaves ocasiona um estado de tensão de tração nas chaves. Essa resistência, a qual é governada principalmente pela resistência à tração da junta, pode ser estimada de acordo com a equação abaixo:

$$V_{rb} = \sqrt{f_{ct}(f_{ct} + \sigma_n)} A_r \tag{A.9}$$

onde  $f_{ct}$  é a resistência à tração da junta dada pela Equação (A.10) e  $A_r$  é a área da seção transversal total das fissuras diagonais nas chaves calculada pela Equação (A.11).

$$f_{ct} = 0,6 \sqrt{f_c} \tag{A.10}$$

$$A_r = n_{ch} \cdot b_j \sqrt{\ell_{ch}^2 + h_j^2} \tag{A.11}$$

Portanto, os dois modelos podem ser usados para a previsão da resistência ao cisalhamento para a fissuração com as seguintes equações:

- Modelo 1:

$$V_r = \mu\sigma_n(A_c - n_{ch} \cdot h_{ch} \cdot b_j \cdot \tan\theta_{ch}) + \sqrt{f_{ct}(f_{ct} + \sigma_n)}A_r \quad (\text{A.12})$$

- Modelo 2:

$$V_r = \mu\sigma_n(A_c - n_{ch} \cdot \ell_{ch} \cdot b_j) + \sqrt{f_{ct}(f_{ct} + \sigma_n)}A_r \quad (\text{A.13})$$

De acordo com a comparação das cargas de fissuração calculadas por esses dois modelos com os resultados experimentais, constatou-se que o Modelo 1 forneceu melhores resultados, apesar de ter subestimado a carga de fissuração de 5 a 10% em três ligações. O Modelo 2 se mostrou bastante conservador, principalmente nos níveis mais elevados da força normal à ligação.

Baseando-se no comportamento observado após a fissuração, a força máxima de cisalhamento  $V$  das ligações com chaves pode ser expressa em termos de duas componentes conforme a seguinte equação:

$$V = V_c + V_f \quad (\text{A.14})$$

onde  $V_c$  é a resistência devido à compressão das bielas entre fissuras diagonais e  $V_f$  é a resistência por atrito ao longo da superfície de deslizamento.

Nesta análise, assume-se que os painéis são corpos rígidos conectados por  $n_{ch} - 1$  bielas, onde  $n_{ch}$  é o número de chaves de cisalhamento. Para as três chaves da Figura A.8(a), as bielas são apresentadas esquematicamente na Figura A.8(b).

A resistência ao cisalhamento do mecanismo de biela  $V_c$  pode ser estimada por:

$$V_c = (n_{ch} - 1)f_{cr} \cdot A_{cs} \cdot \text{sen } \alpha_c \quad (\text{A.15})$$

Onde  $f_{cr}$  é a resistência à compressão da junta fissurada,  $A_{cs}$  é a área da seção transversal média da parte diagonal da biela e  $\alpha_c$  é a inclinação da parte diagonal da biela com a horizontal.

Estes dois parâmetros podem ser calculados em termos das dimensões da chave pelas Equações (A.16) e (A.17).

$$A_{cs} = \frac{1}{2}(h_j + h_{ch})b_j / \cos\theta_{ch} \quad (\text{A.16})$$

$$\alpha_c = \tan^{-1}(\ell_{ch} / h_j) \quad (\text{A.17})$$

Representando a ligação por uma faixa retangular, a distribuição de forças na ligação, incluindo a resistência por atrito  $V_f$ , ocasionada pelo deslizamento da interface e das fissuras diagonais, é mostrada na Figura A.8(c). Segundo a Equação (A.18), pode-se calcular a resistência por atrito  $V_f$ .

$$V_f = \mu(\sigma_n A_c - (n_{ch} - 1)f_{cr} A_{cs} \cos \alpha_c) \tag{A.18}$$

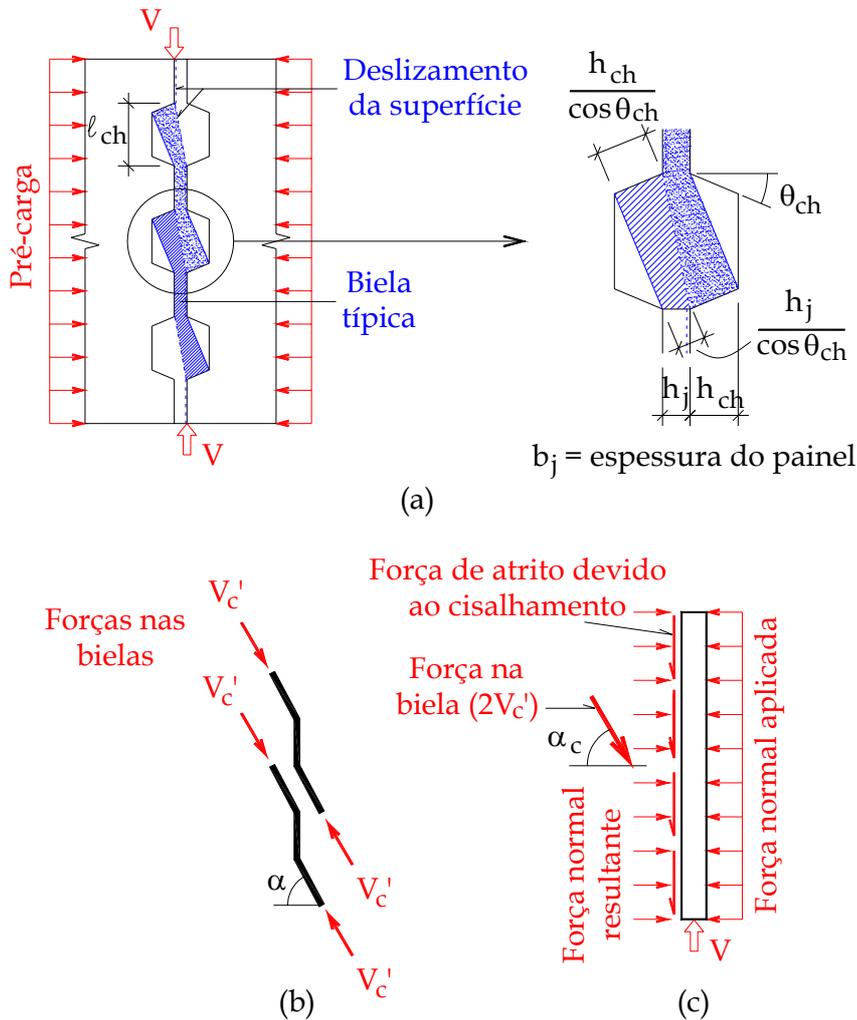


Figura A.8 - Modelo para o cálculo da resistência máxima ao cisalhamento - RIZKALLA *et al.* (1989)

Portanto, a resistência máxima ao cisalhamento após a fissuração  $V$  pode ser estimada conforme a seguinte equação:

$$V = (n_{ch} - 1)f_{cr} A_{cs} \sin \alpha_c + \mu(\sigma_n A_c - (n_{ch} - 1)f_{cr} A_{cs} \cos \alpha_c) \tag{A.19}$$

Adotando-se um coeficiente de atrito  $\mu$  de 0,6, os valores da resistência máxima ao cisalhamento calculada conforme a Equação (A.19) apresentaram boa concordância com os resultados dos ensaios.

Baseando-se nos resultados experimentais, a resistência última ao cisalhamento das ligações com chaves depende principalmente da força normal na ligação, das pressões de contato e do atrito ao longo das superfícies de deslizamento. Através de uma regressão linear, o seguinte modelo foi desenvolvido para a previsão da força

última em um deslizamento de 5 mm das ligações com chaves em função das resistências de contato e de cisalhamento:

$$V_s = 0,2\sqrt{f_c} A_{ch} + 0,5\sigma_n A_c \quad (\text{A.20a})$$

$$V_s = 2,4\sqrt{f_c} A_{ch} + 0,5\sigma_n A_c \quad (\text{A.20b})$$

com:

$f_c$  e  $\sigma_n$  em *psi*

$A_{ch}$  e  $A_c$  em *in*<sup>2</sup>

onde:

$A_{ch}$  é a área da seção transversal da parte da ligação referente às chaves e  $A_c$  é a área da seção transversal referente a todo o comprimento da ligação.

Os resultados da resistência última ao cisalhamento calculada pela Equação (A.20) tiveram uma boa concordância com os valores experimentais.