

**LIGAÇÕES VIGA-PILAR DE ESTRUTURAS  
DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO:  
ANÁLISE COM ÊNFASE NA DEFORMABILIDADE  
AO MOMENTO FLETOR**

**Anamaria Malachini Miotto**

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

**ORIENTADOR: Prof. Dr. Mounir Khalil El Debs**

São Carlos  
2002

**Ao meu pai Laert, minha mãe Maria de Lourdes,  
minhas irmãs Aline e Denise e minha avó Lucinda.**

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por estar sempre presente ao meu lado.

Ao Prof. Mounir Khalil El Debs, pela objetiva e fundamental orientação e sobretudo pela sua amizade.

Ao Prof. João Bento de Hanai, pela orientação no início do trabalho e pela sua amizade.

Aos meus pais e às minhas irmãs, por tudo que fizeram por mim como pessoa e profissional. A quem eu devo tudo o que sou.

Às amigas, Andréa Reis, Suzana Campana e Vanessa Castilho, pelo carinho, incentivo e paciência com que me confortaram nos momentos mais difíceis.

Aos demais amigos e colegas, em especial, Kristiane, Luciana, Tatiana, Osvaldo, Rejane, Aline, Mônica, Fabiana e Joel, pelo grande apoio e maravilhosa convivência nesses anos.

Ao colega Marcelo de Araújo Ferreira, pelas inúmeras contribuições.

Ao Engenheiro Luís Vicente e aos técnicos Amauri, Jorge, Mário, Mauri, Valdir, João, Juliano e Fabiano do Laboratório de Estruturas da EESC-USP, pelo auxílio prestado na realização dos ensaios físicos.

À empresa Premoldados Protendit, pelo apoio e fornecimento das lajes pré-moldadas utilizadas nos ensaios.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, especialmente a Rosi Aparecida Jordão Rodrigues e Maria Nadir Minatel pela eficiência nos serviços prestados e também pelo carinho.

À FAPESP, pelo apoio financeiro concedido.

A todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho.

# SUMÁRIO

<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	vi
<b>ABSTRACT</b> .....	vii
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1 Considerações iniciais .....	1
1.2 Objetivos .....	7
1.3 Metodologia .....	7
1.4 Apresentação do trabalho .....	8
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	10
2.1 Deformabilidade das ligações .....	10
2.1.1 Definição .....	10
2.1.2 Determinação da relação momento fletor-rotação .....	12
2.1.3 Método dos Componentes .....	14
2.2 Estudos encontrados na literatura .....	20
2.2.1 Ensaio físicos em ligações .....	20
2.2.2 Método dos componentes .....	31
2.2.2.1 Mecanismos básicos de deformação .....	31
2.2.2.2 Modelos mecânicos e analíticos .....	40
2.2.3 Simulações numéricas em ligações semi-rígidas .....	47
<b>3 DEFINIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL</b> .....	49
3.1 Ligação viga-pilar nº1 .....	49
3.1.1 Considerações iniciais .....	49
3.1.2 Simulações numéricas .....	49
3.1.3 Programa experimental .....	63
3.2 Ligação viga-pilar nº2 .....	64
3.2.1 Considerações iniciais .....	64
3.2.2 Programa experimental .....	65
3.3 Quadro resumo do programa experimental .....	65
<b>4 PROGRAMA EXPERIMENTAL</b> .....	67
4.1 Ligação viga-pilar nº1 .....	67

4.1.1	Características dos modelos.....	67
4.1.2	Esquema de ensaio.....	71
4.1.3	Materiais .....	73
	4.1.3.1 <i>Concreto</i> .....	73
	4.1.3.2 <i>Aço</i> .....	74
	4.1.3.3 <i>Almofada de apoio do modelo 1.3</i> .....	76
4.1.4	Moldagem e cura dos componentes .....	77
4.1.5	Montagem do modelo .....	81
4.1.6	Instrumentação .....	82
	4.1.6.1 <i>Instrumentação interna</i> .....	83
	4.1.6.2 <i>Instrumentação externa</i> .....	85
4.1.7	Procedimento de ensaio .....	86
4.1.8	Apresentação dos resultados.....	88
	4.1.8.1 <i>Considerações iniciais</i> .....	88
	4.1.8.2 <i>Fissuração dos modelos</i> .....	89
	4.1.8.3 <i>Deformação dos modelos</i> .....	90
	4.1.8.4 <i>Determinação da curva momento-rotação</i> .....	92
	4.1.8.5 <i>Modelo 1.2</i> .....	96
	4.1.8.6 <i>Modelo 1.3</i> .....	99
	4.1.8.7 <i>Comparação entre os modelos 1.2 e 1.3</i> .....	103
	4.1.8.8 <i>Simulação numérica de estrutura típica</i> .....	105
4.2	Ligação viga-pilar nº2 .....	109
4.2.1	Características dos modelos.....	109
4.2.2	Esquema de ensaio.....	115
4.2.3	Materiais .....	117
	4.2.3.1 <i>Concreto</i> .....	117
	4.2.3.2 <i>Graute</i> .....	120
	4.2.3.3 <i>Aço</i> .....	123
4.2.4	Moldagem e cura dos elementos.....	125
4.2.5	Montagem do modelo .....	131
4.2.6	Preenchimento dos furos das vigas e espaços entre as vigas e o pilar	133
4.2.7	Posicionamento das lajes.....	133
4.2.8	Preenchimento dos furos dos pilares .....	134
4.2.9	Preenchimento dos espaços entre as lajes e o pilar .....	135
4.2.10	Moldagem e cura da capa de concreto.....	136
4.2.11	Instrumentação .....	138
	4.2.11.1 <i>Instrumentação interna</i> .....	138

4.2.11.2	<i>Instrumentação externa</i> .....	142
4.2.12	Procedimento de ensaio .....	145
4.2.12.1	<i>Modelo 2.1</i> .....	146
4.2.12.2	<i>Modelo 2.2</i> .....	147
4.2.13	Apresentação dos resultados .....	149
4.2.13.1	<i>Considerações iniciais</i> .....	149
4.2.13.2	<i>Fissuração dos modelos</i> .....	149
4.2.13.3	<i>Determinação da curva momento-rotação</i> .....	153
4.2.13.4	<i>Modelo 2.1</i> .....	158
4.2.13.5	<i>Modelo 2.2</i> .....	162
4.2.13.6	<i>Simulação numérica de estrutura típica</i> .....	168
<b>5</b>	<b>MODELOS ANALÍTICOS PARA AS LIGAÇÕES</b> .....	<b>177</b>
5.1	Considerações iniciais.....	177
5.2	Ligação viga-pilar nº1 .....	177
5.2.1	Considerações iniciais.....	177
5.2.2	Protótipo 1.2.....	178
5.2.3	Protótipo 1.3.....	180
5.3	Ligação viga-pilar nº2 .....	181
5.3.1	Considerações iniciais.....	181
5.3.2	Momento fletor negativo.....	181
5.3.3	Momento fletor positivo.....	186
5.4	Síntese dos modelos .....	191
<b>6</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	<b>196</b>
6.1	Considerações iniciais.....	196
6.2	Ligação viga-pilar nº1 .....	196
6.2.1	Comparação com as simulações numéricas .....	196
6.2.1.1	<i>Considerações iniciais</i> .....	196
6.2.1.2	<i>Modelagem</i> .....	197
6.2.1.3	<i>Resultados</i> .....	199
6.2.2	Comparação com o modelo analítico .....	206
6.2.3	Considerações sobre a análise dos resultados da ligação nº1 .....	209
6.3	Ligação viga-pilar nº2 .....	211
6.3.1	Comparação com as simulações numéricas .....	211
6.3.1.1	<i>Considerações iniciais</i> .....	211
6.3.1.2	<i>Modelagem</i> .....	212
6.3.1.3	<i>Resultados</i> .....	214

6.3.2	Comparação com o modelo analítico .....	218
6.3.3	Considerações sobre a análise dos resultados da ligação nº2 .....	223
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES .....</b>	<b>226</b>
7.1	Considerações finais .....	226
7.2	Conclusões.....	227
7.3	Sugestões para pesquisas futuras .....	230
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>		
APÊNDICE 1 - Dimensionamento dos modelos da ligação nº1		
APÊNDICE 2 - Dimensionamento dos modelos da ligação nº2		

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a_b$	- alongamento do chumbador;
$A$	- área;
$A_0$	- área da superfície de apoio efetiva do elastômero;
$A_{c,ef}$	- área de concreto efetiva;
$A_s$	- área da armadura de continuidade;
$A_{sb}$	- área da seção transversal do chumbador;
$b$	- largura de seção transversal;
$b_p$	- largura do pilar;
$d$	- altura útil;
$D_m$	- deformabilidade ao momento fletor da ligação;
$D_{njg}$	- deformabilidade da junta em m/MPa [BARBOZA (2002)];
$D_{njs}$	- deformabilidade à compressão da junta viga/consolo;
$e$	- espaço entre a viga e o consolo;
$e_j$	- espessura da junta;
$E$	- módulo de elasticidade do material;
$E_a$	- módulo de elasticidade da argamassa da almofada;
$E_{a2}$	- módulo de elasticidade da almofada depois da fissuração do modelo;
$E_{ainicial}$	- módulo de elasticidade da almofada antes da fissuração do modelo;
$E_{ccapa}$	- módulo de elasticidade do concreto da capa;
$E_{ccapat}$	- módulo de elasticidade do concreto da capa à tração;
$E_{cse}$	- módulo de elasticidade secante equivalente;
$E_g$	- módulo de elasticidade do graute;
$E_{gt}$	- módulo de elasticidade do graute à tração;
$E_s$	- módulo de elasticidade do aço;
$f$	- flecha do consolo;



$f_1$	- resistência à tração para um estado de tensão hidrostática bi-axial;
$f_2$	- resistência à compressão para um estado de tensão hidrostática bi-axial;
$f_c$	- resistência do concreto à compressão axial;
$f_{cb}$	- resistência do concreto à compressão bi-axial;
$f_{cc}$	- valores da resistência dos concretos nos quais o chumbador está inserido;
$f_{ccapa}$	- resistência da capa de concreto à compressão;
$f_{ccapat}$	- resistência do concreto da capa à tração direta;
$f_{ccapat,sp}$	- resistência do concreto da capa à tração indireta;
$f_{cg}$	- resistência do graute à compressão;
$f_{cgt}$	- resistência do graute à tração direta;
$f_{cgt,sp}$	- resistência do graute à tração indireta;
$f_{ct}$	- resistência do concreto à tração direta;
$f_{ct,sp}$	- resistência do concreto à tração indireta;
$f_t$	- resistência à tração axial;
$f_u$	- resistência última do aço;
$f_y$	- resistência ao escoamento do aço;
$f_{yb}$	- resistência ao escoamento do chumbador;
$F$	- força aplicada no modelo;
$F$	- função do estado de tensões principais ( $\sigma_{xp}$ , $\sigma_{yp}$ , $\sigma_{zp}$ );
$F_a$	- força de reação no plano horizontal;
$F_b$	- força atuante nos chumbadores;
$F_c$	- resultante de compressão;
$F_i$	- força na mola $i$ ;
$F_r$	- força de reação no plano vertical;
$F_t$	- resultante de tração;
$F_{vy}$	- força responsável pela formação da segunda rótula plástica no chumbador;
$G$	- módulo de deformação transversal;

$h$	- altura de seção transversal;
$h_a$	- espessura da almofada de apoio;
$h_{ef}$	- altura efetiva;
$h_\ell$	- altura livre;
$I_1$	- momento de inércia no estádio I;
$I_2$	- momento de inércia no estádio II;
$I_b$	- momento de inércia da barra;
$K_i$	- coeficiente de rigidez do componente $i$ ;
$K_m$	- rigidez ao momento fletor da ligação;
$M$	- momento fletor atuante na ligação;
$M_1$	- momento de tombamento da estrutura;
$M_2$	- momento de segunda ordem, causado pelos deslocamentos horizontais;
$M_f$	- momento de fissuração;
$M_y$	- momento de plastificação;
$M_u$	- momento último;
$p$	- pressão de contato;
$S$	- superfície de ruptura;
$w$	- abertura da fissura;
$x$	- posição da linha neutra de seção transversal;
$x_1$	- posição da linha neutra de seção transversal no estádio I;
$x_2$	- posição da linha neutra de seção transversal no estádio II;
$x_3$	- posição da linha neutra de seção transversal no estádio III;
$x_c$	- comprimento da região comprimida do consolo;
$z$	- braço de alavanca;

### Letras gregas

$\alpha_{crit}$	- ângulo de inclinação limite do chumbador;
$\delta$	- deslocamento devido à deformação por compressão do concreto;
$\delta_t$	- deslocamento devido à deformação por tração do concreto da capa;
$\Delta_i$	- deformação da mola $i$ ;

$\Delta l_j$	- leitura do defletômetro;
$\Delta l_{cj}$	- encurtamento da junta vertical;
$\Delta l_{hv}$	- deslocamento horizontal da viga;
$\epsilon_c$	- deformação por compressão;
$\epsilon_{ccapat}$	- deformação por tração do concreto da capa;
$\epsilon_{cmt}$	- deformação média por tração no concreto;
$\epsilon_j$	- deformação da junta;
$\epsilon_{sm}$	- deformação média no aço na seção fissurada;
$\epsilon_y$	- deformação de escoamento do aço;
$\phi$	- rotação da ligação;
$\phi$	- diâmetro;
$\phi_b$	- diâmetro do chumbador;
$\gamma_z$	- coeficiente de instabilidade;
$l$	- comprimento;
$l_0$	- comprimento livre do chumbador;
$l_c$	- comprimento do consolo;
$l_d$	- comprimento do dente gerber;
$l_e$	- distância do chumbador mais tracionado à extremidade oposta do consolo;
$l_{emb}$	- comprimento de embutimento do chumbador;
$l_p$	- comprimento do chumbador, considerado no cálculo do deslocamento horizontal;
$l_s$	- comprimento de contribuição do chumbador;
$l_{s,max}$	- comprimento máximo limite para a ocorrência de uma fissura;
$l_v$	- comprimento da viga;
$l_\phi$	- distância do chumbador menos tracionado à extremidade livre do consolo;
$\lambda_{\tau,lig}$	- deformabilidade ao cisalhamento da ligação;
$\nu$	- coeficiente de Poisson;
$\rho_{s,ef}$	- taxa efetiva de armadura;
$\sigma_c$	- tensão de compressão;

- $\sigma_{ccapat}$  - tensão de tração no concreto da capa;
- $\sigma_{cj}$  - tensão de compressão atuante na junta;
- $\sigma_{sb}$  - tensão atuante no chumbador;
- $\tau$  - tensão de aderência;
- $\mu$  - coeficiente de atrito entre as superfícies em contato.

## RESUMO

MIOTTO, A. M. (2002). *Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor*. São Carlos. Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

No presente trabalho foram estudadas duas ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com ênfase na deformabilidade ao momento fletor. A primeira é muito utilizada em galpões com sistema estrutural de pórticos para telhado com duas águas. A segunda é utilizada em estruturas de edifícios com múltiplos pavimentos.

Foram realizados ensaios físicos em dois modelos de cada tipo de ligação. Com base nos resultados experimentais, foram propostos modelos analíticos, baseados no Método dos Componentes, e realizadas simulações numéricas, baseadas no Método dos Elementos Finitos, através dos quais determinou-se a curva momento-rotação das ligações em estudo. As curvas momento-rotação teóricas, para as duas ligações estudadas, ficaram bastante próximas das experimentais.

De acordo com os resultados, pode-se dizer que a primeira ligação teve um comportamento próximo ao de uma ligação perfeitamente rígida. Isso porque, para uma estrutura típica, ela transmitiu mais de 90% do momento equivalente ao de uma estrutura monolítica. A segunda ligação também garantiu uma boa transferência de momento fletor. Observou-se que, ao considerar a semi-rigidez dessa ligação na análise estrutural, há uma redução significativa no momento na base dos pilares mais solicitados, o que permite uma redução na armadura dos pilares e nas dimensões da fundação.

Palavras-chave: estruturas de concreto, concreto pré-fabricado, concreto pré-moldado, ligações, deformabilidade, semi-rigidez, pórticos planos.

## **ABSTRACT**

MIOTTO, A. M. (2002). *Precast concrete beam-to-column connections: emphasis on the deformability analysis*. São Carlos. Tese (PhD Thesis) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The present research deals with the study of two types of precast beam-to-column connections with emphasis on the deformability analysis. The first one is extensively used in precast concrete portal frames with sloping beams. The second one is used in multi-storey framed structures.

Experimental tests on two models of each type of beam-to-column connections were done. Based on the experimental results, analytical models, based on the Component Method, were proposed and numerical simulations, based on the Finite Element Method, were developed, which provide the moment-rotation curves of the studied connections. The theoretical moment-rotation curves, for both studied connections, are in good agreement with the experimental ones.

According to the results, the first connection had almost the same behaviour of a rigid one. It transmitted about 90% of the bending moment of an equivalent monolithic structure. The second connection also transmitted a good portion of bending moment. It was observed that when its semi-rigidity is considered on the structural analysis there was a significant reduction on the column base bending moment and on the foundation dimensions.

Key-words: Concrete structures, Precast concrete, Connections, Deformability, Semi-rigidity, Portal frames.

# 1 INTRODUÇÃO

---

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Dentre as linhas de pesquisa no campo das estruturas de concreto pré-moldado destaca-se o estudo das ligações entre os seus elementos. Isso porque o conhecimento do comportamento de um sistema estrutural de concreto pré-moldado está diretamente relacionado ao conhecimento do comportamento de suas ligações, que são responsáveis, entre outros, pela redistribuição dos esforços da estrutura.

Por sua vez, as ligações são regiões de comportamento complexo, onde ocorrem concentrações de tensões, e portanto, merecem atenção especial por parte dos pesquisadores e projetistas. Segundo ORDONEZ et al. (1974), a influência das ligações na construção de concreto pré-moldado é tão preponderante que alguns especialistas afirmam que a dificuldade em seu projeto e em sua execução é que têm impedido a superação dos métodos construtivos convencionais pelos pré-moldados.

As ligações entre elementos pré-moldados, em geral, não se comportam da forma considerada na análise estrutural, onde são idealizadas de maneira a permitir ou impedir os deslocamentos relativos entre os elementos. Sabe-se que aquelas classificadas como articulações freqüentemente possuem razoáveis rigidez à flexão e resistência. Outras classificadas como rígidas podem apresentar deformações à flexão e ao cisalhamento consideráveis. Enfim, as ligações entre elementos de concreto pré-moldado apresentam uma certa deformabilidade quando solicitadas, e por isso são denominadas na literatura de *semi-rígidas*.

A deformabilidade de uma ligação refere-se à perda de sua forma original quando a estrutura é solicitada. Para o caso de uma ligação viga-pilar solicitada a momento

fletor, a deformabilidade corresponde à mudança do ângulo inicialmente formado entre a viga e o pilar.

A idealização de cálculo usualmente adotada pode ser eficaz para uma grande parcela das estruturas de concreto pré-moldado, mas certamente não é a mais econômica. Considerando o efeito da semi-rigidez obtém-se significantes economias ligadas à redução da mão de obra necessária para a realização de ligações rígidas ou à redução das dimensões da estrutura no caso de ligações articuladas.

Apesar do conceito de ligações semi-rígidas datar do começo do século - os primeiros estudos sobre o tema são atribuídos a Wilson e Moore que em 1917 realizaram testes para determinar a rigidez de ligações viga-pilar rebitadas em estruturas metálicas - a incorporação do comportamento real da ligação na análise estrutural tem sido evitada devido a um aumento na complexidade dos cálculos e também a uma falta de dados suficientes e confiáveis.

Ao se projetar estruturas semi-rígidas, a rigidez das ligações se torna um parâmetro de projeto. Para estruturas nas quais o esforço predominante é o momento fletor, esse parâmetro é descrito pela curva momento-rotação da ligação.

A maneira mais precisa de se determinar a curva momento-rotação de uma ligação é a experimentação em laboratórios. O uso dessa técnica, que requer dinheiro e tempo, é basicamente limitado a atividades científicas e pode conseqüentemente não ser diretamente aplicável na prática corrente. Portanto, também devem ser definidos métodos capazes de determinar o comportamento nodal sob carregamentos estáticos e cíclicos para o uso em projeto.

Um pré-requisito para o desenvolvimento de um modelo confiável para a ligação é o conhecimento das diferentes fontes de deformação e resistência dessa ligação. Esse é o objetivo do Método dos Componentes, que permite a determinação da deformabilidade e da resistência de uma ligação através da associação de seus mecanismos de deformação e resistência, respectivamente. A vantagem desse método é que um engenheiro é capaz de calcular as propriedades mecânicas de qualquer ligação pela sua decomposição em seus componentes relevantes.



CHEFDEBIEN (1996) afirma que o desenvolvimento de modelos, devidamente calibrados por meio de resultados experimentais, capazes de simular o comportamento das ligações pré-moldadas, parece ser uma tendência bastante atrativa. Porém, essa é uma tarefa difícil devido à multiplicidade de interfaces e materiais utilizados.

Uma outra opção é a realização de simulações numéricas através da utilização de programas de computador baseados no Método dos Elementos Finitos.

Na década de 70 Krishnamurthy deu início ao desenvolvimento de modelos de ligações em 3D através do Método dos Elementos Finitos, na área das estruturas metálicas. Atualmente, existem tanto programas acadêmicos quanto comerciais capazes de simular quase todos os fenômenos complexos: atrito, escorregamento, contato, interação parafuso-concreto, aderência, entre outros. Entretanto, ainda existem dificuldades na elaboração de um modelo de elementos finitos capaz de representar de maneira precisa o comportamento real da ligação sem, contudo, exigir grande esforço e custo computacional. No caso de ligações entre elementos de concreto pré-moldado há ainda um agravante: a modelagem do particular comportamento do concreto (não-linearidade física), que tem sido motivo de muita pesquisa.

A adequação de modelos que permitam a determinação do comportamento de ligações com diferentes geometrias e carregamentos é uma ferramenta valiosa, porém esses modelos precisam ser calibrados com ensaios experimentais.

Pelo que se conhece, estudos experimentais mais abrangentes e com divulgação mais expressiva em ligações entre elementos de concreto pré-moldado foram iniciados na década de 60, através da realização de um programa de pesquisa experimental desenvolvido pela Portland Cement Association (PCA).

Na Europa, América do Norte e Japão existem resultados experimentais para uma grande parte de configurações de ligações (metálicas, mistas e pré-moldadas). No Brasil, particularmente no caso das estruturas de concreto pré-moldado, não existe essa ampla disponibilidade de dados. Na EESC-USP a pesquisa em ligações foi iniciada por BALLARIN (1993) que escreveu um estado-da-arte, reuniu as bases de

fundamentação teórica e apresentou as principais necessidades de pesquisa nessa área no Brasil.

FERREIRA (1993) em sua dissertação de mestrado desenvolveu analiticamente algumas expressões para a determinação da deformabilidade de alguns tipos de ligações pré-moldadas. Mais recentemente, FERREIRA (1999) realizou um estudo experimental sobre dois tipos de ligações pré-moldadas onde foram observados seus comportamentos à torção, cisalhamento e flexão. Dessa forma, as expressões primeiramente apresentadas em FERREIRA (1993) foram aperfeiçoadas com base nos resultados obtidos através do estudo experimental.

SOARES (1998) em sua dissertação de mestrado avaliou teórica e experimentalmente a deformabilidade à flexão da ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador, encontrada em galpões pré-moldados (Figura 1.1).

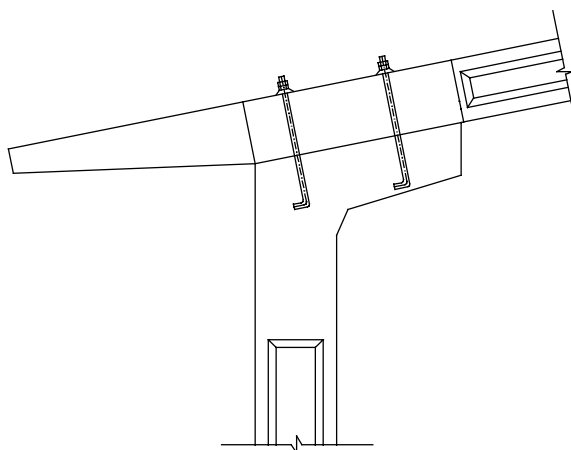


Figura 1.1 - Ligação viga-pilar estudada por SOARES (1998) (Ligação nº1).

BARBOZA (2002) em sua tese de Doutorado apresenta uma análise teórico-experimental do comportamento de juntas de argamassa solicitadas à compressão, com o objetivo 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 material flexível.

Dando continuidade à linha de pesquisa do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, em particular ao estudo desenvolvido por SOARES (1998),

o presente trabalho destina-se ao estudo da *deformabilidade* de duas ligações viga-pilar de concreto pré-moldado.

A primeira, conforme ilustra a Figura 1.1, é executada sobre consolo com chumbadores, muito utilizada em galpões com sistema estrutural de pórticos para telhado com duas águas.

A segunda ligação, apresentada na Figura 1.2, foi definida em conjunto com a empresa Premoldados Protendit, interessada em desenvolver um estudo em conjunto com a Escola de Engenharia de São Carlos EESC-USP.

Essa ligação não é igual a que vem sendo executada na prática, mostrada na Figura 1.3. De acordo com os fabricantes, o tipo de ligação que vem sendo executada é considerado pelos projetistas como articulação, pois o pilar tem um comportamento de pilar isolado, sem transferir momento fletor (Figura 1.3).

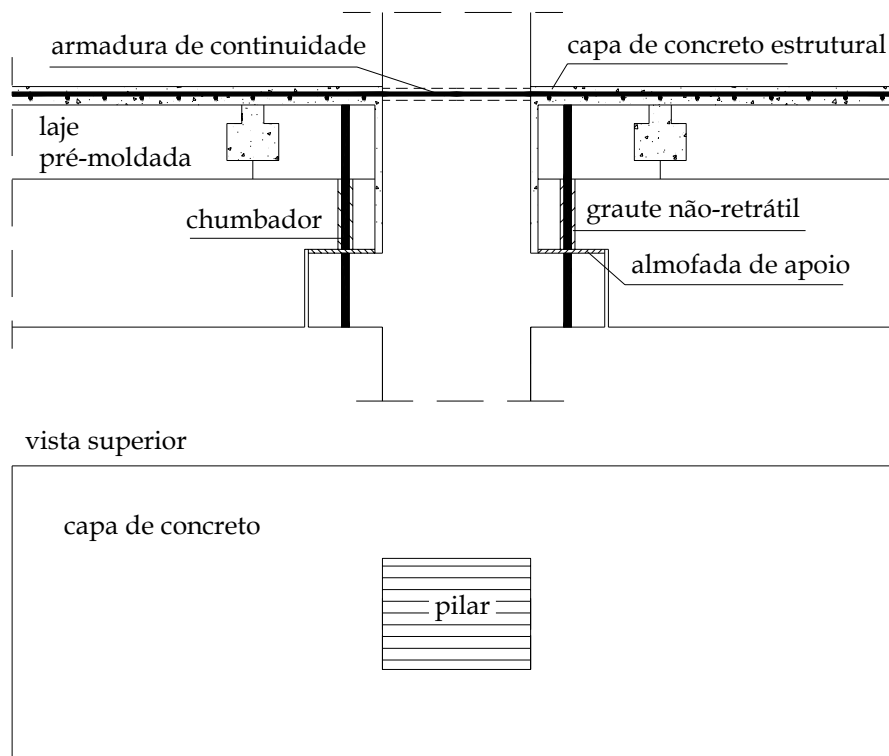


Figura 1.2 - Ligação viga-pilar n.º 2.

Na ligação apresentada na Figura 1.2, a presença da armadura longitudinal, passando dentro e ao redor do pilar, e do concreto de preenchimento garante a transmissão de momento fletor, que deve ser quantificada através do

desenvolvimento do presente trabalho. Essa transferência de esforços, mesmo que parcial, é bastante importante pois permite reduções nas seções transversais dos pilares, que deixariam de se comportar como um único elemento engastado na base. Cabe ressaltar que para isso, ou seja, para a execução da ligação nº2 (apresentada na Figura 1.2) não são necessárias mudanças significativas no trabalho de campo e nem mesmo na fábrica.

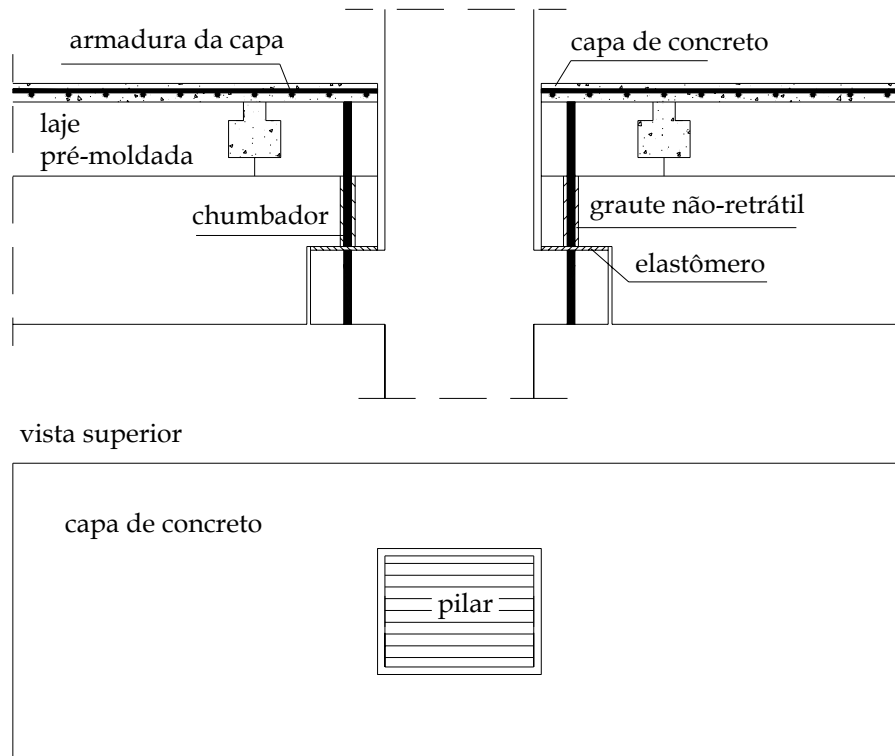


Figura 1.3 - Ligação viga-pilar utilizada correntemente.

O interesse no estudo desses dois tipos de ligação viga-pilar é justificado pela grande utilização das ligações nº1 e nº2 na Indústria de Estruturas de Concreto Pré-moldado no Brasil. A primeira, em estruturas de galpões com telhado com duas águas cujo sistema construtivo tem sido disseminado enormemente, sobretudo entre os fabricantes que já produziam elementos leves, como elementos pré-fabricados para lajes de forro e piso. E a segunda em estruturas com mais de um pavimento, destinadas a construção de fábricas, indústrias e até edifícios comerciais.

Conforme já adiantado, o estudo da ligação nº1 foi iniciado por SOARES (1998) que realizou um ensaio em um modelo da ligação. Porém, como pode ser observado nas sugestões para pesquisas futuras do trabalho de SOARES (1998), se faz necessária a

continuação da investigação científica para que se possa tornar o estudo desse tipo de ligação mais abrangente.

## 1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal do presente trabalho é avançar o conhecimento a respeito do comportamento de dois tipos de ligações entre elementos de concreto pré-moldado. Para isso estabeleceram-se os seguintes objetivos específicos:

- ✓ Contribuir para a sistematização dos conhecimentos teóricos existentes sobre a deformabilidade de ligações em estruturas de concreto pré-moldado;
- ✓ Aumentar a quantidade de dados disponíveis sobre o comportamento ao momento fletor, no que diz respeito à rigidez e à resistência, de duas ligações viga-pilar bastante utilizadas no Brasil, através da realização de ensaios sobre modelos físicos;
- ✓ Aplicar modelos numéricos, baseados no Método dos Elementos Finitos, para avaliar o comportamento das ligações estudadas e calibrá-los através dos resultados experimentais;
- ✓ Avaliar o comportamento dos mecanismos de deformação e resistência presentes nessas ligações e a sua influência no comportamento global da ligação;
- ✓ E por último, propor modelos analíticos para a determinação da relação momento fletor-rotação dessas ligações a fim de contribuir para a viabilização da análise das estruturas de concreto pré-moldado considerando a deformabilidade de suas ligações.

## 1.3 METODOLOGIA

Para atingir os objetivos mencionados no item anterior foi utilizada a seguinte metodologia de trabalho:

a) Definição das ligações viga-pilar a serem estudadas

A determinação das ligações a serem estudadas foi feita com base numa pesquisa sobre as ligações utilizadas no Brasil. Essa pesquisa foi iniciada por SOARES (1998), através da qual se definiu a ligação nº1, e foi concluída no Doutorado. Durante a

realização desse levantamento foi estabelecido um contato com a empresa Premoldados Protendit, a partir do qual definiu-se a ligação nº2.

#### b) Revisão bibliográfica

Através da revisão bibliográfica foi realizado um levantamento dos conhecimentos teóricos e experimentais existentes na literatura técnica sobre a deformabilidade de ligações em estruturas de concreto pré-moldado.

#### c) Simulações numéricas

Protótipos das ligações em estudo foram modelados numericamente, através da utilização do programa ANSYS 5.5, que tem o Método dos Elementos Finitos como base para o seu sistema de análise. Com a realização das simulações foi avaliada a influência de diversos parâmetros no comportamento das ligações, a fim de auxiliar a definição do programa experimental. Posteriormente, esses modelos foram calibrados com base nos resultados experimentais.

#### d) Ensaios físicos

Foram realizados ensaios físicos em protótipos das ligações para a obtenção do comportamento real, explorando os parâmetros de influência mais significativos de acordo com a simulação numérica. Durante a execução dos ensaios foi observado o comportamento dos mecanismos básicos de deformação e resistência, assim como o comportamento global das ligações.

#### e) Análise dos resultados

Foram feitas análises dos resultados obtidos com os ensaios físicos, principalmente no que diz respeito aos mecanismos de deformação e resistência das ligações. Conhecidos esses mecanismos propôs-se modelos analíticos para a determinação da relação momento fletor-rotação e da resistência das ligações estudadas.

### **1.4 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO**

O presente trabalho foi dividido em 7 capítulos, cujos conteúdos são resumidos a seguir:

No *capítulo 1* é feita uma breve introdução ao tema da pesquisa desenvolvida, sendo apresentadas as duas ligações viga-pilar de concreto pré-moldado estudadas. Nesse capítulo também são listados os objetivos do presente trabalho e a metodologia utilizada para alcançá-los.

No *capítulo 2* apresenta-se a revisão bibliográfica realizada. Ambos a fundamentação teórica e os estudos encontrados na literatura (considerados pertinentes) são apresentados nesse capítulo.

O *capítulo 3* apresenta a definição do programa experimental, enquanto que, no *capítulo 4* é apresentado o programa experimental propriamente dito, onde estão descritos as características dos modelos, os esquemas de ensaio, os materiais utilizados, a moldagem e montagem dos modelos, a instrumentação utilizada, os procedimentos de ensaio e os resultados obtidos.

No *capítulo 5* são apresentados os modelos analíticos propostos para a determinação das curvas momento fletor-rotação das ligações estudadas.

No *capítulo 6* é desenvolvida a análise dos resultados. Nesse capítulo também são apresentadas as simulações numéricas e as comparações entre os resultados experimentais e os teóricos, obtidos através dos modelos analíticos e das simulações numéricas.

O *capítulo 7* traz as considerações finais, as conclusões do trabalho e ainda algumas sugestões para pesquisas futuras envolvendo o tema abordado.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 DEFORMABILIDADE DAS LIGAÇÕES

Conforme apresentado no capítulo 1, o presente trabalho refere-se ao estudo da deformabilidade de dois tipos de ligação viga-pilar utilizados na Indústria Brasileira de Estruturas de Concreto Pré-moldado. Ao longo do desenvolvimento do trabalho foi dada ênfase à avaliação da *deformabilidade ao momento fletor* de ambas as ligações estudadas, uma vez que esse é o esforço predominante nos respectivos sistemas estruturais.

#### 2.1.1 Definição

Segundo EL DEBS (2000), a deformabilidade de uma ligação é definida como o deslocamento relativo entre os elementos que compõem a ligação, causado por um esforço unitário atuante na direção desse deslocamento. Assim, a *deformabilidade ao momento fletor* da ligação entre uma viga e um pilar está associada à rotação da viga em relação à forma indeformada do nó, conforme mostrado na Figura 2.1.

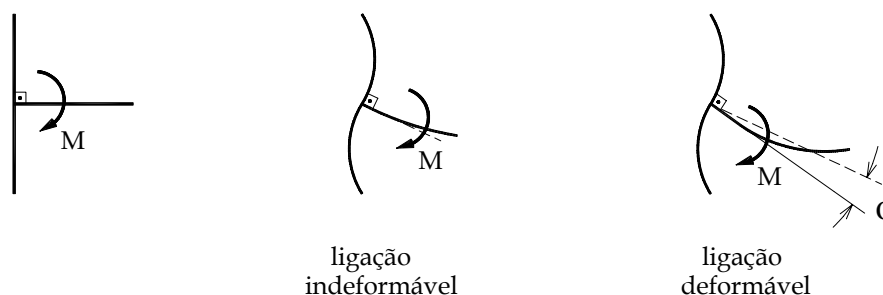


Figura 2.1 - Deformabilidade ao momento fletor em uma ligação viga-pilar [EL DEBS (2000)].

Com base na definição apresentada e na Figura 2.1, tem-se:

$$D_m = \frac{\phi}{M} \qquad K_m = \frac{M}{\phi} \qquad (2.1)$$



onde:

$D_m$  - deformabilidade ao momento fletor da ligação;

$\phi$  - rotação da ligação;

$M$  - momento fletor atuante na ligação;

$K_m$  - rigidez ao momento fletor da ligação.

A maneira usualmente empregada para representar a deformabilidade ao momento fletor de uma ligação é através da sua relação momento fletor-rotação, ou apenas momento-rotação. Na Figura 2.2 são mostrados os diagramas momento fletor-rotação de uma ligação perfeitamente rígida, perfeitamente articulada e semi-rígida.

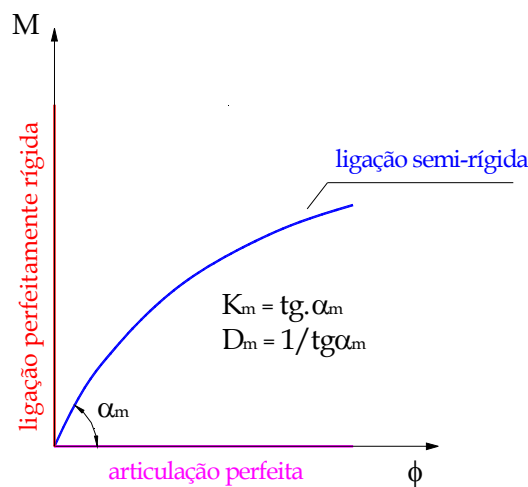


Figura 2.2 - Curvas momento fletor-rotação.

O conhecimento das curvas momento fletor-rotação das ligações, ou pelo menos uma aproximação adequada de seus parâmetros-chave, é um pré-requisito para que o comportamento da ligação semi-rígida seja levado em consideração no projeto estrutural. Segundo BERNUZZI et al. (1991a), sob carregamento monotônico os seguintes parâmetros, representados na Figura 2.3, podem caracterizar o comportamento de uma ligação semi-rígida sob momento fletor:

- Rigidez inicial  $K_{ini}$ ;
- Momento limite de proporcionalidade  $M_{ini}$ ;
- Momento de plastificação  $M_y$  e a rotação correspondente  $\phi_y$ ;
- Rigidez no trecho plástico,  $K_y$ ;
- Momento e rotação últimos  $M_u$  e  $\phi_u$ ;
- Rigidez ao descarregamento  $K_{des}$ ;

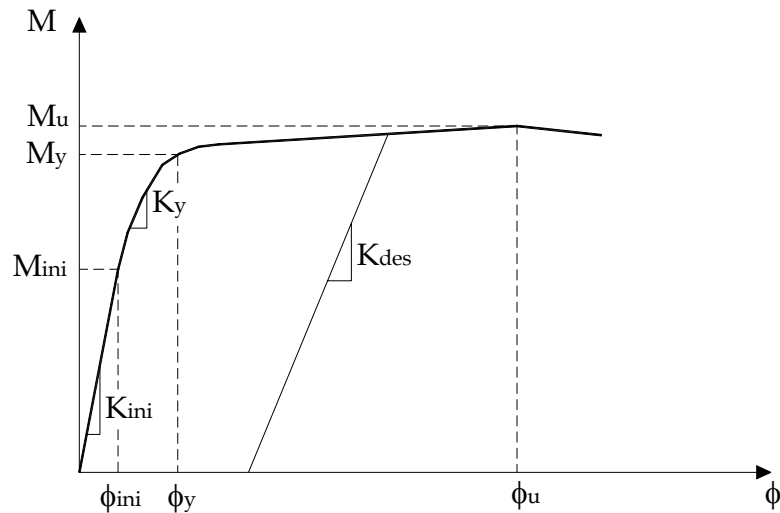


Figura 2.3 - Curva momento fletor-rotação: parâmetros [BERNUZZI et al. (1991a)].

### 2.1.2 Determinação da relação momento fletor-rotação

A deformabilidade de uma ligação pode ser determinada através de *ensaios físicos* e *modelagem matemática*.

A melhor forma de se determinar a deformabilidade e a resistência das ligações é a experimentação em laboratórios. O uso dessa técnica, a qual requer dinheiro e tempo, é basicamente limitada a atividades científicas e pode, conseqüentemente, não ser diretamente aplicável na prática. Portanto, devem ser definidos métodos capazes de determinar o comportamento nodal sob carregamentos estáticos e cíclicos para o uso em projeto. Segundo JASPART & MAQUOI (1992), a maioria dos modelos matemáticos conhecidos podem ser classificados em:

#### a. Aproximação a uma curva (“curve fitting”)

Esse método consiste na aproximação da curva momento fletor-rotação, obtida experimentalmente ou através de simulações numéricas, a uma representação matemática, com a possibilidade de associar os coeficientes da representação matemática com os parâmetros físicos da ligação.

Expressões matemáticas são precisas e têm a vantagem de serem extremamente simples e imediatamente implementáveis em programas de análise estrutural.

Porém, são limitadas a ligações similares às utilizadas na calibração da fórmula, não sendo capazes de reconhecer que, dependendo dos parâmetros geométricos e mecânicos, o tipo de comportamento da ligação, assim como, a contribuição de cada componente no seu comportamento global, pode mudar significativamente.

#### b. Análise via Método dos Elementos Finitos

A determinação da curva momento-rotação da ligação é realizada através de simulações numéricas com base no Método dos Elementos Finitos. Esse método é capaz de simular o comportamento não-linear e tridimensional das ligações, incluindo problemas de ação de chumbadores, contato, escorregamento, etc.

Apesar de estar sendo utilizado desde os anos 70 para simular o comportamento de ligações viga-pilar em estruturas metálicas, os problemas inerentes ao desenvolvimento dos modelos ainda não foram totalmente solucionados. Dessa forma, sua utilização é feita basicamente por parte de pesquisadores.

#### c. Modelos mecânicos

Esse método consiste na representação da ligação através de modelos mecânicos baseados na associação de seus elementos componentes. A curva momento fletor-rotação da ligação é obtida através de uma combinação de elementos rígidos e deformáveis que representam o comportamento de cada componente da ligação, considerando que o comportamento global da ligação é o resultado da associação dos componentes isolados.

Os modelos mecânicos desenvolvidos para cada componente podem ser usados para simular diferentes configurações nodais. A não-linearidade do comportamento da ligação é considerada através da adoção de leis constitutivas não-lineares para os elementos deformáveis. Essas leis constitutivas podem ser obtidas através de ensaios físicos e simulações numéricas.

Cabe ressaltar que para o desenvolvimento desse método pode ser necessária a utilização de programas de computador para a obtenção da curva.

#### d. Modelos analíticos simplificados

Esse método pode ser considerado uma simplificação do anterior. Nesse, a curva momento-rotação da ligação é traçada através de uma representação matemática baseada em seus principais valores característicos: *deformabilidade inicial*, momento resistente de projeto, momento de plastificação, etc. Para isso é necessário o conhecimento das propriedades mecânicas e geométricas das ligações.

Para a determinação da *deformabilidade inicial* analiticamente, pode-se considerar a ligação como uma associação de seus mecanismos básicos de deformação. A deformabilidade é obtida a partir da combinação das deformações específicas de seus componentes.

O primeiro passo para avaliar a deformabilidade de uma ligação dessa maneira é idealizar a sua posição deformada. A partir dessa idealização é possível associar os mecanismos básicos de deformação.

A verificação desses modelos é feita através da comparação com dados experimentais ou com simulações numéricas. Esse método pode ser razoavelmente preciso para as ligações mais simples.

Cabe destacar que os dois últimos procedimentos (itens c e d) para a determinação da curva momento fletor-rotação de ligações deformáveis são baseados no Método dos Componentes ou *Component Method*, segundo a literatura técnica internacional.

### **2.1.3 Método dos Componentes**

Segundo o COST C1 - "*Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings*" (1996) a aplicação do método consiste nos seguintes passos:

- a. Listagem dos componentes ativos da ligação;
- b. Avaliação das características de deformação e de resistência de cada componente individual;
- c. Associação dos componentes para avaliar o comportamento da ligação como um todo.

O método dos componentes exige o conhecimento apropriado do comportamento dos componentes básicos. Combinações apropriadas desses componentes permitem a determinação do comportamento de uma grande variação de configurações de ligações, o que satisfaria as necessidades dos projetistas.

O funcionamento do método dos componentes é suficientemente geral para permitir o uso de várias técnicas para a caracterização dos componentes e para sua associação na ligação. Em particular, as características relativas à rigidez, resistência e capacidade de deformação dos componentes podem ser obtidas através de testes experimentais, simulações numéricas por meio do Método dos Elementos Finitos ou através de modelos analíticos baseados na teoria.

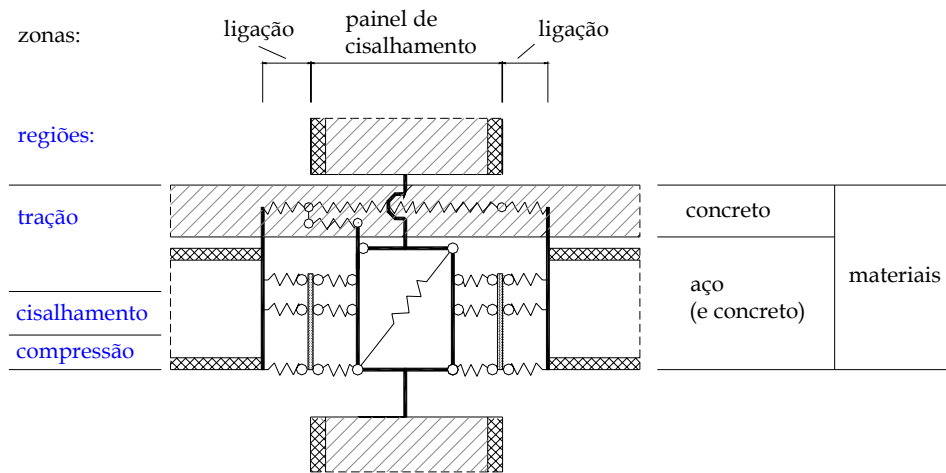
Estas características podem ser desenvolvidas com diferentes tipos de sofisticação, de acordo com os objetivos. Níveis similares de sofisticação existem também na associação dos componentes. Duas aproximações principais são utilizadas para associar os componentes. A mais precisa é a *aproximação mecânica*. Para fins de projeto, a mais útil é a *aproximação analítica*. Ambas são descritas a seguir.

a. Aproximação mecânica geral (aplicável ao item 2.1.2c)

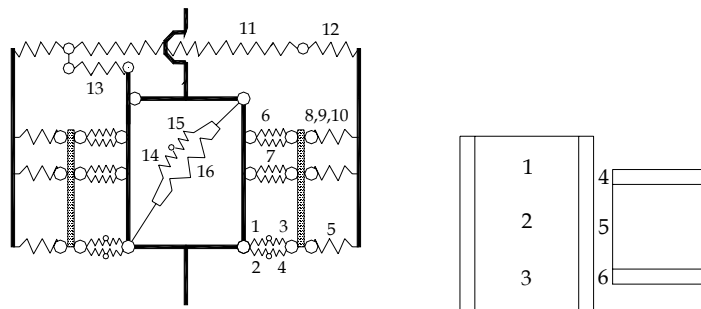
Quando uma ligação é carregada, cada um dos seus componentes constituintes são sujeitos a forças ( $F$ ) de compressão, tração ou cisalhamento e a suas respectivas deformações ( $\Delta$ ). O comportamento real desses componentes é expresso na forma de curvas  $F$ - $\Delta$  de comportamento não-linear.

Obtém-se uma representação física do comportamento local de cada componente através da adoção de um modelo de molas. Quando as características  $F$ - $\Delta$  de cada componente são conhecidas, todas as molas podem ser associadas para representar a configuração da ligação.

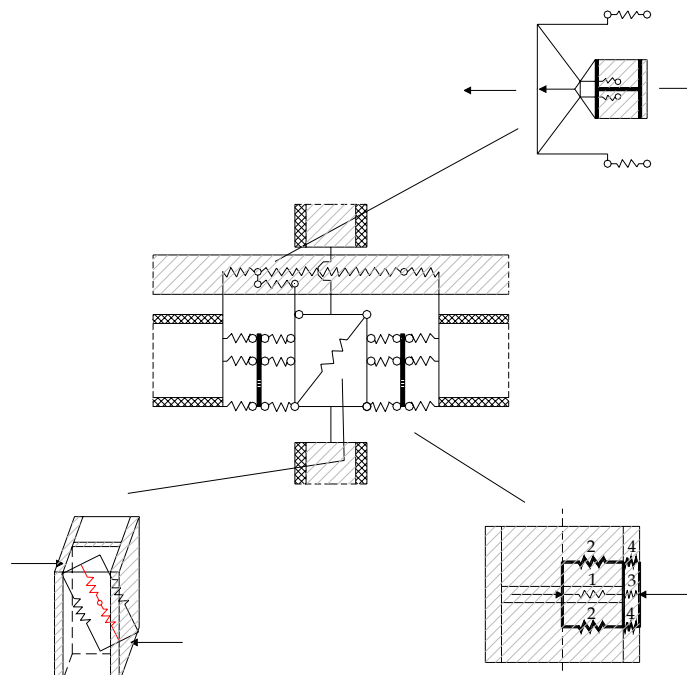
Na Figura 2.4 é representado o Modelo Mecânico de Innsbruck para ligações vigapilar-laje mistas (pilar e viga metálicos e laje de concreto) que foi desenvolvido pelo Professor Tschemmernegg e outros pesquisadores da Universidade de Innsbruck. Nesse modelo, cada componente, assim como, cada elemento enrijecedor é simulado por uma mola. Na Tabela 2.1 estão apresentados os grupos, zonas e regiões do modelo.



(a) - Regiões e zonas do modelo mecânico.



(b) - Numeração das molas e dos grupos.



(c) - Detalhamento do modelo.

Figura 2.4 - Modelo Mecânico de Innsbruck [COST C1 (1996)].

Tabela 2.1 - Modelo mecânico de Innsbruck [COST C1 (1996)].

Nº	Componente	zona	região	grupo
1	Painel interior	painel	compressão	3
2	Concreto de encamisamento	painel	compressão	3
3	Painel exterior (mesa do pilar + efeitos locais)	painel	compressão	3
4	Efeito do concreto de encamisamento na mola exterior	painel	compressão	3
5	Mesa da viga (efeitos locais), chapa de contato e de extremidade	ligação	compressão	6
6	Inclinação do painel, parte da mesa, raio do filete	painel	tração	1
7	Enrijecedor à tração	painel	tração	1
8	Mesa do pilar (enrijecida) ao momento fletor	ligação	tração	4
9	Chapa de extremidade ao momento fletor, alma da viga à tração	ligação	tração	4
10	Parafusos à tração	ligação	tração	4
11	Armadura (dentro do painel) à tração	painel / ligação	tração	1 / 4
12	Escorregamento da viga mista (interação incompleta)	painel / ligação	tração	1 / 4
13	Redireção das forças desbalanceadas	painel / ligação	tração	1 / 4
14	Painel ao cisalhamento	painel	cisalhamento	2
15	Painel ao momento fletor	painel	cisalhamento	2
16	Capa de concreto solicitada ao cisalhamento	painel	cisalhamento	2

Depois de associadas as molas, um conjunto de forças é então aplicado às extremidades da viga e do pilar para que o comportamento da ligação seja observado. Sob carregamento incremental, as forças se distribuem entre os componentes de acordo com a matriz de rigidez tangente da última configuração. Essa forma de avaliar o comportamento da ligação requer o uso de um computador para resolver as numerosas equações do processo iterativo.

Quando um grupo de molas é sujeito a uma força específica, essas podem ser combinadas em série ou em paralelo e representadas por uma só, de forma a reduzir o número de molas no modelo. Dessa forma, modelos de aparência menos complexa que o apresentado na Figura 2.4 podem ser obtidos, o que seria bastante conveniente para fins de projeto.

#### b. Procedimentos analíticos (aplicável ao item 2.1.2d)

Quando curvas não-lineares são usadas para representar o comportamento das molas nos modelos mecânicos, são necessários programas de computador para fornecer as características momento-rotação da ligação.

Entretanto, fórmulas analíticas podem ser desenvolvidas a partir desses modelos mecânicos quando algumas propriedades idealizadas de molas são adotadas. Se as molas têm um comportamento linear correspondente a sua rigidez elástica, então as rigidezes iniciais elásticas da ligação podem ser desenvolvidas analiticamente.

A seguir, na Figura 2.5, é apresentado o modelo mecânico que tem sido utilizado para avaliar a rigidez elástica de ligações mistas, segundo o Eurocode 4 (1996).

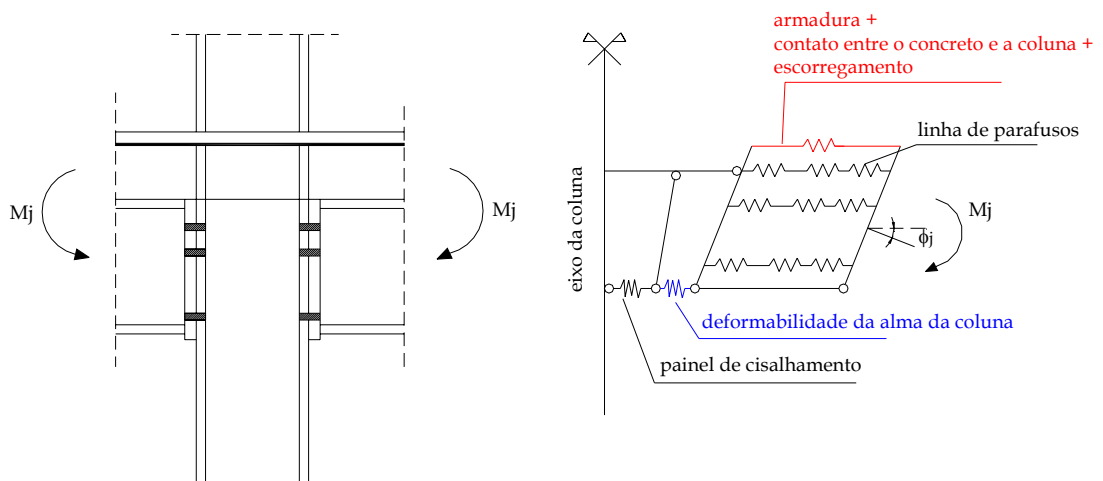


Figura 2.5 - Modelo mecânico para ligações mistas, proposto no Eurocode 4 (1996).

A rigidez inicial da ligação ( $K_{j,ini}$ ) é obtida a partir da rigidez elástica dos componentes. O comportamento elástico de cada componente é representado por uma mola. A relação força-deformação dessa mola é dada por:

$$F_i = K_i \cdot E \cdot \Delta_i \quad (2.2)$$

onde:

$F_i$  - força na mola  $i$ ;

$K_i$  - coeficiente de rigidez do componente  $i$ ;

$E$  - módulo de elasticidade do material;

$\Delta_i$  - deformação da mola  $i$ ;

A Figura 2.6a indica como o modelo de molas é adaptado para casos mais complicados, onde as forças de tração, resultantes do momento aplicado, são resistidas não apenas por uma única camada de armadura, mas por uma segunda



linha de barras ou por parafusos pertencentes à ligação metálica.

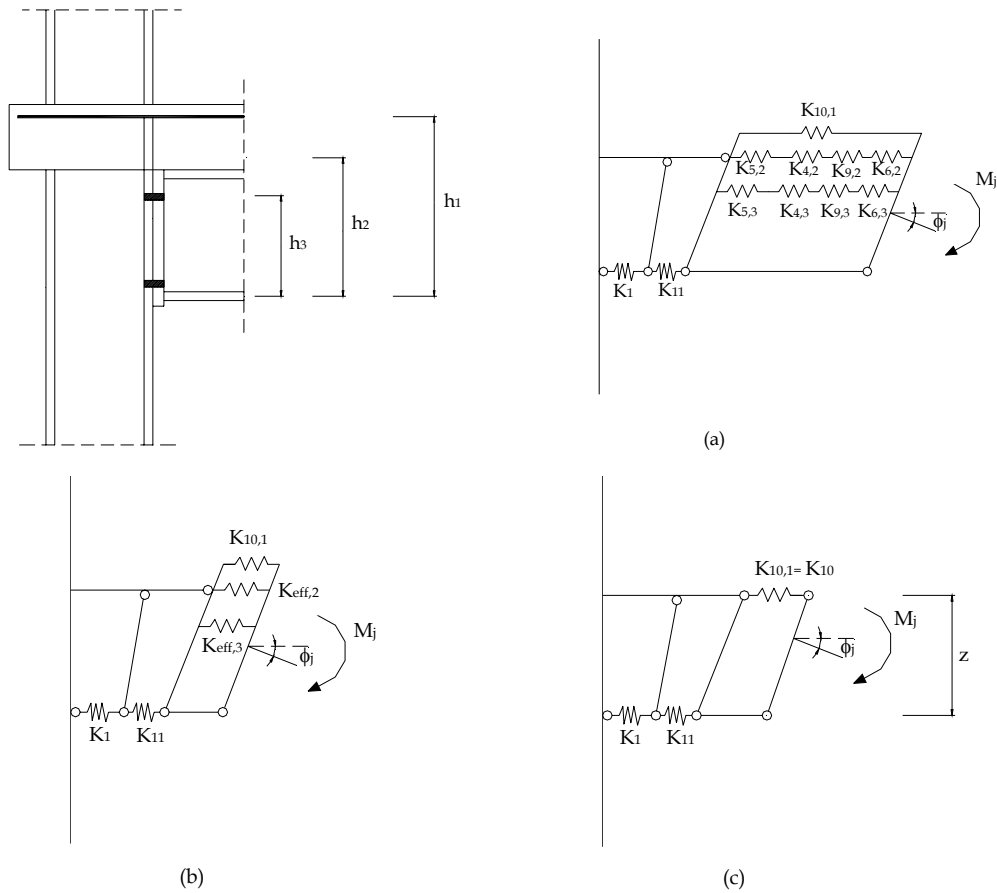


Figura 2.6 - Modelo de molas para uma ligação viga-pilar-laje com chapa soldada com duas linhas de parafusos [COST C1 (1996)].

Na Figura 2.6b é mostrado como a deformação por tração da alma do pilar, da mesa do pilar em flexão, dos parafusos tracionados e a flexão da chapa (componentes 5, 4, 9 e 6 respectivamente da Figura 2.6a) são somadas para formar uma mola efetiva para a linha de parafusos  $r$ , com um coeficiente de rigidez  $K_{eff,r}$ .

A Figura 2.6c ilustra como essas molas efetivas de cada linha de parafusos são substituídas por uma mola equivalente atuando no nível  $z$ . O coeficiente de rigidez dessa mola efetiva é  $K_{eq}$  que pode ser denominado de  $K_{10}$ .

A força em cada mola é igual a  $F_1$ ,  $F_{10}$  e  $F_{11}$ , relacionadas respectivamente com os seguintes componentes: alma do pilar solicitada ao cisalhamento, armadura longitudinal tracionada e alma do pilar (não enrijecida) à compressão associada a uma chapa de contato.

O momento  $M_j$  atuante no modelo é igual a  $M_j = F \cdot z$ , onde  $z$  é a distância entre o centro de tração, localizado no nível das barras da armadura da laje, e o centro de compressão, considerado no centro da mesa inferior da viga. A rotação na ligação é dada pela expressão 2.3:

$$\phi_j = \frac{(\Delta_1 + \Delta_{11} + \Delta_{10})}{z} \quad (2.3)$$

onde:

$\Delta_{1/11/10}$  - deformação das molas 1/11/10, respectivamente.

Em outras palavras, a rigidez inicial da ligação da Figura 2.6 pode ser determinada analiticamente através da expressão 2.4:

$$K_{j,ini} = \frac{M_j}{\phi_j} = \frac{F \cdot z}{\frac{\Delta_1}{z} + \frac{\Delta_{11}}{z} + \frac{\Delta_{10}}{z}} = \frac{F \cdot z^2}{\frac{F}{E} \cdot \left( \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_{11}} + \frac{1}{K_{10}} \right)} = \frac{E \cdot z^2}{\sum \frac{1}{K_i}} \quad (2.4)$$

## 2.2 ESTUDOS ENCONTRADOS NA LITERATURA

### 2.2.1 Ensaio físicos em ligações

Estudos experimentais mais abrangentes e com divulgação mais expressiva em ligações entre elementos de concreto pré-moldado foram iniciados na década de 60 através da realização de um programa de pesquisa experimental desenvolvido pela Portland Cement Association (PCA). Segundo FERREIRA (1999), o programa abordou estudos sobre a continuidade em elementos pré-moldados em duplo T para pisos, de Rostasy (1962), a resistência do apoio no topo de pilares para vigas pré-moldadas, de Kris e Rath (1963), ligações viga-viga e viga-pilar com fixação através de parafusos em dentes rebaixados, de Gaston e Kris (1964), a resistência em consolos, de Kris e Rath (1965) e ligações por chapas metálicas em bases de pilares, de Lafraugh e Magura (1966). Os resultados desses estudos estão registrados em uma série de artigos intitulados *Connections in Precast Structures*, publicados no *PCI Journal*.

Em 1986 nos Estados Unidos, foi fundado o projeto PCI-SFRAD (Specially Funded Research and Development - Programs 1 and 4 - PCI 1/4) com um programa de pesquisa intitulado: "*Moment Resistant Connections and Simple Connections*". Foram ensaiados vários tipos de ligações viga-pilar, dentre eles 8 ligações articuladas e 8 ligações rígidas, para que fossem analisadas suas resistência, ductilidade e rigidez. Em DOLAN et al. (1987) são apresentados, resumidamente, o programa de ensaio, a descrição dos modelos, os resultados encontrados e as conclusões. Esta e outras publicações referentes a esse programa de pesquisa começaram a compor a literatura técnica relacionada ao estudo das ligações viga-pilar semi-rígidas presentes nas estruturas de concreto pré-moldado.

Em 1990 iniciou-se e ainda está em andamento um programa de pesquisa, denominado PRESSS - *Precast Seismic Structural Systems*. Esse projeto está sendo desenvolvido pelos Estados Unidos e pelo Japão com o objetivo de viabilização de sistemas estruturais de concreto pré-moldado em regiões sísmicas, através do estudo e desenvolvimento de ligações viga-pilar resistentes e dúcteis. O projeto foi dividido em três partes: FASE I - projetos de caráter de definição de critérios e de diretrizes básicas. FASE II - projetos relacionados com o estudo do comportamento e ensaios de ligações. FASE III - projetos relacionados a ensaios de estruturas de edifícios.

Em 1990 o centro de pesquisa da indústria de pré-moldados da França CERIB (French Precast Concrete Industry Study and Research Center) iniciou um programa de pesquisa intitulado: "*Investigation of the Behaviour of the Semi-rigid Connections*". O programa objetivou o estudo da semi-rigidez das ligações (viga-pilar, viga-viga e pilar-fundação) mais utilizadas pela indústria francesa e deu ênfase às ligações entre os elementos de concreto pré-moldado presentes nas estruturas em esqueleto. Até então, nenhum programa de ensaios tinha sido realizado na França para avaliar o comportamento das ligações dessas estruturas.

COMAIR & DARDARE (1992) descrevem o programa de pesquisa sobre as ligações em estruturas de concreto pré-moldado realizado pelo CERIB e mostram o procedimento e os resultados obtidos no ensaio realizado em uma ligação viga-pilar muito empregada na França (Figura 2.7). Nessa ligação a viga é apoiada em uma

camada de graute presente na cabeça do pilar e é fixada a esse por meio de chumbadores, por último é aplicada uma camada de concreto para proporcionar a continuidade. Finalmente, os autores apresentam recomendações de projeto.

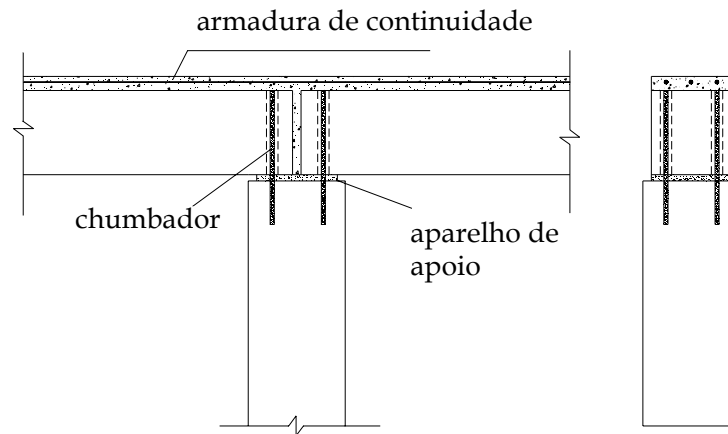


Figura 2.7 - Ligação viga-pilar ensaiada no CERIB (1992) (tipo 1).

CHEFDEBIEN (1998) menciona a continuação do programa experimental realizado no CERIB com a realização de ensaios em 5 ligações do tipo 1 (apresentado na Figura 2.7) e em uma ligação do tipo 2 (apresentado na Figura 2.8). Nas ligações do tipo 1 variaram-se as características geométricas, a taxa de armadura de continuidade e as propriedades mecânicas.

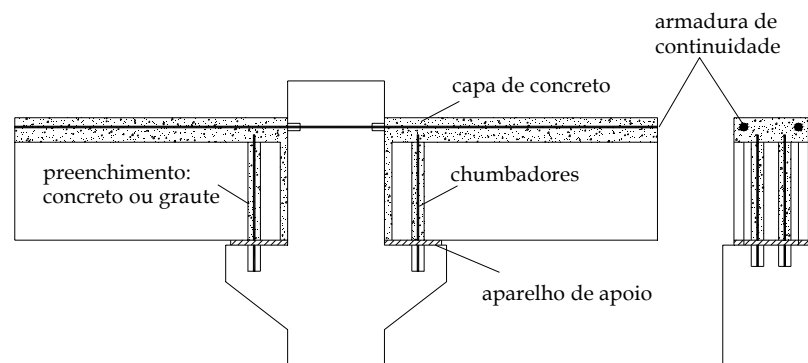


Figura 2.8 - Esquema da ligação do tipo 2 [CHEFDEBIEN (1998)].

Em maio de 1991 foi criado um programa de pesquisa intitulado COST (European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research) cuja divisão COST C1 se ocuparia do estudo do "Comportamento semi-rígido das ligações estruturais existentes na Engenharia Civil". O projeto foi estabelecido através da formação do Comitê Organizador e encerrou suas atividades em 1998. A coordenação do programa foi

de responsabilidade da União Européia, enquanto que o governo de cada país estabeleceu seus colaboradores. Os objetivos do programa de pesquisa na área de estruturas pré-moldadas do COST foi aumentar o banco de dados disponíveis sobre o comportamento das ligações, usar técnicas computacionais para extrapolar os dados, a fim de abranger mais condições de geometria e carregamento, e padronizar medições de rigidez, na forma de curvas momento fletor-rotação, para a inclusão dessas curvas em programas de análise gerais utilizados para o projeto das estruturas de concreto pré-moldado.

ELLIOTT et al. (1998), em artigo publicado no COST C1 afirma que na Inglaterra projetos de pesquisa para estudar o comportamento das ligações presentes nas estruturas de concreto pré-moldado foram iniciados em 1989. Os objetivos do Programa de Pesquisa que está sendo desenvolvido nas Universidades de Nottingham e de Londres são:

- Determinar o comportamento semi-rígido das ligações viga-pilar de concreto pré-moldado sujeitas a momentos positivos e negativos e a carregamentos cíclicos e monotônicos, principalmente através de ensaios experimentais;
- Avaliar a estabilidade de estruturas não-contraventadas contendo ligações rígidas, semi-rígidas e articuladas;
- Validar os resultados para um programa de computador com análise estrutural em 3D, desenvolvido na Universidade de Londres.

Na maioria das estruturas pré-moldadas em esqueleto utilizadas na Inglaterra, os pilares são contínuos e os conectores geralmente são escondidos dentro da viga. Os tipos mais comuns de ligações utilizadas estão apresentados na Figura 2.9.

Em ELLIOTT et al. (1998) são apresentados, resumidamente, os resultados experimentais obtidos pelas duas Universidades. Os ensaios em escala natural de ligações viga-pilar-laje (Figura 2.10) geraram dados práticos da relação momento-rotação das ligações da Figura 2.9 como parte do objetivo nº1, anteriormente mencionado.

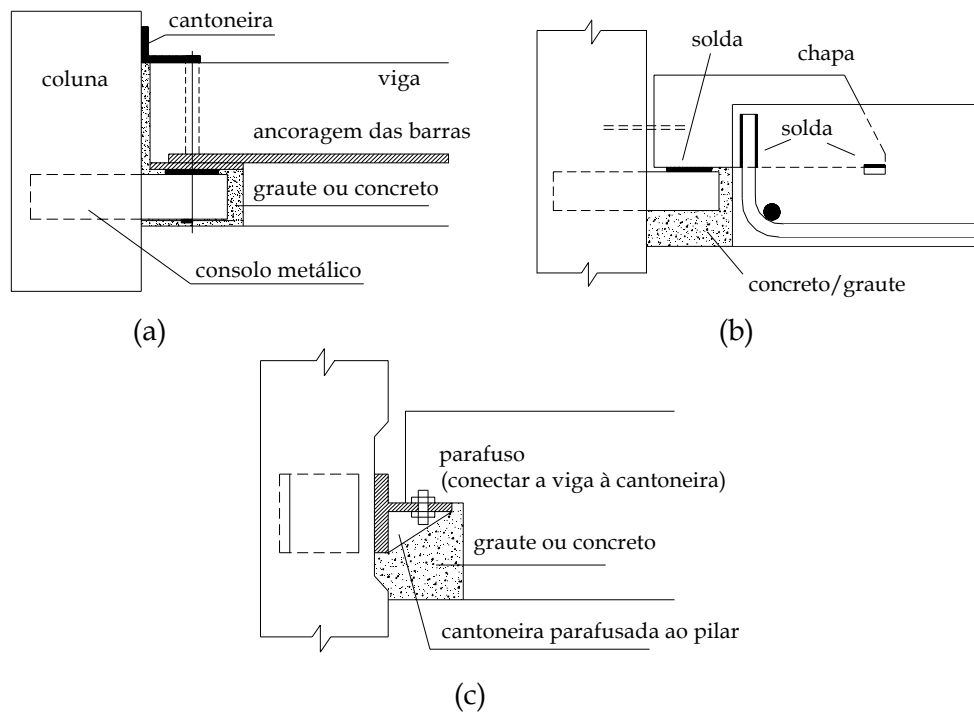


Figura 2.9 - Ligações viga-pilar utilizadas na Inglaterra [ELLIOTT et al. (1998)].

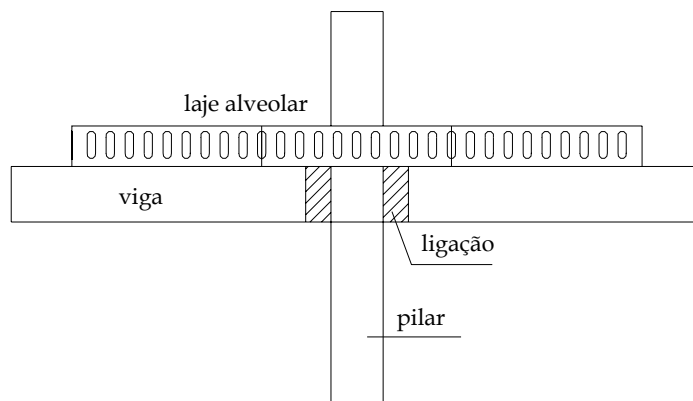


Figura 2.10 - Esquema dos modelos ensaiados [ELLIOTT et al. (1998)].

As principais conclusões do estudo em desenvolvimento na Inglaterra são:

- ✓ A resistência e a rigidez ao momento fletor das ligações viga-pilar ensaiadas dependem:
  - (a) do tipo de conector usado
    - a chapa soldada e o consolo metálico geram melhores valores que cantoneiras e conectores inseridos;
  - (b) da geometria da sub-estrutura
    - ligações internas (simétricas) se comportam melhor do que ligações externas (assimétricas).

- (c) do tipo de carregamento
  - carregamentos gravitacionais produzem uma melhor performance que carregamentos horizontais.
- ✓ Os valores de resistência e rigidez do conector são sempre limitados pela capacidade rotacional da viga e, portanto, os conectores possuem capacidade rotacional suficiente para serem usados na análise da estrutura.

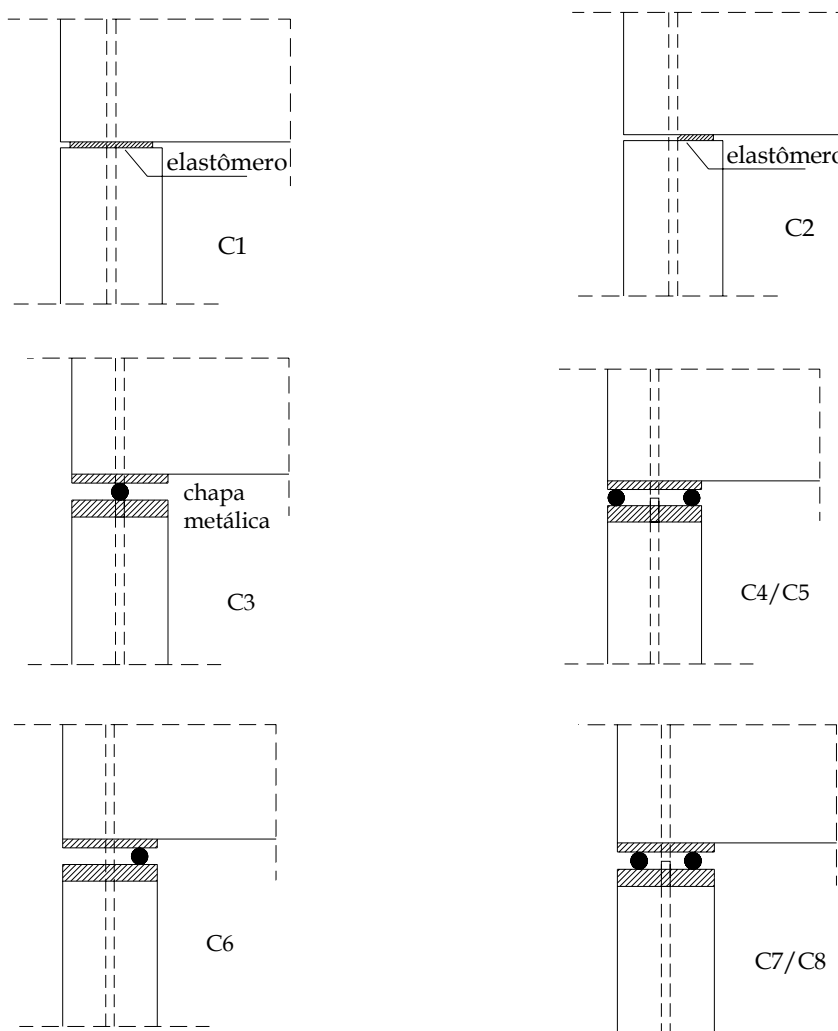
Em KERONEN (1996) são apresentados os resultados de uma pesquisa realizada na Universidade Tecnológica de Tampere, na Finlândia. A pesquisa trata do comportamento semi-rígido de ligações viga-pilar de estruturas reticulares de concreto pré-moldado, com um ou mais pavimentos. O objetivo da pesquisa é viabilizar o uso da rigidez parcial das ligações viga-pilar na análise das estruturas de concreto pré-moldado. Isso conduz a uma economia de material (em pilares, ligações pilar-fundação e fundações) e de tempo de construção, e portanto, a uma estrutura mais competitiva.

KERONEN (1996) apresenta os resultados de ensaios realizados em escala natural em uma estrutura apertada (de um só vão e um só pavimento) com o objetivo de estudar na prática, o efeito do comportamento semi-rígido das ligações viga-pilar no deslocamento e no momento na base do pilar. Esse tipo de estrutura vem sendo estudado na Universidade de Tampere desde 1983. Foram estudados 8 tipos diferentes de ligações (Figura 2.11).

Com base nos resultados, o autor constatou que as ligações com componentes metálicos (C4 e C5) foram as mais rígidas: os deslocamentos foram reduzidos em 90% e o momento na base do pilar em 70% em comparação com as articulações (C3 e C6). Observou-se também que uma ligação viga-pilar com elastômero em toda a sua extensão (C1) apresenta uma redução significativa em seus deslocamentos (60%) e no momento na base dos pilares (40%) em comparação com as articulações (C3 e C6). Esses resultados indicam que o aparelho de apoio deve ter o maior comprimento possível, pois no caso de um aparelho de apoio que abrange somente a metade da extensão da ligação, a redução foi de apenas 30% nos deslocamentos e de 20% no momento na base do pilar em comparação aos casos de articulações.

Segundo KERONEN (1996) se o aparelho de apoio puder ser substituído por uma

placa metálica ou por rolos metálicos, a rigidez da estrutura poderia ser até duplicada. Protendendo o chumbador também se aumenta a rigidez da estrutura. Mas na prática, conforme o autor, é mais econômico otimizar o tamanho da ligação metálica (C4 e C7) do que protender o chumbador.



onde: C4, C5 - sem e com protensão do chumbador, respectivamente

C7, C8 - sem e com protensão do chumbador, respectivamente

Figura 2.11 - Ligações viga-pilar ensaiadas por KERONEN (1996).

No Brasil, existe praticamente nenhuma disponibilidade de dados experimentais. Na EESC-USP a pesquisa em ligações pré-moldadas foi iniciada por BALLARIN (1993) que escreveu um estado-da-arte, reuniu as bases de fundamentação teórica e apresentou as principais necessidades de pesquisa nessa área.

FERREIRA (1993) em sua dissertação de Mestrado desenvolveu analiticamente algumas expressões para a determinação da deformabilidade de alguns tipos de



ligações de concreto pré-moldado. Mais recentemente, FERREIRA (1999) realizou um estudo experimental sobre dois tipos de ligações pré-moldadas (Figura 2.12) onde foram observados seus comportamentos à torção, cisalhamento e flexão. Dessa forma, as expressões primeiramente apresentadas em FERREIRA (1993) foram aperfeiçoadas com base nos resultados obtidos através do estudo experimental.

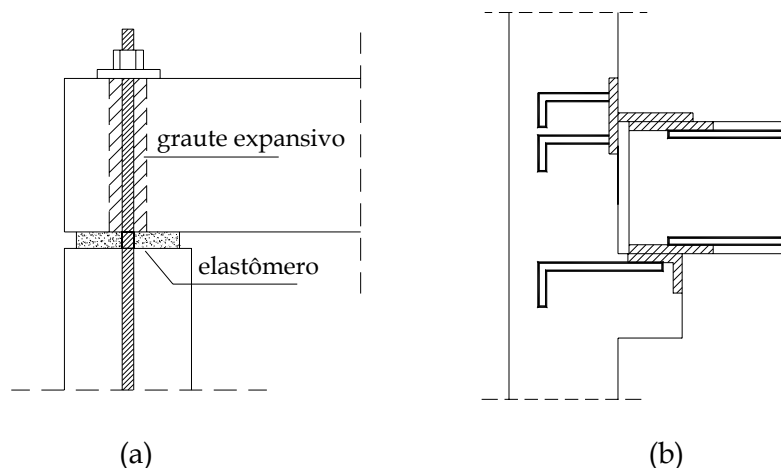


Figura 2.12 - Ligações viga-pilar estudadas por FERREIRA (1999):  
(a) com almofada de elastômero e chumbador - (b) com chapa soldada.

Com base nos resultados obtidos através dos ensaios realizados nos protótipos piloto, A, B e C da ligação da Figura 2.12a FERREIRA (1999) estabeleceu algumas conclusões. Apenas serão aqui apresentadas conclusões a respeito dos ensaios realizados nos protótipos da ligação da Figura 2.12a devido a sua semelhança com as ligações que estão sendo estudadas no presente trabalho.

Com relação ao comportamento ao cisalhamento, conforme esperado, com o aumento da espessura do elastômero em 50% ocorreu um aumento na deformabilidade da ligação em torno de 50%. A deformabilidade da ligação é inversamente proporcional ao fator de forma (B) da almofada de elastômero. O aumento na espessura da almofada de elastômero ocasiona um aumento da excentricidade do carregamento e conseqüentemente um aumento do efeito da flexão localizada nos chumbadores. O protótipo B apresentou um melhor desempenho em todos os sentidos. Acredita-se que isso se deve ao fato de que a almofada de elastômero utilizada nesse protótipo tem um elevado fator de forma  $B = 6,81$ , com espessura de 10mm e comprimento de 250mm.

Durante os ensaios de flexão, o mecanismo de deformação predominante na ligação

foi o de flexão localizada na barra do chumbador. FERREIRA (1999) acredita que a explicação para esse fenômeno esteja no fato de que, inicialmente, o centro de giro da ligação está posicionado sobre o chumbador, causando sua flexão. Na medida em que o centro de rotação da ligação vai se deslocando em direção à borda comprimida da almofada, o mecanismo resistente principal passa a ser fornecido pelo binário, com uma resultante de compressão num trecho da borda da almofada e com uma resultante de tração na barra do chumbador. Quanto menor a espessura da almofada maior a rigidez ao giro. Isso foi comprovado uma vez que o protótipo B (com almofada de 10mm de espessura) apresentou uma rigidez 1,7 vez maior que a do protótipo C (com almofada de 15mm de espessura). Almofadas com maior comprimento também oferecem maior restrição ao giro. Finalmente, FERREIRA (1999) constatou que para as situações correntes, com rotações em torno de 0,01rad, a ligação tem um comportamento próximo ao de uma articulação. Entretanto, para o caso de grandes rotações, a formação do binário “chumbador – elastômero” garante uma maior restrição ao giro.

A partir dos ensaios de torção, pode-se concluir que a geometria da almofada teve uma parcela expressiva na restrição às rotações laterais, onde o principal fator foi a sua espessura. Mesmo com chumbadores com diâmetros inferiores, o protótipo A apresentou menor deformabilidade que o C que, por outro lado, tinha uma almofada mais espessa. Com o aumento do tamanho da almofada tem-se uma área de contato maior, aumentando o atrito na interface da ligação. A restrição ao giro por parte da almofada também faz com que haja um aumento na força de tração na barra do chumbador, aumentando a colaboração do atrito na capacidade ao cisalhamento da ligação.

Finalmente, com base na observação da influência da geometria da almofada sobre o comportamento da ligação, para as várias deformabilidades, FERREIRA (1999) recomenda a utilização de almofadas com fator de forma  $(B) > 5$ , para uma relação entre comprimento ( $\ell$ ) e espessura ( $h_a$ ) de:  $\frac{\ell}{h_a} < 20$ . Além disso, um importante parâmetro a ser levado em conta é a relação existente entre a espessura da almofada ( $h_a$ ) e o diâmetro do chumbador ( $\phi_b$ ). Para essa relação o autor recomenda:  $\frac{\phi_b}{h_a} > 1$  e, quando se deseja um desempenho melhor para a rigidez da ligação, o autor sugere:

$\frac{\phi_b}{h_a} > 1,5$ . FERREIRA (1999) recomenda também a utilização de ancoragem mecânica para o chumbador no topo da viga.

SOARES (1998) em sua dissertação de mestrado avaliou teórica e experimentalmente a deformabilidade ao momento fletor da ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador, encontrada comumente em galpões pré-moldados (Figura 1.1). Teoricamente a ligação foi avaliada por meio de simulações numéricas simplificadas (análise linear) com a utilização do programa de computador LUSAS e por meio do modelo analítico proposto em FERREIRA (1993), baseado no Método dos Componentes.

SOARES (1998) também desenvolveu simulações numéricas do comportamento dos galpões a fim de estudar a influência da deformabilidade da ligação na distribuição dos esforços solicitantes na estrutura dos galpões. Tendo em vista os resultados obtidos com a realização do trabalho foram estabelecidas algumas conclusões.

A metodologia de análise da deformabilidade da ligação realizada segundo seus mecanismos elementares de deformação pareceu ser muito consistente. O estudo da deformabilidade da ligação através das simulações numéricas provou que a realização de uma análise linear de ligações entre elementos de concreto pré-moldado, em geral, não é representativa do comportamento em serviço da ligação.

Analisando-se os resultados do ensaio observou-se que o conjunto modelo/estrutura de reação sofreu acomodações significativas durante a aplicação do carregamento inicial e que, de uma maneira geral, a ligação viga-pilar ensaiada apresentou um comportamento próximo ao de uma ligação rígida.

Pelas simulações realizadas na estrutura dos galpões pré-moldados ficou comprovado que (para estruturas com vãos entre 10 e 20m, altura entre 8 e 10m, pilares com seções variando entre 10x20cm<sup>2</sup> a 20x25cm<sup>2</sup>, vigas com seções variando entre 12x15cm<sup>2</sup> a 20x24cm<sup>2</sup> e carregamentos devidos ao vento, peso-próprio e sobrecargas usuais) os valores de rigidez da ligação viga-pilar superiores a 100.000kN.m/rad traduzem um comportamento de ligação perfeitamente rígida e valores inferiores a 10kN.m/rad traduzem um comportamento de ligação perfeitamente articulada. Com base nos resultados obtidos constatou-se que a

ligação estudada em SOARES (1998) é capaz de transmitir 88% do momento fletor atuante, no caso de carregamentos de serviço, e 81% desse momento fletor, no caso de carregamentos últimos.

BARBOZA (2002) apresenta uma análise teórico-experimental do comportamento de juntas de argamassa solicitadas à compressão com o objetivo 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 preenchimento da junta foram usados materiais comercialmente disponíveis e uma almofada de apoio de material flexível.

Segundo os resultados experimentais de BARBOZA (2002), nota-se que a deformabilidade das juntas depende de sua espessura e com isso a autora apresenta a Tabela 2.2, onde se encontra a deformabilidade de juntas de argamassa solicitadas à compressão em função da espessura da junta. Observando-se a Tabela 2.2 nota-se que a junta com 22,5mm apresentou uma rigidez bem maior que as demais. Segundo a autora, pode-se dizer que nesses casos não só houve influência da espessura, mas também das condições de execução que resultou na existência de vazios na junta.

Tabela 2.2 - Deformabilidade das juntas, adaptada de BARBOZA (2002).

Espessura da junta (mm)	Deformabilidade (m/MPa)
15	$1,05 \times 10^{-4}$
22,5	$0,11 \times 10^{-4}$
30	$1,5 \times 10^{-4}$

Outro estudo que merece ser mencionado é o desenvolvido por MARCELLINO (2001) na Escola Politécnica da USP. A pesquisa realizada pelo autor teve como objetivo a investigação experimental do comportamento estrutural de ligações laje-viga de concreto pré-moldado. As ligações estudadas são do tipo composta, ou seja, constituídas com elementos pré-moldados solidarizados com uma complementação de concreto moldado no local. A partir dos resultados experimentais pôde-se avaliar a resistência e a rigidez dos elementos: laje composta e viga pré-moldada, e a influência das ligações entre esses elementos.

### 2.2.2 Método dos componentes

O desenvolvimento de modelos baseados no Método dos Componentes requer uma avaliação precisa de ambos o sistema e seus componentes isolados. Muitos pesquisadores têm desenvolvido estudos a respeito dos mecanismos básicos de deformação presentes nas ligações de estruturas de concreto pré-moldado. Dentre os mecanismos de deformação comumente encontrados nessas ligações pode-se citar: chumbadores solicitados à tração e ao cisalhamento, tirantes solicitados à tração, juntas de argamassa e elastômero submetidas à compressão, etc.

### 2.2.2.1 Mecanismos básicos de deformação

#### a. Juntas comprimidas

Em BLJUGER (1988) é apresentado um estudo da deformabilidade de juntas comprimidas, com e sem argamassa de preenchimento. O autor constatou que a deformabilidade da junta de argamassa entre painéis ou entre pilares depende da resistência à compressão da argamassa usada, mas independe da espessura da junta. Baseado nos resultados experimentais o autor elaborou a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Deformabilidade (m/MPa) de juntas comprimidas [BLJUGER (1988)].

Tipo de junta	Material de preenchimento	Resistência à compressão do concreto ou argamassa em contato com os elementos pré-moldados (MPa)		
		até 1MPa	5MPa	≥ 10MPa
entre painéis	argamassa	$1 \times 10^{-4}$	$0,6 \times 10^{-4}$	$0,4 \times 10^{-4}$
	concreto	-	-	$0,2 \times 10^{-4}$
entre pilares	argamassa	-	-	$0,2 \times 10^{-4}$
	junta seca	-	-	$0,5 \times 10^{-4}$

#### b. Chumbadores solicitados ao cisalhamento

Em 1985 uma série de testes detalhados em ligações viga-pilar parafusadas (Figura 2.13) foi realizada na Universidade de Tecnologia de Chalmers (Suécia). O objetivo foi estudar a relação cisalhamento-deslocamento, especialmente sob a ação de grandes deslocamentos impostos.

A avaliação dos resultados mostrou que, no caso de ligações cujos chumbadores são

ancorados em ambas as extremidades (no pilar e na viga), o efeito do atrito na interface da ligação freqüentemente contribui na capacidade da ligação. Para considerar os efeitos de pino e de atrito combinados, em ENGSTROM (1992a) foi desenvolvida uma aproximação teórica, que inclui na teoria clássica de efeito de pino o efeito do atrito na interface da ligação.

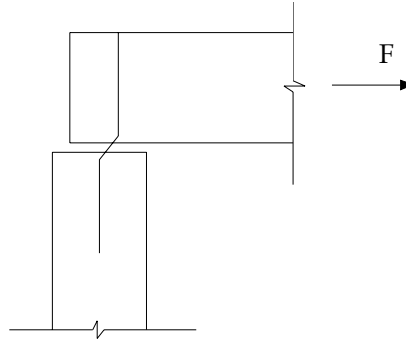


Figura 2.13 - Ligação viga-pilar ensaiada na Universidade de Chalmers.

O autor considera que a capacidade da ligação é atingida no momento em que um mecanismo de plastificação é formado. Segundo ENGSTROM (1992a), a expressão 2.5 fornece a força de escoamento da ligação para a teoria clássica de efeito de pino.

$$F_{vy} = c_1 \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_{cc,max} \cdot f_{yb}} \quad (2.5)$$

onde:  $F_{vy}$  - força responsável pela formação da segunda rótula plástica no chumbador;

$c_1$  - 1,03 para o caso da ausência de atrito na interface aparelho de apoio-viga, conforme ENGSTROM (1992a);

$\phi_b$  - diâmetro do chumbador;

$f_{cc,max}$  - maior valor de resistência do concreto/graute entre os elementos (corpos de prova cúbicos);

$f_{yb}$  - resistência ao escoamento do chumbador.

No caso de existirem restrições ao deslocamento e/ou quando o carregamento for aplicado excentricamente, devem ainda ser considerados outros dois coeficientes  $c_r$  e  $c_e$ , respectivamente, multiplicando  $c_1$ . ENGSTROM (1992a) sugere  $c_r = \sqrt{2}$  (para o caso de restrição total) e  $c_r = \frac{\sqrt{2} + 1}{2}$  (para o caso de restrição parcial) enquanto  $c_e$  deve ser determinado através da expressão 2.6.

$$c_e = \sqrt{1 + (\varepsilon \cdot c_1)^2} - \varepsilon \cdot c_1 \quad (2.6)$$

sendo:

$$\varepsilon = \frac{3 \cdot h_\ell}{\phi_b} \cdot \sqrt{\left( \frac{f_{cc,max}}{f_{yb}} \right)} \quad (2.7)$$

onde:

$h_\ell$  - altura livre; no caso dessa altura livre ser devida à presença de aparelho de apoio ela deve ser tomada como a metade da altura do referido aparelho de apoio.

Se o atrito deve ser considerado, a expressão 2.5 é alterada para a expressão 2.8.

$$F_{v,tot} = c_1 \cdot \phi_b^2 \sqrt{(f_{cc,max} \cdot f_{yb,red})} + \mu \cdot \sigma_{sb} \cdot A_{sb} \quad (2.8)$$

sendo:

$$f_{yb,red} = f_{yb} - \sigma_{sb} \quad (2.9)$$

onde:

$A_{sb}$  - área da seção transversal do chumbador;

$\mu$  - coeficiente de atrito na interface (Tabela 2.4);

$\sigma_{sb}$  - tensão atuante no chumbador quando o mecanismo é formado (proveniente do aperto e de eventual deslocamento imposto);

$c_1$  - 1,03.

Tabela 2.4 - Coeficientes de atrito, baseados em ENGSTROM (1992a).

Superfície de contato na interface da ligação	$\mu$
concreto-concreto	0,6
aço-concreto	0,4
concreto-elastômero	0,3 - 0,4

Segundo ENGSTROM (1992a), através da introdução de um critério de deformação para o chumbador durante a ruína é possível estimar o alongamento imposto ao chumbador e com isso, o efeito do atrito resultante na interface da ligação. Na Figura 2.14 é apresentado o estado de deformação simplificado para um chumbador inserido em dois elementos de concreto, no momento em que ocorre o mecanismo

de formação das rótulas plásticas nos dois lados das seções solicitadas do chumbador.

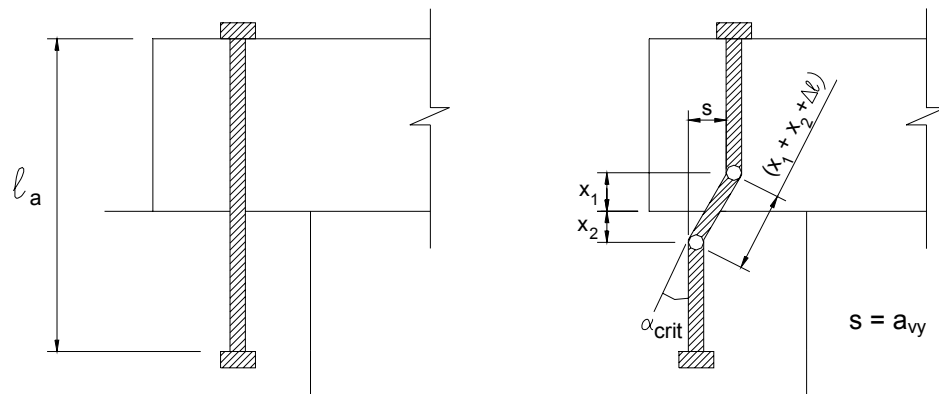


Figura 2.14 - Estado de deformação do chumbador [ENGSTRÖM (1992a)].

Segundo ENGSTRÖM (1992a), o mecanismo de formação das rótulas plásticas ocorre quando o chumbador atinge uma deformação angular crítica, definida como  $\alpha_{crit}$ , cujo valor é dado pela expressão 2.10.

$$\alpha_{crit} = k \cdot \frac{f_{yb,red}}{\phi_b \cdot E_s} \tag{2.10}$$

onde:

$E_s$  - módulo de elasticidade do aço.

Baseado nos resultados experimentais, ENGSTRÖM (1992a) sugere um valor médio para  $k = 1,75m$ . FERREIRA (1999) sugere  $f_{yb,red} = 0,7 \cdot f_{yb}$ . A distância  $x$ , da face do elemento de concreto até à seção de máximo momento atuante no chumbador, pode ser calculada por meio de uma condição de equilíbrio, representada na expressão 2.11. Todavia, somente a parcela na força total ( $F_{v,total}$ ) que é devida ao efeito de pino, representada por  $F_{v,red}$ , é levada em conta nesse equilíbrio.

$$x = \frac{F_{v,red}}{q} = \frac{\sqrt{f_{yb,red}/f_{cc}}}{3 \cdot c_1} \cdot \phi_b \tag{2.11}$$

onde:

$$q = 3 \cdot (c_1)^2 \cdot f_{cc} \cdot \phi_b \tag{2.12}$$

Conforme o caso, a distância  $x$  deve ser ajustada pelos fatores  $c_r$  e  $c_e$ , para se levar em conta os efeitos da restrição ao giro e da excentricidade das ações horizontais,



respectivamente. Para chumbadores que estão inseridos em dois elementos de concreto, a distância  $x$  deve ser calculada separadamente para cada lado, utilizando-se os valores da resistência do concreto para cada elemento.

A partir da deformação angular crítica  $\alpha_{crit}$ , o deslocamento horizontal relativo na ligação  $a_{vy}$ , que está associado ao momento da formação das rótulas plásticas no chumbador, pode ser obtido pelas expressões 2.13 e 2.14.

$$\alpha_{crit} = \frac{a_{vy}}{x} \quad (\text{chumbador inserido em um único elemento de concreto}) \quad (2.13)$$

$$\alpha_{crit} = \frac{a_{vy}}{\ell_p} \quad (\text{chumbador inserido em dois elementos de concreto}) \quad (2.14)$$

No caso de ligações sem altura livre entre os elementos, o comprimento  $\ell_p$  é dado pela expressão 2.15.

$$\ell_p = x_1 + x_2 \quad (2.15)$$

No caso de ligações com almofada de elastômero, com uma altura livre entre os elementos da ordem da espessura da almofada ( $h_a$ ), tem-se:

$$\ell_p = x_1 + x_2 + h_a \quad (2.16)$$

### c. Tirantes solicitados à tração

Em ENGSTROM (1992b) foi desenvolvido um modelo para determinar a relação força-deslocamento em ligações conectadas por tirantes, submetidas à tração. Sabe-se que a ligação entre os elementos de concreto pré-moldados adjacentes é fraca se comparada às outras seções transversais. Normalmente, a capacidade dos tirantes é muito pequena para produzir fissuras de tração nos elementos. Conseqüentemente, as ligações podem ser tratadas analiticamente como um caso de uma única fissura em membros tracionados.

O objetivo do estudo realizado por ENGSTROM (1992b) é a determinação do deslocamento relativo entre os elementos de concreto adjacentes. De acordo com a Figura 2.15 esse deslocamento será igual a abertura global de fissura ( $w$  - global).

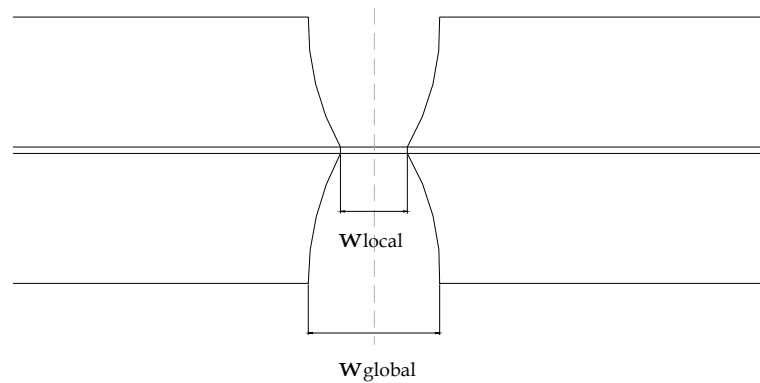


Figura 2.15 - Deslocamento entre dois elementos de concreto adjacentes [ENGSTROM (1992b)].

Para desenvolver o modelo, foram utilizados resultados de ensaios realizados em uma série de ligações atirantadas idealizadas, com barras corrugadas (com mossas) embutidas em elementos de concreto de grandes dimensões, conforme mostra a Figura 2.16. Nos ensaios foram medidos  $w$  e  $N$ , deslocamento e força aplicada, respectivamente.

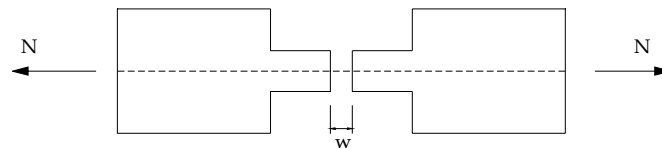


Figura 2.16 - Esquema dos ensaios de tração realizados por ENGSTROM (1992b).

Para descrever a relação tensão de aderência-deslocamento foram utilizados dois modelos: o primeiro é o modelo do CEB-FIP (1990) e o segundo é um modelo modificado, ambos representados na Figura 2.17. Onde:

$$s_1 = 1,0\text{mm}$$

$$s_2 = 3,0\text{mm}$$

$s_3$  = espaçamento livre entre as mossas

$$s_4 = \frac{s_3}{2}$$

$$\tau_{\max} = 2,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{ou} \quad \tau_{\max} = 1,25 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{boa ou má condição de aderência})$$

$$\tau_f = 0,4 \cdot \tau_{\max}$$

$$\tau_{fpl} = \frac{\tau_f}{2}$$

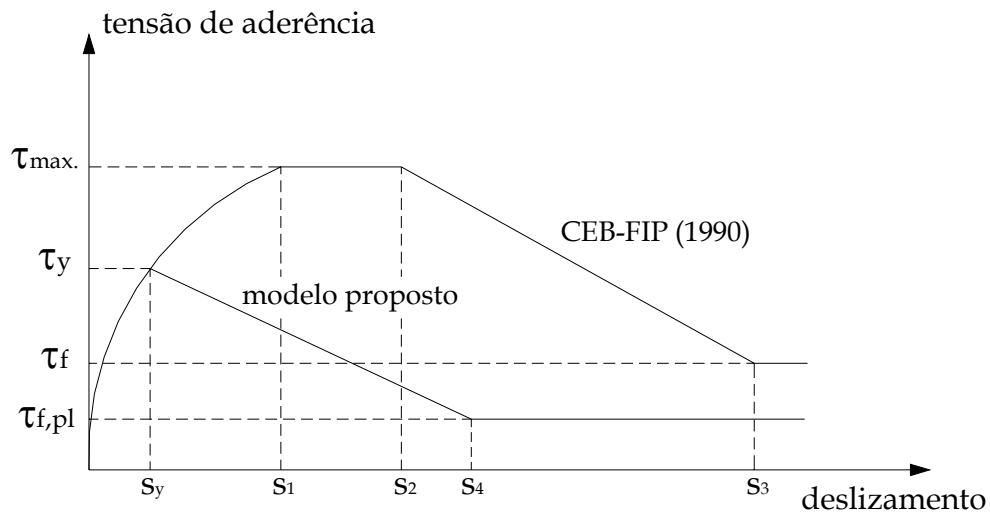


Figura 2.17 - Modelo tensão de aderência-deslocamento: CEB-FIP (1990) e proposto em ENGSTROM (1992b).

Baseado nos resultados experimentais o modelo modificado proposto tem um ramo descendente para quando ocorre o escoamento da armadura (para  $\tau = \tau_y$ ), sendo mais adequado, segundo o autor.

A relação tensão-deformação do aço foi obtida experimentalmente. E segundo os resultados experimentais, constatou-se importante a consideração dos efeitos do “*strain hardening*” no modelo do material da barra.

Para as ligações ensaiadas, constatou-se que a deformação do concreto, ao longo do comprimento de transmissão era desprezível no cálculo da abertura da fissura global, especialmente em comparação com as incertezas na modelagem do comportamento aderência-deslocamento. Conseqüentemente, considerou-se os elementos de concreto infinitamente rígidos nos cálculos.

Com os modelos do material e da relação tensão de aderência-deslocamento (Figura 2.17) foi desenvolvido um programa de computador que, para um dado valor de força  $N$  fornece o respectivo valor do deslocamento  $w$ , ou seja, que determina a relação força-deslocamento dessas ligações. Através desse programa foi possível determinar também a distribuição de deformação do aço e os parâmetros a ela relacionados como: comprimento de transmissão, extensão da zona de plastificação e a tensão de aderência média na plastificação que também foram calculados e comparados com resultados experimentais.

Na comparação dos resultados primeiramente utilizou-se a relação aderência-deslocamento do CEB-FIP (1990) nos cálculos numéricos. Durante a fase elástica (inicial) há uma boa semelhança entre os valores calculados e os observados experimentalmente. Na fase plástica, tanto a abertura da fissura como a extensão da zona plástica foram consideravelmente subestimadas pelo modelo do CEB-FIP (1990). Nessa fase, o deslocamento entre os elementos de concreto dependeu principalmente das deformações plásticas da barra. No modelo do CEB-FIP (1990) são adotadas tensões de aderência muito altas na zona plástica. No entanto, devido ao escoamento, a deformação axial e a contração da barra aumentam significativamente, fazendo decrescer os efeitos de chave de cisalhamento das mossas e, conseqüentemente, reduzindo as tensões de aderência.

No modelo modificado proposto considerou-se que o efeito do escoamento poderia ser considerado pela introdução de um ramo descendente na relação aderência-deformação no ponto  $(\tau_y, s_y)$  onde o escoamento é atingido. Quando o modelo modificado é adotado nos cálculos numéricos o deslocamento último, o comprimento de transmissão e a extensão da zona plástica em função da força de tração foram próximos aos obtidos experimentalmente.

Por último, ENGSTROM (1992b) sugere uma relação força-deslocamento tri-linear para ligações entre membros de concreto, com grandes dimensões, através de tirante de aço, como pode ser observado na Figura 2.18.

TUE & KONIG apud<sup>1</sup> ENGSTROM (1992b) mostram como as tensões principais de aderência no comprimento de transmissão podem ser calculadas, para funções aderência-deslocamento exponenciais. Por meio das teorias de Tue & Konig, determinou-se a expressão 2.17 para o cálculo da abertura de fissura no instante de escoamento da barra ( $w_y$ ). A expressão 2.17 é válida quando a relação tensão de aderência-deslocamento é calculada por 2.18 com o parâmetro  $s_1 = 1\text{mm}$ .

$$w_y = 0,576 \cdot \left( \frac{\phi \cdot f_y^2}{\tau_{\max} \cdot E_s} \right)^{0,714} + \left( \frac{f_y \cdot 4 \cdot \phi}{E_s} \right) \text{ mm, se } \phi \text{ em mm} \quad (2.17)$$

$\phi$  - diâmetro da armadura.

<sup>1</sup> TUE, N.; KÖNIG G. (1991). *Calculating the mean bond and steel stress in reinforced and prestressed concrete members*. Darmstadt Concrete. v. 6, p. 77-86.

$$\tau = \tau_{\max} \left( \frac{s}{s_1} \right)^{0,4} \quad (2.18)$$

onde: s - deslizamento.

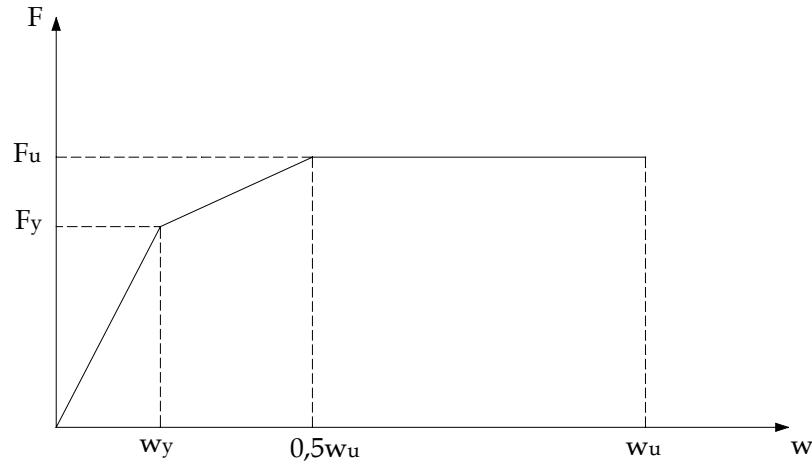


Figura 2.18 - Relação força-deslocamento - aproximação trilinear [ENGSTROM (1992b)].

Quando aplicados às ligações atirantadas, os resultados da equação 2.17 são próximos aos da aproximação numérica. Quando os resultados da aproximação numérica foram analisados, observou-se que a razão entre a tensão de aderência média na zona plástica e a tensão máxima de aderência  $\tau_{\max}$  era quase a mesma para todos os testes. Conseqüentemente, a extensão última da zona plástica pode ser determinada por uma condição de equilíbrio, representada na expressão 2.19.

$$\ell_{t,pl} = \frac{(f_u - f_y) \cdot \phi}{0,28 \cdot \tau_{\max}} \cdot \frac{\phi}{4} \quad (2.19)$$

$$\tau_{\text{ader}} = \frac{N}{\pi \cdot \phi \cdot \ell_{t,pl}} \quad (2.20)$$

$$N = N_u - N_y = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \cdot (f_u - f_y) \quad (2.21)$$

onde:

$$\tau_{\text{média zona plástica}} \cong 0,28 \tau_{\max}$$

$\ell_{t,pl}$  - comprimento da zona plástica;

$f_u$  - resistência última do aço;

$f_y$  - resistência ao escoamento do aço;

Na fase plástica a deformação média do aço pode ser estimada com  $\varepsilon_{sm,pl} \cong 0,5\varepsilon_{su}$  e o deslocamento último ( $w_u$ ) foi determinado através da expressão 2.22.

$$w_u = \varepsilon_{su} \cdot \ell_{t,pl} + w_y \tag{2.22}$$

### 2.2.2.2 Modelos mecânicos e analíticos

Com base no estudo desenvolvido em ENGSTRÖM (1992a) e com o objetivo de proporcionar uma representação gráfica para o comportamento da ligação apresentada na Figura 2.12a sob a ação do esforço de cisalhamento, em FERREIRA (1999) idealizou-se um diagrama tri-linear simplificado que relaciona a força normal atuante na viga com o deslocamento horizontal relativo entre os elementos de viga e pilar, conforme indicado na Figura 2.19.

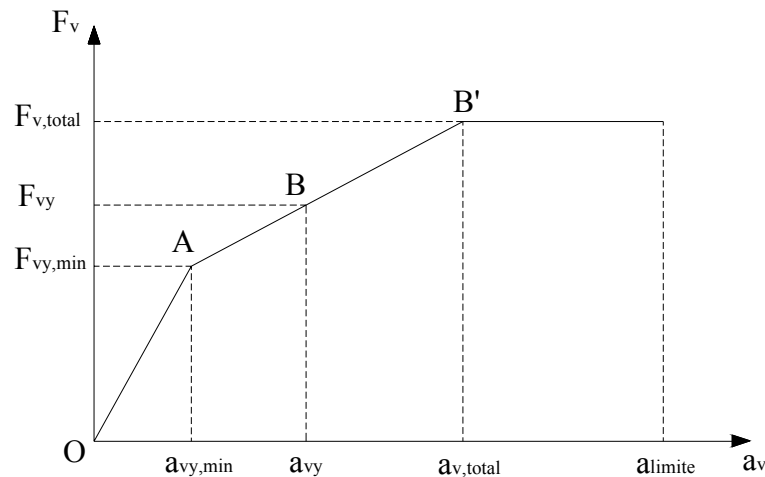


Figura 2.19 – Modelo analítico proposto por FERREIRA (1999).

A inclinação inicial do diagrama pode ser obtida a partir da deformabilidade ao cisalhamento da ligação, definida por ( $\lambda_{\tau lig}$ ), conforme a expressão 2.23.

$$\lambda_{\tau lig} = \left( \frac{1}{\lambda_{\tau n}} + \frac{1}{\lambda_{\tau bl} + \lambda_{\tau bi}} \right)^{-1} \tag{2.23}$$

Para o cálculo da deformabilidade da ligação ( $\lambda_{\tau lig}$ ) na fase linear, FERREIRA (1999) utilizou o modelo apresentado em FERREIRA (1993). Para isso o autor considerou três mecanismos de deformação presentes na ligação. São eles:

- 1 - Deformação ao cisalhamento do elastômero não fretado, associada à deformabilidade  $\lambda_{\tau n}$ , dada pela expressão 2.24;
- 2 - Deformação ao cisalhamento de uma barra inserida no concreto, associada à

deformabilidade  $\lambda_{\tau bi}$ , dada pela expressão 2.26;

- 3 - Deformação ao cisalhamento de uma barra bi-engastada em dois elementos de concreto com altura livre entre si, associada a deformabilidade  $\lambda_{\tau bl}$ , dada pela expressão 2.25;

Na Figura 2.20 é apresentado o esquema de molas que representa os mecanismos de deformação considerados. As deformabilidades  $\lambda_{\tau bi}$  e  $\lambda_{\tau bl}$  estão associadas em série, que por sua vez, estão associadas em paralelo à deformabilidade  $\lambda_{\tau n}$ .

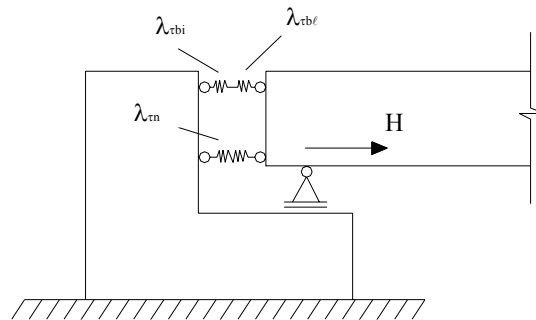


Figura 2.20 - Esquema de molas que representa os mecanismos de deformação por cisalhamento da ligação da Figura 2.12a [FERREIRA (1999)].

$$\lambda_{\tau n} = \frac{h_a}{G_a \cdot A_0} \quad (2.24)$$

onde:

$h_a$  - espessura da almofada de apoio;

$A_0$  - área da superfície de apoio efetiva do elastômero;

$G_a$  - módulo de deformação transversal do elastômero.

$$\lambda_{\tau bl} = \frac{16 \cdot (h_a + 2 \cdot \phi_b)^3}{3 \cdot \pi \cdot E_s \cdot \phi_b^4} \quad (2.25)$$

onde:

$E_s$  - módulo de elasticidade do aço;

$\phi_b$  - diâmetro do chumbador;

$$\lambda_{\tau bi} = (2 \cdot \alpha^3 \cdot E_s \cdot I_b)^{-1} \quad (2.26)$$

sendo:

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k_c \cdot \phi_b}{4 \cdot E_s \cdot I_b}} \quad (2.27)$$

$$k_c = 127 \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{(\phi_b)^{2/3}} \quad (2.28)$$

onde:

$I_b$  - momento de inércia da barra;

$f_c$  - resistência à compressão do concreto (MPa);

Calcula-se a força  $F_{vy,min}$  através da expressão 2.5, fazendo-se  $f_{cc,máx.}$  igual a menor resistência dos concretos dos elementos conectados. Determina-se  $a_{vy,min} = \lambda_{\tau lig} \cdot F_{vy,min}$ , obtendo-se o ponto A da Figura 2.19. Calcula-se a força  $F_{vy}$  através da expressão 2.5. O valor de  $a_{vy}$  é determinado pelas expressões 2.13 e 2.14. Fica assim determinado o ponto B. Calcula-se  $F_{v,total}$  através da expressão 2.8. O ponto B' ( $a_{v,total}; K_{v,total}$ ) é definido pela interseção do prolongamento da reta AB com a reta  $F_v = F_{v,total}$ . O valor máximo para o deslocamento horizontal da ligação, dado por  $a_{lim}$ , foi definido por FERREIRA (1999) como sendo inferior ao diâmetro da barra do chumbador.

Comparando-se os resultados teóricos com os experimentais constatou-se que o procedimento proposto por ENGSTROM (1992a) forneceu uma boa estimativa para a resistência ao cisalhamento das ligações ensaiadas. Com isto, o modelo apresentado na Figura 2.19 proposto por FERREIRA (1999) é considerado viável. Através desse modelo, FERREIRA (1999) pretende auxiliar o dimensionamento desse tipo de ligação submetida a carregamento horizontal.

Em GORGUN (1997) são apresentados testes nos mecanismos de deformação presentes nas ligações das Figuras 2.9a e 2.9b, tais como, a fissuração local na zona de tração e o esmagamento do concreto na zona de compressão, posições 2 e 1, respectivamente, da Figura 2.21. A partir desses ensaios foi possível reproduzir as características momento fletor-rotação encontradas nos ensaios realizados nas ligações como um todo. Os testes nos mecanismos isolados são descritos a seguir.

Testes de compressão: realizados para avaliar a deformabilidade da junta de



concreto moldado no local entre os elementos de concreto pré-moldado, conforme o modelo apresentado na Figura 2.22. Avaliou-se a influência da espessura e da resistência do concreto da junta. Apesar de influenciar o comportamento da junta, o autor não considerou o consolo metálico nos modelos.

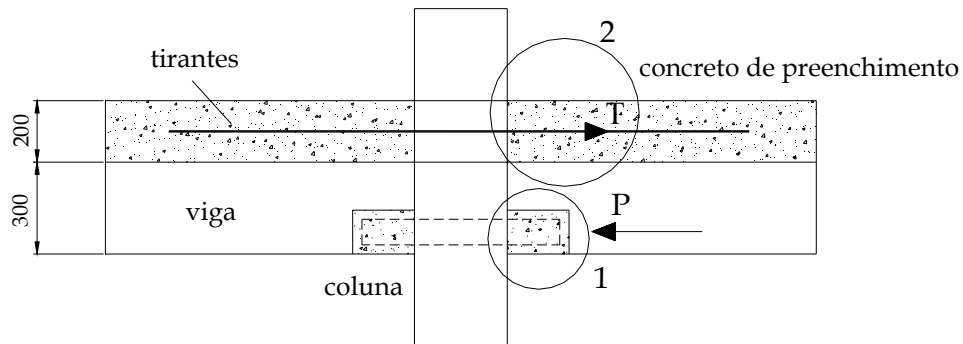


Figura 2.21 – Componentes de deformação das ligações analisadas (dimensões em mm) [GORGUN (1997)].

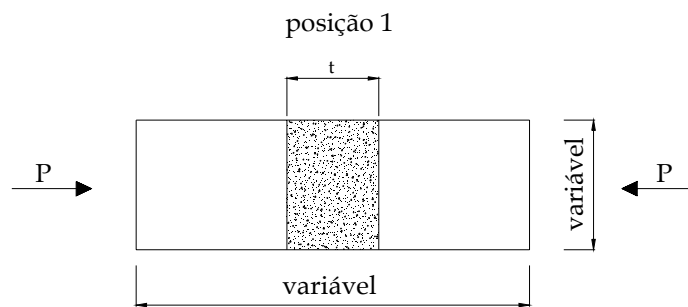


Figura 2.22 – Modelo utilizado no ensaio de compressão [GORGUN (1997)].

Testes de flexão: realizados para avaliar a abertura das fissuras, a deformabilidade à compressão na zona de compressão e a tensão atuante na armadura (tirantes) do modelo, conforme na Figura 2.23.



Figura 2.23 – Modelo utilizado no ensaio de flexão - posição 2 [GORGUN (1997)].

A partir dos resultados desses ensaios foram definidas as características momento-rotação das ligações através do método dos componentes. O cálculo da rotação seguiu os seguintes passos:

1. Determinaram-se as propriedades geométricas da seção não fissurada: momento

- de inércia ( $I_1$ ) e posição da linha neutra ( $x_1$ ), na face do pilar. Para isso desconsiderou-se a chapa soldada e o consolo metálico;
2. Calculou-se a tensão de compressão devido à aplicação de um momento fletor  $M$ , através da expressão:  $\sigma_c = M \cdot x_1 / I_1$ . Para isso considerou-se que as seções planas permaneceriam planas;
  3. A deformação de compressão foi determinada através da lei de Hooke:  $\varepsilon_c = \sigma_c / E_{cse}$ .  $E_{cse}$  foi determinado através dos ensaios isolados de compressão.  $E_{cse}$  é o módulo de elasticidade secante equivalente para o modelo composto por dois elementos de concreto pré-moldado (com uma maior resistência) e uma junta de concreto moldado no local (com uma menor resistência);
  4. O deslocamento por compressão foi calculado através da expressão:  $\delta_B = \varepsilon_c \cdot 180$  (em mm), onde 180 é o comprimento do extensômetro mecânico que mediu os deslocamentos nos ensaios de compressão;
  5. A força atuante no tirante foi igualada à força de compressão total atuante na parte inferior da viga. O deslocamento por tração  $\delta_T$  foi determinado através dos gráficos tensão-deslocamento no tirante, obtidos através dos ensaios de flexão (Figura 2.23);
  6. A rotação foi calculada por  $\phi = \frac{\delta_T + \delta_b}{h}$ , onde  $h$  é a altura da ligação;
  7. Os passos anteriores foram repetidos após a fissuração da ligação. Nesse caso, as propriedades da seção foram calculadas com a seção fissurada.

Na Figura 2.24 apresentam-se as curvas momento-rotação obtidas com base no ensaio da ligação incorporada na sub-estrutura e através do método dos componentes (baseado nos testes isolados).

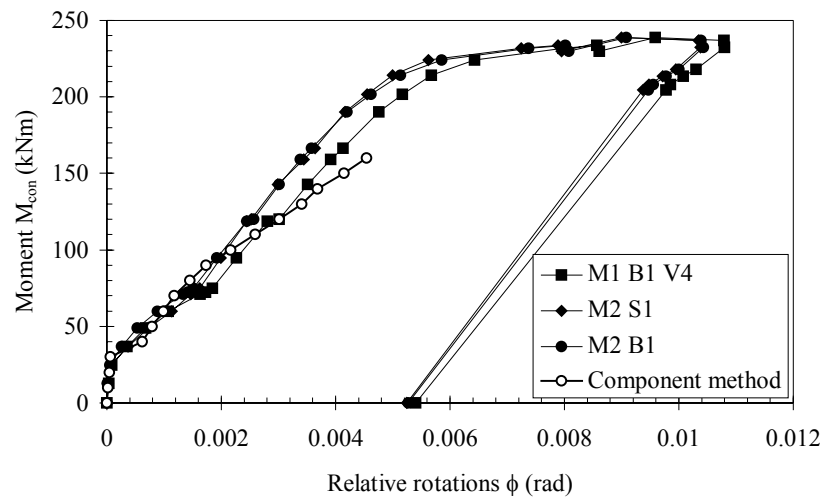


Figura 2.24 - Relações momento fletor-rotação [GORGUN (1997)].

Segundo a Figura 2.24, percebe-se que existe uma boa aproximação nos valores das rotações obtidas segundo os dois métodos. Porém, ambas a resistência e a rotação últimas não foram alcançadas no modelo baseado nos testes isolados. Segundo GORGUN (1997), isso se deve à capacidade de redistribuição de esforços da ligação incorporada na sub-estrutura, inexistente nos modelos dos testes isolados.

O autor também ressalta que a influência do consolo metálico, da chapa soldada e da eventual presença das lajes alveolares não foi considerada nos testes isolados. E ainda menciona as simplificações adotadas no cálculo das rotações a partir dos resultados dos testes isolados: seções planas permanecem planas e uma interação completa na ligação entre a laje e a viga submetida ao cisalhamento. Por último, GORGUN (1997) enfatiza a viabilidade do método dos componentes e a necessidade de continuidade de seu estudo.

CHEFDEBIEN (1998) propõe um modelo mecânico para as ligações representadas nas Figuras 2.7 e 2.8. O modelo proposto utiliza o Método dos Componentes. Para isso foram testadas cinco ligações do tipo 1 com características geométricas, taxa de armadura de continuidade e propriedades mecânicas diferentes. Apenas um modelo da ligação apresentada na Figura 2.8 foi ensaiado.

A configuração das fissuras observada durante os ensaios mostrou que as deformações da ligação se concentraram em dois planos: um vertical entre a viga e o concreto de preenchimento e um horizontal entre a viga e o aparelho de apoio.

No modelo proposto, a viga e o pilar foram considerados corpos rígidos com movimentos relativos descritos por três parâmetros cinemáticos: a rotação relativa entre os planos ( $\theta$ ), o comprimento da zona de compressão do plano de deformação vertical e o comprimento da zona de compressão do plano de deformação horizontal,  $d_r$  e  $d_a$ , respectivamente. A Figura 2.25 mostra esses parâmetros cinemáticos.

Considerando a presença da armadura de continuidade e dos chumbadores e desconsiderando os efeitos de pino, o concreto sob tração e o atrito nas interfaces, as forças de balanço da viga são como indicado na Figura 2.26 e representado nas equações 2.29.

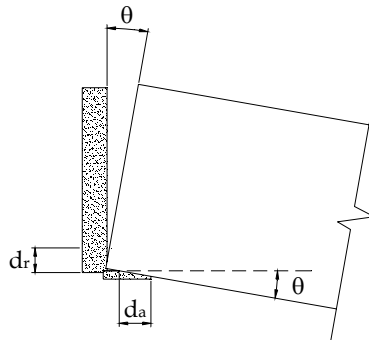


Figura 2.25 - Parâmetros cinemáticos [CHEFDEBIEN (1998)].

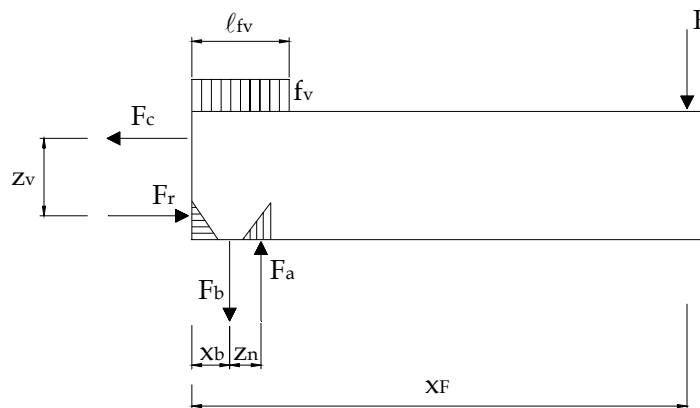


Figura 2.26 - Forças de balanço da ligação [CHEFDEBIEN (1998)].

$$F_a - F_b - f_v \cdot \ell_{fv} - F = 0 \tag{2.29}$$

$$F_c - F_r = 0$$

$$F_c \cdot z_v - F_b \cdot x_b + F_a \cdot (x_b + z_h) - f_v \cdot \frac{\ell_{fv}^2}{2} - F \cdot x_F = 0$$

Onde:

$F$	-	força atuante na extremidade da viga;
$F_c$	-	força atuante na armadura de continuidade;
$F_b$	-	força atuante nos chumbadores;
$F_r$	-	força de reação no plano vertical;
$F_a$	-	força de reação no plano horizontal;
$f_v$	-	tensão de compressão no topo da viga;
$l_{fv}$	-	comprimento da região de compressão no topo da viga;
$z_v$	-	braço de alavanca do binário de forças verticais;
$x_b$	-	distância do chumbador à face do pilar;
$z_h$	-	braço de alavanca do binário de forças horizontais;
$x_f$	-	comprimento da viga;

O escorregamento das barras da armadura de continuidade e dos chumbadores foi obtido através da integração numérica, ao longo das barras, da relação aderência-deslocamento entre concreto e a armadura fornecida pelo CEB (1990). Se a deformação do concreto é desprezada essa relação está representada na Figura 2.17 do presente trabalho.

Para a relação tensão-deformação do aço considerou-se um diagrama tri-linear, obtido experimentalmente.

Baseados em testes preliminares, o autor adotou para as relações tensão deformação do aparelho de apoio e do material de preenchimento vertical modelos elásticos.

Definidos os comportamentos dos diferentes componentes da ligação, as equações 2.29 se tornam um sistema com três equações não-lineares, com três parâmetros desconhecidos  $d_a$ ,  $d_r$  e  $F$ , considerando um progressivo aumento de  $\theta$ .

Comparando-se os resultados teóricos com os experimentais, observou-se que o modelo é adequado e pode servir para prever o comportamento das ligações estudadas no CERIB. CHEFDEBIEN (1998) recomenda que devido às aproximações (planos de fissuração preferenciais) o modelo proposto deve ser utilizado para ligações com resistência relativamente baixa em comparação com a das vigas.

### 2.2.3 Simulações numéricas em ligações semi-rígidas

Na década de 70 Krishnamurthy deu início ao desenvolvimento de modelos de ligações metálicas em 3D através do Método dos Elementos Finitos.

VIRDI (1998) apresenta, sucintamente, o que vem sendo realizado atualmente pelo grupo de trabalho do COST C1, formado para auxiliar pesquisadores no desenvolvimento de simulações numéricas. Como ponto de partida, o grupo considerou válida a determinação de modelos, suficientemente precisos, para três ligações: uma de aço, uma de madeira e uma de concreto pré-moldado. A ligação de concreto pré-moldado escolhida foi a ligação viga-pilar executada através de consolo metálico e chapa soldada, ilustrada na Figura 2.9b, muito utilizada na Inglaterra. Os dados experimentais utilizados para a calibração do modelo foram os obtidos através de ensaios físicos realizados na Universidade de Nottingham (UK).

Em JOLLY et al. (1998a) são apresentados os resultados da validação do modelo numérico, desenvolvido através do programa ANSYS 5.0, para a ligação viga-pilar apresentada em VIRDI (1998), ilustrada na Figura 2.9b. O modelo numérico apresentado em JOLLY et al. (1998a) é tridimensional e composto por uma viga com comprimento equivalente à metade de seu vão e por um pilar com comprimento equivalente a meio pé-direito. A armadura foi modelada por elementos lineares apenas com rigidez axial. Os demais elementos metálicos foram modelados com elementos sólidos. As propriedades do aço foram definidas com base em seu diagrama tensão-deformação. Os elementos de concreto foram modelados por elementos sólidos que inicialmente têm propriedades isotrópicas, porém, podem representar a fissuração e o esmagamento do concreto (modelo CONCRETE). As propriedades do concreto foram determinadas segundo a curva tensão deformação do material.

O modelo calibrado apresentou resultados razoáveis em comparação aos obtidos experimentalmente. Através do modelo desenvolvido foram determinadas as curvas momento fletor-rotação para 28 configurações da ligação da Figura 2.9b. Esses resultados proporcionaram uma análise estatística dos parâmetros que influenciaram o comportamento da ligação, que possibilitou o desenvolvimento de equações, através de regressões lineares, capazes de estimar a curva momento-

rotação da ligação. Os resultados desse estudo estatístico estão em JOLLY et al. (1998b).

## 3 DEFINIÇÃO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

---

### 3.1 LIGAÇÃO VIGA-PILAR N°1

#### 3.1.1 Considerações iniciais

Conforme já mencionado, o estudo da ligação viga-pilar n°1 foi iniciado em SOARES (1998) que realizou um ensaio físico em um modelo da ligação.

Para auxiliar o detalhamento do programa experimental foram realizadas simulações numéricas em modelos da ligação viga-pilar n°1. Através dessas simulações foram definidos os parâmetros mais importantes a serem analisados experimentalmente.

Para a realização das simulações numéricas foi utilizado o programa de computador ANSYS 5.5 que adota o Método dos Elementos Finitos como base para seu sistema de análise. Os resultados experimentais obtidos em SOARES (1998) foram utilizados para a calibração do modelo numérico.

#### 3.1.2 Simulações numéricas

##### 3.1.2.1 Comportamento dos materiais

a. Comportamento do concreto: o concreto é um material de comportamento complexo. Segundo CHEN (1982), nenhum modelo matemático é capaz de descrever completamente a resistência do concreto sobre todas as situações de carregamento possíveis. Mesmo se tal modelo fosse desenvolvido, ele seria muito complexo para servir de base para análise de tensões de problemas práticos.

Sabe-se que mesmo antes da aplicação do carregamento o concreto já apresenta um processo de microfissuração resultante do fenômeno de retração, mais liberação de



calor, que se desenvolve na fase inicial de cura. A microfissuração inicial e a sua propagação durante o processo de carregamento são responsáveis pelo comportamento não-linear do concreto mesmo em baixos níveis de tensão.

O mecanismo de resistência à tração se torna muito mais complexo na presença de armadura. Devido ao fenômeno de aderência, o concreto entre fissuras permanece com uma significativa capacidade de absorver solicitações. Pode-se dizer que na presença de armadura o concreto se torna enrijecido quanto à sua contribuição na resistência à tração. Esse fenômeno é denominado na literatura de “tension stiffening”.

Dentre os modelos de comportamento não-linear definidos no programa ANSYS 5.5 foi escolhido para a modelagem do concreto o modelo denominado CONCRETE. Esse modelo prevê a ruptura de materiais frágeis. Ambas as rupturas por fissuração excessiva na tração e esmagamento na compressão podem ser obtidas. O modelo considera que o material falha completamente assim que atinge a carga máxima, sendo considerado um comportamento elástico-linear até o ponto de ruptura.

Atingida a superfície de ruptura por compressão, considera-se que o material, naquele ponto de integração, rompeu por *esmagamento*. Com isso, no modelo CONCRETE considera-se que há uma completa deterioração da integridade do material e ocorre uma imediata perda da capacidade do modelo absorver tensões. Dessa forma a rigidez do elemento em questão pode ser ignorada.

A *fissuração* é representada no ANSYS 5.5 por um modelo de fissuras dispersas. Atingida a superfície de ruptura por tensões de tração, em um ponto de integração do elemento, introduz-se, por meio de modificações nas relações entre tensões e deformações, um plano de menor resistência na direção normal ao plano de fissuração.

O critério de ruptura do material devido a um estado multiaxial de tensões pode ser expresso da seguinte forma:

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

onde: F - função do estado de tensões principais ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ );  
 S - superfície de ruptura;  
 $f_c$  - resistência à compressão.

Satisfeita essa equação, ocorrerá fissuração, 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 em termos das tensões principais  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ , onde:

$$\sigma_1 = \max(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}), \quad \sigma_3 = \min(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}) \quad (\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3)$$

A superfície de ruptura adotada pelo programa ANSYS 5.5 é a proposta por WILLAN & WARNKE (1975) apud<sup>1</sup> CHEN (1982) que sugerem uma superfície descrita em função de cinco parâmetros, conforme mostra a Figura 3.1. Os cinco parâmetros que descrevem a superfície de ruptura de WILLAN & WARNKE (1975) se encontram relacionados a seguir:

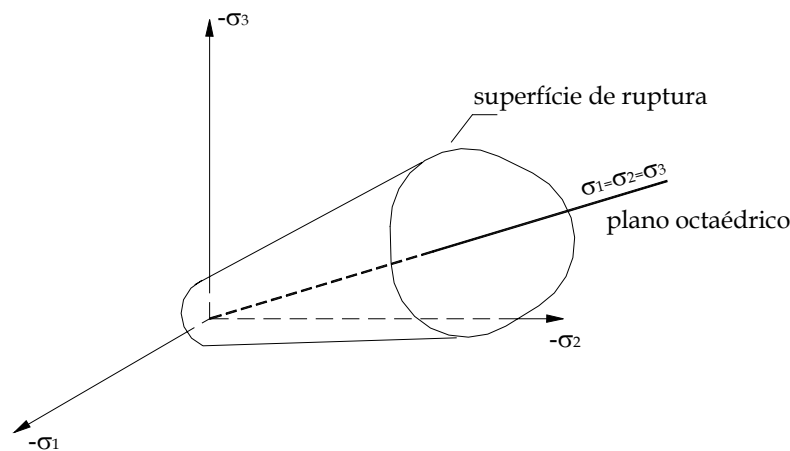


Figura 3.1 - Superfície de ruptura definida por William-Warnke.

$f_t$  - resistência à tração axial;  
 $f_c$  - resistência à compressão axial;  
 $f_{cb}$  - resistência à compressão biaxial;  
 $f_1$  - resistência à compressão para um estado de tensão biaxial superposto a um estado de tensão hidrostático ambiente;

<sup>1</sup> WILLAN, 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.

$f_2$  - resistência à compressão para um estado de tensão uniaxial superposto a um estado de tensão hidrostático ambiente.

O programa ANSYS 5.5 permite que sejam especificados apenas dois parâmetros,  $f_c$  e  $f_t$ , e assume valores para os outros três através das seguintes relações:

$$f_{cb} = 1,2 f_c \quad (3.2)$$

$$f_1 = 1,45 f_c \quad (3.3)$$

$$f_2 = 1,725 f_c \quad (3.4)$$

b. Comportamento do aço: o aço foi representado através de um modelo elastoplástico perfeito, denominado BKIN no ANSYS 5.5.

### 3.1.2.2 Elementos utilizados

Os componentes de *concreto* foram modelados com o elemento finito tridimensional SOLID65 que possui oito nós e três graus de liberdade em cada nó, que são as translações nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ . A geometria, posição dos nós e o sistema de coordenadas do elemento estão apresentados na Figura 3.2.

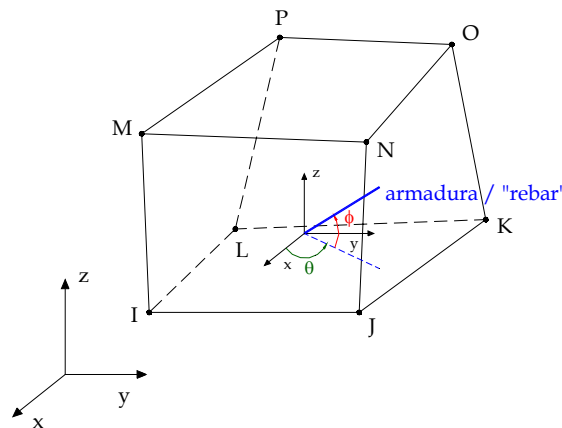


Figura 3.2 – Elemento finito SOLID65 [ANSYS 5.5.1 (1998) - Elements Manual].

Esse elemento pode ser usado para modelar o concreto simples e o concreto armado, pois permite a inclusão de armadura sob a forma de taxas, denominadas “rebars”, na matriz de concreto. A característica mais importante desse elemento é com relação às suas propriedades de não-linearidade física. Esse elemento permite fissuração na tração, esmagamento na compressão, deformação plástica e fluência. As armaduras (rebars) resistem apenas a esforços de tração e compressão. Elas também são capazes de assumir deformações plásticas e devidas à fluência.

Os *chumbadores* foram modelados com o elemento finito tridimensional SOLID45, Figura 3.3, que também possui oito nós e os mesmos três graus de liberdade por nó que os do SOLID65. A geometria, posição dos nós e o sistema de coordenadas do elemento também são iguais aos do SOLID65. Esse elemento permite a plastificação, fluência, dilatação térmica, grandes deslocamentos e deformações.

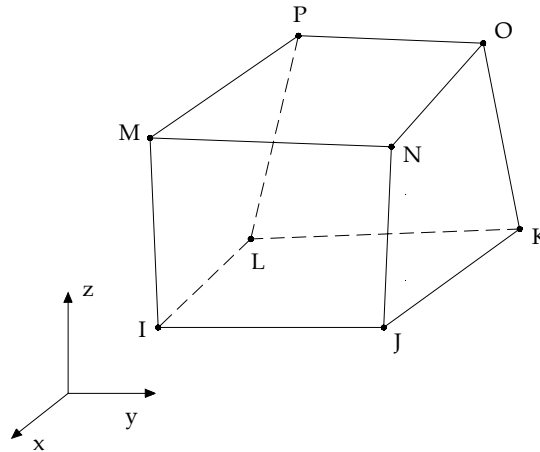


Figura 3.3 – Elemento finito SOLID45 [ANSYS 5.5.1 (1998) - Elements Manual].

Para modelar o *contato* existente entre os elementos de concreto adjacentes e entre o chumbador e o concreto foram utilizados os elementos finitos de contato superfície-superfície, denominados CONTA173 e TARGE170.

Segundo o ANSYS 5.5, no contato entre duas superfícies uma delas é denominada superfície de contato, modelada com o elemento CONTA173, enquanto a outra é chamada de superfície alvo, simulada através do elemento TARGE170. Os elementos de contato também possuem três graus de liberdade em cada nó (translações nas direções x, y e z). As características geométricas desse elemento são as mesmas da face dos elementos sólidos aos quais está ligado.

A transferência de tensões tangenciais entre as duas peças em contato é realizada segundo o modelo de atrito de Coulomb, apresentado na Figura 3.4. A tensão cisalhante equivalente é definida através da expressão 3.5. Ambos  $\tau_{\text{máx}}$  e  $\mu$  são dados de entrada do elemento de contato CONTA173.

$$\tau = p \cdot \mu \quad (3.5)$$

onde: p - pressão de contato;

$\mu$  - coeficiente de atrito entre as superfícies em contato.

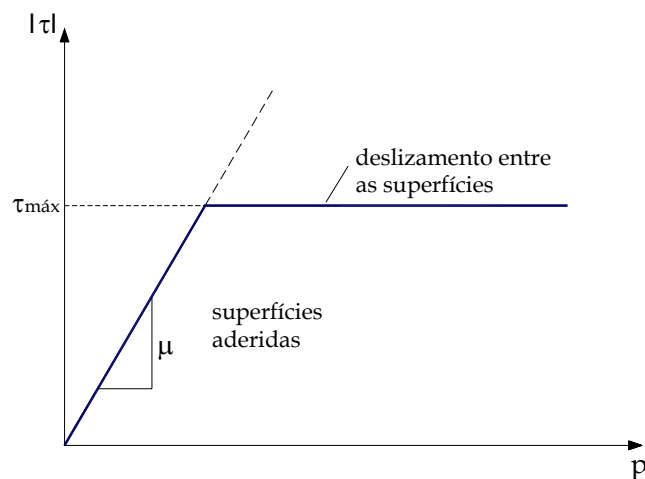


Figura 3.4 – Modelo de atrito de Coulomb.

### 3.1.2.3 Modelagem

a. Características geométricas dos modelos: a geometria do modelo está apresentada na Figura 3.5, onde também podem ser observados a vinculação, o carregamento aplicado e o sistema de coordenadas adotado. A largura das peças de concreto é igual a 25cm.

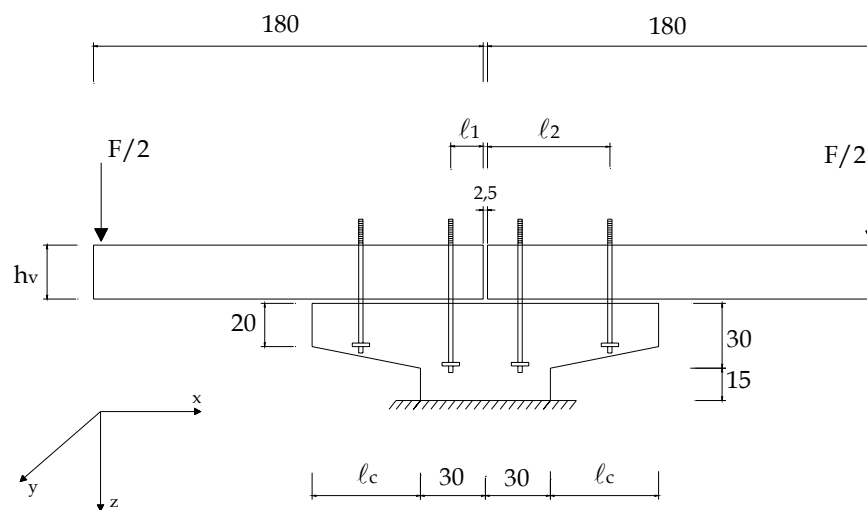


Figura 3.5 - Geometria dos modelos simulados (dimensões em cm).

b. Programa de ensaios numéricos: para a realização dos ensaios numéricos foram analisadas as seguintes variáveis, consideradas mais relevantes:

- ✓ Diâmetro dos chumbadores ( $\phi$ );
- ✓ Comprimento do consolo ( $l_c$ );
- ✓ Resistência do concreto dos elementos pré-moldados ( $f_c$ );

- ✓ Altura da viga ( $h_v$ );
- ✓ Almofada de apoio (composta de argamassa com fibras).

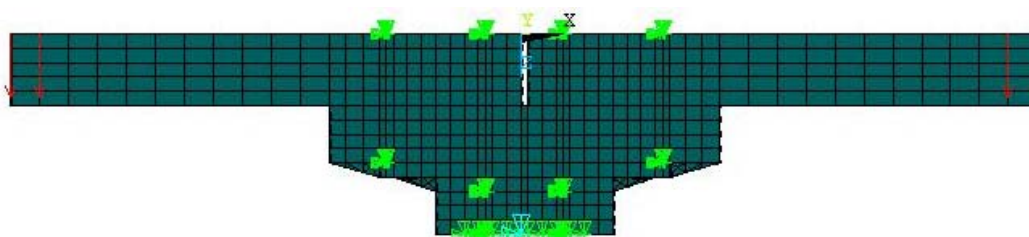
Almofadas de apoio de argamassa com fibras vêm sendo estudadas no Laboratório de Estruturas da EESC-USP. Sua composição e principais propriedades mecânicas são apresentadas no capítulo 4.

Para avaliar a influência dessas variáveis no comportamento da ligação, primeiramente estabeleceu-se um *modelo básico* a partir do qual os demais foram definidos. Na Tabela 3.1 apresentam-se os modelos com suas respectivas variáveis. Cabe mencionar que momento negativo aqui se refere aquele que traciona a parte superior da viga na região da ligação.

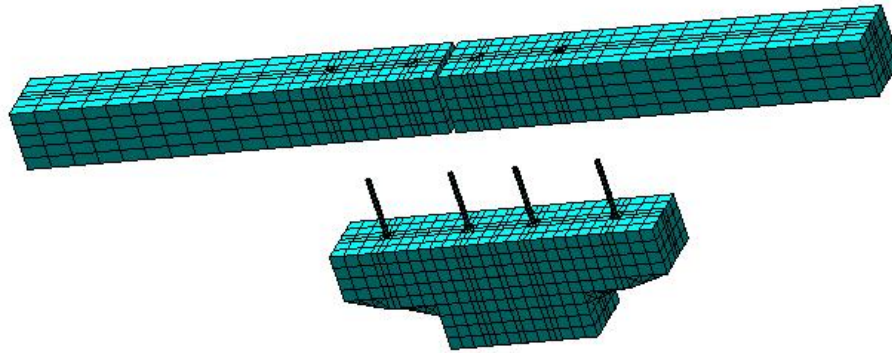
Tabela 3.1 - Modelos simulados (observar a Figura 3.5).

Modelo	$\phi$ (mm)	$l_c$ (cm)	$l_1$ (cm)	$l_2$ (cm)	$h_v$ (cm)	almofada de apoio (mm)	Concreto $f_c$ (MPa)	Sentido momento
1 (básico)	19,0	37,5	12,5	47,5	25,0	sem	37,5	Negativo
2	25,4	37,5	12,5	47,5	25,0	sem	37,5	Negativo
3	17,0	37,5	12,5	47,5	25,0	sem	37,5	Negativo
4	19,0	37,5	12,5	47,5	25,0	e = 10	37,5	Negativo
5	19,0	37,5	12,5	47,5	25,0	e = 5	37,5	Negativo
6	19,0	37,5	12,5	47,5	25,0	sem	20,0	Negativo
7	19,0	37,5	12,5	47,5	25,0	sem	50,0	Negativo
8	19,0	50,0	15,0	55,0	25,0	sem	37,5	Negativo
9	19,0	25,0	12,5	42,5	25,0	sem	37,5	Negativo
10	19,0	37,5	12,5	47,5	30,0	sem	37,5	Negativo

c. Discretização dos modelos: Na Figura 3.6 é mostrada uma vista frontal e uma perspectiva da malha de elementos finitos adotada para o modelo básico.



(a) - Vista frontal do modelo básico discretizado.



(b) - Perspectiva do modelo básico discretizado.

Figura 3.6 - Discretização do modelo básico.

d. *Características físicas do modelo*: os parâmetros necessários para a caracterização do concreto ( $f_{ct,f}$  e  $E_c$ ) foram determinados a partir de sua resistência à compressão ( $f_c$ ) com base no projeto de revisão da NBR6118 (2001). Admitiu-se o coeficiente de Poisson para o concreto igual a  $\nu = 0,2$ .

Nos elementos onde é aplicado o carregamento e naqueles onde são impostas as condições de vinculação considerou-se o comportamento do material como sendo linear, devido à concentração de tensões que ocorre nesses elementos. Tal simplificação não prejudica os resultados uma vez que esses elementos não fazem parte da ligação.

A resistência ao escoamento do aço dos chumbadores e das armaduras foi considerada igual a  $f_y = 250$  MPa e  $f_y = 500$  MPa, respectivamente. O módulo de elasticidade longitudinal e o coeficiente de Poisson foram tomados iguais a  $E_s = 200$  GPa e  $\nu = 0,3$ , respectivamente, para ambos os materiais metálicos.

Nos modelos apenas o chumbador foi discretizado com elementos sólidos (SOLID45). As armaduras foram consideradas na forma de taxas dispersas nos elementos de concreto (SOLID65), conforme mencionado anteriormente.

O coeficiente de *atrito* entre os elementos de concreto da viga e do consolo foi adotado igual a 0,6, segundo ENGSTROM (1992a). Para o atrito existente entre os elementos do chumbador e do concreto foi adotado um coeficiente igual a 0,01. Esse valor é baixo porque não foi considerada a aderência entre o chumbador e os elementos de concreto. Sabe-se que essa aderência é muito pequena, uma vez que os chumbadores são feitos de barras lisas.

Para modelar o *contato* foram definidos outros dois parâmetros que são:

FKN - parâmetro que define o fator de rigidez do contato entre as duas superfícies, controlando dessa forma a penetração das superfícies;

ICONT - parâmetro que define um fator de proximidade inicial entre as superfícies de contato.

Tanto para o contato entre os elementos de concreto entre si como para o contato entre o concreto e o chumbador foram considerados  $FKN=1$  e  $ICONT=0,001$ , determinados em função de testes.

e. Calibração do modelo numérico: para calibrar o modelo numérico, simulou-se o ensaio realizado por SOARES (1998) em um modelo da ligação em estudo. No presente trabalho o modelo ensaiado em SOARES (1998) é denominado de *modelo 1.1*. A geometria e dimensões do modelo 1.1 estão apresentadas na Figura 3.7.

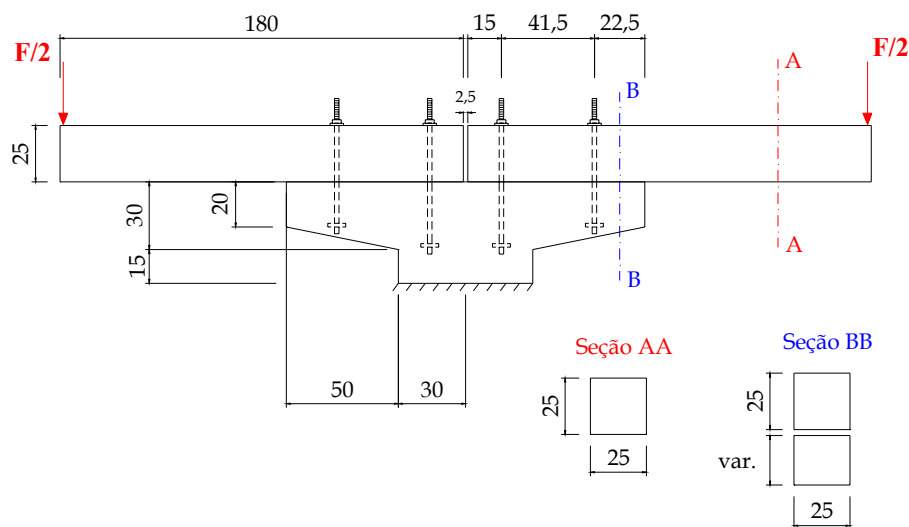


Figura 3.7 - Geometria e dimensões do modelo 1.1 (dimensões em cm).

Nas Figuras 3.8 e 3.9 são ilustradas as configurações das fissuras dos modelos experimental e numérico, respectivamente. Comparando-se essas Figuras percebem-se as suas semelhanças. Cabe ressaltar que no modelo numérico podem ser vistas todas as fissuras, inclusive as micro-fissuras que não podem ser observadas no modelo físico.

A curva momento-rotação numérica foi determinada da mesma forma que a determinada experimentalmente em SOARES (1998). O cálculo da rotação foi feito



através da expressão 3.6, enquanto que o momento fletor foi determinado através da expressão 3.7, tendo como base os esquemas apresentados na Figura 3.10. As curvas momento-rotação experimental e numérica estão na Figura 3.11.

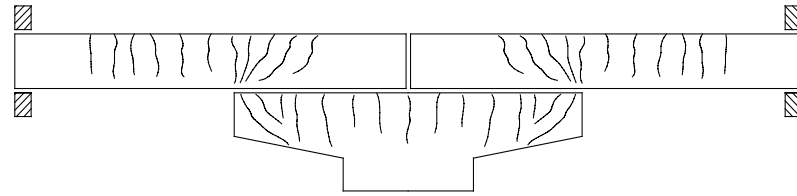
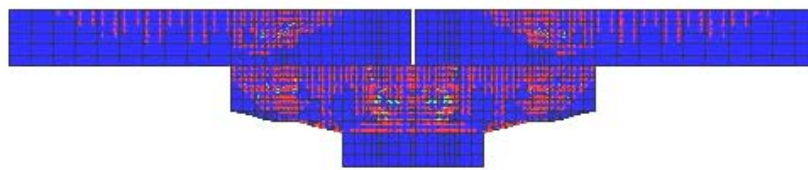
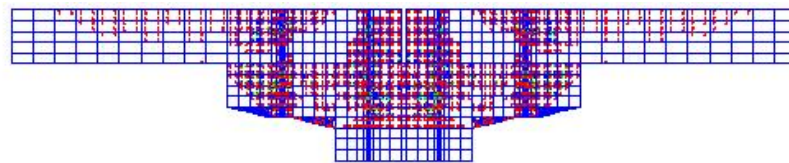


Figura 3.8 - Configuração das fissuras do modelo 1.1 [SOARES (1998)].



(a) - sem visualização interna (ANSYS 5.5).



(b) - com visualização interna (ANSYS 5.5).

Figura 3.9 - Configuração das fissuras do modelo numérico.

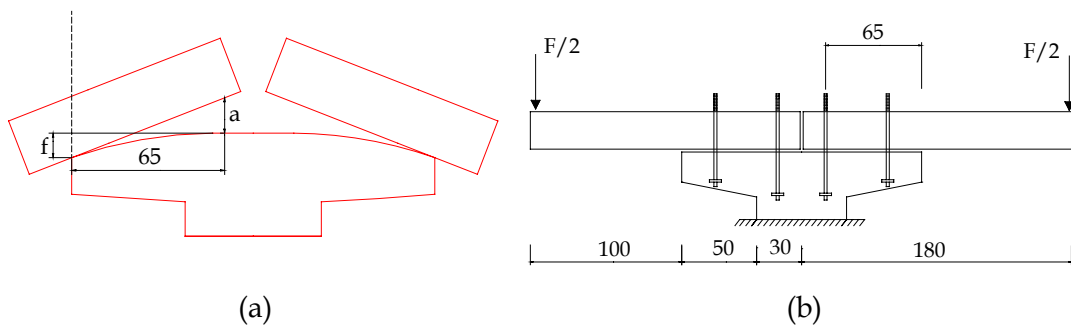


Figura 3.10 - Esquemas para a determinação da curva momento-rotação (dimensões em cm).

$$\phi = \frac{f + a}{65} \tag{3.6}$$

$$M = \frac{F}{2} \cdot 100 \tag{3.7}$$

onde: f - flecha do consolo;

a<sub>b</sub> - alongamento do chumbador .

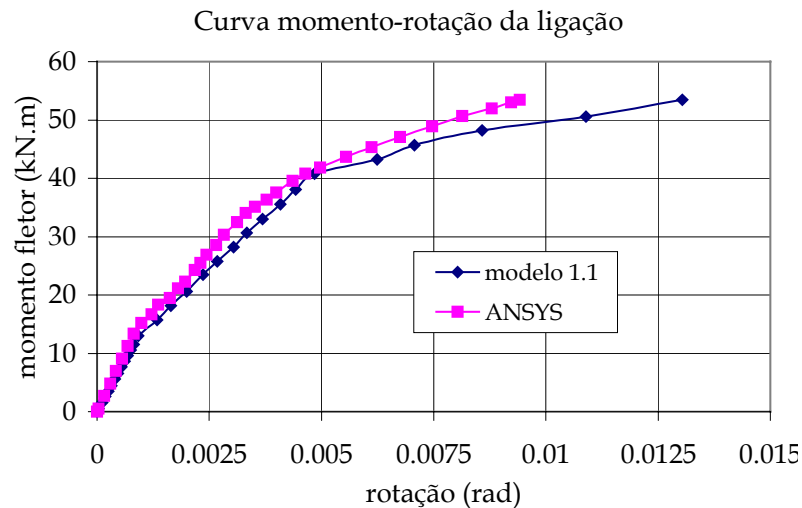


Figura 3.11 - Gráficos momento fletor-rotação.

Com base nessa Figura, nota-se que o modelo numérico está bastante próximo ao experimental, se mostrando muito satisfatório, principalmente porque os valores numéricos de momento de fissuração e de escoamento da ligação, assim como o das suas respectivas rotações são praticamente iguais aos experimentais.

#### 3.1.2.4 Resultados preliminares

a. Influência do diâmetro dos chumbadores: foram modeladas ligações com  $\phi = 17, 19$  e  $25,4$ mm. As curvas momento-rotação estão apresentadas na Figura 3.12.

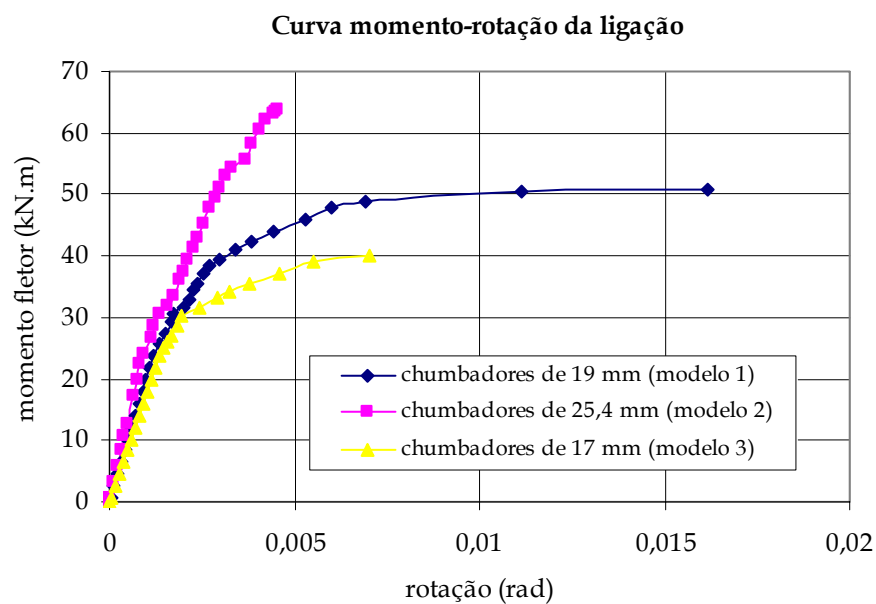


Figura 3.12 - Gráficos momento fletor-rotação da ligação (influência do diâmetro do chumbador).

Através da Figura 3.12 confirma-se o aumento de rigidez e resistência da ligação ao se adotar o chumbador de 25,4mm de diâmetro. As ligações com chumbadores com diâmetros próximos (17 e 19mm) apresentaram um comportamento semelhante. Porém, a ligação com chumbadores com 19mm de diâmetro apresentou um comportamento mais dúctil.

b. *Influência da presença da almofada de apoio*: o material utilizado para a almofada de apoio é uma argamassa com fibras que vem sendo estudada na EESC-USP para esse fim. Esse material, entre outras, tem a vantagem de apresentar um módulo de elasticidade relativamente baixo e uma boa resistência à compressão em comparação com almofadas de apoio de elastômero simples.

A argamassa com fibras foi considerada como um material elástico-linear com módulo de elasticidade obtido experimentalmente por BARBOZA et al. (2001) ( $E = 480\text{MPa}$ ). Foram simulados modelos sem a almofada de apoio e com almofadas com 5 e 10mm de espessura. Para o contato entre a almofada de apoio e o concreto foram adotados  $FKN = 100$  e  $ICONT = 0,001$ , determinados através de testes.

As curvas momento-rotação estão apresentadas na Figura 3.13, onde observa-se um comportamento semelhante dos modelos. Existindo apenas uma pequena redução no momento de plastificação do modelo ao se utilizar a almofada de apoio, crescente com o aumento de sua espessura.

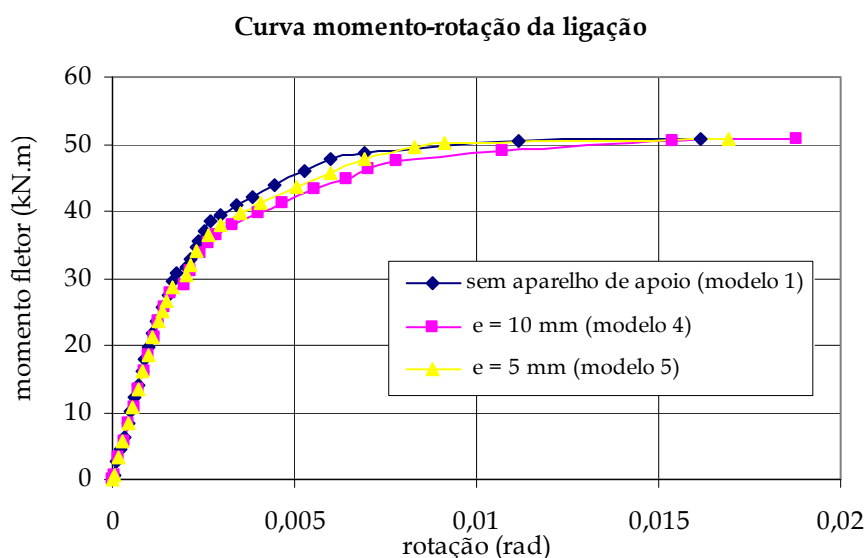


Figura 3.13 - Gráficos momento fletor-rotação da ligação (presença da almofada de apoio).

c. Influência da resistência do concreto: foram modeladas ligações com  $f_c = 20, 37,5$  e 50MPa. As curvas momento-rotação estão apresentadas na Figura 3.14.

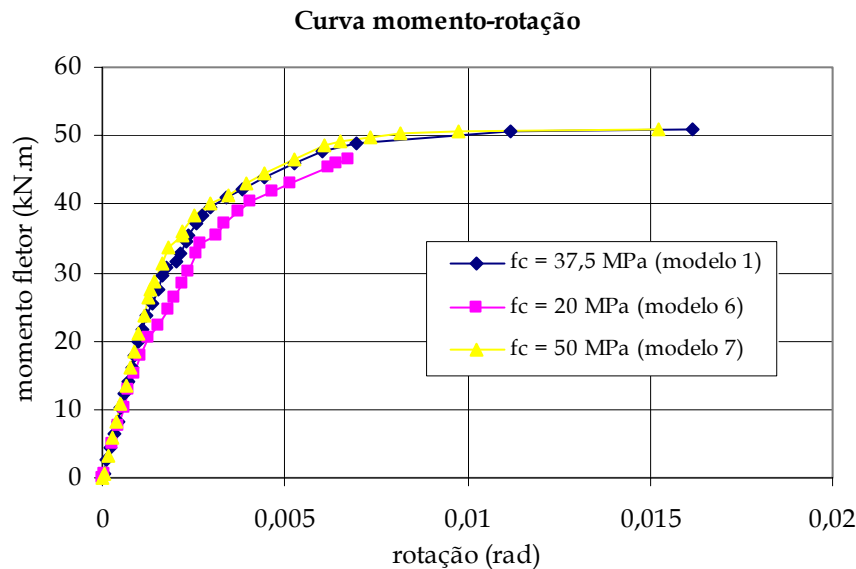


Figura 3.14 - Gráfico momento fletor-rotação da ligação (influência da resistência do concreto).

Através da Figura 3.14 observa-se que a rigidez das ligações com concreto com resistência à compressão de 37,5 e 50MPa é bastante semelhante, enquanto que o modelo com concreto com  $f_c$  de 20MPa apresentou menor rigidez. Ressalta-se também que os modelos com maiores resistências à compressão apresentaram um comportamento mais dúctil que aquele apresentado pelo modelo com  $f_c$  de 20MPa.

d. Influência do comprimento do consolo: foram simuladas ligações com consolos com 25, 37,5 e 50cm de comprimento para avaliar o comportamento do modelo em função do comprimento do consolo. Na Figura 3.15 no eixo x foi representado o comprimento do modelo e no eixo y os seus respectivos deslocamentos verticais.

Com base na Figura 3.15, pode-se observar que a deformação dos modelos com consolos com comprimentos de 37,5 e 50cm foram mais próximas em comparação com a do modelo com consolo de 25cm. Para esse modelo a deformada foi mais acentuada. Essa deformada mais acentuada conduziu à definição do comprimento do consolo dos modelos a serem ensaiados experimentalmente -  $\ell_c = 25$ cm.

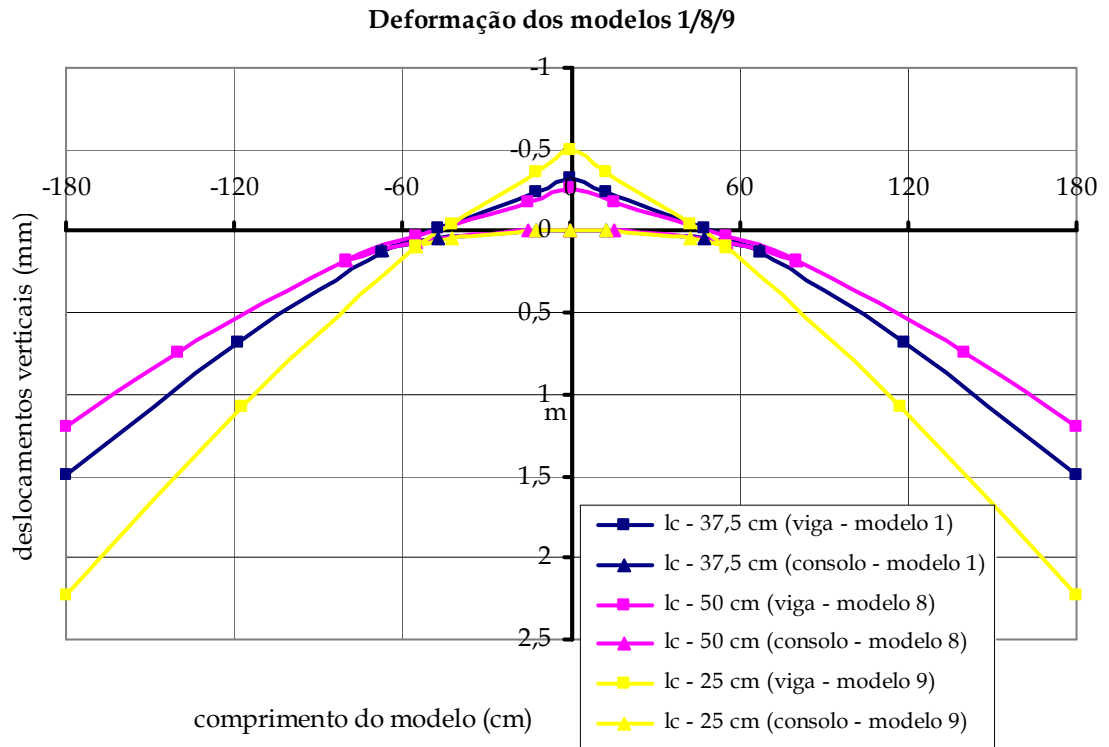


Figura 3.15 - Influência do comprimento do consolo.

e. Influência da altura da viga: foram modeladas ligações com  $h_v = 25$  e  $30$ cm. As curvas momento-rotação estão apresentadas na Figura 3.16. Através dos gráficos representados na Figura 3.16 percebe-se que esse pequeno acréscimo na altura da viga, praticamente não influenciou no comportamento à flexão da ligação.

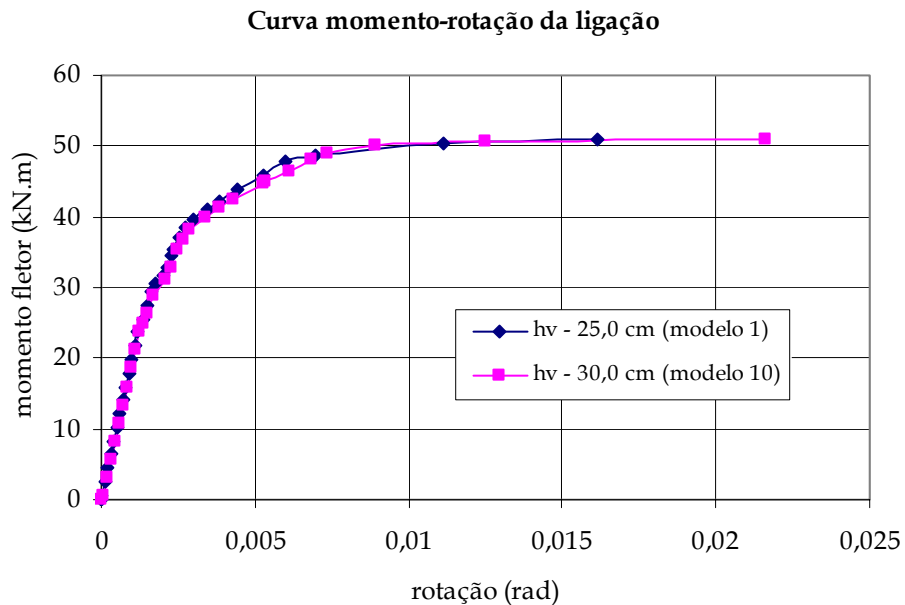


Figura 3.16 - Gráficos momento fletor-rotação da ligação.  
(influência da altura da viga).

### 3.1.3 Programa experimental

Com base nos resultados numéricos foram definidos os modelos a serem ensaiados experimentalmente. Para esse tipo de ligação foram ensaiados dois modelos.

A primeira variável selecionada foi o comprimento do consolo igual a 25cm. Escolheu-se esse comprimento por ser um "comprimento limite mínimo". Porém, com esse valor de  $l_c$  a resistência da ligação reduz muito em comparação com os comprimentos de 37,5 e 50cm. Dessa forma, definiu-se a segunda variável: o diâmetro dos chumbadores igual a 25,4mm. Esse diâmetro além de garantir uma resistência desejável confere uma rigidez adequada à ligação.

Cabe ressaltar que o fato de se utilizar essa configuração de ligação (consolo com 25cm e chumbadores com 25,4mm) não implica que ela seja viável na prática. O objetivo principal dos ensaios é a calibração do modelo analítico e das simulações numéricas. Justamente por isso é que foram definidos esses valores para as variáveis, que podem ser considerados limites em termos práticos.

A presença da almofada de apoio, assim como a inversão do carregamento também foram observadas experimentalmente. Dessa forma, a ligação foi submetida a momentos fletores positivos e negativos. Lembrando que momento fletor negativo é aquele que provoca tração na parte superior da viga e momento fletor positivo é aquele que provoca tração na parte inferior da viga na região da ligação.

Na Tabela 3.2 estão apresentados os modelos que foram ensaiados experimentalmente, denominados modelos 1.2 e 1.3.

Tabela 3.2 - Modelos definitivos - ensaiados experimentalmente.

Modelo	$\phi_b$ (mm)	$l_c$ (cm)	$l_1$ (cm)	$l_2$ (cm)	$h_c$ (cm)	$h_v$ (cm)	Almofada de apoio (mm)	Concreto $f_c$ (MPa)
1.1*	19,0	50	15,0	55,0	20,0	25,0	sem	38,5
1.2	25,4	25,0	12,5	42,5	25,0	25,0	sem	37,5
1.3	25,4	25,0	12,5	42,5	25,0	25,0	e = 10	37,5

\* O modelo 1.1 foi ensaiado por SOARES (1998) e utilizado para a calibração do modelo numérico, apresentada no item 3.1.2.3.

Na Tabela 3.3 está resumido o programa experimental da ligação n°1.

Tabela 3.3 - Resumo do programa experimental - ligação n°1.

Modelo	Características dos modelos	Variáveis			
		$\ell_c$ (cm)	$\phi$ (mm)	almofada de apoio	Sinal do momento
modelo 1.1		50	19	sem	negativo
modelo 1.2		25	25,4	sem	negativo/ positivo
modelo 1.3		25	25,4	com	negativo/ positivo

## 3.2 LIGAÇÃO VIGA-PILAR N°2

### 3.2.1 Considerações iniciais

O programa experimental da ligação n°2 foi definido em conjunto com a empresa Premoldados Protendit, interessada em desenvolver um estudo em conjunto com a Escola de Engenharia de São Carlos EESC-USP. Através dessa parceria informal, foram ajustadas a configuração e as dimensões das ligações a serem ensaiadas.

Também para esse tipo de ligação foram ensaiados dois protótipos. A diferença básica entre os dois modelos é a continuidade da armadura que passa ao redor do pilar e da capa de concreto. Através do modelo 2.1, que conta com a continuidade da armadura e da capa de concreto, procurou-se simular uma ligação em pilar intermediário, enquanto que no modelo 2.2, sem continuidade, tentou-se reproduzir duas ligações em pilar de extremidade.

Da mesma forma que para os modelos da ligação n°1, a inversão do carregamento também foi avaliada experimentalmente. Ou seja, os modelos foram submetidos a momentos fletores positivos e negativos. Lembrando que o momento fletor negativo provoca tração na parte superior da viga e o momento fletor positivo provoca tração em sua parte inferior.

### 3.2.2 Programa experimental

Na Tabela 3.4 está resumido o programa experimental da ligação nº2.

Tabela 3.4 - Resumo do programa experimental - ligação nº2.

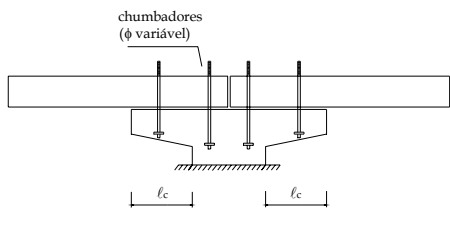
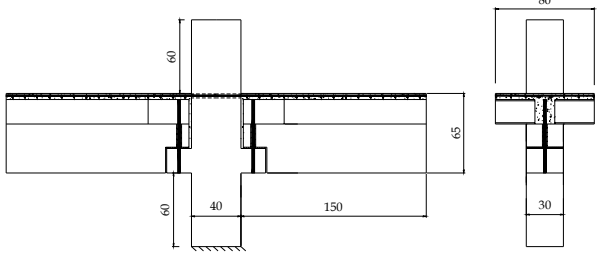
Modelo	Características dos modelos	Variáveis	
		continuidade da capa de concreto	Sinal do momento
modelo 2.1		Com (pilar intermediário)	negativo/positivo
modelo 2.2		Sem (pilar extremidade)	negativo/positivo

### 3.3 QUADRO RESUMO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

Na Tabela 3.5 encontra-se o resumo completo do programa experimental realizado no presente trabalho.



Tabela 3.5 - Resumo do programa experimental (completo).

Modelo	Características dos modelos	Variáveis			
		$l_c$ (cm)	$\phi_b$ (mm)	almofada de apoio	sentido do momento
1.1*		50	19	19	negativo**
1.2		25	25,4	25,4	negativo/ positivo***
1.3		25	25,4	25,4	negativo/ positivo
Modelo	Características dos modelos	Variáveis			
		continuidade da capa de concreto	sentido do momento		
2.1		Com (pilar intermediário)	negativo/ positivo		
2.2		Sem (pilar extremidade)	negativo/ positivo		

\* o modelo 1.1 foi ensaiado por SOARES (1998);

\*\* momento negativo é aquele que provoca tração na parte superior da viga na região da ligação;

\*\*\* momento positivo é aquele que provoca tração na parte inferior da viga na região da ligação.

## 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 4.1 LIGAÇÃO VIGA-PILAR N°1

#### 4.1.1 Características dos modelos

As características geométricas dos modelos 1.2 e 1.3 estão apresentadas na Figura 4.1. No modelo 1.3 foi utilizada uma almofada de apoio de argamassa com fibras com 10mm de espessura. Esse material vem sendo estudado na EESC-USP.

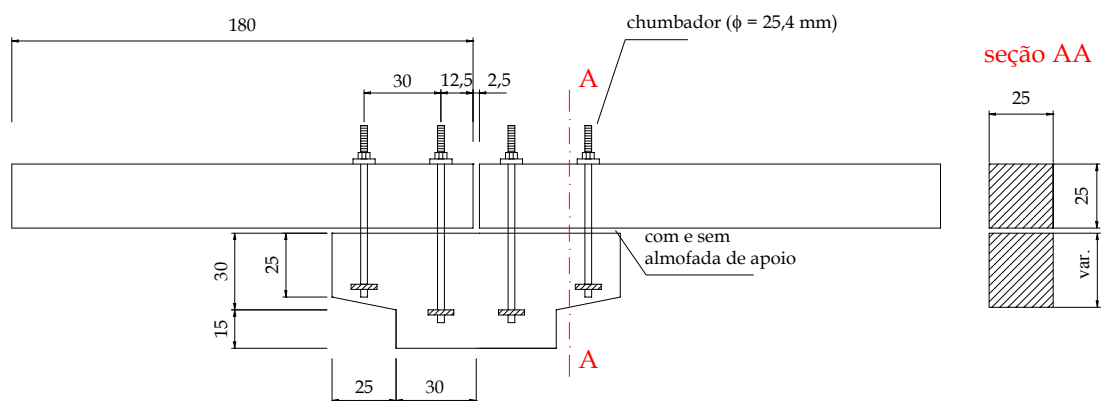


Figura 4.1 - Características dos modelos 1.2 e 1.3 da ligação n°1 (dimensões em cm).

A resistência do concreto dos elementos ficou em torno de 65MPa. Esse valor é maior do que o esperado (em torno de 40MPa), tendo em vista o estudo de traço realizado. Acredita-se que a diferença se deva à variabilidade da resistência do cimento, cujos fabricantes somente garantem o valor mínimo. O aço dos chumbadores foi o SAE 1020 ( $f_{yb} \cong 250\text{MPa}$ ). O aço utilizado na confecção da armadura foi do tipo CA 50. Para ancorar os chumbadores no concreto utilizou-se uma ancoragem mecânica que consistiu em uma chapa de aço de 16mm de espessura soldada na barra a 5cm da extremidade, conforme ilustra a Figura 4.2.

O dimensionamento dos modelos está no Apêndice 1. A armadura dos elementos

está detalhada na Figura 4.3. O cobrimento adotado foi de 1,5cm em todas as peças.

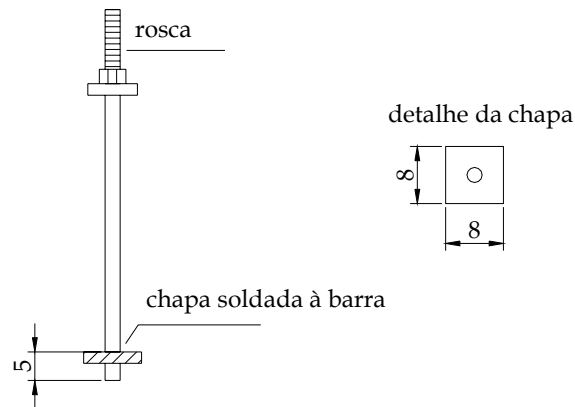
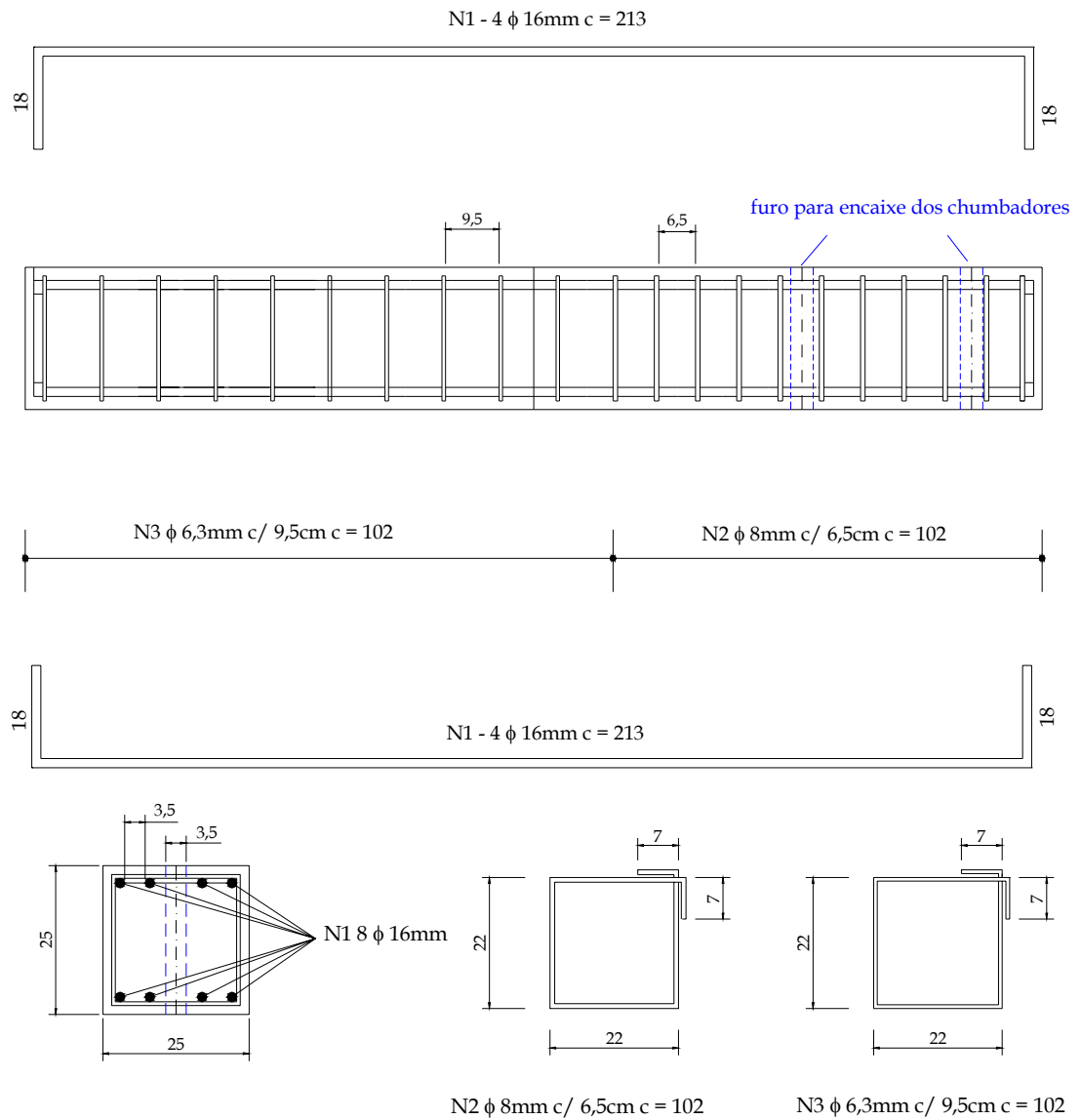
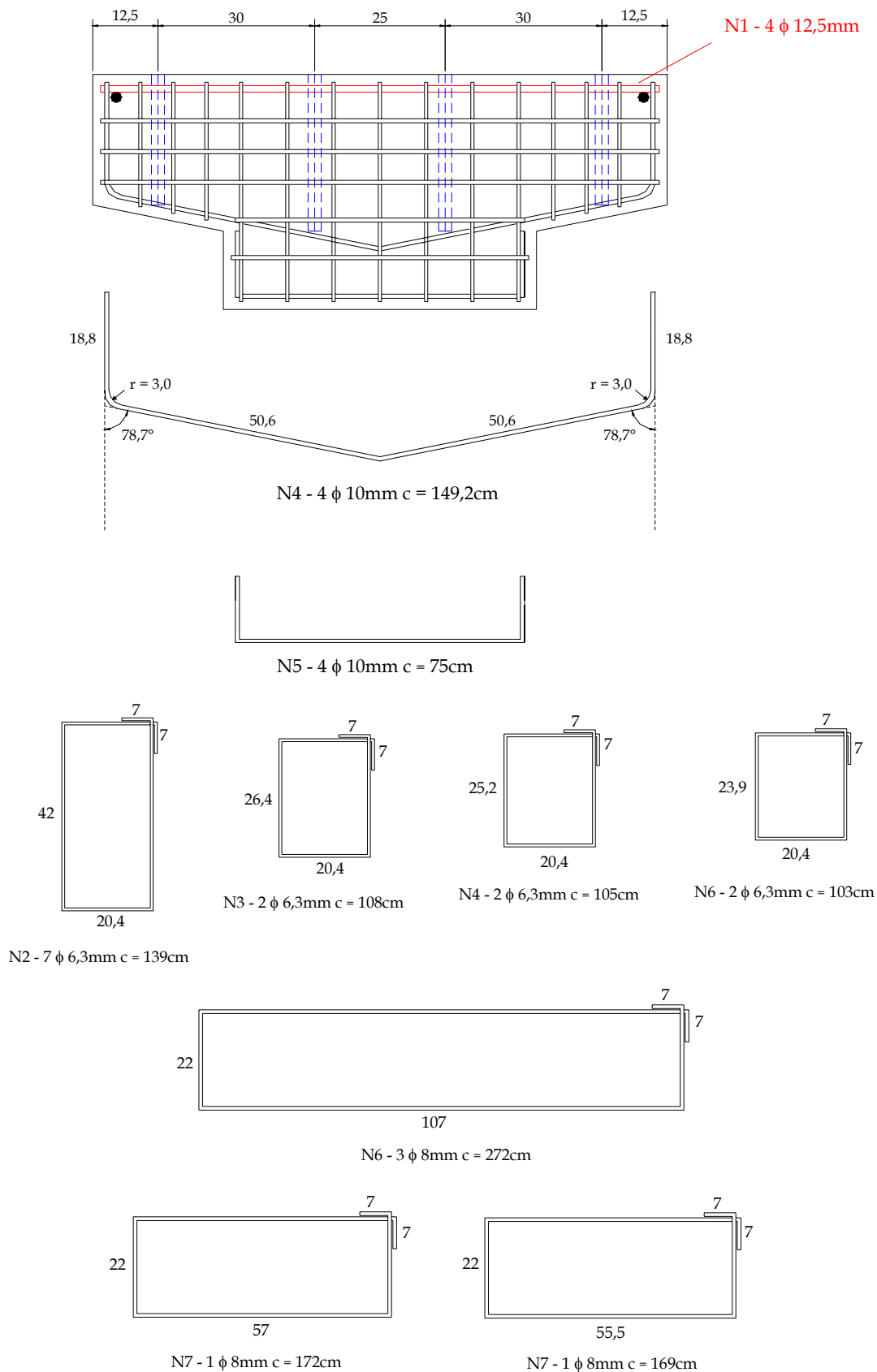


Figura 4.2 - Ancoragem dos chumbadores (dimensões em cm).



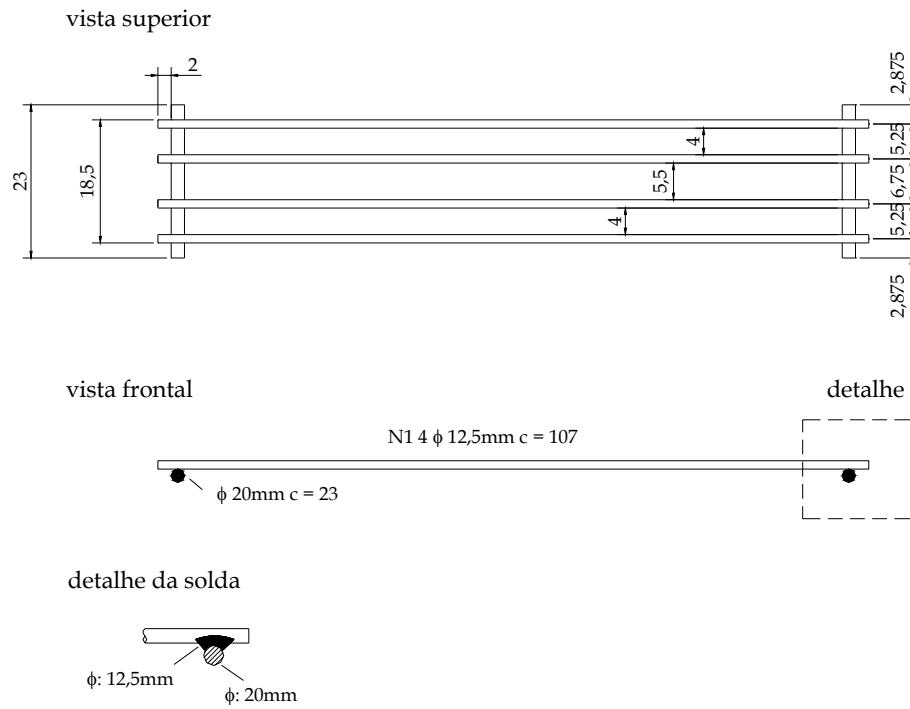
(a) - armadura das vigas (dimensões em cm);

Figura 4.3 - Armadura dos elementos dos modelos 1.2 e 1.3 - parte 1.



(b) - armadura do consolo (dimensões em cm);

Figura 4.3 - Armadura dos elementos dos modelos 1.2 e 1.3 -parte 2.



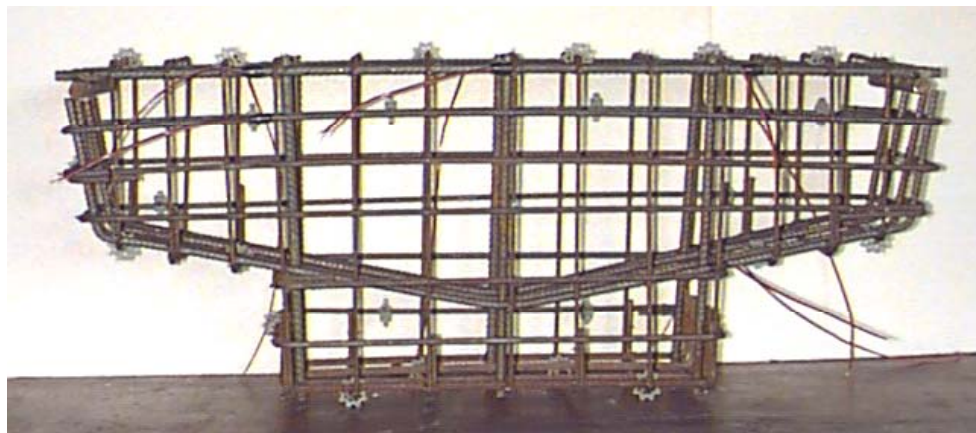
(b) - armadura do consolo - continuação (dimensões em cm);

Figura 4.3 - Armadura dos elementos dos modelos 1.2 e 1.3 - parte 3.

Na Figura 4.4 são apresentadas fotos da armadura dos elementos.



(a) - armadura das vigas;



(b) - armadura do consolo;

Figura 4.4 - Fotos da armadura dos elementos dos modelos 1.2 e 1.3.

### 4.1.2 Esquema de ensaio

O esquema dos ensaios dos modelos 1.2 e 1.3 é o apresentado na Figura 4.5 e ilustrado na Figura 4.6.

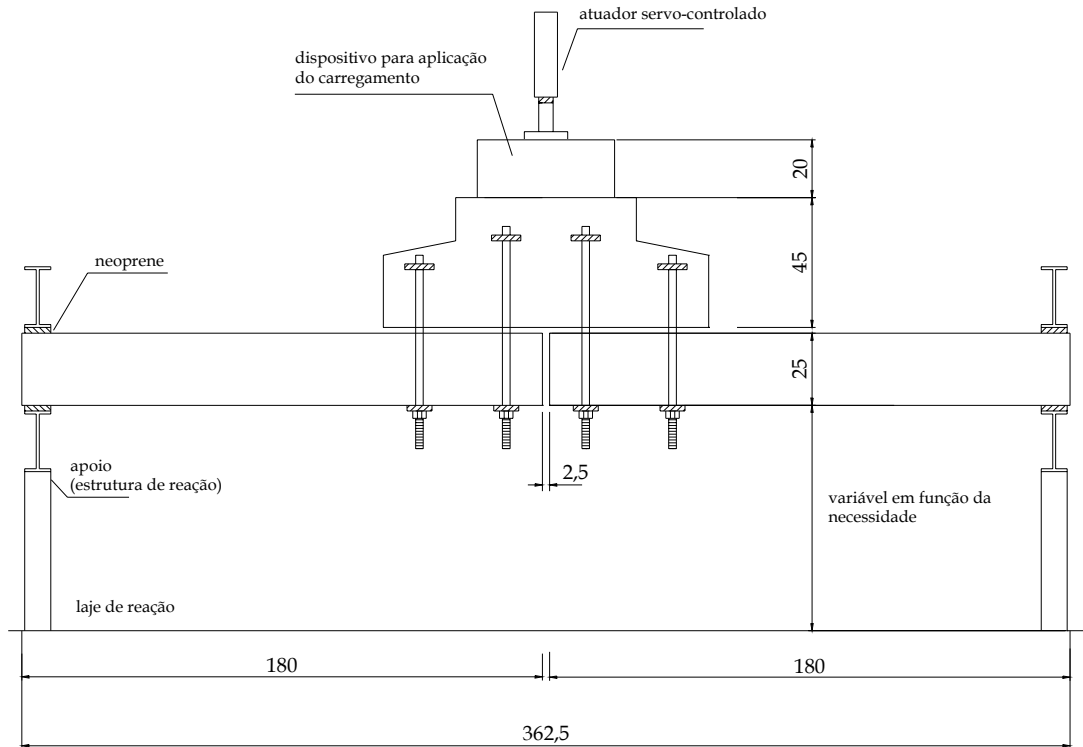
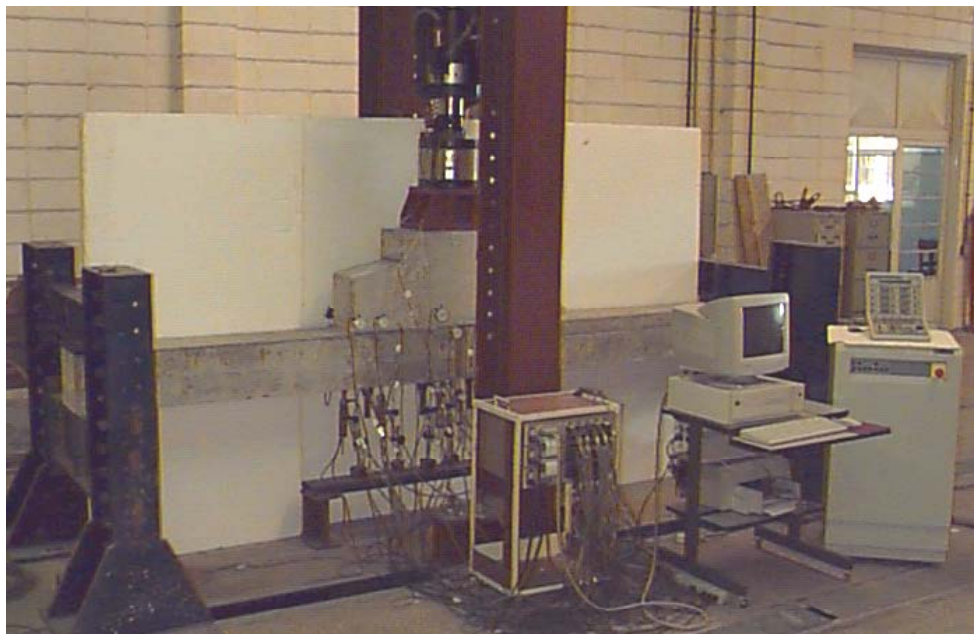
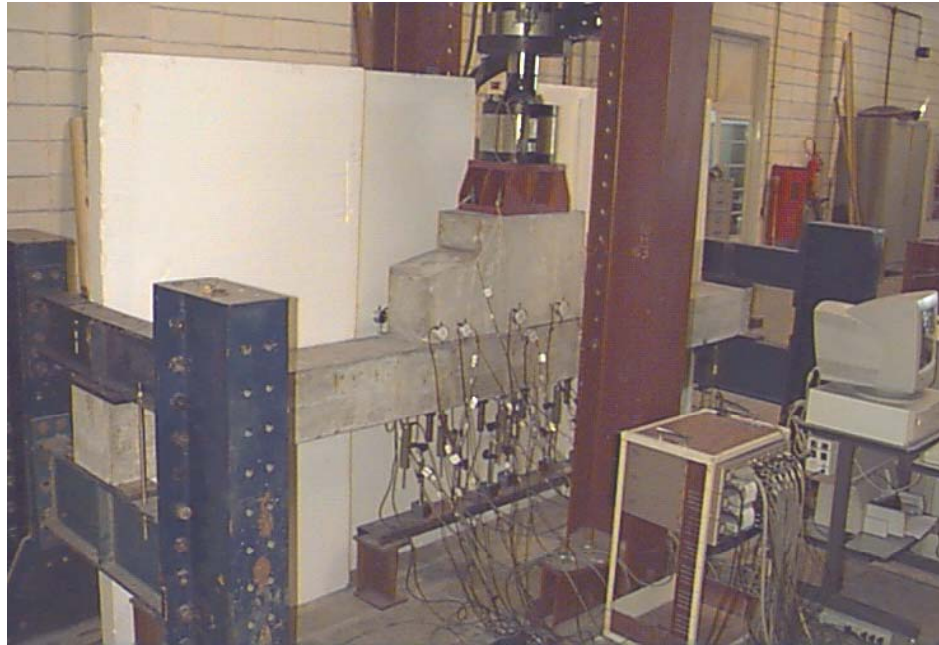


Figura 4.5 - Esquema dos ensaios dos modelos 1.2 e 1.3 (dimensões em cm).



(a)

Figura 4.6 - Esquema dos ensaios dos modelos 1.2 e 1.3 – ilustração (parte 1).



(b)

Figura 4.6 - Esquema dos ensaios dos modelos 1.2 e 1.3 - ilustração (parte 2).

Foi aplicado nos modelos um carregamento alternado, de curta duração e com controle de deslocamentos, através da utilização de um atuador servo-controlado com capacidade de 500kN. Com isso o ensaio contou com a inversão do carregamento e, dessa forma, a ligação foi solicitada por ambos os momentos positivo e negativo.

Para apoiar as vigas no pórtico de reação utilizaram-se placas de elastômero. A Figura 4.7 mostra o aparelho de apoio utilizado e o dispositivo usado para acoplar o modelo ao atuador servo-controlado.



(a)



(b)

Figura 4.7: (a) - aparelho de apoio do modelo;  
(b) - dispositivo para aplicação do carregamento.

### 4.1.3 Materiais

#### 4.1.3.1 Concreto

O concreto utilizado na confecção dos modelos foi feito com Cimento ARI-PLUS CIMINAS. A pedra britada e a areia empregadas são da região de São Carlos. Esses dois materiais foram secos antes da moldagem do modelo. O traço, a medida de abatimento do tronco de cone e o consumo de materiais do concreto utilizado estão apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Concreto utilizado na confecção dos modelos.

Material	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )
cimento ARI-PLUS CIMINAS	380,0
areia seca	630,8
brita 1	1132,4
água	205,2
Traço em peso	1:1,66:2,98 a/c=0,54
Abatimento do tronco de cone (cm)	14

As propriedades mecânicas do concreto foram determinadas no dia do ensaio através da ruptura de 9 corpos-de-prova cilíndricos de 10cm de diâmetro por 20cm de altura. Os corpos-de-prova foram ensaiados em uma Máquina Hidráulica ELE Autotest 2000. Foram realizados ensaios de compressão e tração por compressão diametral. Para possibilitar a obtenção do módulo de elasticidade do concreto foi utilizado o Sistema de Aquisição de Dados SYSTEM 4000 acoplado à Máquina ELE. Os resultados desses ensaios para ambos os modelos 1.2 e 1.3 encontram-se nas Tabelas 4.2, 4.3 e 4.4.

Tabela 4.2 - Resistência à compressão simples.

Corpo de prova	Resistência à compressão (MPa) - $f_c$	
	Modelo 1.2	Modelo 1.3
CP-1	65,9	69,1
CP-2	68,3	63,6
CP-3	61,9	63,8
Média	65,4	65,5



Tabela 4.3 - Resistência à tração por compressão diametral.

corpo de prova	Resistência à tração (MPa) - $f_t$	
	Modelo 1.2	Modelo 1.3
CP-1	4,7	5,0
CP-2	4,3	3,9
CP-3	3,1	5,6
Média	4,0	4,8

Tabela 4.4 - Módulo de elasticidade longitudinal tangente do concreto.

corpo de prova	Módulo de elasticidade tangente (GPa) - $E_c$	
	Modelo 1.2	Modelo 1.3
CP-1	38,5	40,7
CP-2	36,2	36,8
CP-3	36,6	35,2
Média	37,1	37,6

#### 4.1.3.2 Aço

a. *Chumbadores*: O aço utilizado na confecção dos chumbadores foi o SAE 1020. Suas características mecânicas foram obtidas através de ensaios de tração, conforme recomenda a NORMA ASTM A 370 (1992). Para isso foram usinados 3 corpos-de-prova que foram ensaiados em uma prensa da marca INSTROM com capacidade de 100kN. O módulo de elasticidade ( $E_s$ ), as resistências de escoamento ( $f_y$ ) e de ruína ( $f_u$ ) e a deformação a partir da qual o material atinge o escoamento ( $\epsilon_y$ ), estão indicados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Propriedades mecânicas do chumbador.

Corpo de prova	$E_s$ (GPa)	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ (‰)	$f_u$ (MPa)
CP-1	212	309,6	1,46	309,6
CP-2	199	298	1,5	317,9
CP-3	189	302	1,6	317,9
Média	200	303,2	1,52	315,1

b. *Armadura*: O aço utilizado na confecção da armadura foi do tipo CA 50, sendo suas resistências de escoamento e ruptura obtidas através de ensaios de tração, conforme recomenda a NBR6152 (1980).

As barras da armadura com diâmetros de 6,3 e 8mm foram ensaiadas em uma prensa DARTEC com capacidade de 100kN. Esses ensaios foram realizados com velocidade de deformação controlada igual a 2mm/min.

Os corpos-de-prova com diâmetro de 6,3mm tiveram, ao contrário do esperado, o comportamento de um aço CA 60, ou seja, não demonstraram patamar de escoamento definido e apresentaram valores elevados para a resistência ao escoamento e de ruptura. O módulo de elasticidade longitudinal ( $E_s$ ), as resistências de escoamento ( $f_y$ ) e de ruína ( $f_u$ ) e a deformação a partir da qual o material atinge o escoamento ( $\varepsilon_y$ ), estão indicados na Tabela 4.6.

As barras com diâmetros acima de 8mm foram ensaiadas na Máquina de Ensaio Servo-controlada INSTRON 8506. Porém, para esses diâmetros não foi obtido o módulo de elasticidade do material, apenas suas resistências limites de escoamento e de ruptura. Esses valores se encontram na Tabela 4.7. Como valor do módulo de elasticidade para esses diâmetros foi adotado o valor nominal igual a  $E_s = 200\text{GPa}$ .

Tabela 4.6 - Propriedades mecânicas do aço (6,3 e 8mm).

diâmetro	corpo de prova	$E_s$ (GPa)	$f_y$ (MPa)	$\varepsilon_y$ (‰)	$f_u$ (MPa)
6,3mm	CP-1	246,7	625	4,5	830
	CP-2	267,8	638	4,9	841
	<b>Média</b>	<b>257,3</b>	<b>632</b>	<b>4,7</b>	<b>836</b>
8,0mm	CP-1	214,8	575	2,7	664
	CP-2	220,2	575	2,5	682
	CP-3	224,4	550	2,5	664
	<b>Média</b>	<b>219,9</b>	<b>567</b>	<b>2,6</b>	<b>670</b>

Tabela 4.7 - Propriedades mecânicas do aço (10, 12,5, e 16mm).

diâmetro	corpo de prova	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
10,0mm	CP-1	588	711
	CP-2	563	687
	CP-3	568	688
	<b>Média</b>	<b>573</b>	<b>695</b>
12,5mm	CP-1	612	723
	CP-2	624	735
	CP-3	622	749
	<b>Média</b>	<b>619</b>	<b>736</b>
16,0mm	CP-1	558	866
	CP-2	567	677
	CP-3	571	675
	<b>Média</b>	<b>565</b>	<b>739</b>

#### 4.1.3.3 Almofada de apoio do modelo 1.3

Conforme já adiantado, no modelo 1.3 foi utilizada uma almofada de apoio de argamassa entre o consolo e a viga, cujo traço foi definido a partir de modificações em uma composição básica para uma argamassa de cimento e areia. Essas modificações foram: adição de látex de estireno-butadieno e fibras de polipropileno. Esse material vem sendo estudado no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, tendo em vista esse tipo de aplicação [BARBOZA et al. (2001)].

A adição de látex em argamassas traz melhorias significativas em suas propriedades no estado endurecido, tais como: durabilidade, resistência à flexão e ao impacto, permeabilidade, resistência ao congelamento e resistência à abrasão. O látex é uma dispersão de polímeros orgânicos em água e sua inclusão em argamassas de cimento e areia convencionais resulta em menores quantidades de água necessárias à fluidez e trabalhabilidade da mistura desejadas. Devido à presença de estabilizantes utilizados na produção do látex, podem ser incorporadas grandes quantidades de ar na mistura. Apesar da incorporação de ar diminuir a resistência à compressão da argamassa, devido à formação de grande quantidade de vazios, essa incorporação de ar melhora a absorção de deformações pela argamassa. Esse

comportamento favorece a utilização da argamassa como aparelho de apoio. A resistência à compressão de argamassas modificadas com látex, tende a se manter inalterada com dosagens de látex de até 30%. Acima desse valor a argamassa passa a perder resistência a compressão.

Quando utilizadas em taxas reduzidas, a contribuição das fibras de polipropileno é na diminuição da retração do concreto. Sua adição em taxas elevadas melhora o estado de pós-fissuração, uma vez que as fibras aumentam a tenacidade através de mecanismos de maior absorção de energia durante o alongamento e deslocamento das fibras. Devido ao seu baixo módulo de elasticidade, esse tipo de fibra adicionado ao concreto convencional tem melhorado significativamente a resistência ao impacto e à fadiga do concreto. Um inconveniente na adição de fibras é a redução da trabalhabilidade. Portanto, estabeleceu-se uma dosagem conveniente de acordo com a aplicação. As fibras utilizadas no presente trabalho têm diâmetro de 18 $\mu$ m e comprimento de 12mm.

O traço utilizado para moldar as almofadas de apoio do modelo 1.3 foi o apresentado na Tabela 4.8. Com esse traço o material apresenta um módulo de elasticidade inicial igual a  $E_{inicial} = 75\text{MPa}$  ( $0 \leq \sigma_c \leq 3\text{MPa}$ ) e  $E_2 = 150\text{MPa}$  ( $3 \leq \sigma_c \leq 15\text{MPa}$ ). O módulo de elasticidade foi obtido através do ensaio de placas de 15x15x1cm<sup>3</sup> e  $\sigma_c$  é a tensão de compressão atuante na placa.

Tabela 4.8 - Traço em peso utilizado para as almofadas de apoio do modelo 1.3.

cimento	Areia	látex	fibra	água
1	0,06	0,3	2%	0,34

#### 4.1.4 Moldagem e cura dos componentes

O concreto foi preparado em uma betoneira de eixo vertical com capacidade de 0,25m<sup>3</sup> da marca CIBI (modelo - P250), colocado na fôrma de madeira compensada através de pás e adensado com o auxílio de um vibrador de imersão de 25mm de diâmetro. O volume de concreto gasto em cada modelo foi de 0,327m<sup>3</sup> e seu peso total ficou em torno de 8,20kN. Foram necessárias duas etapas de mistura para moldar as três peças.

Na Figura 4.8 ilustra-se a armadura dentro da fôrma da viga e também a solução utilizada para executar os furos nas vigas, para posterior encaixe dos chumbadores.

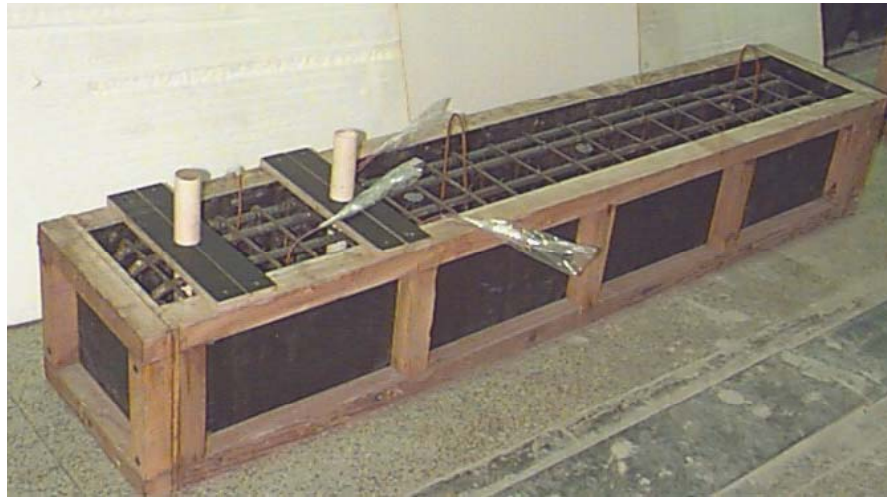


Figura 4.8 - Armadura na fôrma e dispositivo de fixação do tubo de pvc para a execução dos furos.

Na Figura 4.9 está apresentada a armadura dentro da fôrma do consolo e também o dispositivo utilizado para fixar os chumbadores na posição desejada. Para fazer os modelos 1.2 e 1.3 foi aproveitada a fôrma utilizada para moldar o modelo 1.1, executado em SOARES (1998). Para isso foi necessária uma adaptação para o novo comprimento do consolo de 25cm, que pode ser observada na Figura 4.9.



Figura 4.9 - Armadura na fôrma e dispositivo de fixação dos chumbadores.

O modelo permaneceu 3 dias curando. Para a cura, utilizou-se uma espuma umedecida colocada na superfície de concreto exposta ao ar, a fim de minimizar a

retração. Os corpos-de-prova foram desenformados após 24 horas e colocados no tanque de cura, ficando nesse até a véspera do dia do ensaio do respectivo modelo. Os modelos foram desenformados aos 4 dias e ensaiados em torno dos 21 dias. A concretagem e o adensamento do modelo estão ilustrados na Figura 4.10.



(a)



(b)

Figura 4.10 - Concretagem e adensamento do modelo.

O modelo 1.2 foi moldado na área externa do laboratório onde incidia muito sol e fazia muito calor, e com isso sofreu razoável retração. O modelo 1.3 foi moldado dentro do galpão do laboratório para evitar a ocorrência de retração.

Na Figura 4.11 estão apresentadas a mistura, a moldagem e a vibração das placas de apoio. Na Figura 4.12 são mostradas duas vistas da almofada de apoio.





(a) - mistura da argamassa;



(b) - moldagem;



(c) - vibração;

Figura 4.11 - Mistura, moldagem e vibração das almofadas de apoio do modelo 1.3.

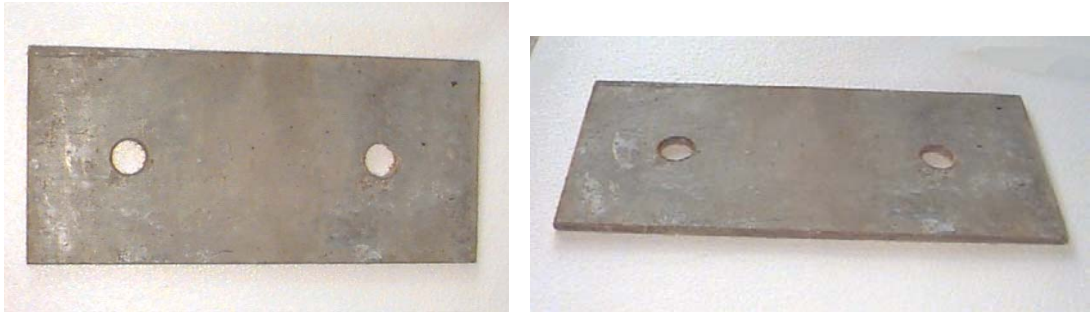


Figura 4.12 - Vistas das almofadas de apoio do modelo 1.3.

#### 4.1.5 Montagem do modelo

Na Figura 4.13 são mostradas as etapas de montagem dos modelos.



(a) - posicionamento das vigas;



(b) - içamento do consolo;





(c) - posicionamento do consolo - modelo 1.3;

Figura 4.13 - Etapas de montagem do modelo 1.3.

#### 4.1.6 Instrumentação

Os equipamentos e instrumentos de medição utilizados estão na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Equipamentos e instrumentos de medição utilizados no ensaio.

Instrumento	Tipo	Finalidade	Marca	Características
Transdutor de deslocamento	-	medição de deslocamentos	Kyowa	curso: 50mm sensibilidade: 0,02mm  curso: 20mm sensibilidade: 0,005mm (relógio comparador)  curso: 10mm sensibilidade: 0,003mm (relógio comparador)
extensômetro elétrico de resistência	Uniaxial	medição de deformações	Kyowa	GF: 2,12  base: 5,0mm
Atuador servo-controlado		aplicação do carregamento	Instron	capacidade nominal de 500kN
Sistema de aquisição de dados	SYSTEM 5000	coleta e gravação automática de dados	Measurements group	-

4.1.6.1 Instrumentação interna

A armadura das vigas, os chumbadores e a armadura do consolo foram instrumentados com extensômetros elétricos de resistência uniaxiais, como apresentado nas Figuras 4.14, 4.15 e 4.16, respectivamente.

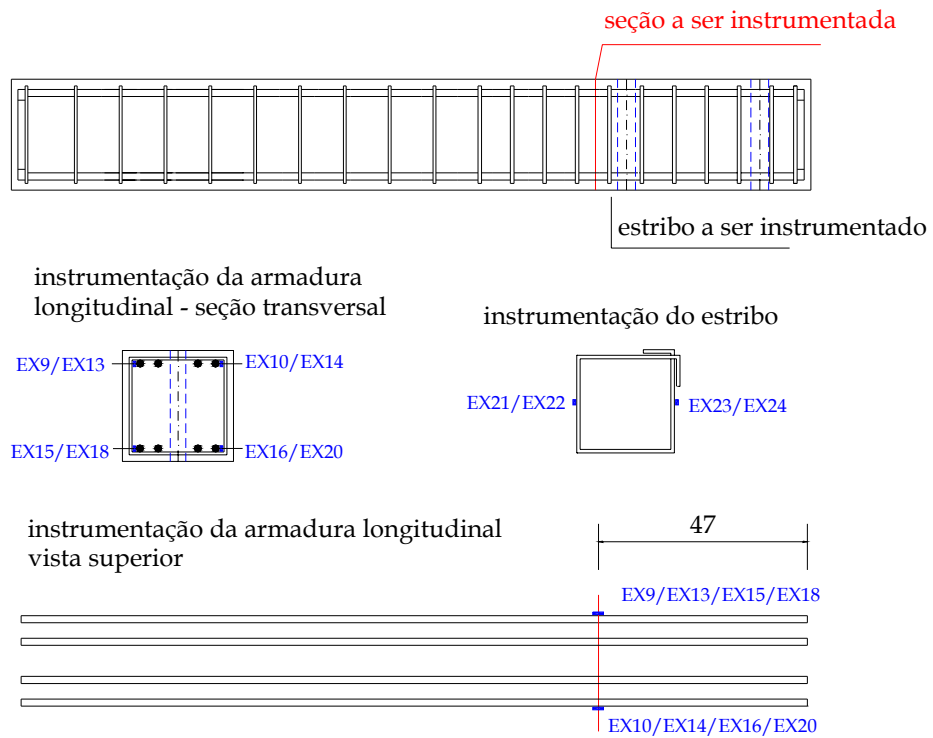


Figura 4.14 - Instrumentação da armadura das vigas (dimensões em cm).

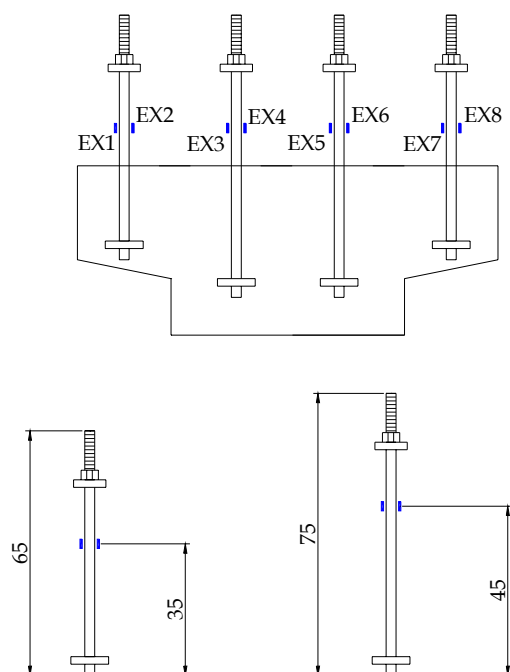
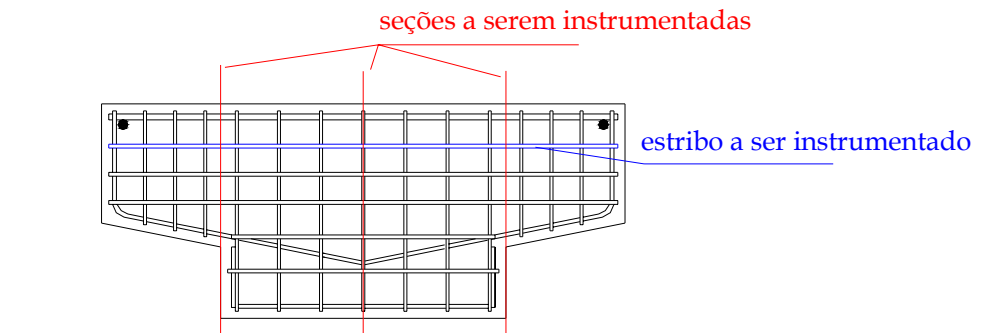
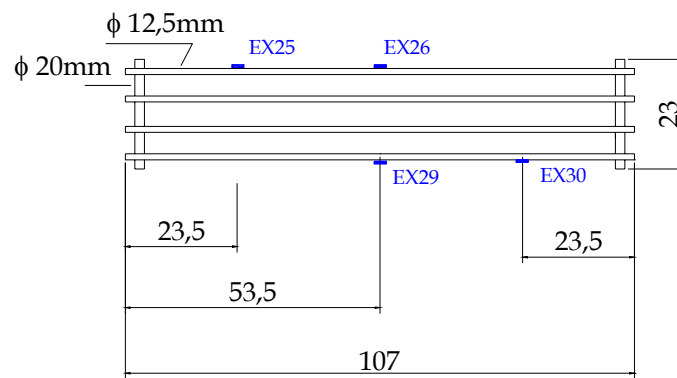


Figura 4.15 - Instrumentação dos chumbadores (dimensões em cm).

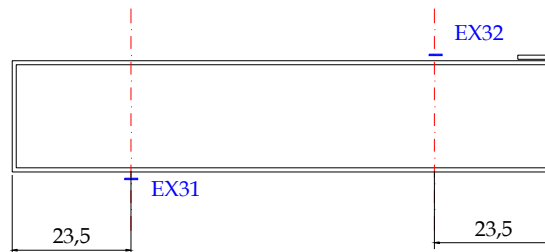


- extensômetro elétrico de resistência

instrumentação da armadura longitudinal



instrumentação da armadura de costura



instrumentação da armadura construtiva

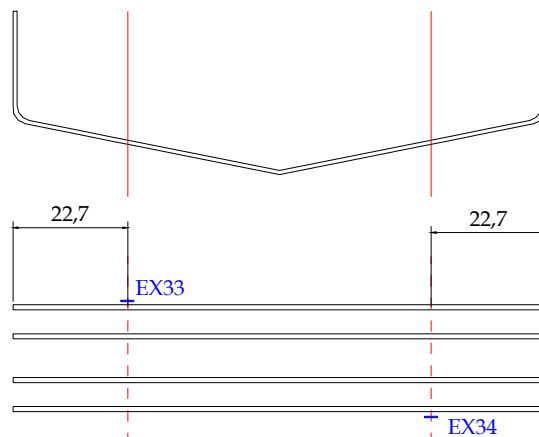


Figura 4.16 - Instrumentação da armadura do consolo (dimensões em cm).

#### 4.1.6.2 Instrumentação externa

A instrumentação externa foi feita de acordo com a Figura 4.17.

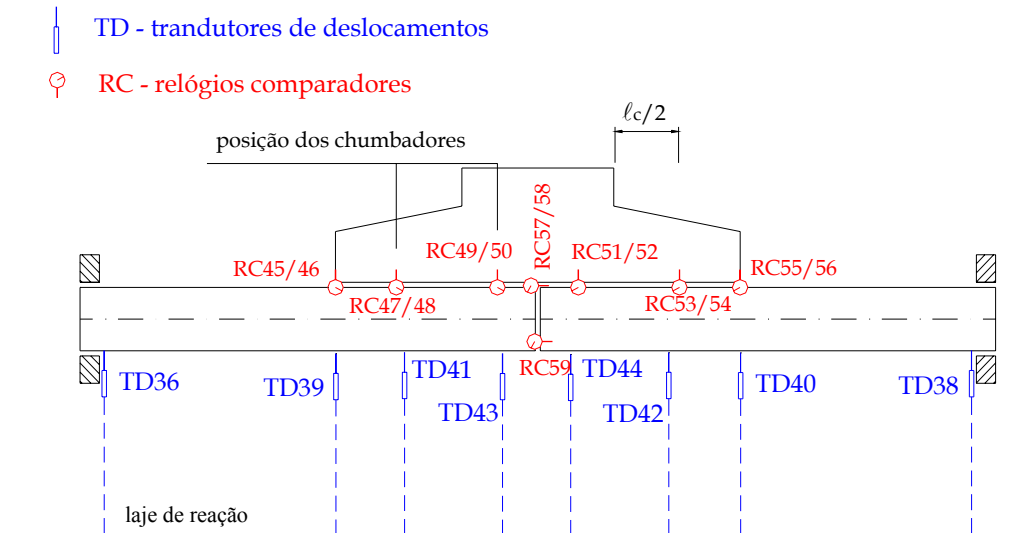


Figura 4.17 - Instrumentação externa do modelo.

Os transdutores foram colocados para possibilitar a avaliação completa dos deslocamentos do modelo. Os relógios comparadores têm a finalidade de medir os deslocamentos relativos entre o consolo e a viga. Foram colocados relógios comparadores nas duas faces do modelo para permitir a observação de uma possível rotação do mesmo fora de seu plano. Na Figura 4.18 pode ser observado o posicionamento dos transdutores de deslocamento e relógios comparadores.

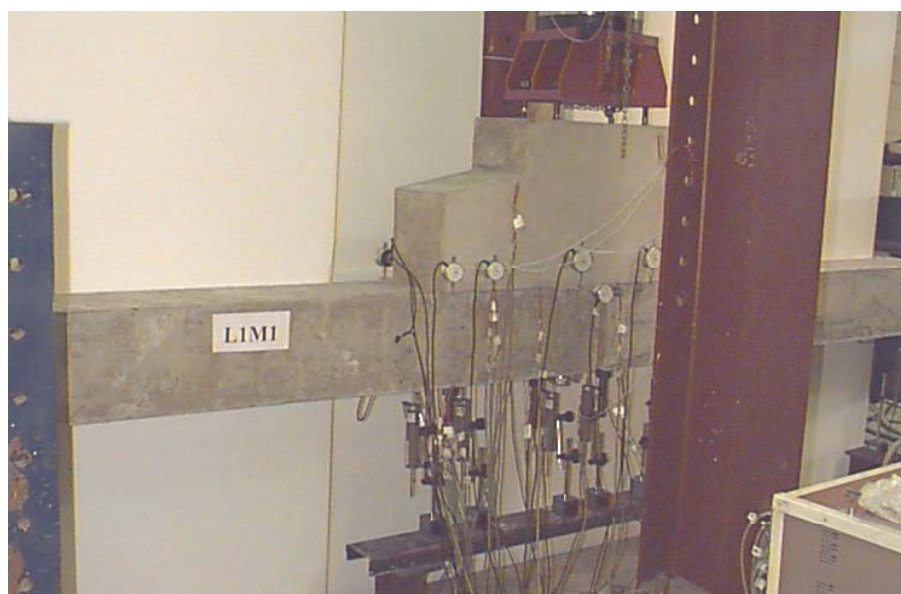


Figura 4.18 – Foto da instrumentação externa.

#### 4.1.7 Procedimento de ensaio

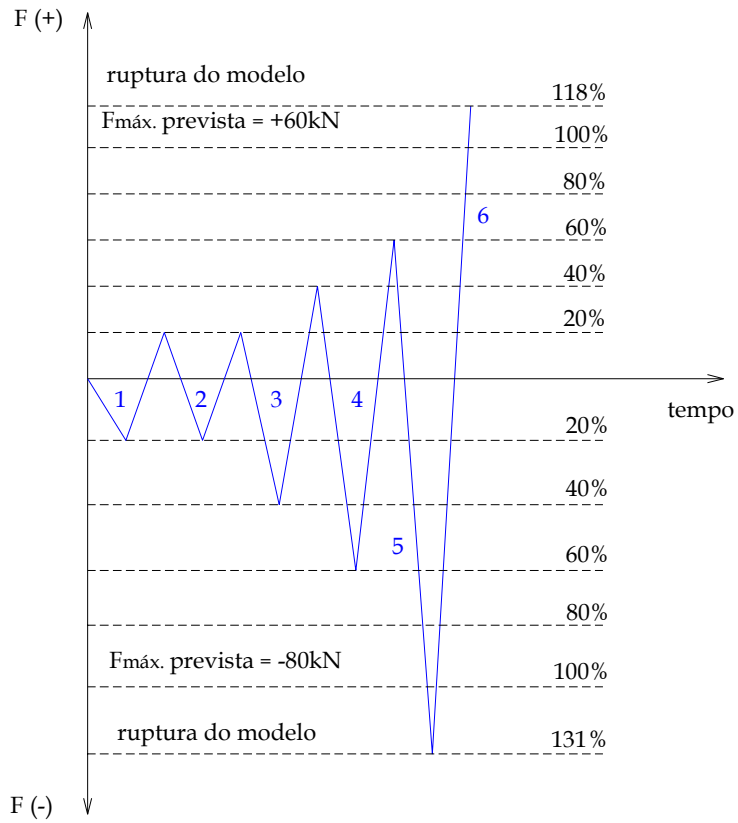
Na Tabela 4.10 encontram-se reunidas as principais informações relativas ao ensaio realizado nos modelos 1.2 e 1.3.

Tabela 4.10 - Informações relativas ao ensaio dos modelos 1.2 e 1.3.

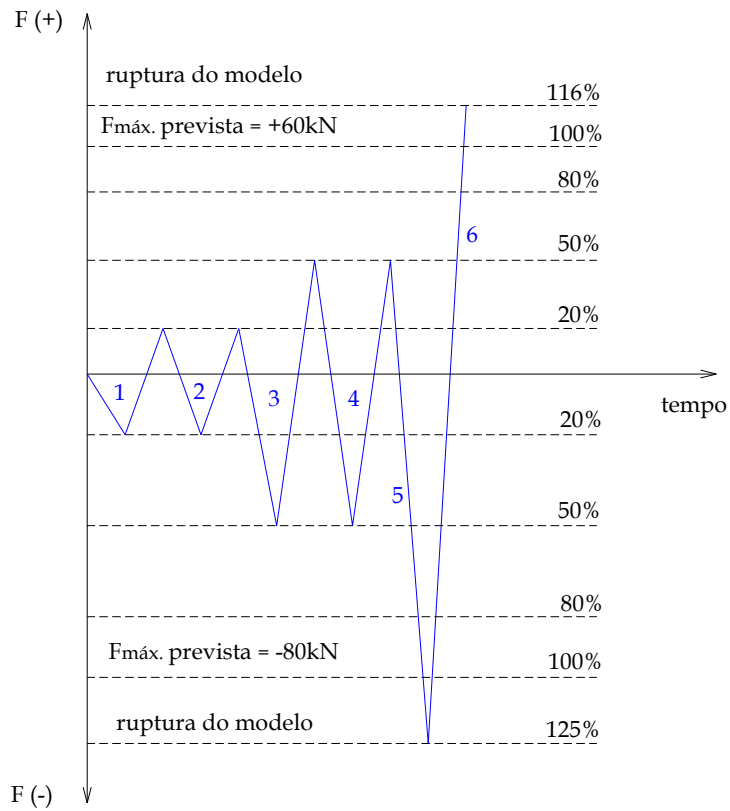
<b>Informações relativas ao ensaio dos modelos 1.2 e 1.3</b>		
<b>Informação</b>	<b>modelo 1.2</b>	<b>modelo 1.3</b>
Data da moldagem do modelo	21/02/2001	10/04/2001
Período de cura	3 dias	3 dias
Data da realização do ensaio	14/03/2001	03/05/2001
Resistência média à compressão do concreto	65,4MPa	65,5MPa
Resistência média à tração do concreto	4,0MPa	4,8MPa
Módulo de elasticidade longitudinal tangencial do concreto	37100MPa	37567MPa
Peso do modelo	8,2kN	8,2kN

Conforme já adiantado, os ensaios foram realizados com a inversão do carregamento. Os ensaios dos modelos 1.2 e 1.3 seguiram o procedimento de ensaio apresentado na Tabela 4.11 e representado nas Figuras 4.19a e 4.19b, respectivamente. Nessa tabela os valores positivos de carregamento representam aqueles que causam um momento fletor positivo na ligação (pistão se movendo para cima), enquanto que os valores negativos de carregamento produzem momentos fletores negativos na ligação (pistão se movendo para baixo).

Nos 1º e 2º ciclos o carregamento foi estabelecido de tal modo a não provocar a fissuração da ligação (20% do carregamento previsto para a ruptura). No 3º ciclo aplicou-se um carregamento de serviço (em torno de 40% e 50% do carregamento previsto para a ruptura dos modelos 1.2 e 1.3, respectivamente). No 4º ciclo aplicou-se um carregamento em torno de 60% do carregamento último previsto para o modelo 1.2 enquanto que para o modelo 1.3 repetiu-se o carregamento do ciclo 3. Nos 5º e 6º ciclos os modelos foram carregados até não mais suportar um aumento na força aplicada. Essa força é considerada a força de ruptura dos modelos.



(a) - modelo 1.2;



(b) - modelo 1.3;

Figura 4.19 - Ciclos de carregamento aplicados nos modelos 1.2 e 1.3.

Tabela 4.11 - Procedimento de ensaio dos modelos 1.2 e 1.3.

Procedimento de ensaio		
Etapa	carregamento (kN)	
	modelo 1.2	modelo 1.3
Escorvamento (v: 0,005 mm/s)	-6,0	-6,0
	+5,0	+5,0
1º ciclo (v: 0,008 mm/s)	-16,0	-16,0
	+12,0	+12,0
2º ciclo (v: 0,008 mm/s)	-16,0	-16,0
	+12,0	+12,0
3º ciclo (v: 0,008 mm/s)	-35,0	-40,0
	+25,0	+30,0
4º ciclo (v: 0,02 mm/s)	-50,0	-40,0
	+35,0	+30,0
5º ciclo (v: 0,02 mm/s)	-105,5	-100,0
6º ciclo (v: 0,03 mm/s)	+70,5	+69,5

v: velocidade de deslocamento do pistão.

Tabela 4.11 - Procedimento de ensaio dos modelos 1.2 e 1.3.

Procedimento de ensaio		
Etapa	carregamento (kN)	
	modelo 1.2	modelo 1.3
Escorvamento (v: 0,005 mm/s)	-6,0	-6,0
	+5,0	+5,0
1º ciclo (v: 0,008 mm/s)	-16,0	-16,0
	+12,0	+12,0
2º ciclo (v: 0,008 mm/s)	-16,0	-16,0
	+12,0	+12,0
3º ciclo (v: 0,008 mm/s)	-35,0	-40,0
	+25,0	+30,0
4º ciclo (v: 0,02 mm/s)	-50,0	-40,0
	+35,0	+30,0
5º ciclo (v: 0,02 mm/s)	-105,5	-100,0
6º ciclo (v: 0,03 mm/s)	+70,5	+69,5

v: velocidade de deslocamento do pistão.

## 4.1.8 Apresentação dos resultados

### 4.1.8.1 Considerações iniciais

Na Figura 4.20 está representado o deslocamento do pistão do atuador versus a força aplicada no modelo 1.2.

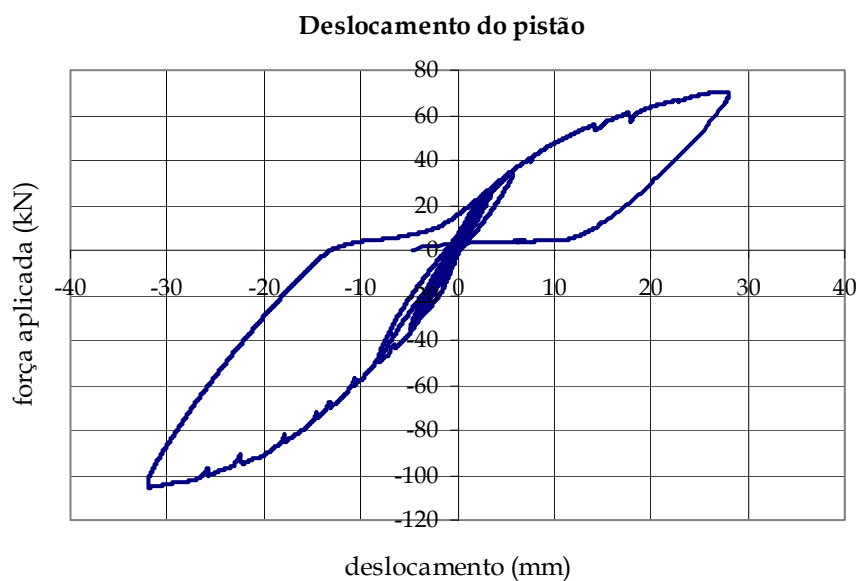


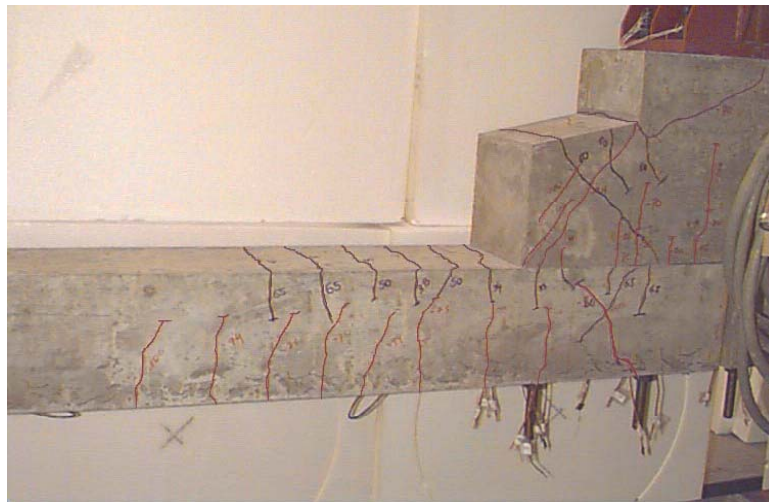
Figura 4.20 - Deslocamento do pistão x força aplicada - modelo 1.2.



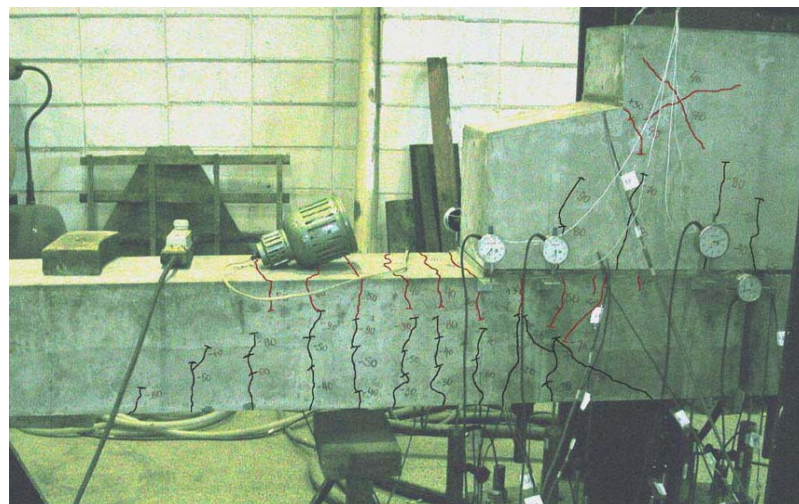
Observando-se os resultados e os gráficos traçados em sua função nota-se que os modelos sofreram uma perda gradual de rigidez ao longo da aplicação dos ciclos de carregamento, havendo uma grande redução de rigidez depois de plastificado o chumbador no sentido de momento negativo. Conseqüentemente, no último ciclo observou-se uma acomodação no início do carregamento no sentido do momento fletor positivo, como pode ser observado no gráfico da Figura 4.20 e naqueles traçados a seguir.

#### 4.1.8.2 Fissuração dos modelos

Na Figura 4.21 foi representada a configuração das fissuras dos modelos 1.2 e 1.3, depois de terminado o ensaio.



(a) - modelo 1.2 (sem almofada de apoio).



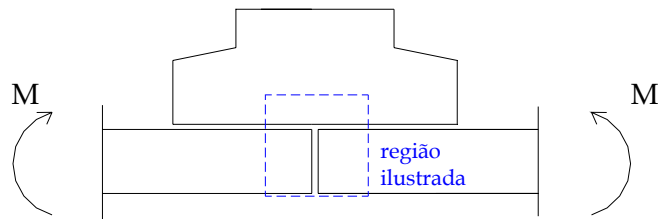
(b) modelo 1.3 (com almofada de apoio);

Figura 4.21 - Configuração das fissuras - modelos 1.2 e 1.3.

A primeira fissura apareceu nas vigas quando a força aplicada no ensaio atingiu em torno de -30kN e -40kN para os modelos 1.2 e 1.3, respectivamente. Acredita-se que essa diferença se deva à presença da almofada de apoio que pode ter retardado o aparecimento das fissuras no modelo 1.3, devido a sua capacidade de acomodação. Na Figura 4.21a, ao contrário da Figura 4.21b, as fissuras marcadas em vermelho são devidas à ação do momento fletor negativo, enquanto que, as fissuras marcadas em preto são conseqüências da ação de momento fletor positivo na ligação. Como pode ser observado na Figura 4.21, a presença da almofada de apoio proporcionou uma menor fissuração na região de compressão do consolo do modelo 1.3.

#### 4.1.8.3 Deformação dos modelos

Na Figura 4.22 ilustra-se o afastamento da viga em relação ao consolo, quando a ligação é submetida a momentos fletores negativos (Figura 4.22a).



(a) - ligação submetida a momento fletor negativo;



(b)

Figura 4.22 - Deformação da ligação - momento negativo (modelo 1.3).

Na Figura 4.24 ilustra-se o afastamento da viga em relação ao consolo, quando a ligação é submetida a momentos fletores positivos, situação representada na Figura 4.23.

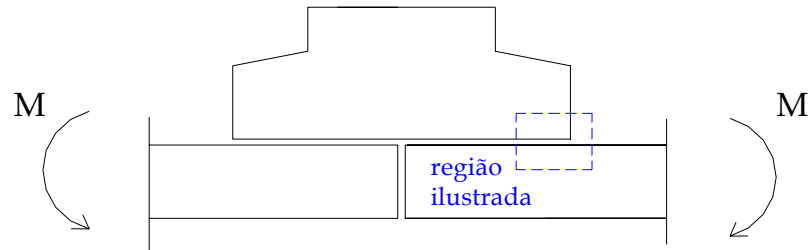


Figura 4.23 - ligação submetida a momento fletor positivo;



(b) - vista superior;



(c) - vista frontal - ampliação;

Figura 4.24 - Deformação da ligação - momento positivo (modelo 1.3).

Cabe mencionar que o modelo 1.2 sofreu deformações semelhantes as do modelo 1.3, e por isso, as fotos que ilustram a deformação dos modelos são de apenas um deles. No caso, optou-se pelo modelo 1.3 que foi fotografado por uma máquina com resolução superior à utilizada na realização do ensaio do modelo 1.2.

#### 4.1.8.4 Determinação da curva momento-rotação

##### a. Considerações iniciais

Antes de determinar a curva momento-rotação de uma ligação com dimensões significativas, como é o caso da ligação nº1, se faz necessário um estudo do posicionamento dessa ligação durante a análise estrutural.

Isso porque, na análise estrutural, onde geralmente as vigas e os pilares são considerados elementos de barra, as ligações podem ser consideradas através de molas, com comportamento linear ou não, que devem ser posicionadas em um determinado ponto. A localização desse ponto deve estar coerente com os mecanismos de deformação considerados na determinação da deformabilidade da ligação.

Nas Figuras 4.25 e 4.26 estão apresentadas duas possíveis formas de representação da ligação pré-moldada durante a análise estrutural. No presente trabalho, para a situação de momentos fletores negativos, optou-se em representar a ligação como apresentado na Figura 4.25. Para a situação de momentos positivos, o esquema escolhido foi o da Figura 4.26. Em ambos os casos, a ligação se posiciona em seu centro de rotação.

Para a posição apresentada na Figura 4.25 devem ser considerados os mecanismos de deformação por alongamento do chumbador à tração, de deformação da junta viga/consolo na região de compressão da ligação e a flexão da viga na região da ligação. Devendo o trecho AB/B' ter rigidez EI do pilar, o trecho B/B''/B''' ter rigidez EI do consolo e o trecho B''/B'''C ter rigidez EI viga. No presente trabalho o mecanismo de flexão da viga foi desprezado tendo em vista o pequeno comprimento da viga na região da ligação.

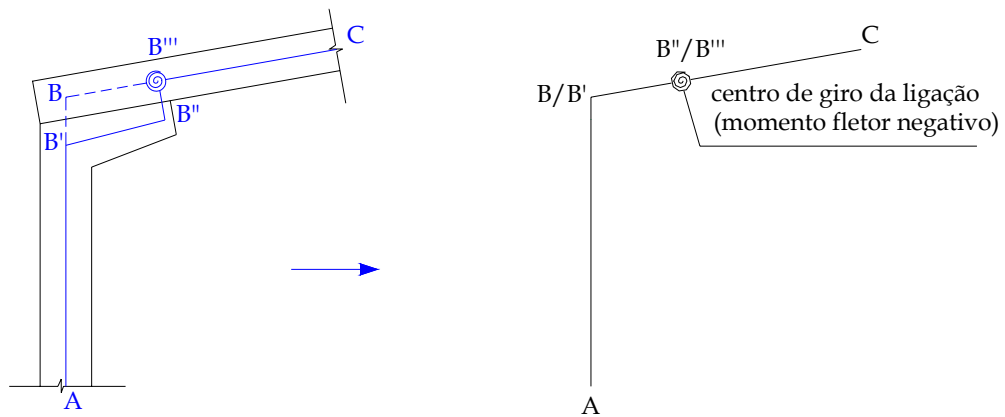


Figura 4.25 - Forma de representar a ligação n°1 (momentos fletores negativos).

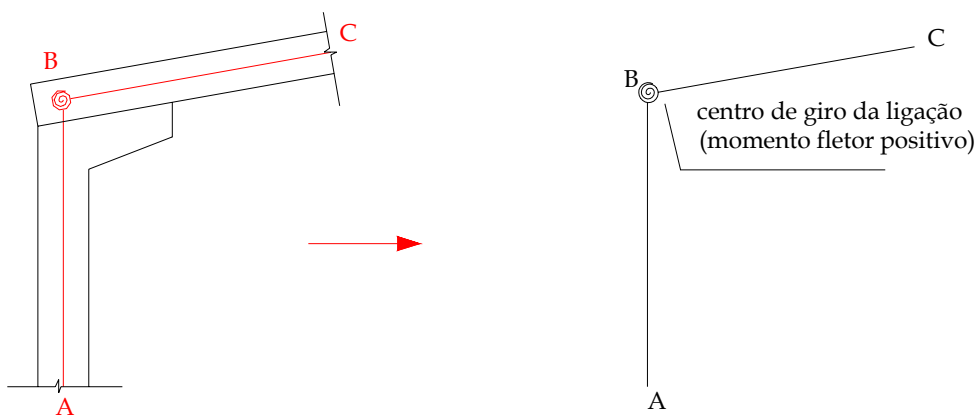


Figura 4.26 - Forma de representar a ligação n°1 (momentos fletores positivos).

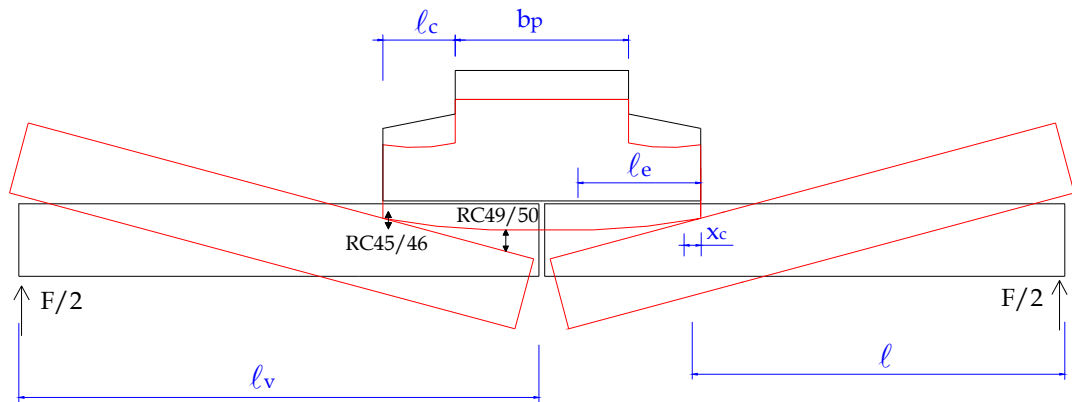
Para a mola da posição da Figura 4.26 devem ser considerados os mecanismos de deformação por alongamento do chumbador à tração, de deformação da junta viga/consolo na região de compressão da ligação e a flexão do consolo. Devendo o trecho AB ter rigidez  $EI$  do pilar e o trecho BC ter rigidez  $EI$  viga. No presente trabalho o mecanismo de flexão do consolo foi desprezado tendo em vista o seu pequeno comprimento.

#### b. Momento fletor negativo

O diagrama momento-rotação foi determinado através do cálculo da rotação da ligação ( $\phi$ ) e do momento fletor atuante ( $M$ ). A rotação foi determinada através da expressão 4.1 tendo como base a configuração deformada da ligação, mostrada na Figura 4.27. O momento fletor foi calculado por meio da expressão 4.2.

Para garantir a clareza das Figuras 4.27 e 4.28 foi excluída a representação dos

relógios comparadores RC51/52 e RC55/56, cujo posicionamento é simétrico ao dos RC40/50 e RC45/46, respectivamente.



RC45/46 - relógios comparadores para medir a aproximação da viga em relação ao consolo

RC49/50 - relógios comparadores para medir o afastamento da viga em relação ao consolo

Figura 4.27 - Configuração deformada dos modelos 1.2 e 1.3 (momento negativo).

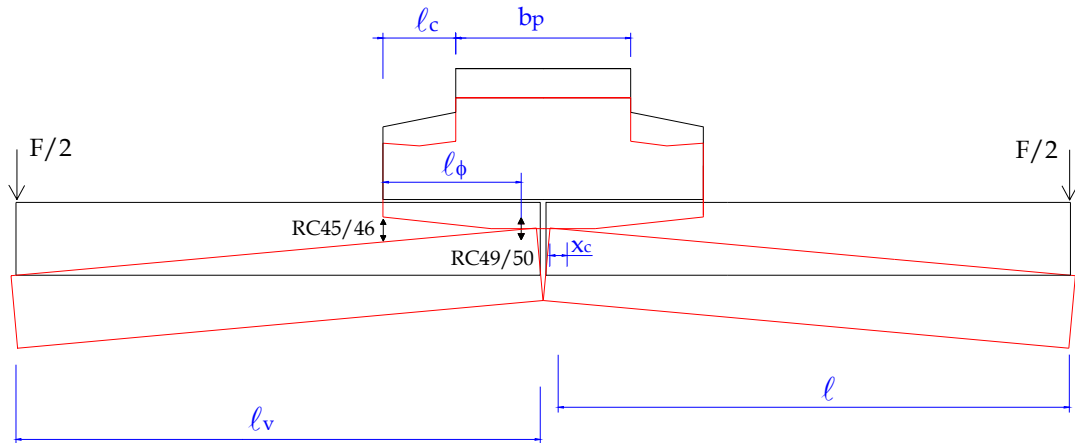
$$\phi = \frac{\text{médiaRC45 / 46 / 55 / 56} + \text{médiaRC49 / 50 / 51 / 52}}{l_e} \quad (4.1)$$

$$M = \frac{F}{2} \cdot l \quad \text{com} \quad l = l_v - l_c - \frac{b_p}{2} + 0,5 \cdot x_c \quad (4.2)$$

- onde:
- $l_v$  - comprimento da viga;
  - $l$  - distância do apoio da viga ao centro de giro da ligação;
  - $l_c$  - comprimento do consolo;
  - $b_p$  - largura do pilar;
  - $F$  - força aplicada no modelo, conforme Figura 4.5;
  - $x_c$  - comprimento da região comprimida do consolo;
  - $x_c = 0,2 \cdot l_e$  - comprimento da região de compressão do consolo, antes da fissuração;
  - $x_c = 0,1 \cdot l_e$  - comprimento da região de compressão do consolo, após a fissuração;
  - $l_e$  - distância do chumbador mais tracionado à extremidade oposta do consolo.

b. Momentos fletores positivos

Nesse caso, a rotação ( $\phi$ ) foi determinada através da expressão 4.3 e o momento fletor ( $M$ ) foi calculado por meio da expressão 4.4. Ambos os cálculos estão baseados na configuração deformada da ligação, mostrada esquematicamente na Figura 4.28.



RC45/46 - relógios comparadores para medir o afastamento da viga em relação ao consolo  
 RC49/50 - relógios comparadores para medir a aproximação da viga em relação ao consolo

Figura 4.28 - Configuração deformada dos modelos 1.2 e 1.3 (momento positivo).

$$\phi = \frac{\text{médiaRC45 / 46 / 55 / 56} + \text{médiaRC49 / 50 / 51 / 52}}{l_{\phi}} \quad (4.3)$$

$$M = \frac{F}{2} \cdot l \quad \text{com} \quad l = l_v - 0,5 \cdot x_c \quad (4.4)$$

onde:  $x_c = 0,2 \cdot l_e$  - comprimento da região de compressão no consolo, antes da fissuração;

$x_c = 0,1 \cdot l_e$  - comprimento da região de compressão no consolo, após a fissuração;

$l_e$  - distância do chumbador mais tracionado à extremidade oposta do consolo.

$F$  - força aplicada no modelo, conforme Figura 4.5;

$l_v$  - comprimento da viga;

$l$  - distância do apoio da viga ao centro de giro da ligação;

$l_{\phi}$  - distância do chumbador menos tracionado a extremidade livre do consolo.



4.1.8.5 Modelo 1.2

a. Momento fletor negativo

Na Figura 4.29 foram representadas as curvas momento-rotação do modelo 1.2 sob a ação de momentos fletores negativos para todos os ciclos de carregamento e a envoltória dessa curva. Na Figura 4.30 foram representados os estágios dessa envoltória com rigidezes diferentes, conforme a Figura 4.31. Os valores da inclinação de cada estágio são apresentados na Tabela 4.12.

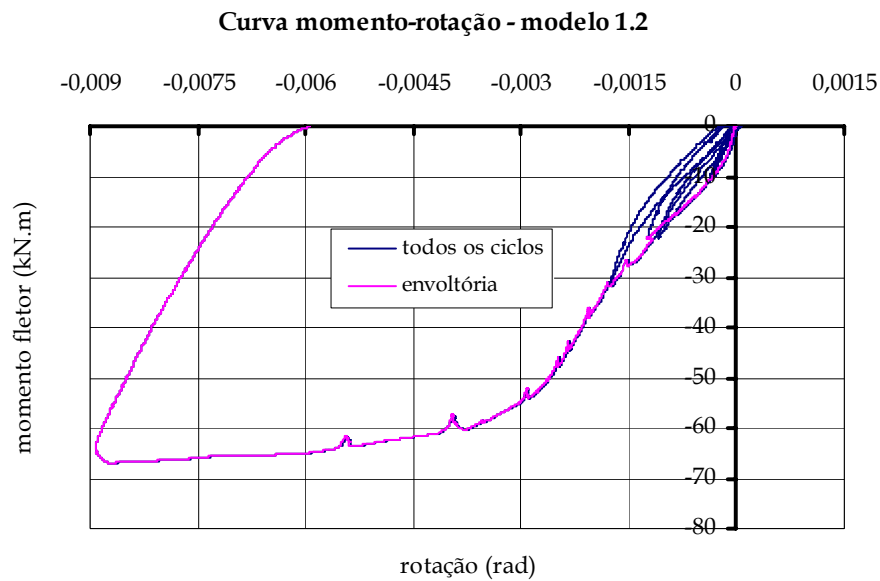


Figura 4.29 - Curva momento-rotação do modelo 1.2 (momento negativo).

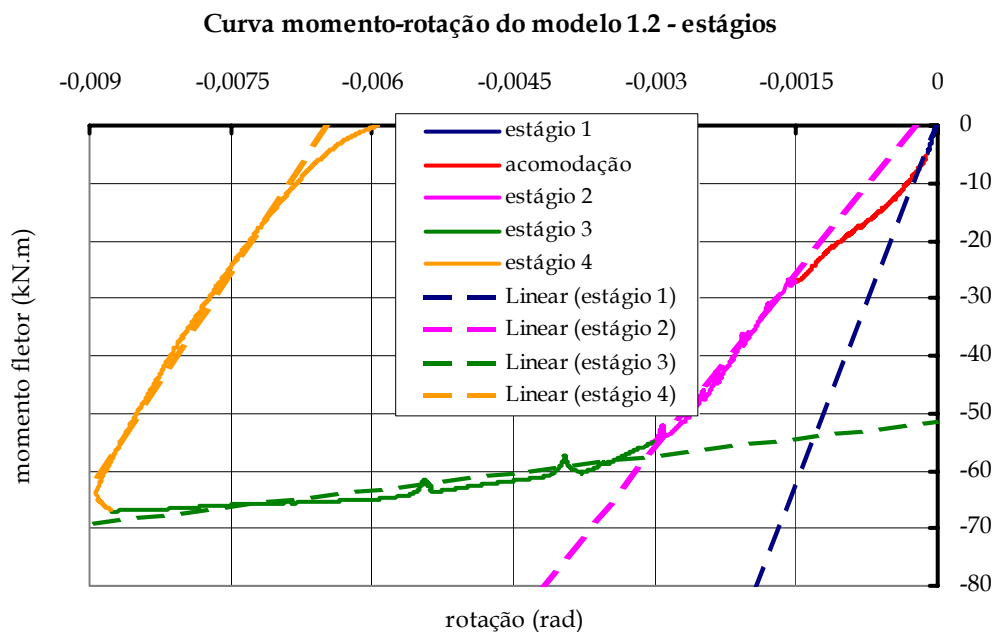


Figura 4.30 - Curva momento-rotação do modelo 1.2 - estágios (momento negativo).



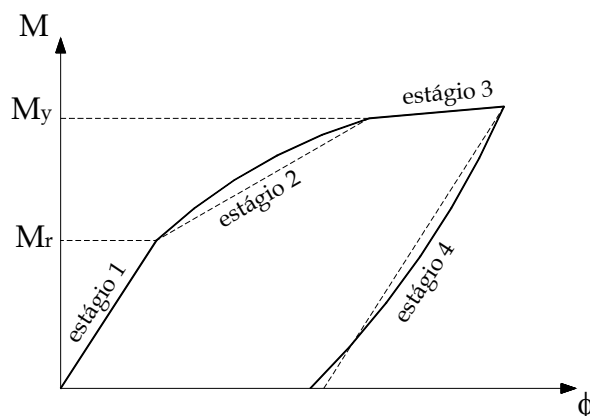


Figura 4.31 - Curva momento-rotação - estágios.

Tabela 4.12 - Rigidezes dos estágios do modelo 1.2 (momento fletor negativo).

Estágio	Rigidez (kN.m/rad)
estágio 1	41792
estágio 2	20162
estágio 3	1990
estágio 4	24944

De acordo com o gráfico da Figura 4.29 nota-se que o modelo 1.2 foi perdendo rigidez continuamente ao longo a aplicação dos ciclos de carregamento. Porém, a envoltória apresentada na Figura 4.30 mostra que o modelo sofre uma acomodação (estágio em cor-de-rosa). Passada a acomodação, o modelo apresenta um aumento em sua rigidez, mantido até o mesmo atingir um momento fletor em torno de  $-55\text{kN.m}$ , onde ocorre uma queda acentuada em sua rigidez. Essa queda brusca da rigidez do modelo é devida ao escoamento do chumbador.

Acredita-se que a acomodação do modelo 1.2 se deva à deformabilidade da junta viga-consolo na região de compressão da ligação, causada pela rugosidade das superfícies em contato. Merece ser observado que o início da fissuração do modelo 1.2 ocorreu no trecho de acomodação e, portanto, fica difícil precisar seu momento de fissuração através da observação do gráfico. Contudo, conforme mencionado anteriormente, a primeira fissura apareceu no modelo 1.2 para uma força de  $-30\text{kN}$ , que corresponde a um momento fletor de  $-19,4\text{kN.m}$ , segundo a expressão 4.2.

De acordo com a Figura 4.31, o estágio 1 corresponde à fase inicial de carregamento, o estágio 3 se refere à plastificação da ligação e o estágio 4 ao descarregamento. Pode-se dizer que, de uma maneira geral, o estágio 2 abrange a maioria das

situações de carregamento em serviço.

Observando-se a Tabela 4.12 nota-se que a rigidez do estágio 2 é em torno de 50% da rigidez inicial (estágio 1) e praticamente igual à rigidez no descarregamento (estágio 4). Através da Tabela 4.12 confirma-se a acentuada queda de rigidez depois de plastificada a ligação (estágio 3).

#### b. *Momento fletor positivo*

Na Figura 4.32 apresenta-se a curva momento-rotação do modelo 1.2 sob momento fletor positivo para todos os ciclos de carregamento e duas envoltórias dessa curva. Na envoltória nº1 não é feito nenhum ajuste na curva momento-rotação. Já na envoltória nº2 foi descontada a fase inicial do último ciclo, caracterizada por uma acomodação do modelo devido às grandes deformações produzidas pelo carregamento no sentido de momento fletor negativo. Na Figura 4.33 foram representados os estágios da envoltória nº2 e os valores da inclinação de cada estágio são apresentados na Tabela 4.13.

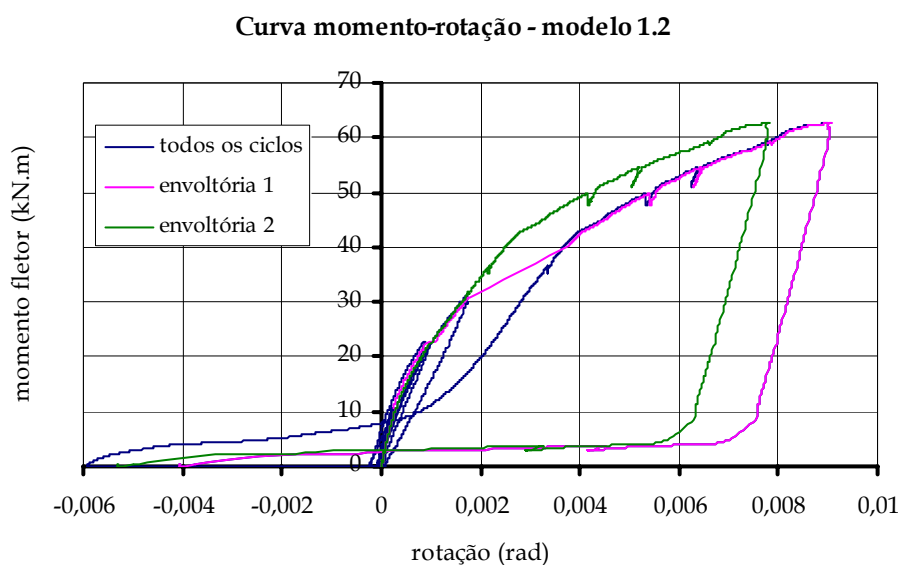


Figura 4.32 - Curva momento-rotação do modelo 1.2 (momento positivo).

De acordo com os gráficos das Figuras 4.32 e 4.33 nota-se que, da mesma forma que para a situação de momento fletor negativo, o modelo 1.2 foi perdendo rigidez ao longo da aplicação do carregamento. Pode-se observar uma queda de rigidez a partir de um momento fletor de  $\cong +42\text{kN.m}$ . Porém, não se pode afirmar que esse

seja o momento de plastificação da ligação.

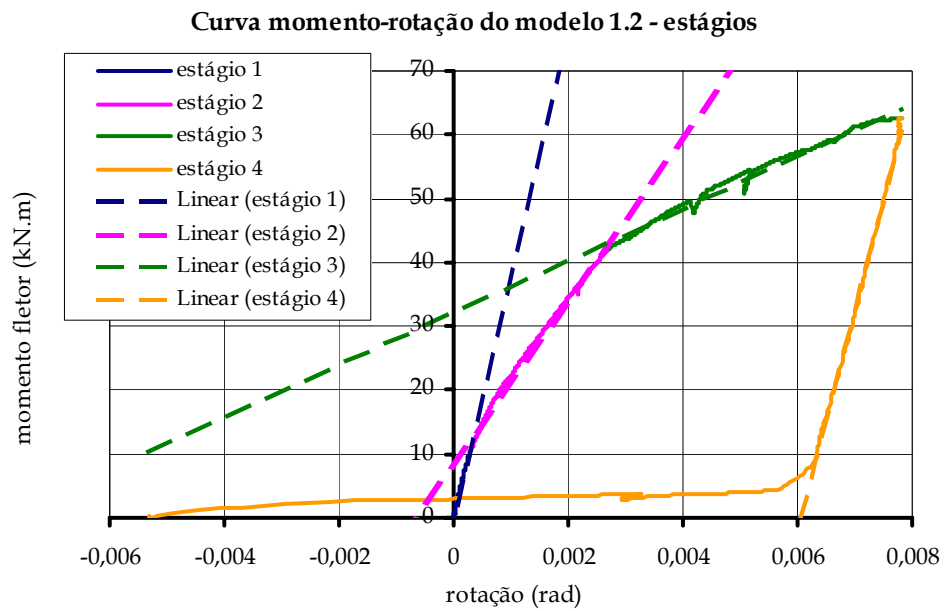


Figura 4.33 - Curva momento-rotação do modelo 1.2 - estágios (momento positivo).

Tabela 4.13 - Rigidezes dos estágios do modelo 1.2 (momento fletor positivo).

Estágio	Rigidez (kN.m/rad)
estágio 1	38332
estágio 2	12691
estágio 3	4097
estágio 4	34255

Segundo a Tabela 4.13, observa-se que a rigidez da ligação no estágio 2 é em torno de 1/3 da inicial (estágio 1) e que a rigidez no descarregamento (estágio 4) é praticamente igual à inicial. O estágio 3 apresenta uma rigidez muito pequena, porém, conforme mencionado há pouco, não se pode dizer que esse estágio corresponda à plastificação da ligação.

#### 4.1.8.6 Modelo 1.3

##### a. *Momento fletor negativo*

Na Figura 4.34 estão apresentadas a curva momento-rotação do modelo 1.3 sob a ação de momentos fletores negativos para todos os ciclos de carregamento e a envoltória dessa curva. Na Figura 4.35 foram representados os estágios dessa envoltória cujos valores da inclinação são apresentados na Tabela 4.14.

De acordo com o gráfico da Figura 4.34 nota-se que o modelo 1.3 perdeu rigidez continuamente ao longo a aplicação do carregamento, sofrendo uma queda mais significativa a partir de um momento fletor de  $\approx +45\text{kN.m}$ . Da mesma forma que para a situação de momentos positivos do modelo 1.2, esse momento de  $+45\text{kN.m}$  não pode ser considerado o momento de plastificação da ligação.

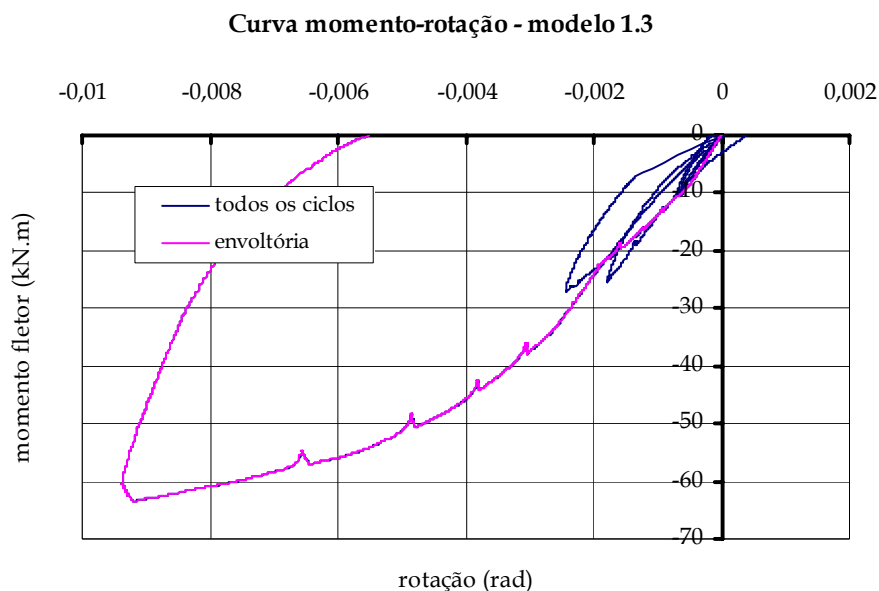


Figura 4.34 - Curva momento-rotação do modelo 1.3 (momento negativo).

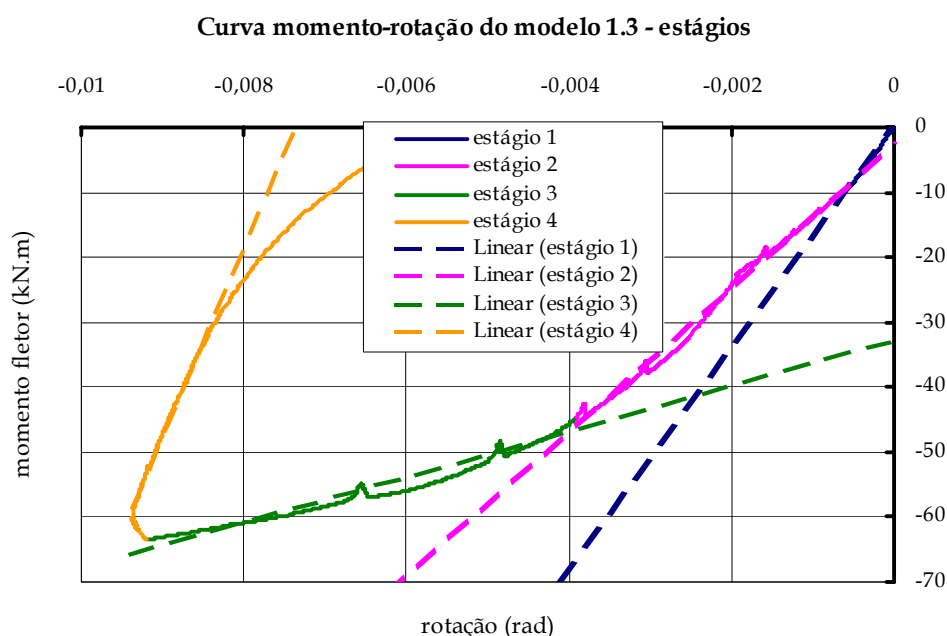


Figura 4.35 - Curva momento-rotação do modelo 1.3 - estágios.

Diferentemente do modelo 1.2, através da observação das Figuras 4.34 e 4.35 não é notada uma acomodação significativa no modelo 1.3. O que prova que a almofada de apoio, apesar de tornar a ligação menos rígida, diminuiu a acomodação da

ligação. Da mesma forma que para o modelo 1.2 o início da fissuração do modelo 1.3 ocorreu no trecho de acomodação. Conforme mencionado anteriormente, a primeira fissura apareceu no modelo 1.3 para uma força de  $-40\text{kN}$ , que corresponde a um momento fletor de  $-25,9\text{kN.m}$  (expressão 4.2).

Tabela 4.14 - Rigidezes dos estágios do modelo 1.3 (momento fletor negativo).

Estágio	Rigidez (kN.m/rad)
estágio 1	17044
estágio 2	11140
estágio 3	3504
estágio 4	29102

Observando-se a Tabela 4.14 nota-se que a rigidez da ligação no estágio 2 é em torno de 65% da inicial (estágio 1) e que a rigidez no descarregamento (estágio 4) é 70% maior que a inicial. Nesse caso, o estágio 3 também apresenta uma rigidez pequena. No entanto, da mesma forma que para o modelo 1.2, sob momentos positivos, não se pode afirmar que esse estágio corresponda à plastificação da ligação.

#### b. *Momento fletor positivo*

Na Figura 4.36 apresenta-se a curva momento-rotação do modelo 1.3 sob momento fletor positivo para todos os ciclos de carregamento e duas envoltórias dessa curva.

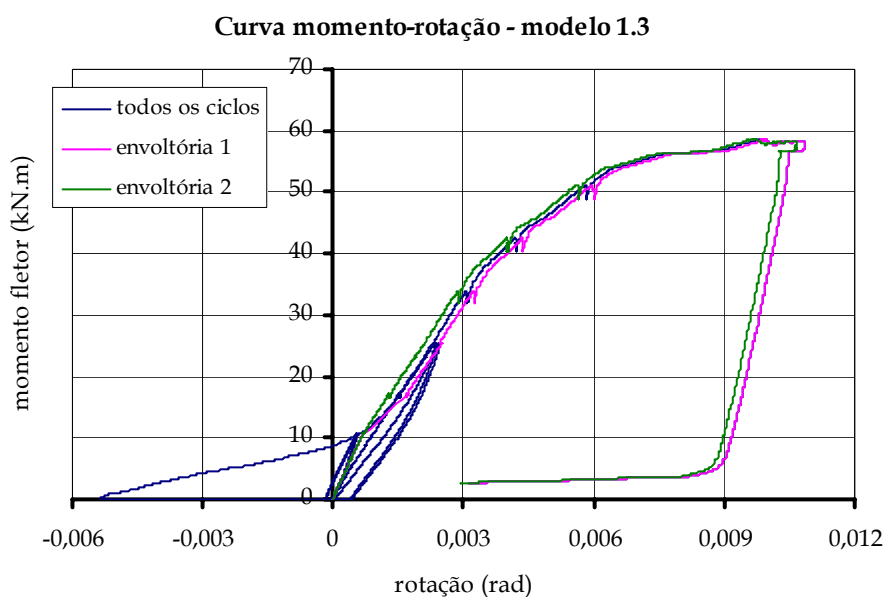


Figura 4.36- Curva momento-rotação do modelo 1.3 - todos os ciclos (momento positivo).

Da mesma forma que para o modelo 1.2, na envoltória nº1 não é feito nenhum ajuste na curva momento-rotação, enquanto que na envoltória nº2 foi descontada a fase inicial do último ciclo, caracterizada por uma acomodação causada pelas grandes deformações produzidas pelo carregamento no sentido de momento fletor negativo. Na Figura 4.37 foram representados os estágios da envoltória nº2 e os valores da inclinação de cada estágio são apresentados na Tabela 4.15.

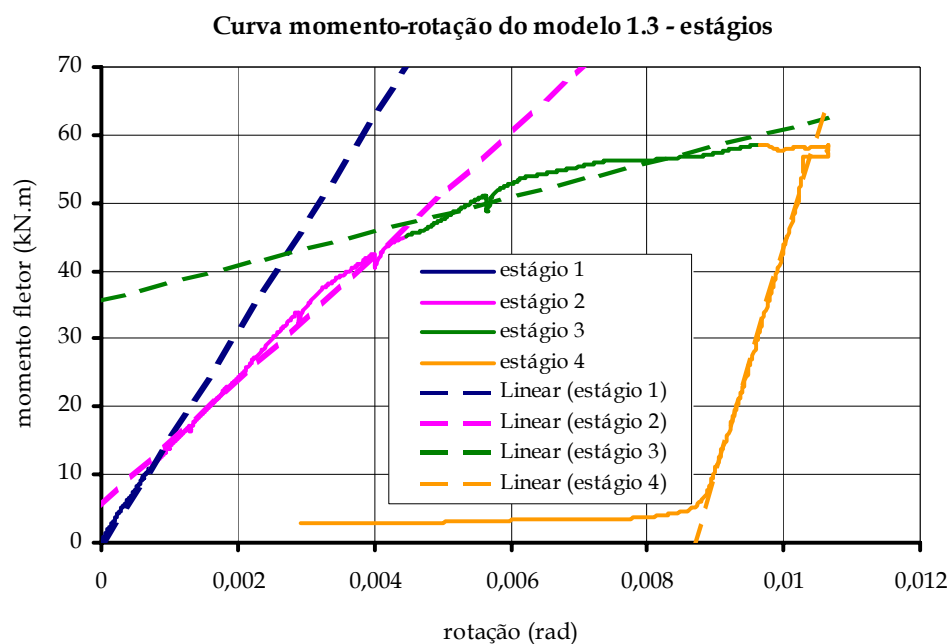


Figura 4.37 - Curva momento-rotação do modelo 1.3 - estágios (momento positivo).

Tabela 4.15 - Rigidezes dos estágios do modelo 1.3 (momento fletor positivo).

Estágio	Rigidez (kN.m/rad)
estágio 1	15729
estágio 2	9170
estágio 3	2543
estágio 4	33418

De acordo com os gráficos das Figuras 4.36 e 4.37 nota-se que, da mesma forma que para a situação de momento fletor negativo do modelo 1.2, o modelo 1.3 perdeu rigidez ao longo a aplicação do carregamento, apresentando uma queda mais significativa a partir de um momento fletor de  $\cong +52\text{kN.m}$ . Este momento é considerado o momento de plastificação da ligação.

Segundo a Tabela 4.15 observa-se que a rigidez da ligação no estágio 2 é em torno de 60% da inicial (estágio 1) e que a rigidez no descarregamento (estágio 4) é

praticamente o dobro da inicial. No estágio 3 a ligação apresenta uma queda de rigidez, que foi caracterizada como a plastificação da ligação.

4.1.8.7 Comparação entre os modelos 1.2 e 1.3

Na Figura 4.38 apresentam-se as envoltórias nº2 das curvas momento-rotação dos modelos 1.2 e 1.3. Na Tabela 4.16 foram reunidos os valores das rigidezes dos estágios das envoltórias nº2 das curvas momento-rotação dos modelos 1.2 e 1.3.

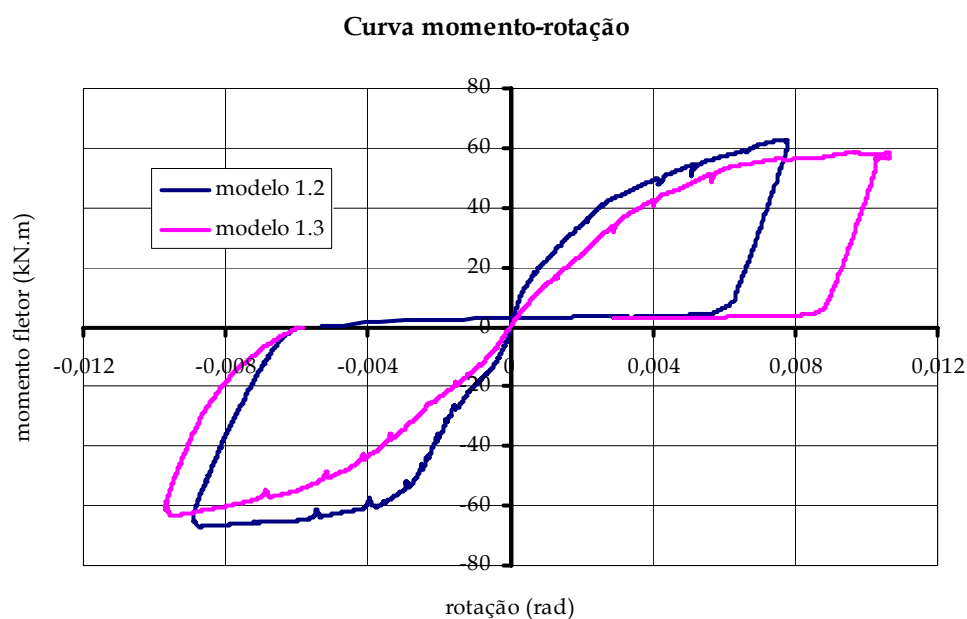


Figura 4.38 - Curvas momento-rotação - modelos 1.2 e 1.3.

Tabela 4.16 - Rigidezes da curva momento-rotação dos modelos 1.2 e 1.3 - kN.m/rad

		Modelo 1.2	Modelo 1.3	Relação $K_{1.2}/K_{1.3}$
<b>Momento negativo</b>	estágio 1	41792	17044	2,45
	estágio 2	20162	11140	1,81
	estágio 3	1990	3504	0,57
	estágio 4	24944	29102	0,86
<b>Momento positivo</b>	estágio 1	38332	15729	2,43
	estágio 2	12691	9170	1,38
	estágio 3	4097	2543	1,61
	estágio 4	34255	33418	1,03

Pode ser observado na Figura 4.38 que os gráficos têm formatos semelhantes. A principal diferença no comportamento do modelo 1.2, sob ação de momentos fletores negativos, é a acomodação devida à eliminação da rugosidade superficial da junta consolo-viga. Essa acomodação só ocorreu nesse sentido de carregamento, pois esse foi o primeiro sentido de momento a ser aplicado no modelo.

Segundo a Tabela 4.16 e a Figura 4.38 os modelos 1.2 e 1.3 apresentam praticamente a mesma rigidez inicial para ambos os sentidos de momento (positivo e negativo). Confirma-se também que o modelo 1.3 é menos rígido, devido à presença da almofada de apoio. A rigidez inicial (estágio 1) do modelo 1.2 é em torno de 2,4 vezes a do modelo 1.3, em ambos os sentidos de momento fletor aplicados.

A rigidez da ligação no estágio 2 também é maior no modelo 1.2. Porém, no descarregamento (estágio 4) a diferença de rigidez entre os modelos diminui chegando inclusive a inverter a proporção, ou seja, para a situação de ação de momentos fletores positivos a rigidez no descarregamento do modelo 1.3 é maior que a correspondente do modelo 1.2. No estágio 3 a relação  $K_{1.2}/K_{1.3}$  perde a sua função, uma vez que ambas as rigidezes são muito pequenas.

Na Tabela 4.17 estão os valores dos momentos de fissuração, de plastificação e últimos dos modelos 1.2 e 1.3. Como pode ser observado na Tabela 4.17, na direção de momento positivo, não foi possível a identificação do momento de fissuração, uma vez que o modelo já havia fissurado no outro sentido de carregamento.

Tabela 4.17 – Momentos fletores dos modelos 1.2 e 1.3.

		Modelo 1.2 (kN.m)	Modelo 1.3 (kN.m)	Relação $M_{1.2}/M_{1.3}$
<b>Momento negativo</b>	momento de fissuração	-19,4	-25,8	0,75
	momento de plastificação	-55,0	-	-
	momento último	-66,7	-63,5	1,05
<b>Momento positivo</b>	momento de fissuração	-	-	-
	momento de plastificação	-	+53,0	-
	momento último	+62,7	+61,8	1,01



Deve ser mencionado que os ensaios de todos os modelos foram encerrados devido às grandes deformações dos elementos e, portanto, os valores de momento último ( $M_u$ ) devem ser observados levando em conta esse fato. Através da Figura 4.38, nota-se que o modelo 1.2, no sentido de momento positivo, e o modelo 1.3, no sentido de momento negativo, mostram uma tendência de resistir a momentos superiores àqueles considerados como seus respectivos momentos últimos.

#### 4.1.8.8 Simulação numérica de estrutura típica

Com o intuito de avaliar a influência da deformabilidade das ligações em estudo, realizaram-se simulações numéricas em uma estrutura típica de galpões para dois tipos de carregamento de serviço diferentes: vertical (peso-próprio dos elementos estruturais e não-estruturais e sobrecarga, conforme a Figura 4.39) e horizontal (vento, conforme a Figura 4.40).

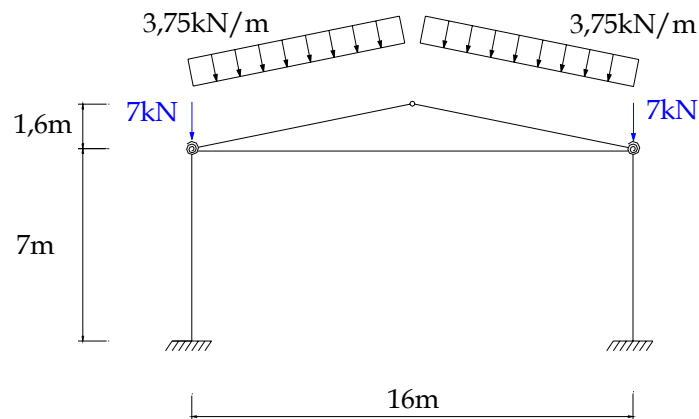


Figura 4.39 - Esquema estático - carregamento 1.

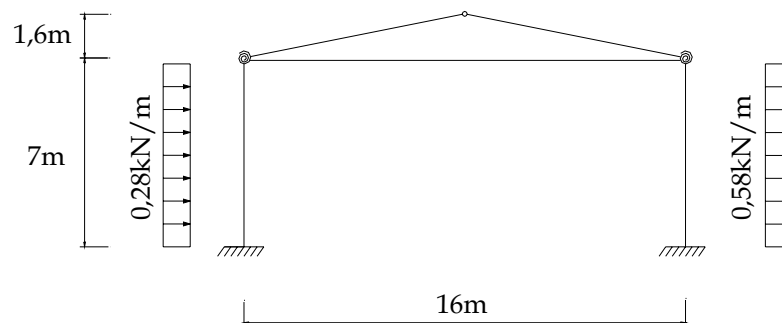


Figura 4.40 - Esquema estático - carregamento 2.

Conforme apresentado nas Figuras 4.25 e 4.26, deve-se posicionar a mola no centro de giro da ligação. No sentido de momento fletor negativo, segundo as dimensões

das ligações 1.2 e 1.3 este centro de giro fica muito próximo do eixo do pilar. Neste caso, considerou-se a mola posicionada sobre o eixo do pilar, em ambos os sentidos de momento fletor atuante na ligação.

Na Tabela 4.18 são apresentadas as características geométricas e dos materiais dos elementos de viga, pilar e tirante. Os carregamentos e as dimensões da estrutura e das seções transversais dos elementos foram extraídos de SOARES (1998) que realizou um estudo semelhante para o modelo 1.1, ensaiado pela autora.

Tabela 4.18 – Características geométricas e dos materiais dos elementos.

Elemento	Área (m <sup>2</sup> )	Inércia (m <sup>4</sup> )	Material	E (GPa)	$\nu$
pilar	3,35 E-2	4,32 E-4	concreto	30	0,2
viga	2,45 E-2	1,07 E-4	concreto	30	0,2
tirante	2,00 E-4	3,22 E-9	aço	200	0,3

Para o cálculo da estrutura foi utilizado o programa de computador ANSYS 5.5, disponível no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP. Para simular as ligações semi-rígidas foram utilizados elementos de mola, denominados COMBIN14, segundo o ANSYS 5.5. O coeficiente de rigidez utilizado para a mola foi aquele correspondente ao estágio 2 da Tabela 4.16. Na Tabela 4.19 encontram-se resumidas as simulações realizadas.

Tabela 4.19 – Simulações realizadas - resumo.

Carregamento	Simulação	Ligação	Momento fletor na ligação viga-pilar	Rigidez da mola (kN.m/rad)
1	1	engaste	negativo	$\infty$
	2	1.2	negativo	20162
	3	1.3	negativo	11140
2	4	engaste	negativo	$\infty$
			positivo	$\infty$
	5	1.2	negativo	20162
			positivo	12691
	6	1.3	negativo	11140
positivo			9170	

Na Tabela 4.20 são apresentados os valores dos momentos fletores nas ligações viga-pilar para a situação de engaste perfeito e para as situações de ligação semi-rígida. Com base na Tabela 4.20, nota-se que para as situações representadas nas simulações, ambas as ligações 1.2 e 1.3 são capazes de transmitir mais de 90% do momento atuante em ambos os sentidos de momento fletor aplicado. Apresentando um comportamento muito próximo ao de uma ligação perfeitamente rígida.

Tabela 4.20 – Momentos fletores nas ligações viga-pilar.

Carregamento	Simulação	Ligação	Momento fletor na ligação viga-pilar (kN.m)	Porcentagem de momento fletor transmitido ( $M_{sr}/M_r \cdot 100$ )
1	1	engaste	-34,96	100%
	2	1.2	-33,51	96%
	3	1.3	-32,43	93%
2	4	engaste	-20,44	100%
			+20,44	100%
	5	1.2	-19,77	97%
			+19,30	94%
	6	1.3	-19,22	94%
			+18,92	93%

Através da análise realizada, conclui-se que apesar de apresentarem rigidezes diferentes, as ligações com e sem almofada transmitem praticamente a mesma porcentagem de momento fletor, ou seja, a diferença no valor da rigidez não influenciou no comportamento da estrutura. Isso mostra a importância da avaliação da influência da rigidez da ligação no comportamento global da estrutura. Valores com ordens de grandeza diferentes podem não causar mudanças significativas nos valores dos esforços e deformações atuantes na estrutura.

Com base nos resultados apresentados nas Tabelas 4.17 e 4.20, deve ser ressaltado que a ligação com a configuração geométrica adotada nos ensaios realizados pode ser executada na prática. Isso porque no que se refere à resistência, ambas as ligações atingiram valores de momento resistente seguros para os esforços

comumente atuantes no sistema estrutural dos galpões pré-moldados. No sentido de momento negativo tem-se:

$$1,4 \cdot (-33,51) \text{ kN.m} = -46,9 \text{ kN.m} \leq M_{u,1.2} = -66,7 \text{ kN.m}$$

$$1,4 \cdot (-32,43) \text{ kN.m} = -45,4 \text{ kN.m} \leq M_{u,1.3} = -63,5 \text{ kN.m}$$

No sentido de momento positivo tem-se:

$$1,4 \cdot (+19,77) \text{ kN.m} = +27,7 \text{ kN.m} \leq M_{u,1.2} = +62,7 \text{ kN.m}$$

$$1,4 \cdot (+19,22) \text{ kN.m} = +26,9 \text{ kN.m} \leq M_{u,1.3} = +61,8 \text{ kN.m}$$

No que se refere à rigidez, conforme já comentado, as ligações têm um comportamento próximo ao de uma ligação rígida, o que é bastante satisfatório. A utilização do chumbador com diâmetro de uma polegada neutralizou a provável diminuição de rigidez e resistência que ocorreria com a utilização de um consolo com comprimento de 25cm, bem inferior ao daqueles que vem sendo executados na indústria, em torno de 50cm.

Apesar de causar uma diminuição na rigidez da ligação, a utilização da almofada de apoio também é recomendada uma vez que diminui a acomodação inicial da ligação e a fissuração da região de compressão do consolo, indicando que sua presença garante uma melhor distribuição das tensões de contato.

## 4.2 LIGAÇÃO VIGA-PILAR N<sup>o</sup>2

### 4.2.1 Características dos modelos

As características geométricas dos modelos estão apresentadas na Figura 4.41. Na Figura 4.42 são mostradas vistas superiores onde pode ser visualizada a diferença entre os dois modelos.

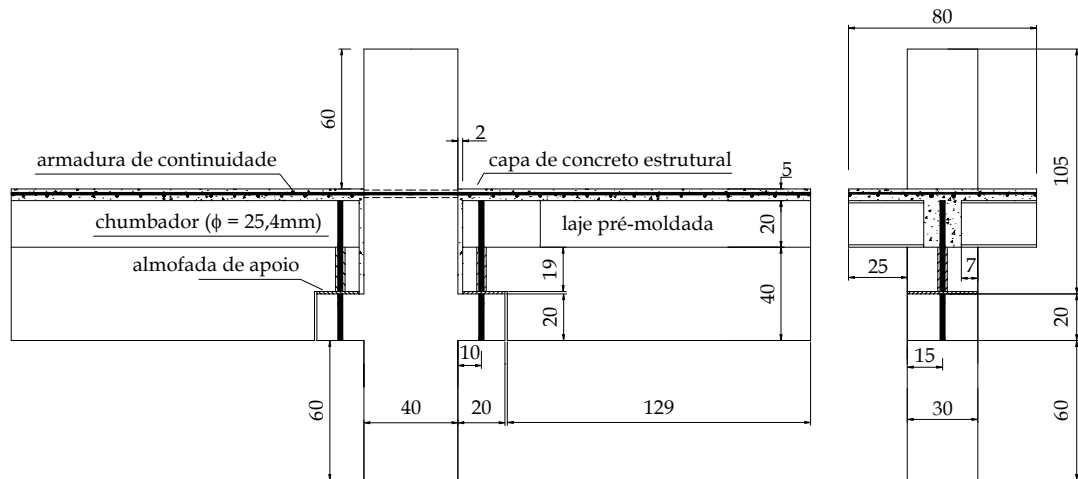
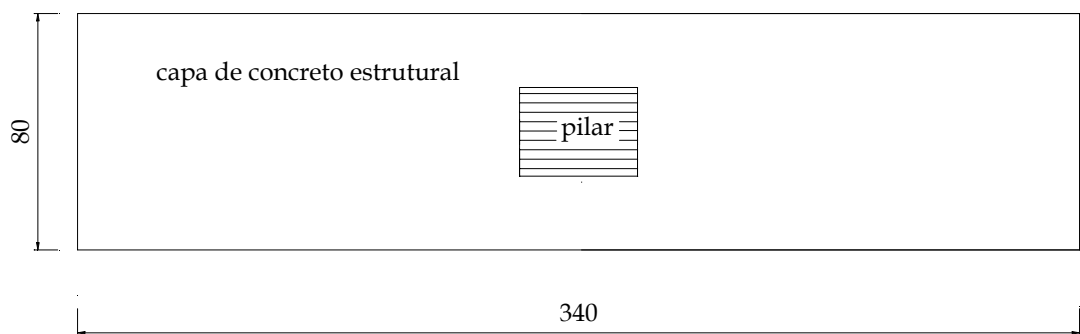
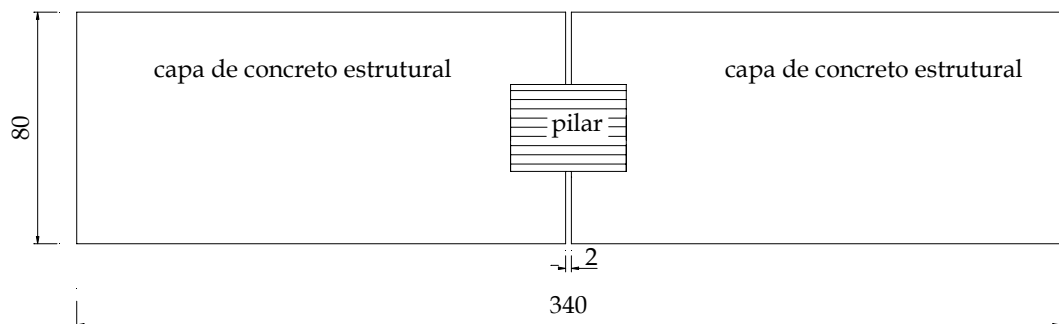


Figura 4.41- Características dos modelos 2.1 e 2.2 da ligação n<sup>o</sup>2 (dimensões em cm).



(a) - modelo 2.1 - com continuidade da capa de concreto;



(b) - modelo 2.2 - sem continuidade da capa de concreto;

Figura 4.42 - Vista superior dos modelos 2.1 e 2.2 (dimensões em cm).

A almofada de apoio foi confeccionada no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. O material utilizado em sua confecção foi o mesmo do modelo 1.3.

A resistência do concreto dos elementos ficou em torno de 50MPa. O aço dos chumbadores foi o SAE 1020 trefilado ( $f_y \cong 500\text{MPa}$ ). O aço utilizado na confecção da armadura foi do tipo CA 50. Para ancorar os chumbadores no concreto utilizou-se uma ancoragem mecânica que consistiu em uma chapa de aço de 16mm de espessura soldada na extremidade inferior da barra e em duas porcas e arruelas conectadas em sua extremidade superior, conforme Figura 4.43.

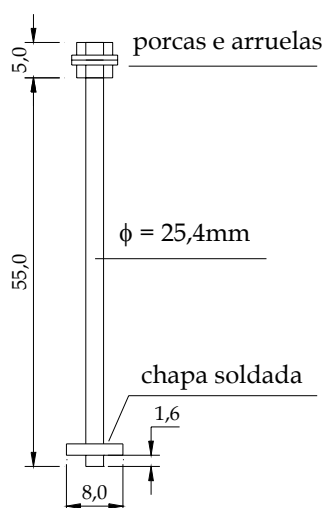


Figura 4.43 - Chumbador utilizado - ancoragem (dimensões em cm).

A armadura de continuidade foi dividida em 50% sob forma de barras passando dentro do pilar e 50% sob forma de malha distribuída na capa de concreto estrutural, conforme Tabela 4.21. Porém, no modelo 2.2 as barras externas não são contínuas, uma vez que não existe a continuidade da capa de concreto. Isso poderá ser melhor visualizado posteriormente. O dimensionamento dos modelos 2.1 e 2.1 se encontra no Apêndice 2. A armadura das vigas, da capa de concreto e dos pilares dos modelos 2.1 e 2.2 está detalhada nas Figuras 4.44, 4.45 e 4.46, respectivamente.

Tabela 4.21 - Descrição da armadura de continuidade utilizada.

armadura	quantidade
Interna - passando dentro do pilar	2 $\phi$ de 16 mm
Externa - passando ao lado do pilar	6 $\phi$ de 10 mm (3 de cada lado)

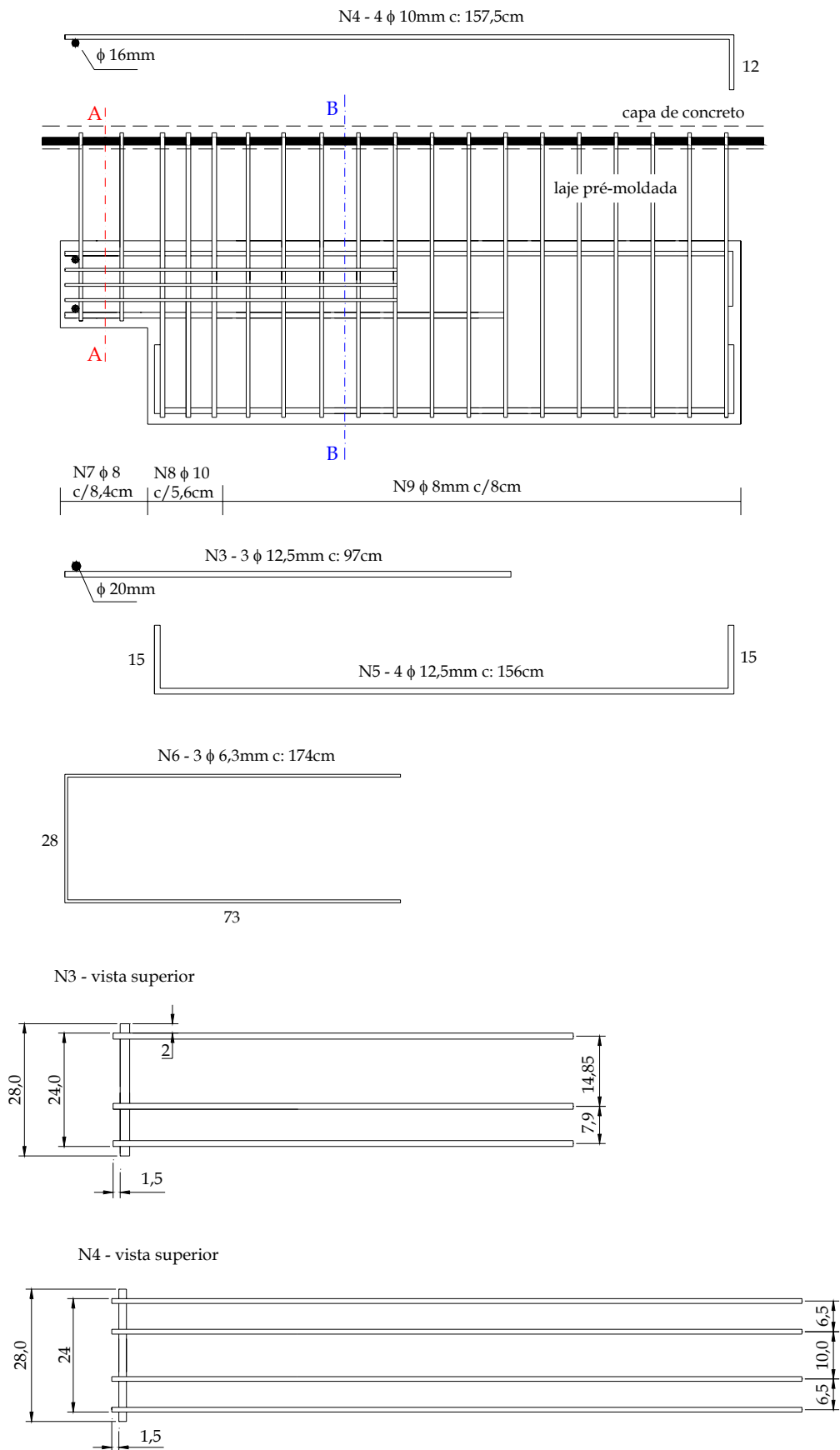


Figura 4.44 - Armadura das vigas - parte 1 (dimensões em cm).

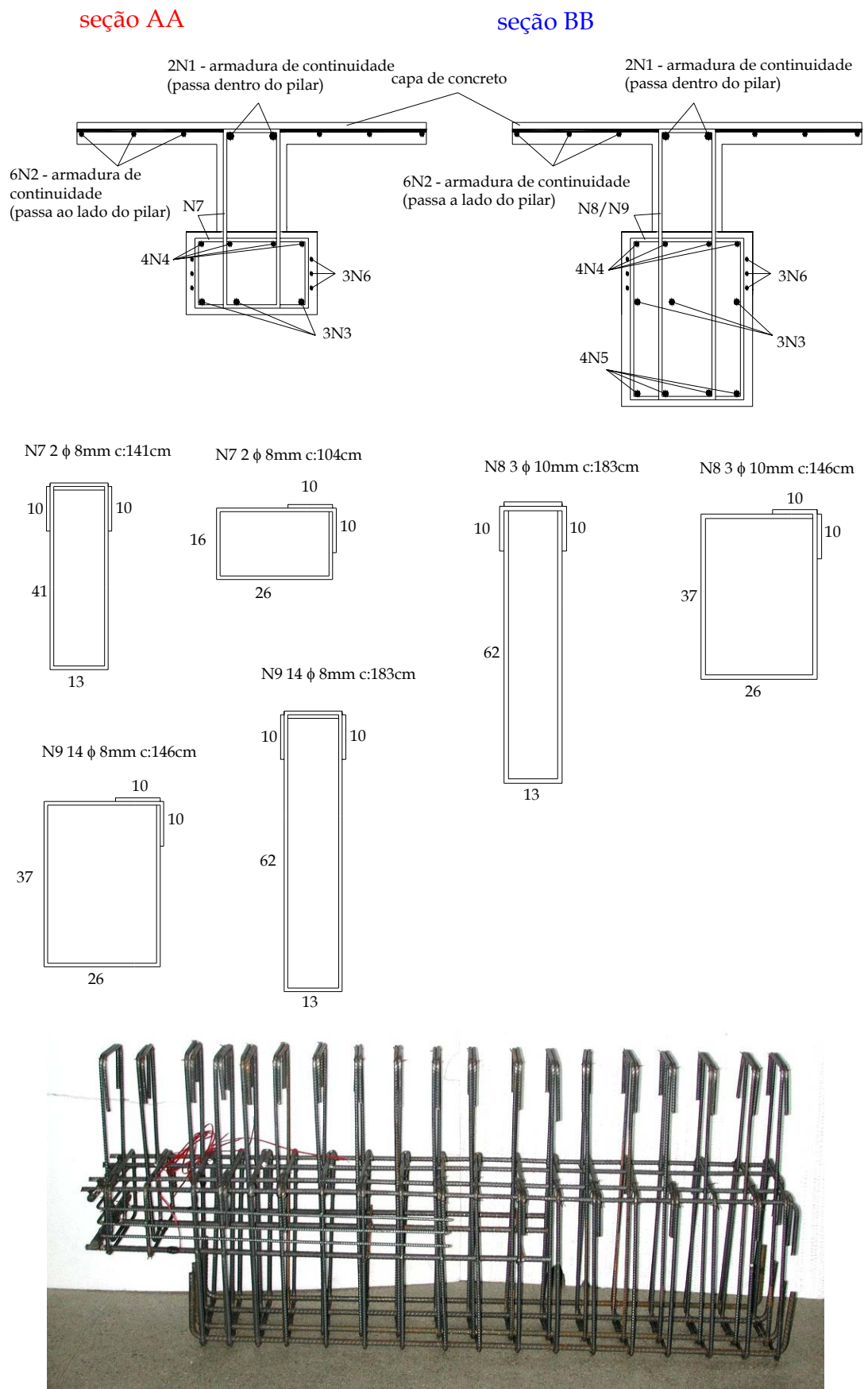
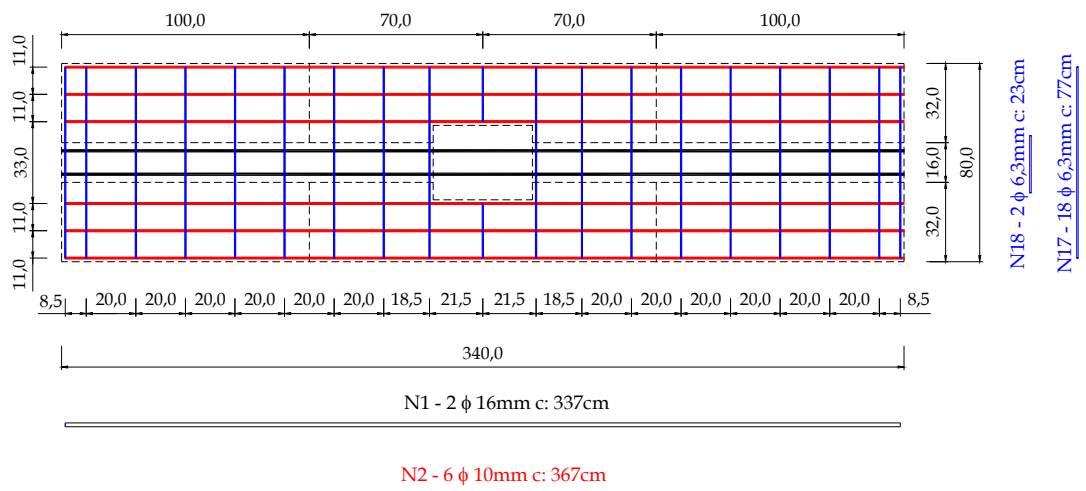
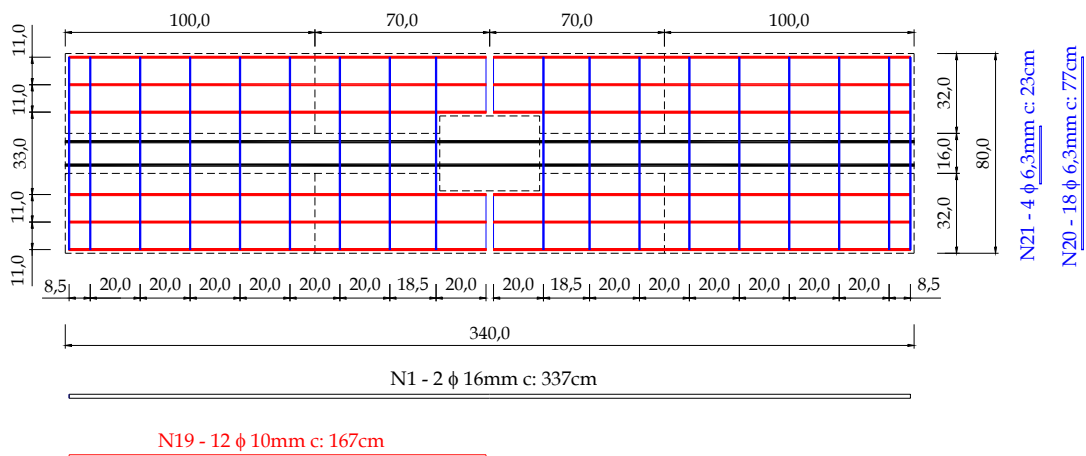


Figura 4.44 - Armadura das vigas - parte 2 (dimensões em cm).



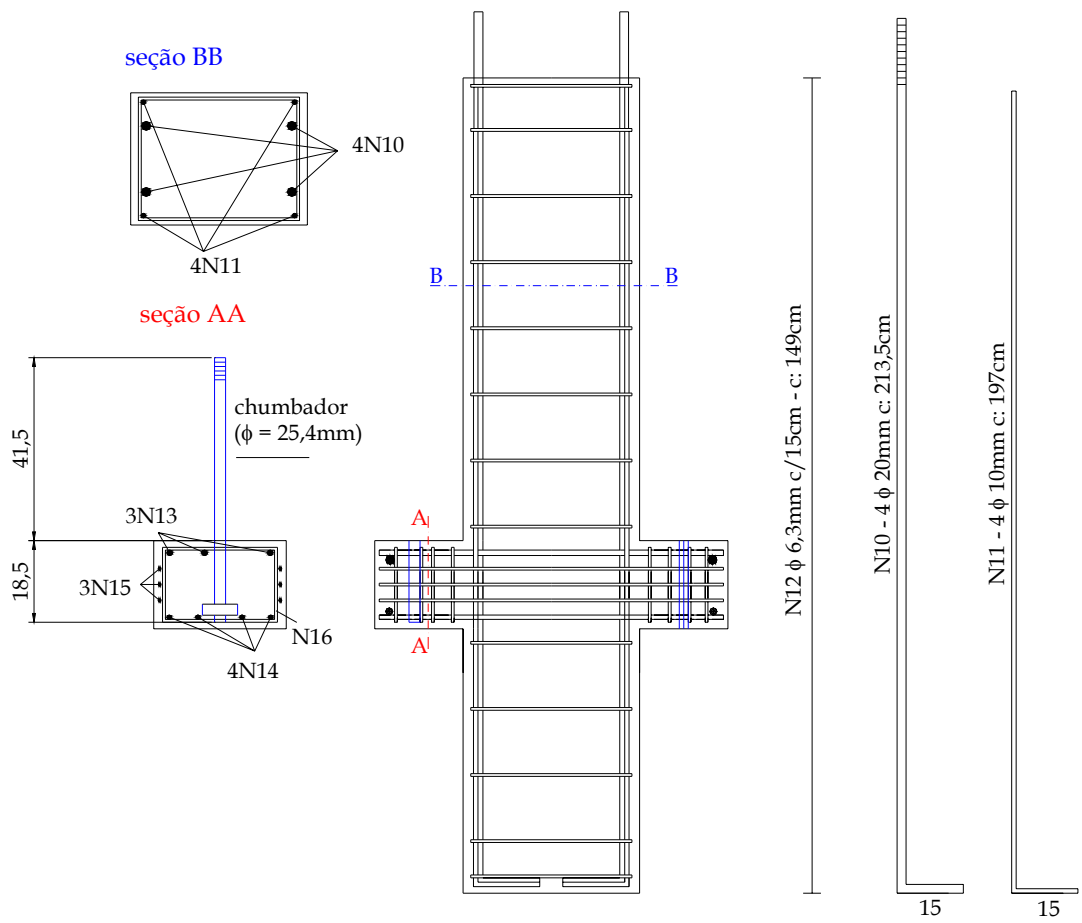


(a) - modelo 2.1;



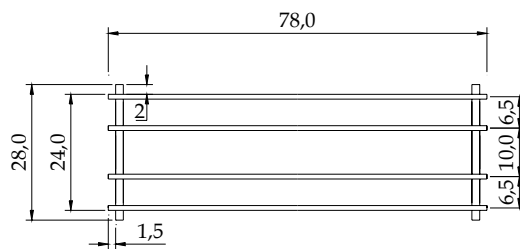
(b) - modelo 2.2;

Figura 4.45 - Distribuição da armadura da capa de concreto (modelos 2.1 e 2.2) (dimensões em cm).

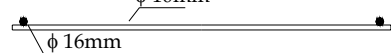


N14 - 4  $\phi 10\text{mm c: }78\text{cm}$

vista superior

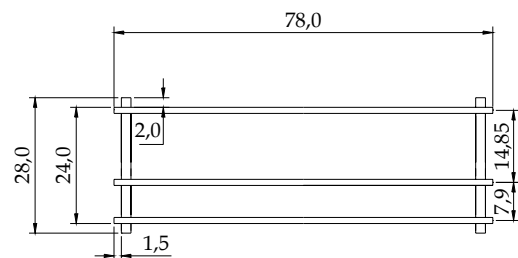


vista frontal



N13 - 3  $\phi 12,5\text{mm c: }78\text{cm}$

vista superior



vista frontal

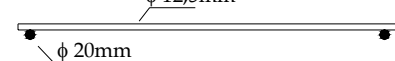


Figura 4.46 - Armadura dos pilares - parte 1 (dimensões em cm).

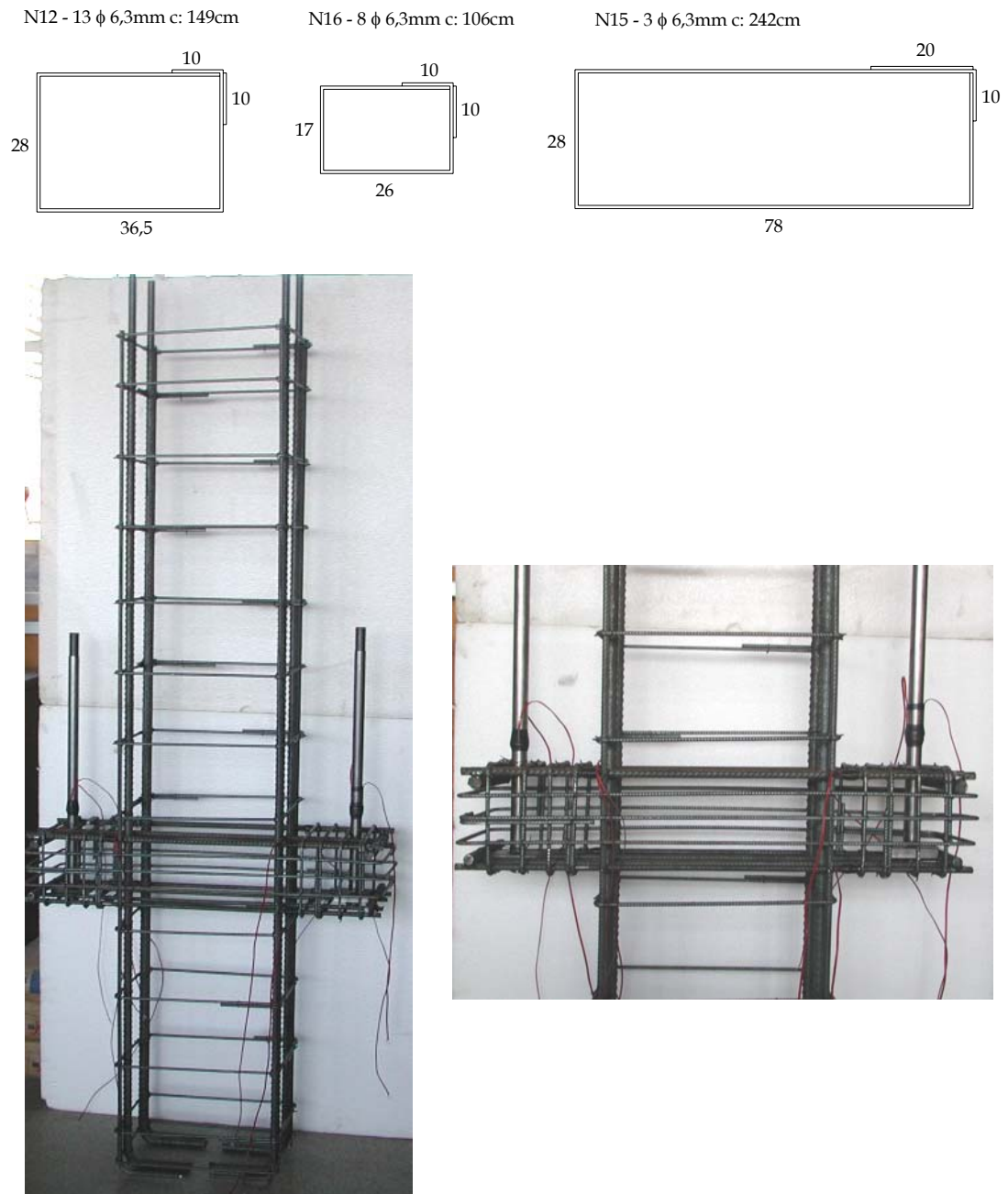


Figura 4.46 - Armadura dos pilares – parte 2 (dimensões em cm).

## 4.2.2 Esquema de ensaio

O esquema de ensaio dos modelos está apresentado na Figura 4.47 e ilustrado nas Figuras 4.48a e 4.48b. Foi utilizado um atuador servo-controlado com capacidade de 500kN para aplicar o carregamento, que foi alternado, de curta duração e com controle de deslocamentos. Para apoiar as vigas no pórtico de reação utilizaram-se placas de aço e de elastômero. A Figura 4.49 mostra os aparelhos de apoio utilizados no ensaio e o dispositivo usado para acoplar o modelo ao atuador servo-controlado.

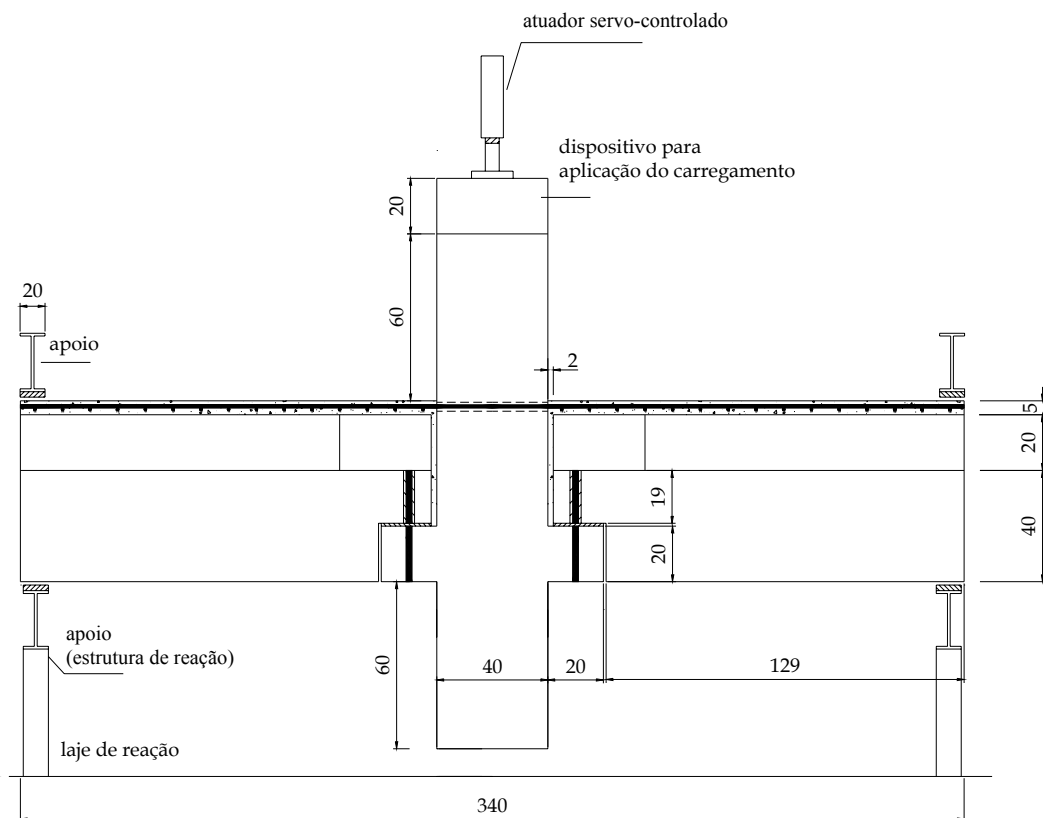


Figura 4.47 - Esquema dos ensaios dos modelos 2.1 e 2.2 (dimensões em cm).



(a)

Figura 4.48 - Esquema de ensaio - ilustração - parte 1 (modelo 2.1).



(b)

Figura 4.48 - Esquema de ensaio - ilustração - parte 2 (modelo 2.1).



Figura 4.49: (a) - aparelho de apoio do modelo (modelo 2.1);

(b) - dispositivo para aplicação do carregamento (modelo 2.1).

## 4.2.3 Materiais

### 4.2.3.1 Concreto

O concreto utilizado na confecção das vigas e do pilar foi comprado (usinado) da empresa Concreband, isso porque o volume a ser misturado era muito grande. Para a confecção do concreto da capa, misturado no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, foi utilizado o cimento ARI PLUS - CIMINAS. A pedra britada e a areia

empregadas são da região de São Carlos. Esses dois materiais foram secos antes da moldagem. O traço, a medida do abatimento do tronco de cone e o consumo de materiais dos dois concretos utilizados estão apresentados nas Tabela 4.22 e 4.23.

Tabela 4.22 - Concreto das vigas e do pilar - usinado.

Material	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )
cimento CP-II-E-32	400,0
areia fina	240,0
areia grossa	397,0
brita 1	1060,0
água	244,0
aditivo superplastificante	0,99 litros
Traço em peso	1:0,6:1,0:2,65 a/c= 0,61 (0,25%)
Abatimento do tronco de cone (cm)	9,0

Tabela 4.23 - Concreto da capa - moldado no Laboratório da EESC-USP.

Material	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )
cimento ARI-PLUS CIMINAS	302
areia seca	739,9
brita 1	1223,1
água	196,3
Traço em peso	1:2,45:4,05 a/c=0,65
Abatimento do tronco de cone (cm)	9,0

As propriedades mecânicas dos concretos foram determinadas no dia do ensaio através da ruptura de 6 corpos-de-prova cilíndricos de 10cm de diâmetro por 20cm de altura e 3 corpos-de-prova cilíndricos de 15cm de diâmetro por 30cm de altura. Esses últimos foram utilizados na determinação do módulo de elasticidade do concreto.

Os corpos-de-prova foram ensaiados em uma Máquina Hidráulica ELE Autotest 2000 e numa prensa servo controlada da marca Instron (corpos-de-prova de 15cmx30cm). Foram realizados ensaios de compressão e tração por compressão diametral. Os resultados desses ensaios, para ambos os modelos 2.1 e 2.2, encontram-se nas Tabelas 4.24 a 4.29.

Tabela 4.24 - Resistência à compressão simples - concreto usinado.

Corpo de prova	Resistência à compressão (MPa) - $f_c$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	49,5	60,6
CP-2	48,4	44,2
CP-3	-	43,6
Média	49,0	49,5

Tabela 4.25 - Resistência à compressão simples - concreto da capa.

Corpo de prova	Resistência à compressão (MPa) - $f_c$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	31,8	27,9
CP-2	32,0	26,7
CP-3	35,9	30,8
Média	33,2	28,5

Tabela 4.26 - Resistência à tração por compressão diametral - concreto usinado.

Corpo de prova	Resistência à tração (MPa) - $f_t$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	3,5	4,7
CP-2	3,2	3,6
CP-3	2,9	3,4
Média	3,2	3,9

Tabela 4.27 - Resistência à tração por compressão diametral - concreto da capa.

Corpo de prova	Resistência à tração (MPa) - $f_t$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	2,3	2,7
CP-2	3,5	2,6
CP-3	2,9	2,1
Média	2,9	2,5



Tabela 4.28 - Módulo de elasticidade longitudinal - concreto usinado.

Corpo de prova	Módulo de elasticidade (GPa) - $E_c$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	32,5	39,0
CP-2	32,4	33,9
CP-3	33,6	35,9
Média	32,8	36,3

Tabela 4.29 - Módulo de elasticidade longitudinal tangente - concreto da capa.

Corpo de prova	Módulo de elasticidade (GPa) - $E_c$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	31,0	24,5
CP-2	32,3	24,1
CP-3	31,6	25,8
Média	31,6	24,8

#### 4.2.3.2 Graute

O graute utilizado no preenchimento dos furos das vigas (graute 1), onde se encaixaram os chumbadores, dos furos dos pilares (graute 2), por onde passou a armadura de continuidade, dos espaços entre as vigas e o pilar (graute 1) e entre as lajes e o pilar (graute 3) foi o FOSGROUT - PLUS da FOSROC. As principais características dos grautes utilizados no modelo 2.1 estão na Tabela 4.30.

Tabela 4.30 - Características dos grautes utilizados (modelo 2.1).

Graute	Função	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )	Fator água/pó
Graute 1	preenchimento dos furos das vigas e dos espaços entre a viga e o pilar	2251	0,2
Graute 2	preenchimento dos furos dos pilares	2251	0,2
Graute 3	preenchimento dos espaços entre as lajes pré-moldadas e o pilar	2251	0,126

Deve ser mencionado que a recomendação do fabricante era um fator água/pó de 0,126. Porém, os fatores água/pó dos grautes 1 e 2 foram de 0,2. No caso do graute 1



esse valor foi definido pois se imaginava que o graute com fator 0,126 era muito "grosso" e poderia não entrar facilmente nos furos das vigas. O graute 2 foi obtido através de um processo de peneiramento do Fosgrout plus. Isso porque os furos nos pilares eram muito pequenos e estavam na posição horizontal, o que dificultava o grauteamento. Uma vez peneirado, o graute 2 necessitou de mais água de amassamento e, portanto, um fator água/pó de 0,2. Observa-se que ambos os grautes 2 e 3 ficaram muito bons, do ponto de vista de plasticidade, homogeneidade e resistência. Porém, o graute 1 ficou muito fluido e pouco homogêneo, contudo, sua resistência foi razoável.

As principais características dos grautes utilizados no modelo 2.2 estão apresentadas na Tabela 4.31. Nela pode ser observado que o fator água/pó do graute 1 foi alterado para 0,126, tendo em vista o ocorrido para o modelo 2.1.

Tabela 4.31 - Características dos grautes utilizados (modelo 2.2).

Graute	Função	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )	Fator água/pó
Graute 1	preenchimento dos furos das vigas e dos espaços entre a viga e o pilar	2251	0,126
Graute 2	preenchimento dos furos dos pilares	2251	0,2
Graute 3	preenchimento dos espaços entre as lajes pré-moldadas e o pilar	2251	0,126

Os resultados dos ensaios de compressão e tração por compressão diametral dos grautes utilizados nos modelos 2.1 e 2.2 encontram-se nas Tabelas 4.32 a 4.40.

Tabela 4.32 - Resistência à compressão simples - graute 1.

Corpo de prova	Resistência à compressão (MPa) - $f_c$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	27,5	59,8
CP-2	23,3	63,4
CP-3	-	55,4
Média	25,4	59,5

Através das Tabelas 4.32 e 4.38 percebe-se que o graute 1 do modelo 2.1 apresentou resistência à compressão e módulo de elasticidade bem menores que os do modelo

2.2. Isso foi devido aos diferentes fatores água/pó utilizados (conforme Tabelas 4.30 e 4.31). Já a diferença entre as resistências do graute 2 para os modelos 2.1 e 2.2, pode ser em parte atribuída às diferentes idades dos corpos de prova no dia dos respectivos ensaios e às condições de moldagem dos mesmos.

Tabela 4.33 - Resistência à compressão simples - graute 2.

Corpo de prova	Resistência à compressão (MPa) - $f_c$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	30,8	49,8
CP-2	30,8	56,9
CP-3	38,0	53,6
Média	33,2	53,4

Tabela 4.34 - Resistência à compressão simples - graute 3.

Corpo de prova	Resistência à compressão (MPa) - $f_c$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	56,1	66,8
CP-2	52,2	51,8
CP-3	49,4	59,7
Média	52,6	59,4

Tabela 4.35 - Resistência à tração por compressão diametral - graute 1.

Corpo de prova	Resistência à tração (MPa) - $f_t$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	2,5	2,8
CP-2	2,5	4,9
CP-3	2,6	1,9
Média	2,5	3,2

Tabela 4.36 - Resistência à tração por compressão diametral - graute 2.

Corpo de prova	Resistência à tração (MPa) - $f_t$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	2,9	3,8
CP-2	5,7	2,6
CP-3	3,0	2,0
Média	3,9	2,8

Tabela 4.37 - Resistência à tração por compressão diametral - graute 3.

Corpo de prova	Resistência à tração (MPa) - $f_t$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	4,5	5,4
CP-2	4,7	3,4
CP-3	5,0	4,8
Média	4,7	4,5

Tabela 4.38 - Módulo de elasticidade longitudinal tangente - graute 1.

Corpo de prova	Módulo de elasticidade inicial (GPa) - $E_c$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	7,37	17,5
CP-2	4,07	14,4
CP-3	3,39	10,6
Média	4,94	14,2

Tabela 4.39 - Módulo de elasticidade longitudinal tangente - graute 2.

corpo de prova	Módulo de elasticidade inicial (GPa) - $E_c$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	6,34	12,2
CP-2	7,48	12,0
CP-3	7,48	11,3
Média	7,10	11,8

Tabela 4.40 - Módulo de elasticidade longitudinal tangente - graute 3.

corpo de prova	Módulo de elasticidade inicial (GPa) - $E_c$	
	Modelo 2.1	Modelo 2.2
CP-1	13,4	14,0
CP-2	13,0	15,5
CP-3	13,8	15,2
Média	13,4	14,9

#### 4.2.3.3 Aço

a. Chumbadores: O aço utilizado na confecção dos chumbadores de ambos os modelos 2.1 e 2.2 foi o SAE 1020 trefilado. Suas características mecânicas foram

obtidas através de ensaios de tração, conforme recomenda a NORMA ASTM A 370 (1992). Para isso foram usinados 3 corpos-de-prova, os quais foram ensaiados em uma prensa da marca INSTRON com capacidade de 100kN. O módulo de elasticidade ( $E_s$ ), as resistências de escoamento ( $f_y$ ) e de ruína ( $f_u$ ) e a deformação a partir da qual o material atinge o escoamento ( $\epsilon_y$ ), estão indicados na Tabela 4.41.

Tabela 4.41 - Propriedades mecânicas do chumbador (modelos 2.1 e 2.2).

Corpo de prova	$E_s$ (GPa)	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ (‰)	$f_u$ (MPa)
CP-1	201	610	5,0	621
CP-2	191	496	4,6	564
CP-3	212	621	4,9	632
Média	201	576	4,8	606

b. *Armadura*: O aço utilizado na confecção da armadura foi do tipo CA 50. Os corpos de prova foram ensaiados na Máquina de Ensaio INSTRON 8506. As resistências de escoamento ( $f_y$ ) e de ruína ( $f_u$ ) estão indicadas na Tabela 4.42. Como valor do módulo de elasticidade para esses diâmetros foi adotado o valor nominal igual a  $E_s = 200\text{GPa}$ .

Tabela 4.42 - Propriedades mecânicas do aço (modelos 2.1 e 2.2).

Diâmetro	corpo de prova	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
10mm	CP-1	571	685
	CP-2	574	673
	CP-3	582	691
	<b>Média</b>	<b>576</b>	<b>683</b>
12,5mm	CP-1	602	687
	CP-2	626	737
	CP-3	604	691
	<b>Média</b>	<b>611</b>	<b>705</b>
16mm	CP-1	562	854
	CP-2	605	722
	CP-3	601	716
	<b>Média</b>	<b>589</b>	<b>764</b>

#### 4.2.4 Moldagem e cura dos elementos

Foram realizadas duas concretagens: primeiramente foram concretadas as vigas e o pilar e depois de montados esses elementos e posicionados os pedaços das lajes pré-moldadas e a armadura de continuidade, foi moldada a capa de concreto estrutural.

Conforme já adiantado, o concreto das vigas e do pilar foi comprado da empresa Concreband. Esse concreto foi retirado do caminhão, posto em carriolas e colocado na fôrma através de pás. Foi adensado com o auxílio de um vibrador de imersão de 25mm de diâmetro. As fôrmas das vigas e do pilar são mostradas na Figura 4.50.

Na Figura 4.51 ilustra-se armadura dentro da fôrma da viga, onde também pode ser observada a solução utilizada para executar os furos nas vigas, para posterior encaixe dos chumbadores.



(a) - forma do pilar;



(b) - forma da viga;

Figura 4.50 - Forma dos elementos de viga e pilar.



Figura 4.51 - Armadura na fôrma da viga (modelo 2.1).

Na Figura 4.52 está apresentada a armadura dentro da fôrma do pilar, o dispositivo utilizado para fixar os chumbadores na posição desejada e a solução utilizada para executar os furos nos pilares.



Figura 4.52 - Armadura na fôrma do pilar.



A concretagem, o adensamento e os elementos moldados estão ilustrados na Figura 4.53.



(a) chegada do caminhão; (b) - concreto sendo depositado nas carruagens;



(c) - ensaio de abatimento do tronco de cone;



(d) - concretagem das vigas;



(e) - concretagem do pilar;



(f) - pilar moldado;



(g) - viga moldada;

Figura 4.53 - Concretagem dos elementos de viga e pilar (modelo 2.1).



Os elementos permaneceram 3 dias curando. Para a cura, utilizou-se uma espuma umedecida colocada na superfície de concreto exposta ao ar, a fim de minimizar a retração. Os corpos-de-prova foram desenformados após 24 horas e colocados na câmara úmida ficando nessa até a véspera do dia do ensaio do respectivo modelo. As vigas e o pilar foram desenformados aos 4 dias. Na Figura 4.54 apresentam-se os elementos depois de desenformados.



(a) - pilar desenformado;



(b) - viga desenformada;

Figura 4.54 - elementos desenformados (modelo 2.1).

Conforme já adiantado, em ambos os modelos 2.1 e 2.2 foi utilizada uma almofada de apoio de argamassa entre o consolo e a viga, cujo traço foi definido a partir de modificações em uma composição básica para uma argamassa de cimento e areia.

O traço utilizado para moldar as almofadas de apoio dos modelos 2.1 e 2.2 foi o mesmo do usado no modelo 1.3, mostrado na Tabela 4.8. Na Figura 4.55 estão ilustradas a forma, a mistura e a moldagem das placas de apoio. Na Figura 4.56 é mostrada uma vista das almofadas de apoio depois de desenformadas.



(a) - forma das placas de apoio;

(b) - mistura da argamassa;



(b) - moldagem;

Figura 4.55 - Forma, mistura e moldagem das almofadas de apoio (modelo 2.1).



Figura 4.56 - Vista das almofadas de apoio (modelo 2.1).

#### 4.2.5 Montagem do modelo

Na Figura 4.57 são mostradas as etapas de montagem do modelo 2.1. A montagem do modelo 2.2 seguiu as mesmas etapas.

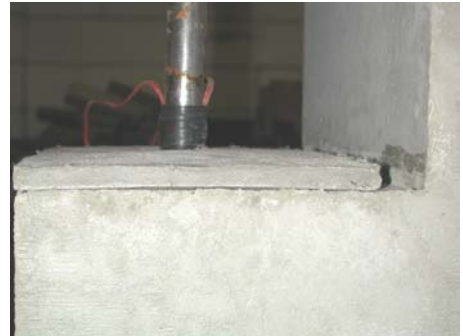


(a) - içamento do pilar;

(b) - içamento da viga;







(c) - posicionamento do pilar e almofadas de apoio;



(d) - posicionamento da viga sobre o consolo;



(e) - posicionamento da viga - detalhe; (f) - vista da viga apoiada sobre o consolo;

Figura 4.57 - Etapas de montagem do modelo 2.1.

#### 4.2.6 Preenchimento dos furos das vigas e espaços entre as vigas e o pilar (graute 1)

Na Figura 4.58 são mostradas duas fotos do grauteamento dos furos das vigas e dos espaços laterais entre as vigas e o pilar.



Figura 4.58 - Grauteamento 1 (modelo 2.1).

#### 4.2.7 Posicionamento das lajes

Na Figura 4.59 são mostradas duas fotos do posicionamento das lajes pré-moldadas sobre as vigas.

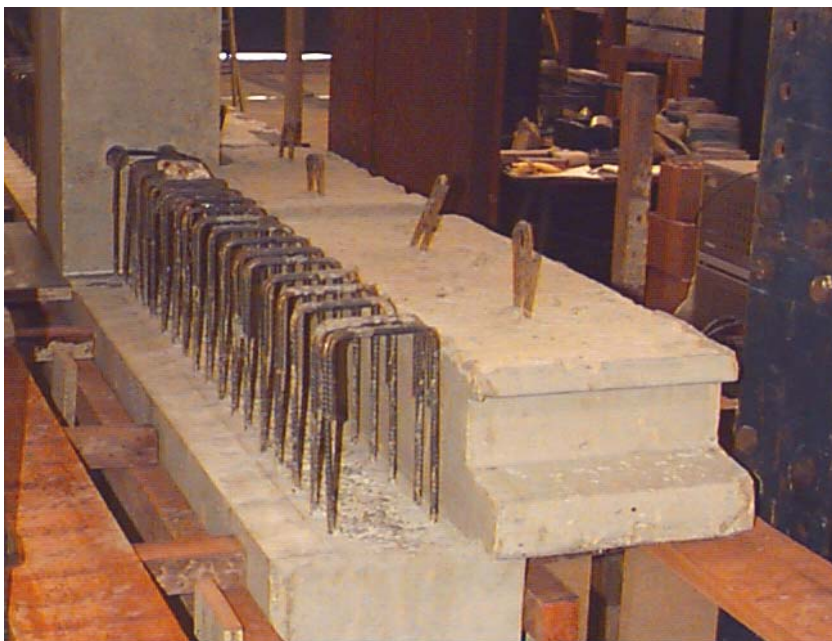


Figura 4.59 - Posicionamento das lajes (modelo 2.1).

#### 4.2.8 Preenchimento dos furos dos pilares (graute 2)

Na Figura 4.60 é mostrada a forma de vedação e a canaleta para o grauteamento dos furos dos pilares. Na Figura 4.61 apresenta-se o respiro para a expulsão das bolhas de ar do graute.





Figura 4.60 - Grauteamento dos furos do pilar.



Figura 4.61 - Respiro para expulsão das bolhas de ar.

#### 4.2.9 Preenchimento dos espaços entre as lajes e o pilar (graute 3)

Na Figura 4.62 é mostrado o espaço entre as lajes e o pilar depois de preenchido.



Figura 4.62 - Grauteamento dos espaços entre as lajes e o pilar (modelo 2.1).

#### 4.2.10 Moldagem e cura da capa de concreto

O concreto foi preparado em uma betoneira de eixo vertical com capacidade de  $0,25\text{m}^3$  da marca CIBI (modelo - P250) e adensado com o auxílio de um vibrador de imersão de 25mm de diâmetro. O volume de concreto gasto foi de  $0,386\text{m}^3$ . Foram necessárias duas etapas de mistura para moldar a capa.

Nas Figuras 4.63a e 4.63b ilustra-se a armadura posicionada sobre as lajes pré-moldadas dos modelos 2.1 e 2.2, respectivamente. As formas laterais podem ser visualizadas na Figura 4.63b e na Figura 4.64 pode ser observada a solução adotada para garantir a descontinuidade da capa de concreto do modelo 2.2.



(a) - modelo 2.1;



(b) - modelo 2.2;

Figura 4.63 - Armadura da capa de concreto - posicionada sobre as lajes.



Figura 4.64 - Solução para garantir a descontinuidade da capa do modelo 2.2.



A concretagem e o adensamento da capa estão ilustrados na Figura 4.65. O concreto permaneceu 3 dias curando. Para a cura, utilizou-se uma espuma umedecida colocada na superfície de concreto exposta ao ar, a fim de minimizar a retração. Os corpos-de-prova foram desformados após 24 horas e colocados na câmara úmida ficando nessa até a véspera do dia do ensaio do respectivo modelo. A capa foi desformada aos 4 dias. Na Figura 4.66 ilustra-se o acabamento da laje, enquanto nas Figuras 4.67a e 4.67b são mostradas vistas dos modelos 2.1 e 2.2, respectivamente.



Figura 4.65 - Concretagem da capa (modelo 2.1).

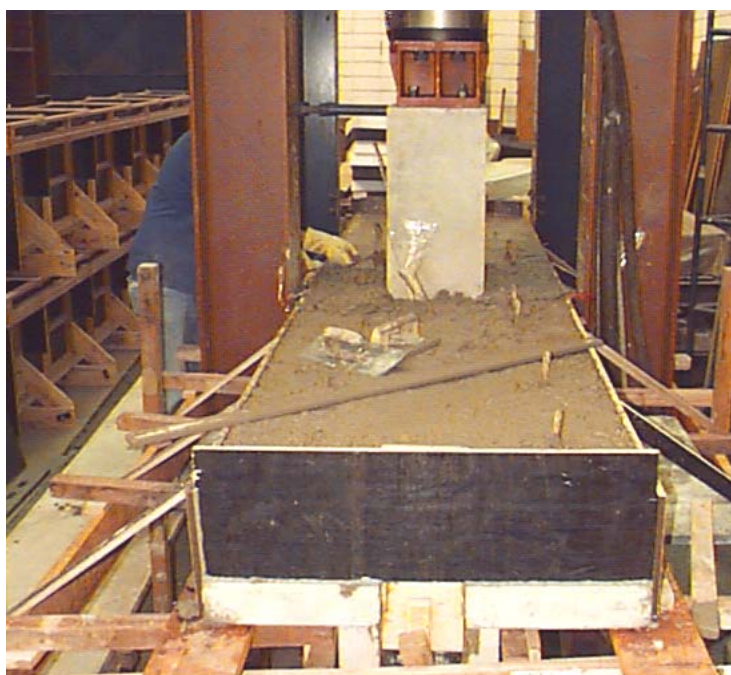


Figura 4.66 - Acabamento da capa de concreto (modelo 2.1).



(a) - modelo 2.1;



(b) - modelo 2.2;

Figura 4.67 - Vista dos modelos da ligação n°2.

### 4.2.11 Instrumentação

Os equipamentos e instrumentos de medição utilizados nos ensaios dos modelos 2.1 e 2.2 estão discriminados na Tabela 4.43.

#### 4.2.11.1 Instrumentação interna

A armadura das vigas e do pilar dos modelos foi instrumentada com extensômetros elétricos de resistência, conforme as Figuras 4.68 e 4.69, respectivamente.

Tabela 4.43 - Equipamentos e instrumentos de medição utilizados no ensaio.

Instrumento	Tipo	Finalidade	Marca	Características
Transdutor de deslocamento	-	medição de deslocamentos	Kyowa	curso: 100mm sensibilidade: 0,02mm  curso: 20mm sensibilidade: 0,005mm (relógio comparador)  curso: 10mm sensibilidade: 0,003mm (relógio comparador)
extensômetro elétrico de resistência	Uniaxial	medição de deformações	Kyowa	GF: 2,12 base: 5mm
Atuador servo-controlado		aplicação do carregamento	Instron	capacidade nominal de 500kN
Sistema de aquisição de dados	SYSTEM 5000	coleta e gravação automática de dados	Measurements group	-

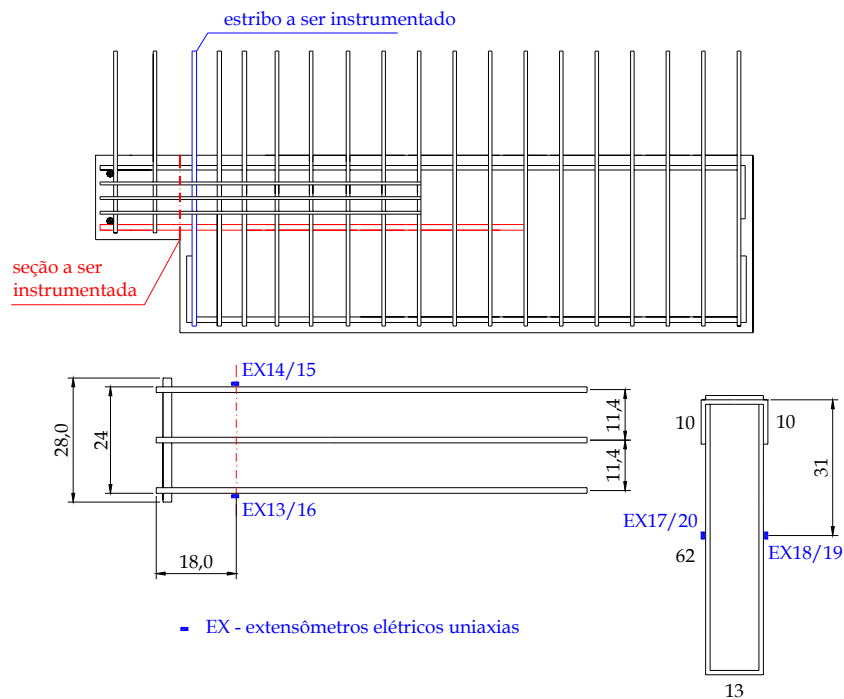


Figura 4.68 - Instrumentação da armadura das vigas (dimensões em cm).

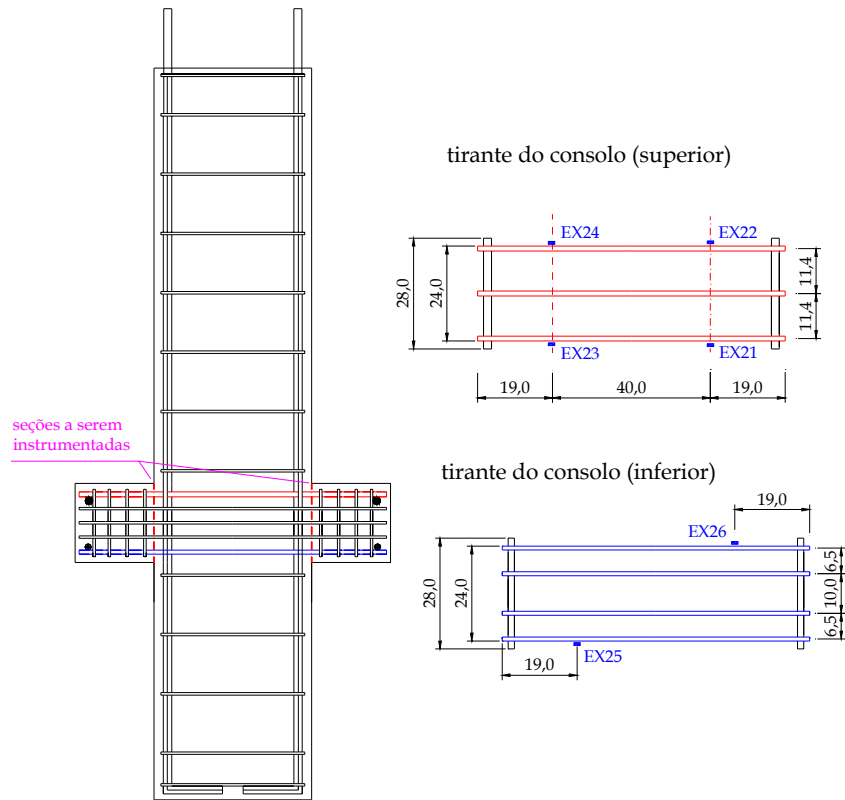


Figura 4.69 - Instrumentação da armadura do pilar (dimensões em cm).

A Figura 4.70 mostra a instrumentação dos chumbadores dos modelos 2.1 e 2.2.

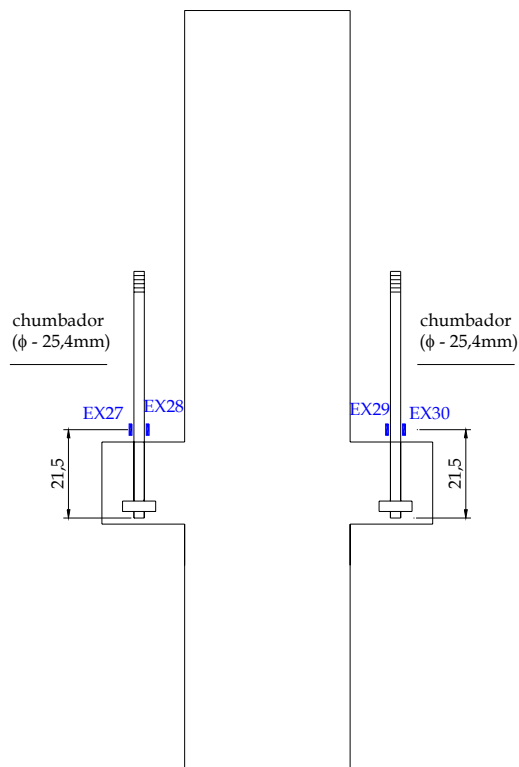
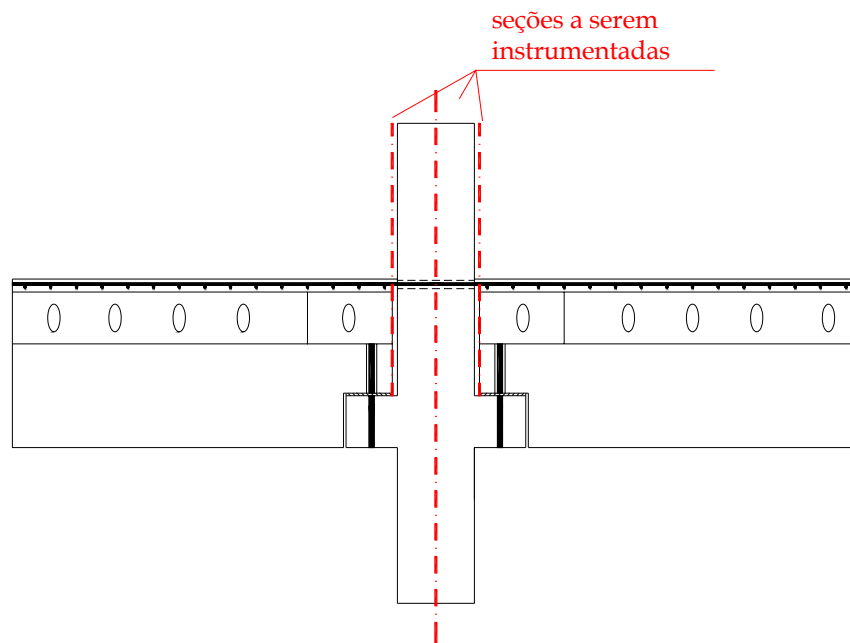
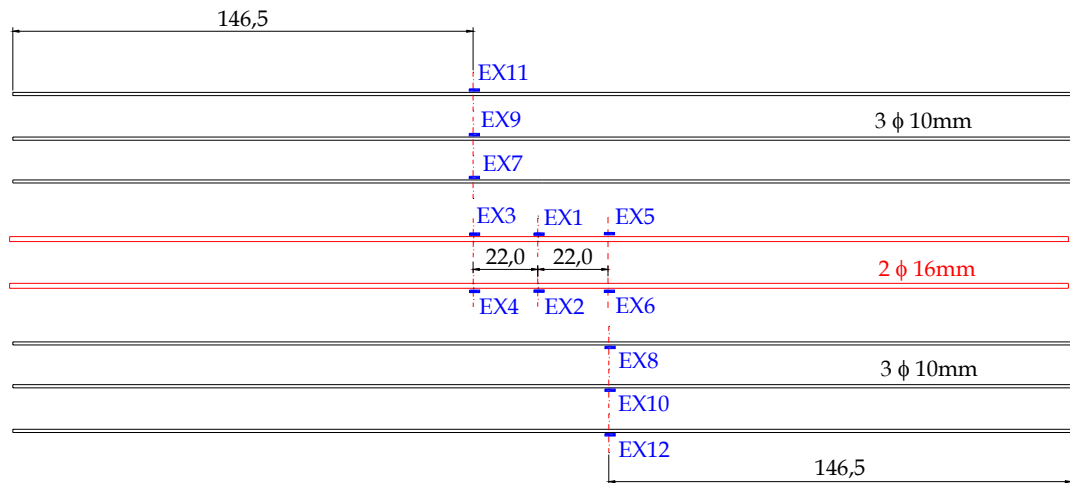


Figura 4.70 - Instrumentação dos chumbadores (dimensões em cm).

Nas Figuras 4.71 e 4.72 apresenta-se a instrumentação da armadura de continuidade dos modelos 2.1 e 2.2, respectivamente.

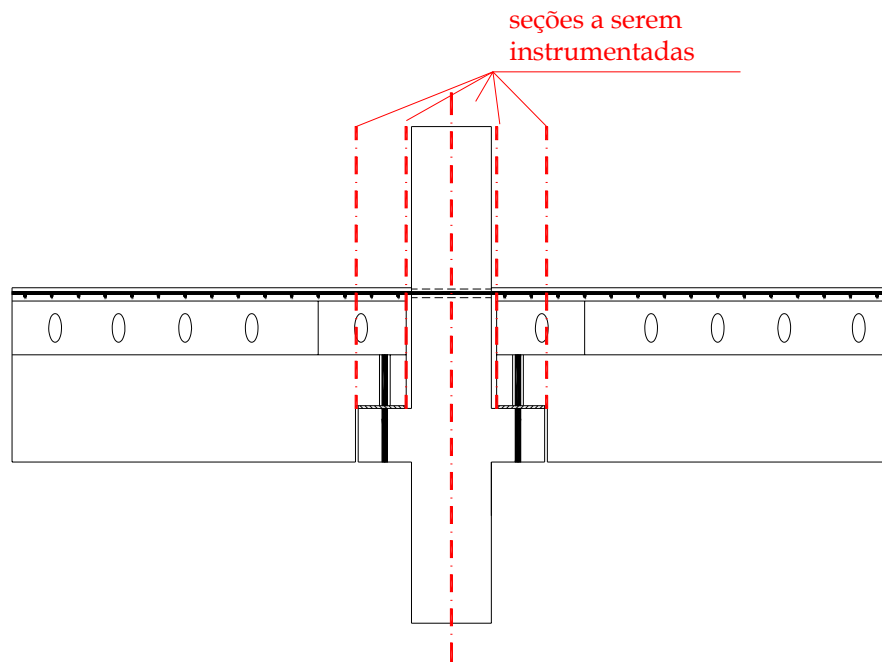


(a) - seções instrumentadas;

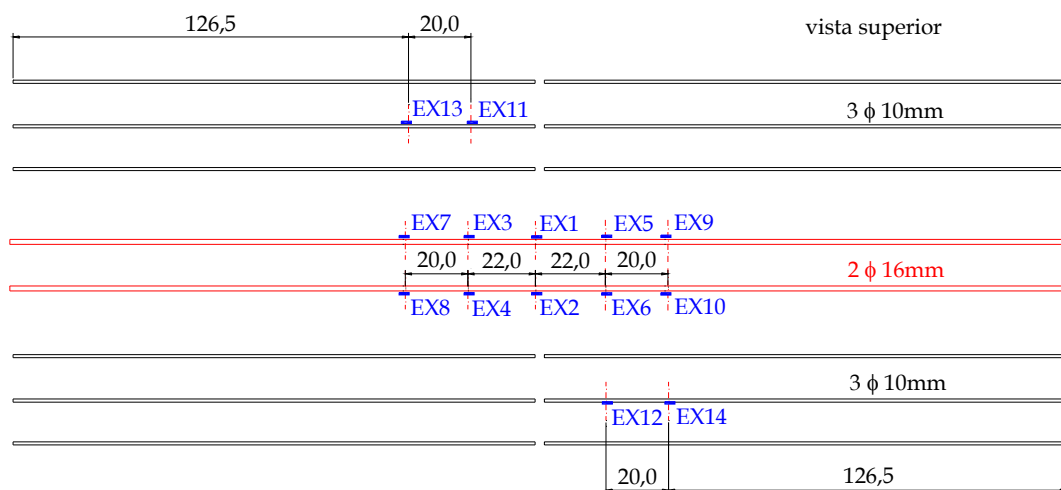


(b) - posição da instrumentação (dimensões em cm);

Figura 4.71 - Instrumentação da armadura de continuidade (modelo 2.1).



(a) - seções instrumentadas;



(b) - posição da instrumentação (dimensões em cm);

Figura 4.72 - Instrumentação da armadura de continuidade (modelo 2.2)

#### 4.2.11.2 Instrumentação externa

Os transdutores foram colocados para possibilitar a avaliação completa dos deslocamentos dos modelos. Os relógios comparadores têm a finalidade de medir os deslocamentos relativos entre os elementos. Foram colocados relógios comparadores nas duas faces dos modelos para permitir a observação de uma possível rotação do mesmo fora de seu plano.



A instrumentação externa dos modelos 2.1 e 2.2 foi feita de acordo com a Figura 4.73. Na Figura 4.74 é mostrada uma vista do modelo 2.1 instrumentado, enquanto que nas Figuras 4.75 e 4.76 são ampliadas a região da instrumentação dos deslocamentos relativos entre a capa de concreto e o pilar e a região da instrumentação dos deslocamentos relativos entre o consolo, a viga e o pilar, respectivamente.

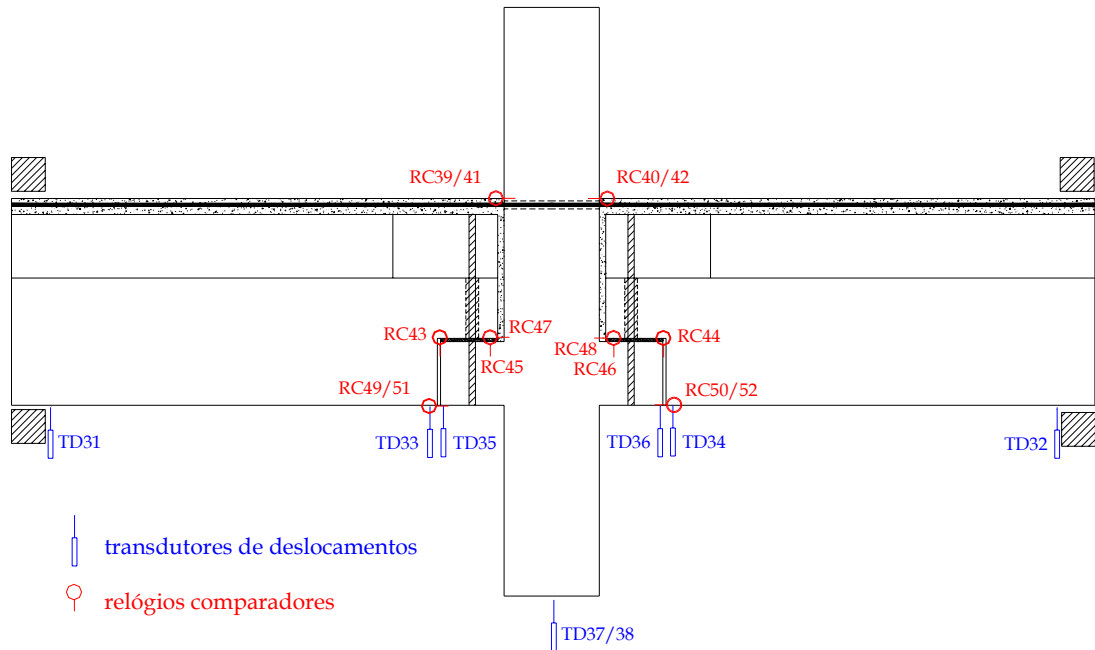


Figura 4.73 - Instrumentação externa dos modelos 2.1 e 2.2.



Figura 4.74 - Instrumentação externa do modelo 2.1 - vista.



Figura 4.75 - Relógios comparadores para medir os deslocamentos relativos entre a capa e o pilar (modelo 2.1).



Figura 4.76 - Relógios comparadores para medir os deslocamentos relativos entre a viga, o consolo e o pilar (modelo 2.1).

A Figura 4.77 ilustra um relógio comparador posicionado de maneira a permitir a medida do deslocamento horizontal relativo entre a capa de concreto da esquerda e da direita do modelo 2.2.





Figura 4.77 - Relógio comparador para medir o deslocamento relativo entre a capa de concreto da esquerda e da direita do modelo 2.2.

#### 4.2.12 Procedimento de ensaio

Na Tabela 4.44 encontram-se reunidas as principais informações relativas ao ensaio realizado nos modelos 2.1 e 2.2

Tabela 4.44 - Informações relativas ao ensaio dos modelos 2.1 e 2.2.

<b>Informações relativas ao ensaio dos modelos 2.1 e 2.2</b>		
<b>Informação</b>	<b>Modelo 2.1</b>	<b>Modelo 2.2</b>
Data da moldagem das vigas e do pilar	25/07/2001	12/09/2001
Data da moldagem da capa	13/08/2001	16/10/2001
Período de cura	3 dias	3 dias
Data da realização do ensaio	24/08/2001	26/10/2001
Resistência à compressão do concreto - vigas e pilar	49,0MPa	49,5MPa
Resistência à compressão do concreto - capa	33,2MPa	28,5MPa
Resistência à tração do concreto - vigas e pilar	3,2MPa	3,9MPa
Resistência à tração do concreto - capa	2,9MPa	2,5MPa
Módulo de elasticidade do concreto - vigas e pilar	32838MPa	36289MPa
Módulo de elasticidade do concreto - capa	31633MPa	24811MPa
Peso do modelo	≅ 30kN	≅ 30kN

Conforme já adiantado, os ensaios foram realizados com a inversão do carregamento. O ensaio no modelo 2.1 seguiu o procedimento apresentado na Tabela 4.45 e ilustrado na Figura 4.78. Enquanto o ensaio no modelo 2.2 seguiu o procedimento mostrado na Tabela 4.46 e ilustrado na Figura 4.79. Nessas tabelas os valores positivos de carregamento representam aqueles que causam um momento negativo na ligação (pistão se movendo para cima), enquanto que os valores negativos de carregamento produzem momentos positivos (pistão se movendo para baixo). O momento fletor foi determinado através da equação  $M = F/2 \cdot \ell_v$ , onde  $F$  é força aplicada pelo atuador e  $\ell_v$  é o vão da viga (140cm).

#### 4.2.12.1 Modelo 2.1

De acordo com a Figura 4.78, nos 1º e 2º ciclos o carregamento foi aplicado de tal modo a não provocar a fissuração da ligação (aprox. 20% do carregamento previsto para a ruptura). Já nos 3º e 4º ciclos aplicou-se uma força de serviço, em torno de 40% do valor previsto para a ruptura. Nos 5º e 6º ciclos aplicou-se um carregamento em torno de 60% do carregamento último previsto na direção do momento negativo e de 47% do carregamento último na direção do momento positivo. No ciclo 7 o modelo foi carregado no sentido do momento negativo até uma força 20% maior daquela prevista para a sua ruptura. E no ciclo 8 o modelo foi carregado no sentido de momento negativo até não mais suportar um aumento na força aplicada. Essa força foi considerada a força de ruptura do modelo.

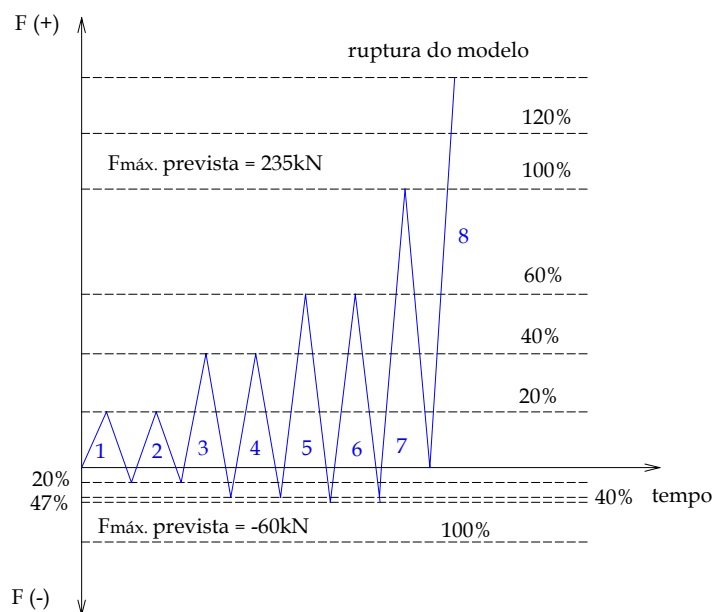


Figura 4.78 – Ciclos de carregamento aplicados no modelo 2.1.

Tabela 4.45 - Procedimento de ensaio do modelo 2.1.

Procedimento de ensaio		
Etapa	F (kN)	M (kN.m)
Escorvamento (v: 0,005 mm/s)	+18	-12,6
	-5	+3,5
1º ciclo (v: 0,008 mm/s)	+45	-31,5
	-12	+8,4
2º ciclo (v: 0,008 mm/s)	+45	-31,5
	-12	+8,4
3º ciclo (v: 0,008 mm/s)	+92	-64,4
	-24	+16,8
4º ciclo (v: 0,008 mm/s)	+92	-64,4
	-24	+16,8
5º ciclo (v: 0,01 mm/s)	+140	-98
	-28	+19,6
6º ciclo (v: 0,01 mm/s)	+140	-98
	-28	+19,6
7º ciclo (v: 0,03 mm/s)	+280	-196
	0	0
8º ciclo (v: 0,03 mm/s) - ruptura do modelo	+315	-220,5

v: velocidade de deslocamento do pistão.

#### 4.2.12.2 Modelo 2.2

De acordo com a Figura 4.79, nos 1º e 2º ciclos o carregamento foi estabelecido de tal modo a não provocar a fissuração da ligação (aproximadamente 20% do carregamento previsto para a ruptura). Já nos 3º e 4º ciclos aplicou-se um carregamento de serviço (aproximadamente 40% do carregamento previsto para a ruptura do modelo). Nos 5º e 6º ciclos aplicou-se um carregamento de aproximadamente 60% e 80% do carregamento último previsto, respectivamente. No ciclo 7 o modelo 2.2 foi carregado na direção de ambos os momentos negativo e positivo até um carregamento igual a 100% do carregamento previsto para a ruptura do modelo nessas respectivas direções. Porém, na direção do momento negativo o modelo ainda suportaria um acréscimo de carga. Então se decidiu inverter o carregamento e romper o modelo no sentido do momento positivo.

Tabela 4.46 - Procedimento de ensaio do modelo 2.2.

Procedimento de ensaio		
Etapa	F (kN)	M (kN.m)
Escorvamento (v: 0,005 mm/s)	+10	-7
	-5	+3,5
1º ciclo (v: 0,008 mm/s)	+24	-16,8
	-12	+8,4
2º ciclo (v: 0,008 mm/s)	+24	-16,8
	-12	+8,4
3º ciclo (v: 0,008 mm/s)	+48	-33,6
	-24	+16,8
4º ciclo (v: 0,008 mm/s)	+48	-33,6
	-24	+16,8
5º ciclo (v: 0,01 mm/s)	+75	-52,5
	-35	+24,5
6º ciclo (v: 0,01 mm/s)	+100	-70
	-45	+31,5
7º ciclo (v: 0,03 mm/s) - ruptura do modelo	+120	-84
	-60	+42

v: velocidade de deslocamento do pistão.

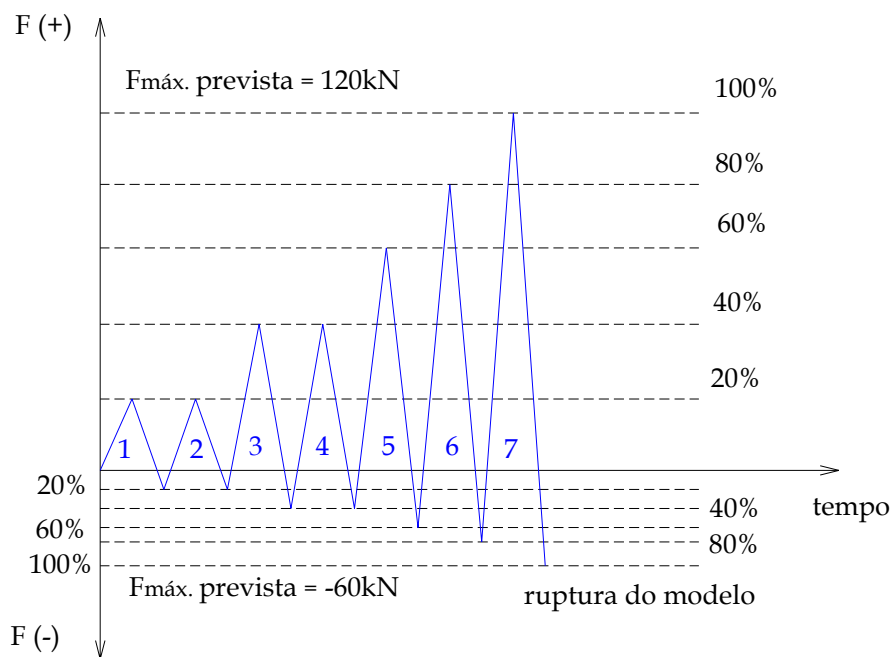


Figura 4.79 – Ciclos de carregamento aplicados no modelo 2.2.

### 4.2.13 Apresentação dos resultados

#### 4.2.13.1 Considerações iniciais

Tendo em vista as Tabelas 4.45 e 4.46 e as Figuras 4.78 e 4.79 nota-se que o modelo 2.1 rompeu devido ao escoamento de sua armadura de continuidade pela ação de um momento fletor negativo igual a  $-221\text{kN.m}$  ( $F = +315\text{kN}$ ). E o ensaio no modelo 2.2 foi interrompido devido à grande deformação do modelo para um momento fletor positivo igual a  $+42,0\text{kN.m}$  ( $F = -60\text{kN}$ ). Desta forma, a análise dos resultados dos ensaios nos modelos 2.1 e 2.2 foi realizada com ênfase no comportamento dos mesmos sob momento negativo e momento positivo, respectivamente.

#### 4.2.13.2 Fissuração dos modelos

##### a. Modelo 2.1

A fissuração do modelo 2.1 se concentrou na capa de concreto. Os elementos de viga e pilar, inclusive consolos e dentes gerber não sofreram grande fissuração. Esses elementos apresentaram apenas algumas fissuras instantes antes da ruptura do modelo. A primeira fissura apareceu na capa de concreto quando a força aplicada atingiu em torno de  $+92\text{kN}$  ( $-64,4\text{kN.m}$ ). Na Figura 4.80 está ilustrada a configuração das fissuras da capa de concreto depois de terminado o ensaio.

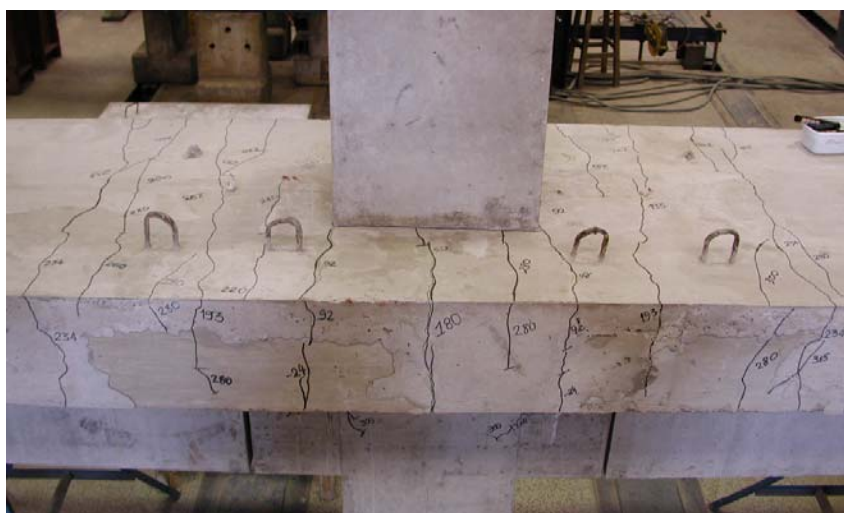


Figura 4.80 – Configuração das fissuras na vista superior do modelo 2.1.

Na Figura 4.81 essas fissuras foram desenhadas com seus respectivos carregamentos. De acordo com as Figuras 4.80 e 4.81 nota-se que a distribuição das fissuras na capa de concreto é praticamente simétrica.

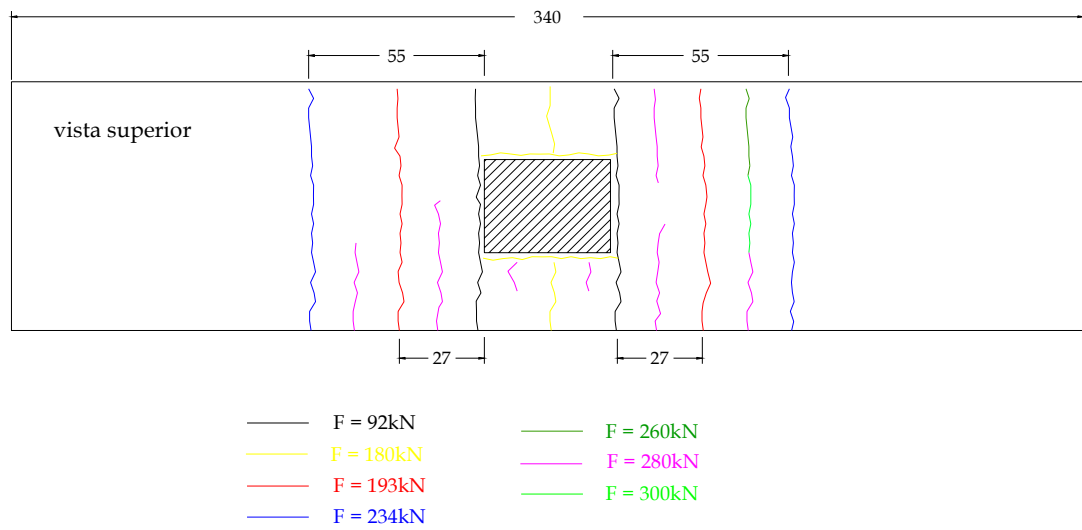


Figura 4.81 – Fissuras na vista superior do modelo 2.1 - carregamentos.

Na Figura 4.82a está ilustrada a configuração das fissuras do lado esquerdo do modelo 2.1 e na Figura 4.82b a região da face do pilar foi ampliada para permitir uma melhor visualização da fissura que caracteriza o deslocamento horizontal relativo entre o pilar e a capa de concreto. Foi realizado o controle da abertura dessa fissura (mais acentuada do modelo 2.1), conforme apresentado na Tabela 4.47. Nessa tabela, o modelo foi dividido em 4 regiões, conforme ilustra a Figura 4.32. Com base na Tabela 4.47 constata-se que a fissura da capa de concreto junto à face do pilar atingiu valores significativos.

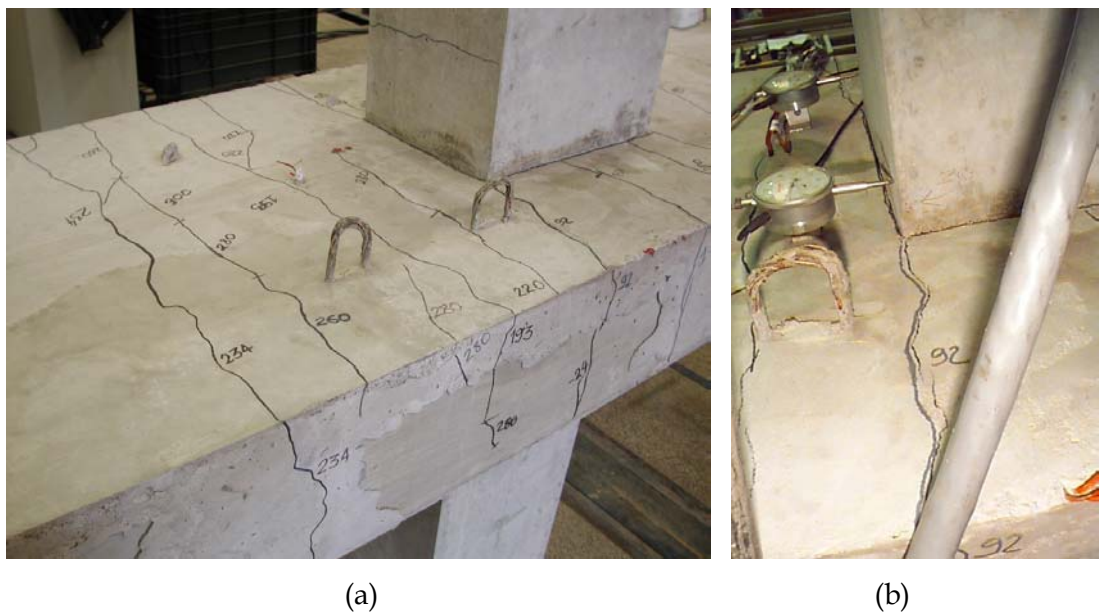


Figura 4.82 – Configuração das fissuras na vista superior do modelo.

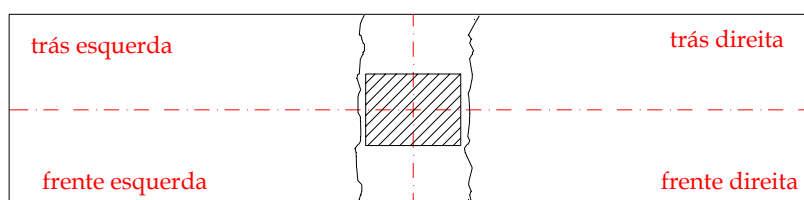


Figura 4.83 - Regiões do modelo - vista superior.

Tabela 4.47 – Controle da abertura da fissura junto à face do pilar.

carregamento	região do modelo	abertura	média
+140kN (-98kN.m) (ciclo 1)	frente/esquerda	0,12mm	0,1625mm
	frente/direita	0,18mm	
	trás/direita	0,20mm	
	trás/esquerda	0,15mm	
+140kN (-98kN.m) (ciclo 2)	frente/esquerda	0,15mm	0,1750mm
	frente/direita	0,20mm	
	trás/direita	0,20mm	
	trás/esquerda	0,15mm	
+180kN (-126kN.m)	frente/esquerda	0,15mm	0,2125mm
	frente/direita	0,20mm	
	trás/direita	0,30mm	
	trás/esquerda	0,20mm	
+220kN (-154kN.m)	frente/esquerda	0,20mm	0,3000mm
	frente/direita	0,35mm	
	trás/direita	0,40mm	
	trás/esquerda	0,25mm	
+260kN (-182kN.m)	frente/esquerda	0,25mm	0,3625mm
	frente/direita	0,40mm	
	trás/direita	0,45mm	
	trás/esquerda	0,35mm	
+288kN (-202kN.m)	frente/esquerda	0,35mm	0,4750mm
	frente/direita	0,40mm	
	trás/direita	0,70mm	
	trás/esquerda	0,45mm	

Na ruptura, para uma força de aproximadamente +315kN, as almofadas de apoio apresentaram uma fissura vertical em seu centro, conforme mostra a Figura 4.84.

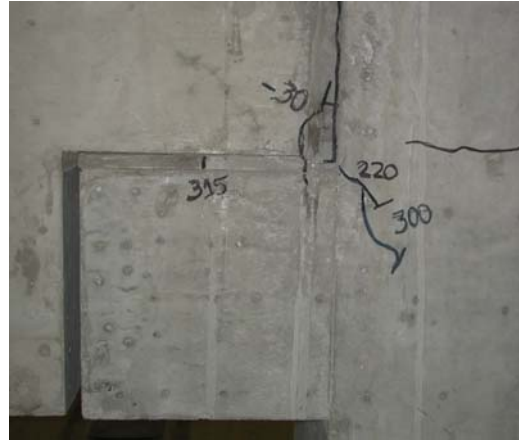


Figura 4.84 – Fissura na almofada de apoio ( $F = +315\text{kN}$ ).

b. Modelo 2.2

O modelo 2.2 apresentou pouca fissuração. No sentido do momento fletor positivo destaca-se uma fissura vertical entre o dente gerber e o graute de preenchimento vertical, conforme ilustra a Figura 4.85.

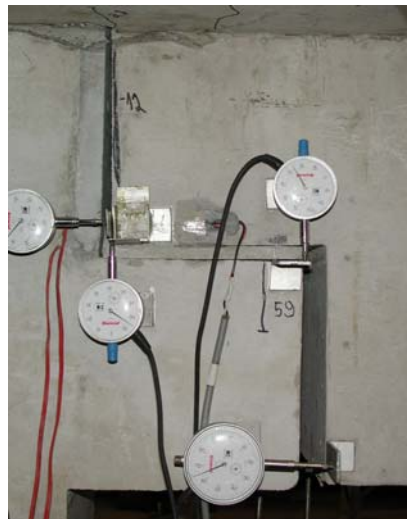


Figura 4.85 - Fissura vertical entre o dente gerber e o graute de preenchimento.

A fissura vertical apareceu quando a força aplicada no ensaio chegou a -12kN (+8,4kN.m). Na Figura 4.86 está apresentada a evolução da abertura dessa fissura em função do momento positivo atuante. Como pode ser observada na Figura 4.86, a fissura vertical atingiu valores muito grandes, algo em torno de 8mm para o carregamento considerado como o de ruptura do modelo 2.2.





$M = +19\text{kN.m}$

$M = +34\text{kN.m}$

$M = +42\text{kN.m}$  (ruptura)

Figura 4.86 – Fissura vertical em função do momento atuante na ligação.

#### 4.2.13.3 Determinação da curva momento-rotação

##### a. Considerações iniciais

A curva momento-rotação da ligação nº2 foi determinada através do cálculo do momento fletor atuante na ligação e da sua rotação correspondente. O momento fletor foi determinado através da equação 4.5, que tem como base a Figura 4.87. A rotação da ligação foi obtida por meio da expressão 4.6 que é baseada nas leituras dos relógios comparadores, posicionados conforme ilustra a Figura 4.88.

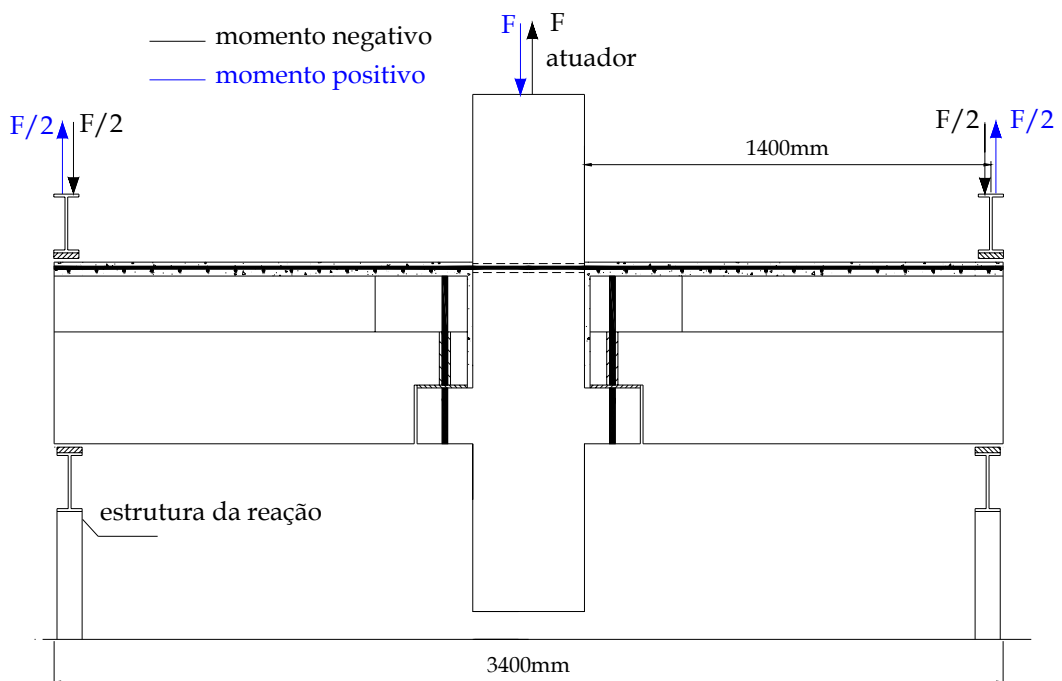


Figura 4.87 – Esquema de ensaio – cálculo do momento fletor.

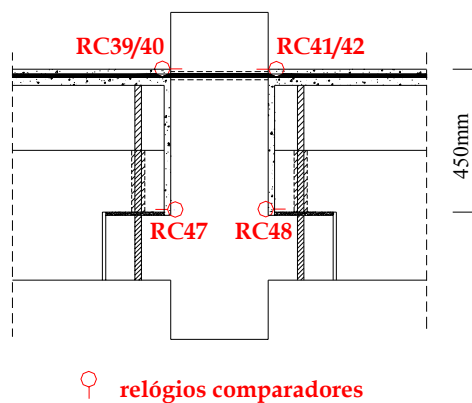


Figura 4.88 – Relógios comparadores para o cálculo da rotação da ligação nº2.

$$M = \frac{F}{2} \cdot 1,4 \quad (F \text{ em kN} \rightarrow M \text{ em kN.m}) \quad (4.5)$$

$$\phi = \frac{(\text{médiaRC39 / 40 / 41 / 42} + \text{médiaRC47 / 48})}{450} \quad (4.6)$$

(RC em mm  $\rightarrow$   $\phi$  em rad)

onde:

- F - força aplicada pelo atuador;
- médiaRC39/40/41/42 - deslocamento relativo entre o pilar e a capa de concreto;
- médiaRC47/48 - deslocamento relativo entre o pilar e o dente gerber.

Lembrando que a deformabilidade à flexão de uma ligação viga-pilar pré-moldada está associada à rotação da viga em relação à forma indeformada do nó, conforme ilustrado anteriormente na Figura 2.1, a ligação monolítica passa a ser uma referência. Ou seja, uma ligação monolítica deve ser tratada como perfeitamente rígida e, portanto, com deformabilidade nula. Desta forma, na determinação da rotação das ligações nº2 devem ser descontadas as parcelas de deformação que ocorreriam mesmo se a ligação fosse monolítica.

#### b. Momento fletor negativo

Para o caso da ação de momentos fletores negativos essas parcelas referem-se à:

- ✓ deformação de tração do concreto (antes da fissuração);
- ✓ deformação devido à fissuração sistemática na região de tração da ligação;
- ✓ deformação por compressão do concreto pré-moldado na região de compressão da ligação (antes e depois da fissuração).

Na Figura 4.89 foi representada uma ligação pré-moldada com a instrumentação (relógios comparadores) utilizada para a determinação de sua rotação. Sabendo que os relógios comparadores têm um comprimento ( $L1$ ) próximo de 10cm, certamente suas leituras incluem as parcelas de deformações listadas há pouco.

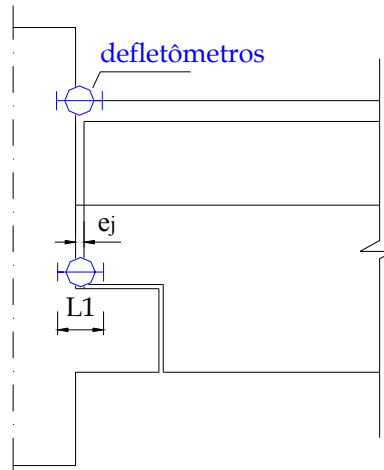


Figura 4.89 – Ligação pré-moldada: instrumentação para o cálculo da rotação.

A parcela de deformação referente à compressão do concreto pré-moldado ( $\delta_c$ ) na região de compressão da ligação foi determinada através da equação 4.7, baseada no equacionamento apresentado em BARBOZA (2002).

$$\delta_c = \Delta \ell_j - e_j \cdot \varepsilon_j \quad (4.7)$$

sabendo que:

$$e_j \cdot \varepsilon_j = D_{njg} \cdot \sigma_{cj} \quad (4.8)$$

tem-se:

$$\delta = \Delta \ell_j - D_{njg} \cdot \sigma_{cj} \quad (4.9)$$

sendo:

$$\sigma_{cj} = \frac{M}{z \cdot A}$$

$$z = \left(d - \frac{x}{3}\right); \quad A = \frac{b \cdot x}{2}; \quad \text{estádios 1 e 2}$$

$$z = \left(d - \frac{0,8 \cdot x}{2}\right); \quad A = b \cdot 0,8 \cdot x; \quad \text{estádio 3}$$

onde:

$\delta_c$  - deslocamento devido à deformação do concreto comprimido;

$e_j$  - espessura da junta, igual a 20mm;

$\Delta l_j$  - leitura do relógio comparador, obtida experimentalmente;

$\varepsilon_j$  - deformação da junta;

$D_{njg}$  - deformabilidade da junta em m/MPa [BARBOZA (2002)];

$\sigma_{cj}$  - tensão de compressão atuante na junta;

$M$  - momento fletor atuante na ligação (expressão 4.5);

$z$  - braço de alavanca do momento  $M$ ;

$A$  - área comprimida;

$x$  - posição da linha neutra da seção da Figura 4.90 no referido estágio;

$b$  - largura da seção da Figura 4.90 na zona de compressão;

$d$  - altura útil da seção da Figura 4.90.

A Figura 4.90 refere-se à seção formada pela viga e capa de concreto estrutural na face do pilar.

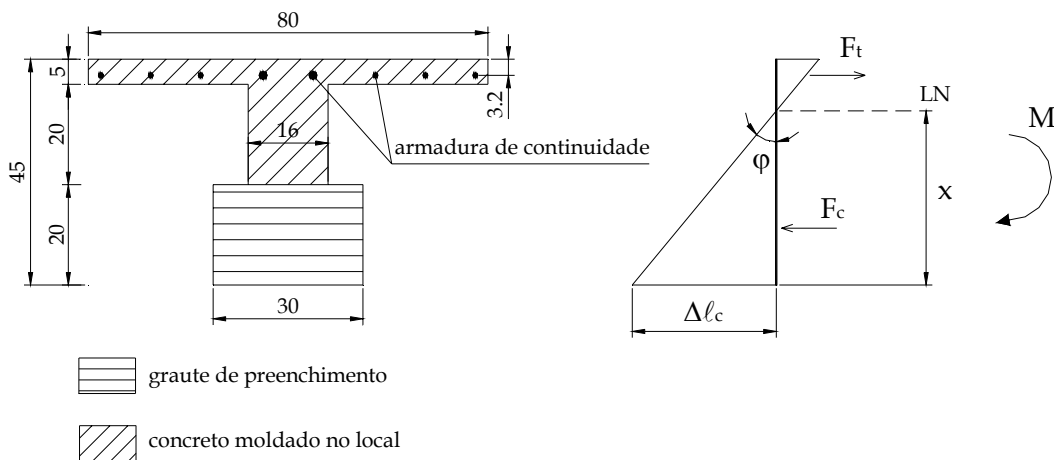


Figura 4.90 - Seção considerada - momento negativo (dimensões em cm).

A parcela de deformação por tração do concreto pré-moldado antes da fissuração do modelo ( $\delta_t$ ) foi determinada através da equação 4.10.

$$\delta_t = \varepsilon_{ccapat} \cdot L1 \quad (4.10)$$

sendo:

$$\varepsilon_{ccapat} = \frac{\sigma_{ccapat}}{E_{ccapat}} \quad E_{ccapat} = E_{ccapa} \quad (\text{CEB 1990})$$

$$\sigma_{ccapat} = \frac{M \cdot (h - x_1)}{I_1}$$

onde:

$\delta_t$  - deslocamento devido à deformação por tração do concreto da capa;

$\varepsilon_{ccapat}$  - deformação por tração do concreto da capa;

$L_1$  - comprimento do relógio comparador, em torno de 100mm;

$\sigma_{ccapat}$  - tensão de tração no concreto da capa;

$E_{ccapat}$  - módulo de elasticidade à tração do concreto da capa;

$E_{ccapa}$  - módulo de elasticidade à compressão do concreto da capa;

$M$  - momento fletor atuante na ligação (expressão 4.5);

$h$  - altura da seção da Figura 4.90;

$x_1$  - posição da linha neutra da seção da Figura 4.90 no estádio I;

$I_1$  - momento de inércia da seção da Figura 4.90 no estádio I.

Para a parcela referente à fissuração foi adotado o modelo proposto no CEB (1990), que apresenta a equação 4.11 para o cálculo da abertura da fissura sistemática ( $w$ ) já desconsiderando o termo relativo à deformação do concreto por retração.

$$w = \ell_{s,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cmt}) \quad (4.11)$$

sendo:

$$\ell_{s,max} = \frac{\phi}{3,6 \cdot \rho_{s,ef}}; \quad \rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}}; \quad A_{c,ef} = b \cdot h_{ef}; \quad h_{ef} = 2,5 \cdot (h - d) \leq \frac{(h - x_2)}{3};$$

$$\varepsilon_{cmt} = \beta \cdot \frac{f_{ccapat}}{\rho_{s,ef} \cdot E_s} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,ef}); \quad \alpha_e = \frac{E_s}{E_{ccapa}};$$

onde:

$w$  - abertura da fissura (CEB90);

$\ell_{s,max}$  - comprimento máximo limite para a ocorrência de uma fissura;

$\varepsilon_{sm}$  - deformação média no aço – obtida experimentalmente;

$\varepsilon_{cmt}$  - deformação média por tração no concreto;

$\phi$  - diâmetro médio das barras da armadura de continuidade;

$\rho_{s,ef}$  - taxa efetiva de armadura;

- $A_s$  - área da armadura de continuidade;
- $A_{c,ef}$  - área de concreto efetiva;
- $b$  - largura da seção apresentada na Figura 4.90;
- $h_{ef}$  - altura efetiva;
- $h$  - altura da seção apresentada na Figura 4.90;
- $d$  - altura útil da seção apresentada na Figura 4.90;
- $x_2$  - posição da linha neutra da seção apresentada na Figura 4.90 no estágio II;
- $\beta$  - fator empírico, igual a 0,6.
- $f_{ccapat}$  - resistência à tração do concreto da capa;
- $E_s$  - módulo de elasticidade do aço;
- $E_{ccapa}$  - módulo de elasticidade do concreto da capa;

c. Momento fletor positivo

Para o caso de momentos fletores positivos as parcelas a serem descontadas são:

- ✓ parcela de deformação de tração do concreto na região tracionada da ligação (antes da fissuração);
- ✓ parcela de deformação por compressão do concreto pré-moldado na região de compressão da ligação (antes e depois da fissuração).

Nesse caso, a *fissuração sistemática* não foi descontada uma vez que, para os níveis de momentos fletores que a ligação suportou, a viga não sofreria fissuração se a estrutura fosse monolítica.

A parcela de *deformação por compressão do concreto* não foi incluída no cálculo da rotação da ligação pré-moldada, uma vez que as leituras dos relógios comparadores RC39/40/41/42, representados na Figura 4.88, foram consideradas nulas.

A parcela de *deformação por tração do concreto pré-moldado antes da fissuração* também não foi descontada, pois é muito pequena e praticamente não influencia no cálculo da rotação da ligação pré-moldada.

4.2.13.4 Modelo 2.1

a. Momento fletor negativo

Na Figura 4.91 foi representada a curva momento-rotação do modelo 2.1, sob a ação de momentos fletores negativos, para todos os ciclos de carregamento e a envoltória dessa curva. Na Figura 4.92 foram representados os estágios dessa envoltória. Os valores da inclinação de cada estágio são apresentados na Tabela 4.48.

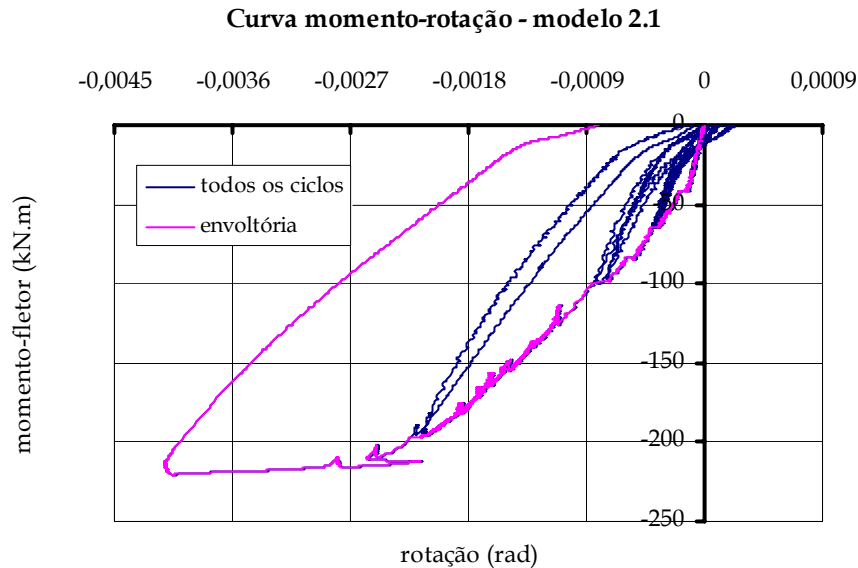


Figura 4.91 - Curva momento rotação do modelo 2.1 - todos os ciclos (momentos negativos).

Com base na Figura 4.91 nota-se que o modelo 2.1 apresenta um comportamento linear até um momento fletor da ordem de  $-42\text{kN.m}$ , momento de fissuração do modelo. A partir deste carregamento o modelo passa a sofrer uma queda em sua rigidez, até atingir um momento fletor de  $\cong -215\text{kN.m}$ , considerado o momento de plastificação da ligação, e praticamente não suportar acréscimos de carga.

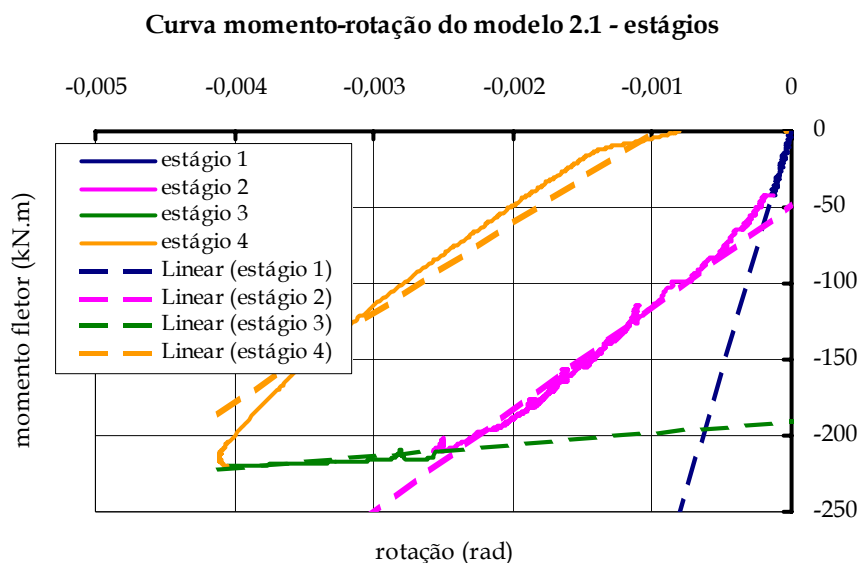


Figura 4.92 - Curva momento rotação do modelo 2.1 - estágios (momento negativo).

Tabela 4.48 - Rigidezes dos estágios do modelo 2.1 (momento fletor negativo).

Estágio	Rigidez (kN.m/rad)
estágio 1	312995
estágio 2	67466
estágio 3	7793
estágio 4	61944

Observando-se a Tabela 4.48 nota-se que a rigidez da ligação no estágio 2 é em torno de 22% da rigidez inicial (estágio 1) e praticamente igual à rigidez no descarregamento (estágio 4). Através da Tabela 4.48 também se confirma a acentuada diminuição na rigidez depois de plasticizada a ligação (estágio 3).

b. Momento fletor positivo

Na Figura 4.93 apresenta-se a curva momento-rotação do modelo 2.1, sob momento fletor positivo, para todos os ciclos de carregamento e duas envoltórias dessa curva. Da mesma forma que para os modelos da ligação nº1, na envoltória nº1 não é feito nenhum ajuste na curva momento-rotação, enquanto que na envoltória nº2 foram descontados os “saltos” entre os ciclos. Na Figura 4.94 foram representados os estágios da envoltória nº2 e os valores da inclinação de cada estágio são apresentados na Tabela 4.49.



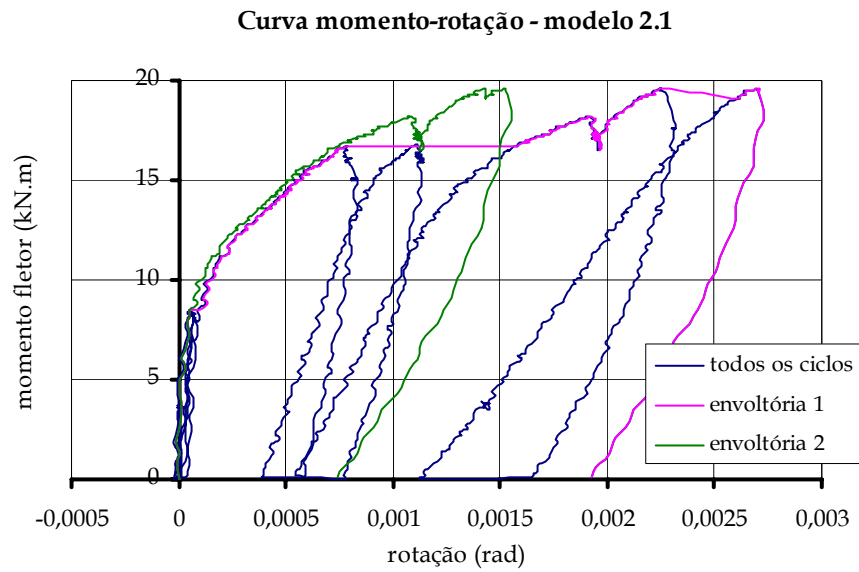


Figura 4.93 - Curva momento rotação do modelo 2.1 - todos os ciclos (momentos positivos).

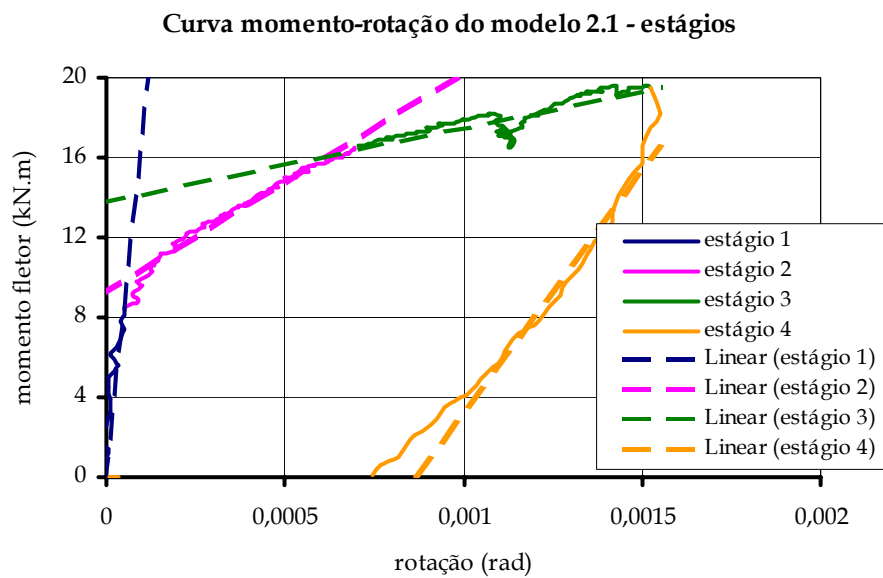


Figura 4.94 - Curva momento rotação do modelo 2.1 – estágios (momento positivo).

Tabela 4.49 – Rigidezes dos estágios do modelo 2.1 (momento fletor positivo).

Estágio	Rigidez (kN.m/rad)
estágio 1	168921
estágio 2	10990
estágio 3	3684
estágio 4	23995

Com base nas Figuras 4.93 e 4.94 nota-se que o modelo 2.1 apresenta uma grande redução na rigidez inicial para um momento fletor da ordem de +8,5kN.m. Isto ocorre devido ao fim da aderência entre o concreto pré-moldado e o graute de preenchimento vertical (graute 1). A partir deste carregamento o modelo passa a sofrer uma leve redução em sua rigidez, até atingir um momento fletor da ordem de +16,5kN.m e sofrer outra queda de rigidez. Acredita-se que esta redução ocorreu devido à abertura acentuada da fissura vertical, resultante de uma deformação significativa no modelo, que poderia estar iniciando sua plastificação. Então, aplicou-se mais um pouco de carga neste sentido (apenas até atingir o carregamento previsto para o ciclo 6) e inverteu-se o carregamento, para romper o modelo 2.1 no sentido de momento negativo.

Segundo a Tabela 4.49 observa-se que a rigidez da ligação no estágio 2 é em torno de 7% da inicial (estágio 1). Depois de iniciada a plastificação da ligação (estágio 3) a ligação sofre outra redução de rigidez. A rigidez no descarregamento (estágio 4) é praticamente o dobro da rigidez no estágio 2. Porém, seu valor deve ser observado, tendo em vista o fato de que, neste sentido de momento, a ligação não plastificou totalmente.

#### 4.2.13.5 Modelo 2.2

##### a. Momento fletor negativo

Na Figura 4.95 foi representada a curva momento-rotação do modelo 2.2, sob a ação de momento fletores negativos, para todos os ciclos de carregamento e duas envoltórias dessa curva. Enquanto na envoltória nº1 não é feito nenhum ajuste na curva momento-rotação, na envoltória nº2 foi descontado o “salto” do ciclo 6 para o 7. Na Figura 4.96 foram representados os estágios da envoltória nº2. Os valores da inclinação de cada estágio são apresentados na Tabela 4.50.

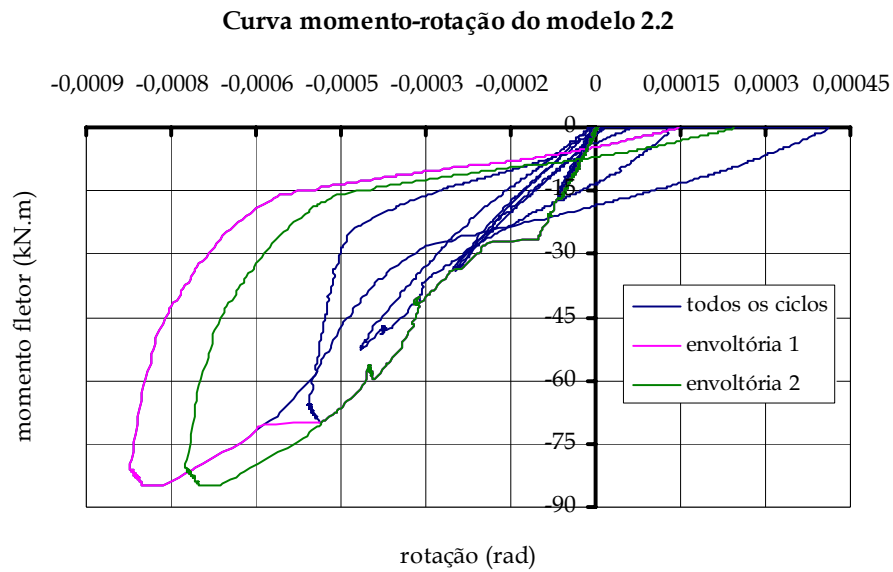


Figura 4.95 - Curva momento rotação do modelo 2.2 - todos os ciclos (momento negativo).

Tabela 4.50 – Rigidezes dos estágios do modelo 2.2 (momento fletor negativo).

Estágio	Rigidez (kN.m/rad)
estágio 1	266827
estágio 2	136626
estágio 4	357415

**Curva momento-rotação do modelo 2.2 - estágios**

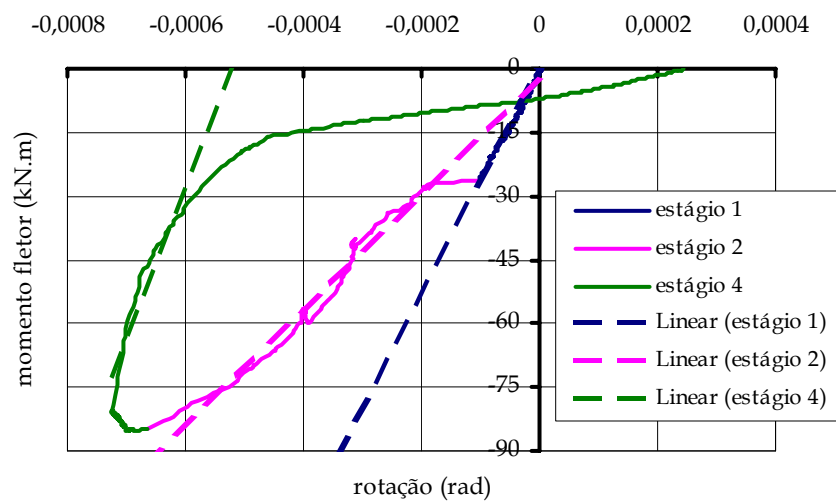


Figura 4.96 - Curva momento rotação do modelo 2.2 - estágios (momento negativo).

Com base nas Figuras 4.95 e 4.96 nota-se que o modelo 2.2 apresenta um comportamento linear até um momento da ordem de  $-26\text{kN.m}$  (fissuração do modelo). A partir deste carregamento o modelo passa a sofrer uma queda em sua rigidez. Cabe lembrar que o modelo 2.2 rompeu na direção do momento positivo, portanto, no sentido de momento negativo a ligação não atingiu a plastificação. Os valores de rotação mostrados nos gráficos das Figuras 4.95 e 4.96 são pequenos, retratando que o ensaio abrangeu apenas o início de carregamento da ligação.

Cabe mencionar que os valores de rigidez dos estágios 2 e 4, apresentados na Tabela 4.50 devem ser observados com cuidado, uma vez que o ensaio abrangeu apenas o início do carregamento da ligação.

#### b. *Momento fletor positivo*

Na Figura 4.97 apresenta-se a curva momento-rotação do modelo 2.2, sob momento fletor positivo, para todos os ciclos de carregamento e duas envoltórias dessa curva. Da mesma forma que para o modelo 2.1, na envoltória nº1 não é feito nenhum ajuste na curva momento-rotação, enquanto que na envoltória nº2 foram descontados os “saltos” entre os ciclos. Na Figura 4.98 foram representados os estágios da envoltória nº2, cujos valores de rigidez são apresentados na Tabela 4.51.

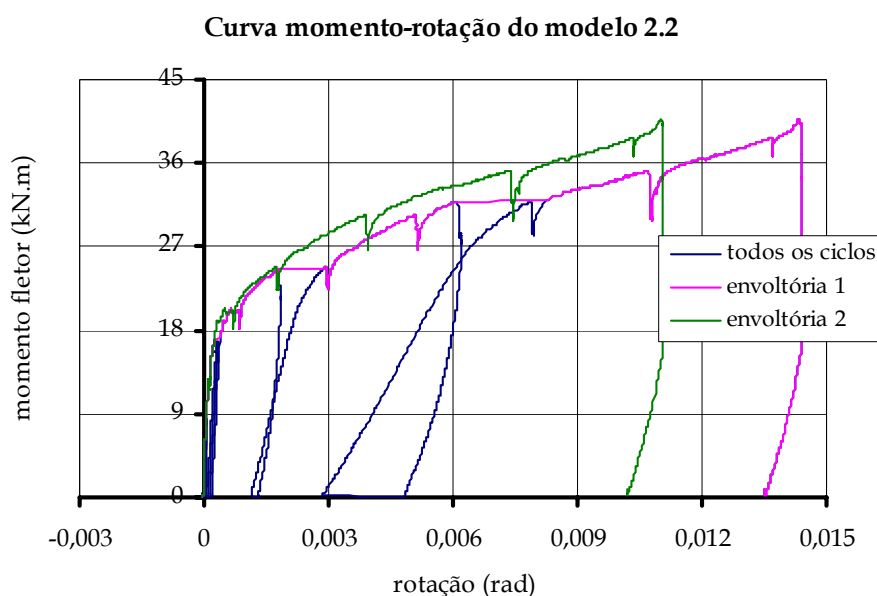


Figura 4.97 - Curva momento rotação do modelo 2.2 - todos os ciclos (momento positivo).

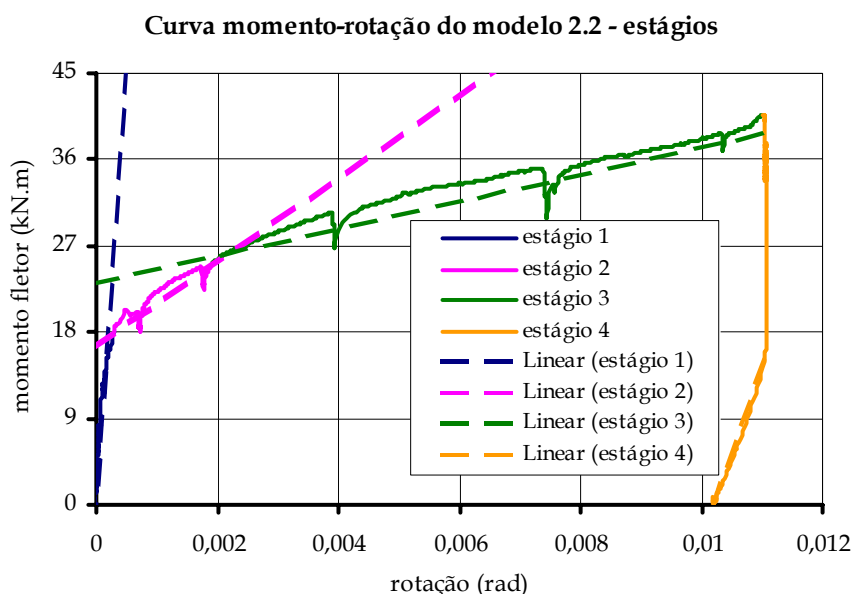


Figura 4.98 - Curva momento rotação do modelo 2.2 – estágios (momento positivo).

Tabela 4.51 – Rigidezes dos estágios do modelo 2.2 (momento fletor positivo).

Estágio	Rigidez (kN.m/rad)
estágio 1	89210
estágio 2	4370
estágio 3	1416
estágio 4	18130

Com base nas Figuras 4.97 e 4.98 nota-se que o modelo 2.2 apresenta um comportamento linear até um momento da ordem de +17kN.m (momento de fissuração do modelo). A partir deste carregamento o modelo sofre uma brusca queda de rigidez, até atingir um momento da ordem de +25kN.m onde o acréscimo de carga fica bastante lento. Devido à abertura exagerada da fissura vertical, retratando condições inviáveis na prática, optou-se por interromper o ensaio.

Segundo a Tabela 4.51 observa-se que a rigidez da ligação no estágio 2 é muito baixa e próxima da rigidez na plastificação (estágio 3). O valor da rigidez no descarregamento deve ser observado com ressalvas, uma vez que, o curso dos aparelhos de leitura havia acabado.

Na Figura 4.99 apresentam-se as envoltórias nº2 das curvas momento-rotação dos modelos 2.1 e 2.2. Observando-se a Figura 4.99 nota-se que, para o mesmo sentido

de momento, os gráficos têm formatos semelhantes. Porém, percebe-se a diferença, já esperada, de resistência para os diferentes sentidos de momento aplicados.

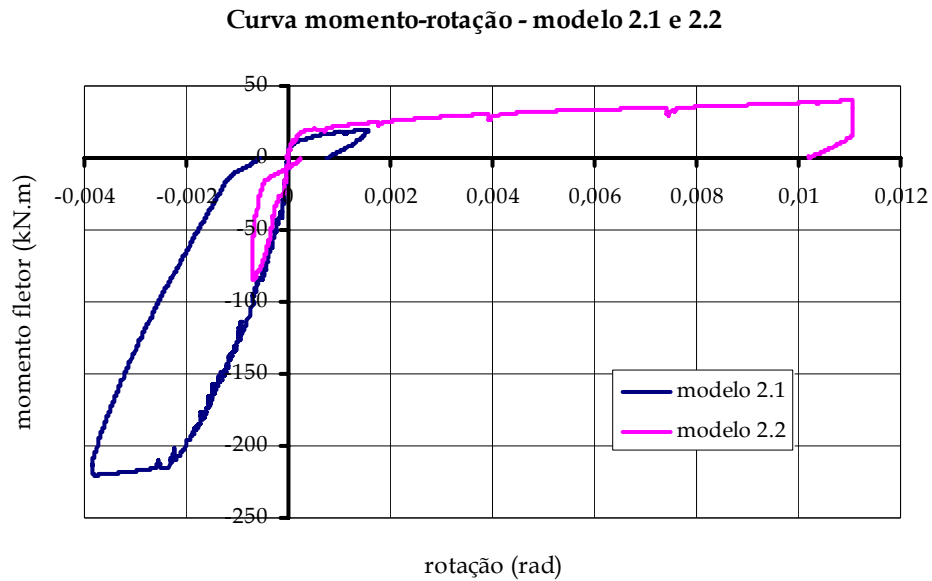


Figura 4.99 - Curvas momento-rotação - modelos 2.1 e 2.2.

Para possibilitar uma melhor visualização apresentam-se as Figuras 4.100 e 4.101 onde se encontram os diagramas momento-rotação dos modelos 2.1 e 2.2, para ambos os sentidos de momento. Na Tabela 4.52 foram reunidos os valores das rigidezes dos estágios das curvas momento-rotação dos modelos 2.1 e 2.2.

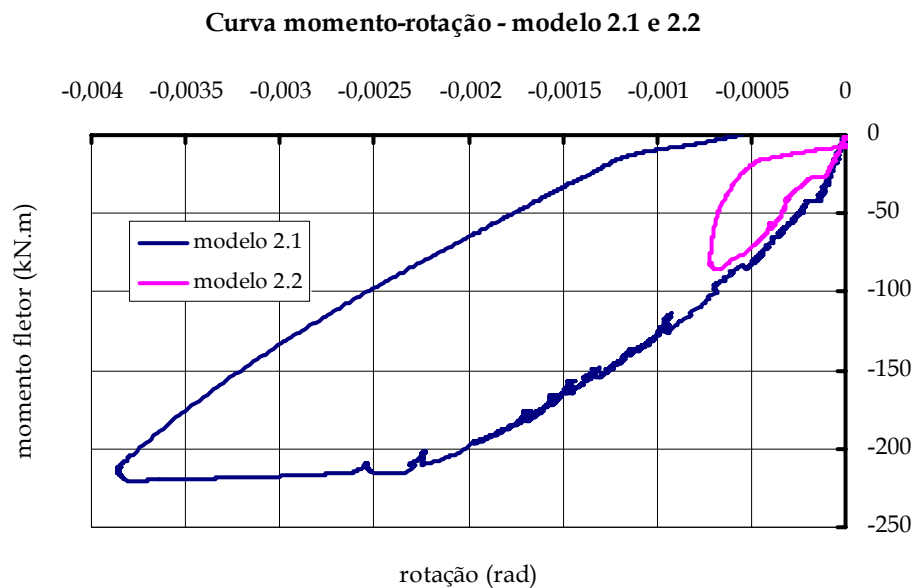


Figura 4.100 - Curvas momento-rotação - modelos 2.1 e 2.2 (momento negativo).

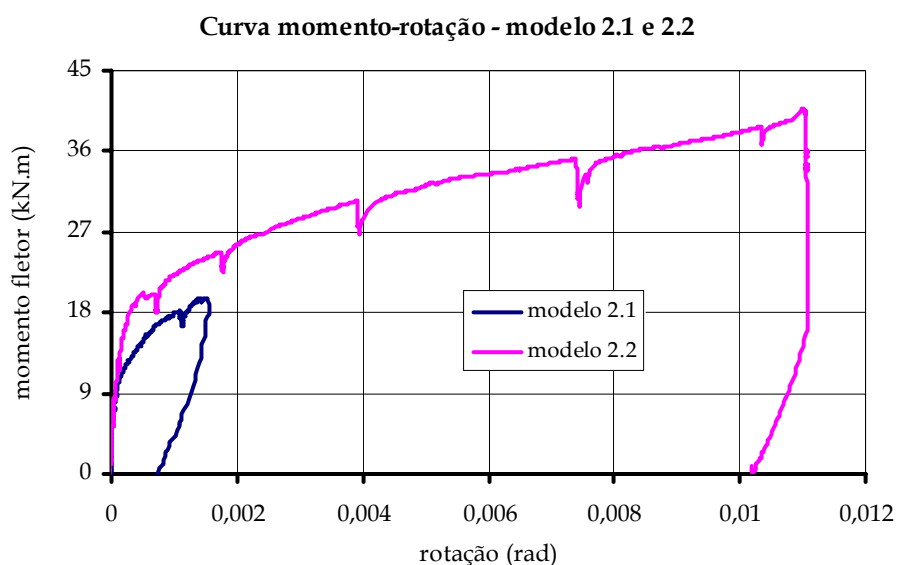


Figura 4.101 - Curvas momento-rotação - modelos 2.1 e 2.2 (momento positivo).

Com base na Figura 4.100 e na Tabela 4.52 confirma-se que o modelo 2.2 é menos rígido que o modelo 2.1, no sentido de momento negativo. A rigidez inicial do modelo 2.1 é em torno de 1,14 vez maior que a rigidez do modelo 2.2. No sentido de momento positivo, essa relação é de 1,89 vez. Porém, deve-se tomar cuidado ao considerá-la, pois como o modelo 2.1 fissurou para um momento fletor muito inferior ao momento de fissuração do modelo 2.2, os estágios 1, 2 e 3 de cada modelo abrangem valores de momentos muito diferentes. E tendo em vista a Figura 4.101, tem-se a impressão de que o modelo 2.2 é mais rígido.

Tabela 4.52 - Rigidezes da curva momento-rotação dos modelos 2.1 e 2.2 kN.m/rad

		<b>Modelo 2.1</b> (kN.m/rad)	<b>Modelo 2.2</b> (kN.m/rad)
<b>Momento negativo</b>	estágio 1	303380	266827
	estágio 2	75114	-
	estágio 3	7901	-
	estágio 4	73863	-
<b>Momento positivo</b>	estágio 1	168921	89210
	estágio 2	10990	4370
	estágio 3	3684	1416
	estágio 4	23995	18130

Na Tabela 4.53 encontram-se os valores dos momentos fletores de fissuração, de plastificação e últimos dos modelos 2.1 e 2.2.

Tabela 4.53 – Momentos fletores dos modelos 2.1 e 2.2.

		<b>Modelo 2.1</b> <b>(kN.m)</b>	<b>Modelo 2.2</b> <b>(kN.m)</b>
<b>Momento negativo</b>	momento de fissuração	-42,0	-26,0
	momento de plastificação	-215,0	-
	momento último	-220,5	-
<b>Momento positivo</b>	momento de fissuração	+8,5	+17,0
	momento de plastificação	-	+25,0
	momento último	-	+42,0

Com base na Tabela 4.53 constata-se que o momento de fissuração do modelo 2.2 é o dobro do momento de fissuração do modelo 2.1, no sentido de momento positivo. Isto ocorreu devido às diferenças nos valores das resistências à tração e do módulo de elasticidade do graute de preenchimento da junta vertical (graute 1). Estas diferenças, provavelmente, também foram responsáveis pelo menor valor no momento de plastificação e na rigidez da ligação 2.1, para este sentido de momento fletor, conforme mostra a Figura 4.101.

#### 4.2.13.6 Simulação numérica de estrutura típica

##### a. Considerações iniciais

Com o intuito de avaliar a influência da deformabilidade da ligação em estudo no comportamento das estruturas, foram realizadas simulações de uma estrutura típica com ligações viga-pilar articuladas, rígidas e semi-rígidas. Neste sentido, foi analisado o efeito da ação lateral em uma estrutura de múltiplos pavimentos. Merece ressaltar que não se pretende realizar um estudo sobre a estabilidade do sistema estrutural em questão, deseja-se apenas mostrar algumas vantagens ao se considerar a semi-rigidez das ligações viga-pilar ao invés de simplesmente tratá-las como articulações.



Na Figura 4.102 está representada uma estrutura com dois pavimentos e dois vãos, que serviu de referência. Primeiramente determinou-se o coeficiente  $\gamma_z$  dessa estrutura considerando suas ligações viga-pilar articuladas. Depois foi verificado quantos andares poderiam ser acrescentados à estrutura de referência, agora com ligações viga-pilar semi-rígidas, de forma a conservar o mesmo momento máximo na base do pilar mais solicitado. Como coeficiente de majoração das ações foi utilizado  $\gamma_f = 1,4$  para ambas as ações vertical e horizontal.

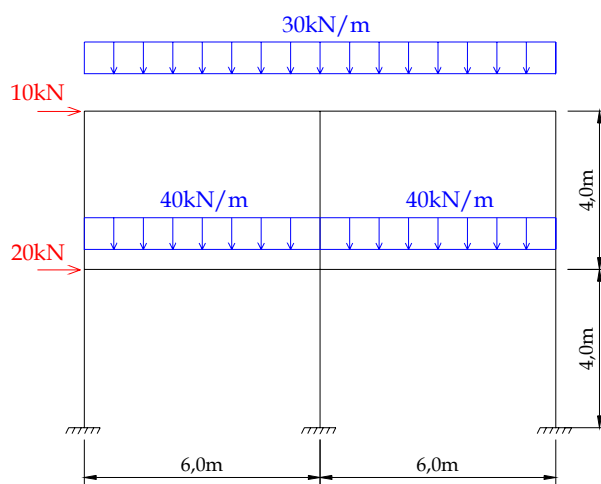


Figura 4.102 – Estrutura de referência (carregamentos característicos).

Na Tabela 4.54 encontram-se as dimensões das seções transversais e características dos materiais dos elementos da estrutura de referência. As dimensões das seções dos elementos são as mesmas daquelas dos modelos 2.1 e 2.2. Na Tabela 4.55 são apresentados os fatores de redução da rigidez dos pilares e vigas adotados para a consideração aproximada da não-linearidade física. Para a estrutura com ligações semi-rígidas adotou-se fatores de redução intermediários, que, tendo em vista os resultados a seguir, podem ser considerados adequados.

Tabela 4.54 – Características geométricas e dos materiais dos elementos.

Elemento	Seção transversal (cm <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Inércia (m <sup>4</sup> )	Material	E (GPa)	$\nu$
pilares	30x40	0,12	0,0016	concreto	30	0,2
vigas	30x65	0,195	0,00687	concreto	30	0,2

Tabela 4.55 – Fatores de redução da rigidez dos elementos.

Ligação viga-pilar	Fator de redução	
	Vigas	Pilares
articulada	(1,0)	0,4
semi-rígida	0,5	0,7
rígida	0,4	0,8

O coeficiente  $\gamma_z$  foi determinado pela expressão 4.12, adaptada da NBR6118 (2001).

$$\gamma_z = \frac{1}{\left(1 - \frac{M_2}{M_1}\right)} \quad (4.12)$$

onde:

$M_1$  - momento de tombamento da estrutura;

$M_2$  - momento de segunda ordem, causado pelos deslocamentos horizontais.

Para o cálculo da estrutura foi utilizado o programa de computador ANSYS 5.5, disponível no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP. Para simular as ligações semi-rígidas foram utilizados elementos de mola, denominados COMBIN39 segundo o ANSYS 5.5, conforme mostrado na Figura 4.103.

Os elementos COMBIN39 são capazes de representar molas com comportamento não-linear. Primeiramente considerou-se um diagrama tri-linear, composto pelos estágios 1, 2 e 3, para a curva momento-rotação das ligações e depois essa curva foi representada por um diagrama bi-linear, composto pelos estágios 2' e 3, conforme ilustra a Figura 4.104.

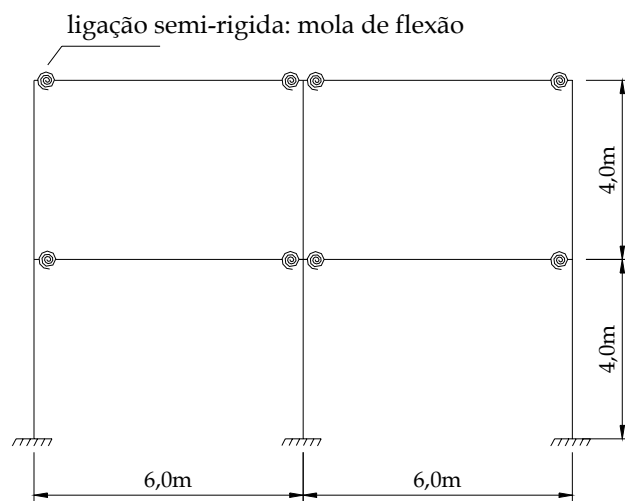


Figura 4.103 – Esquema da estrutura com ligações viga-pilar semi-rígidas.

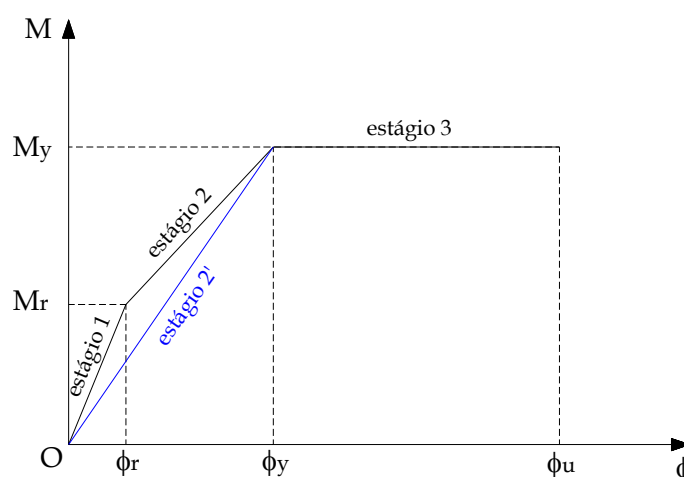


Figura 4.104 - Estágios da curva momento-rotação adotados para os exemplos.

Os coeficientes de rigidez dos estágios foram extraídos da Tabela 4.52. Os valores da rigidez dos estágios 2 e 3 do modelo 2.2, para a situação de momento negativo, foram determinados através de uma extrapolação dos respectivos valores do modelo 2.1, tendo em vista a razão entre os valores da rigidez do estágio 1 dos modelos 2.1 e 2.2.

Na Tabela 4.56 se encontram os valores das rigidezes utilizados na elaboração dos exemplos. O valor da rigidez do estágio 2' foi determinado a partir dos valores da rigidez dos estágios 1 e 2 e dos respectivos  $M_r$  e  $M_y$ , presentes na Tabela 4.53.

Tabela 4.56 - Valores da rigidez dos estágios utilizados nos exemplos - kN.m/rad.

	Estágio	Momento negativo	Momento positivo
Pilar intermediário	1	303380kN.m/rad	168921kN.m/rad
	2	75114kN.m/rad	10990kN.m/rad
	2'	88078kN.m/rad	21208kN.m/rad
	3	7901kN.m/rad	3684kN.m/rad
Pilar de extremidade	1	266827kN.m/rad	89210kN.m/rad
	2	66064kN.m/rad	4370kN.m/rad
	2'	77460kN.m/rad	12376kN.m/rad
	3	6949kN.m/rad	1416kN.m/rad

b. Resultados

Na Figura 4.105 está representado o diagrama de momentos fletores da estrutura de referência com ligações articuladas. E na Figura 4.106 está desenhada a configuração deformada da estrutura. Tendo em vista os resultados apresentados nas Figuras 4.105 e 4.106, tem-se:

$$M_1 = 3 \times 74,667 = 224 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 56 \times 12 \times 0,023349 + 42 \times 12 \times 0,067415 = 49,67 \text{ kN.m}$$

Com isso:

$$\gamma_z = \frac{1}{\left(1 - \frac{49,67}{224}\right)} \cong 1,28$$

Sabe-se que para  $\lambda_z \geq 1,1$  os efeitos de segunda ordem devem ser considerados, portanto, o momento fletor na base do pilar deve ser majorado do valor de  $\lambda_z$ .

$$\text{Logo, } M_{\text{basepilar}} = 1,28 \times 74,7 \cong 95,6 \text{ kN.m.}$$

Nas Figuras 4.107 e 4.108 são apresentados o diagrama de momentos fletores e a configuração deformada da estrutura de referência com as ligações viga-pilar rígidas. E nas Figuras 4.109 e 4.110 também são apresentados o diagrama de momentos fletores e a deformada da estrutura de referência, porém com ligações viga-pilar semi-rígidas (estágios 1, 2 e 3).

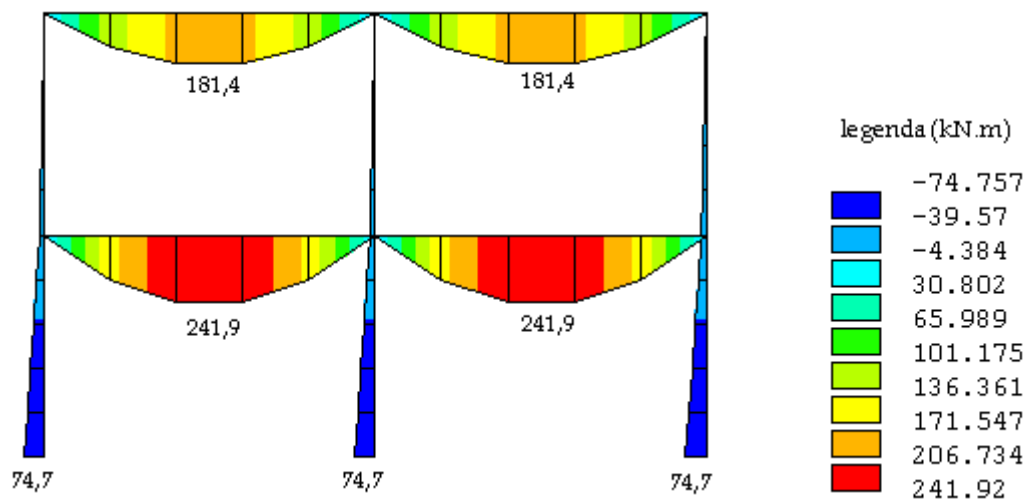


Figura 4.105 - Momentos fletores - ligações viga-pilar articuladas.

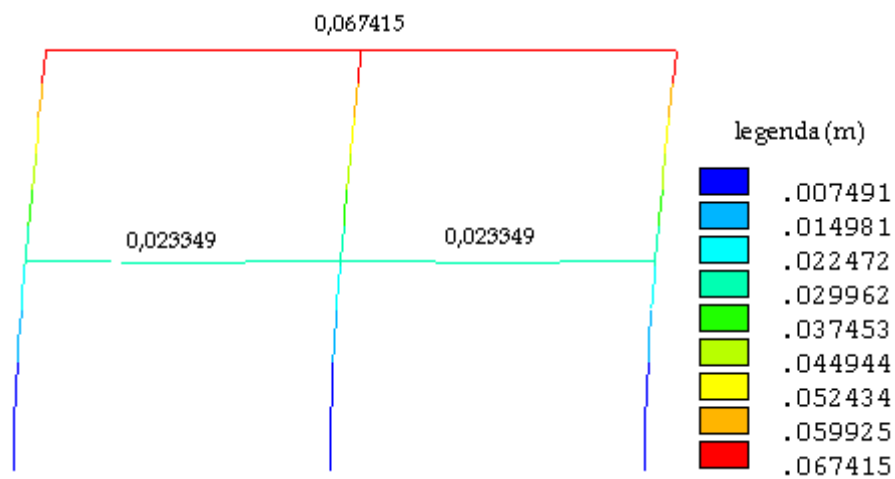


Figura 4.106 - Deslocamentos horizontais - ligações viga-pilar articuladas.

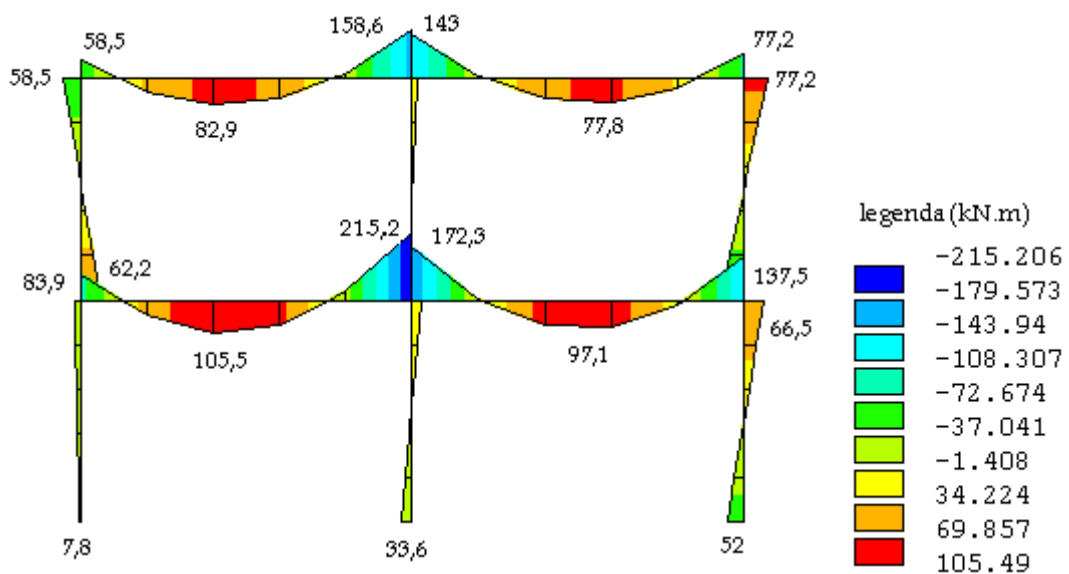


Figura 4.107 - Momentos fletores - ligações rígidas.

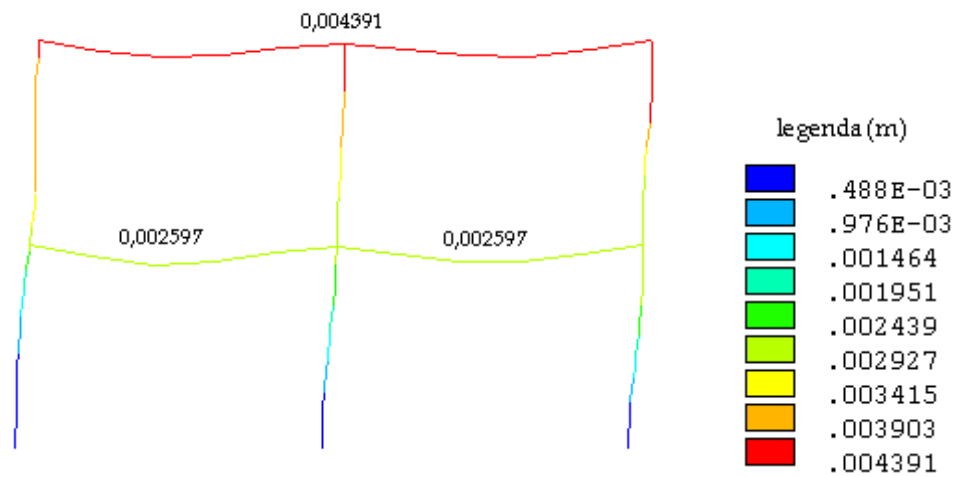


Figura 4.108 – Deslocamentos horizontais - ligações rígidas.

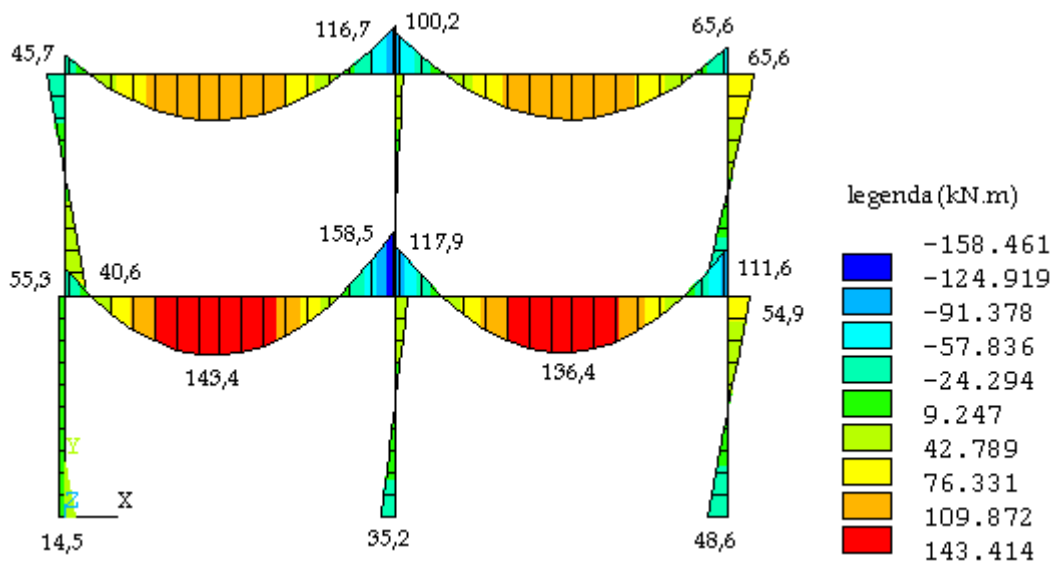


Figura 4.109 – Momentos fletores - ligações semi-rígidas (estágios 1, 2 e 3).

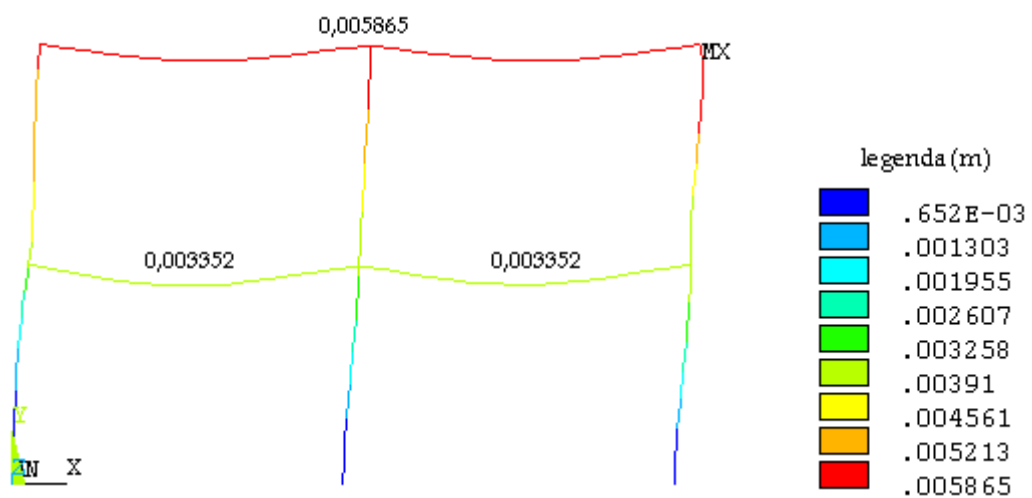


Figura 4.110 – Deslocamentos horizontais - ligações semi-rígidas (estágios 1, 2 e 3).

Com base nos resultados obtidos elaborou-se a Tabela 4.57 onde se encontram os valores dos principais resultados das estruturas avaliadas.

Tabela 4.57 – Principais resultados das estruturas avaliadas.

Ligação viga-pilar	$\gamma_z$	Momento máximo na base do pilar mais solicitado	Deslocamento horizontal no topo da estrutura
articulada	1,28	95,6kN.m	0,067415m
semi-rígida estágios 1, 2 e 3	1,02	48,6kN.m	0,005865m
semi-rígida estágios 2' e 3	1,02	47,0kN.m	0,005662m
rígida	1,02	52,0kN.m	0,004391m

Observando-se os valores dos coeficientes  $\gamma_z$ , conclui-se que a estrutura com ligações viga-pilar semi-rígidas apresenta a mesma estabilidade que a estrutura com ligações viga-pilar rígidas.

Segundo os resultados, nota-se que a representação da não-linearidade da curva momento-rotação da ligação através de um diagrama tri-linear (estágios 1, 2 e 3) ficou muito próxima daquela realizada com um diagrama bi-linear (estágios 2' e 3), simplificada.

Tendo em vista os resultados apresentados, foram simuladas estruturas iguais à estrutura de referência com ligações viga-pilar semi-rígidas, porém, com um número de andares superior, para comparação com a estrutura de referência com as ligações articuladas. Na Tabela 4.58 encontram-se os principais resultados obtidos.

De acordo com a Tabela 4.58, constata-se que ao se considerar a semi-rigidez da ligação há uma redução significativa no momento na base dos pilares (de 95,6kN.m para aproximadamente 48kN.m), que permite uma redução na armadura dos pilares e nas dimensões da fundação.

Com base nos resultados apresentados, constata-se que as ligações com as configurações geométricas adotadas nos ensaios realizados podem ser executadas

na prática, uma vez que atingiram valores de resistência e rigidez adequados ao sistema estrutural a que fazem parte.

Tabela 4.58 – Resultados obtidos – variação do número de andares.

Ligação viga-pilar	Número de andares	$\gamma_z$	Momento máximo na base do pilar	Deslocamento horizontal no topo da estrutura
articulada	2	1,28	<b>95,6kN.m</b>	0,067415m
semi-rígida estágios 1, 2 e 3	2	1,02	48,6kN.m	0,005865m
	3	1,04	72,0kN.m	0,014828m
	4	1,06	<b>92,3kN.m</b>	0,031871m
semi-rígida estágios 2' e 3	2	1,02	48,0kN.m	0,05662m
	3	1,04	70,9kN.m	0,014221m
	4	1,06	<b>92,3kN.m</b>	0,030721m

No sentido de momento fletor negativo, em se tratando de resistência, tem-se:  $-158,5\text{kN.m} \leq M_{u,2,1} = -220,5\text{kN.m}$ , para a situação de 2 andares, e  $-205,5\text{kN.m} \leq M_{u,2,1} = -220,5\text{kN.m}$ , para a situação de 4 andares, indicando que a ligação resiste a momentos negativos que poderiam ocorrer na prática. Em se tratando de rigidez, as ligações garantem uma boa transferência de momento fletor, o que é bastante satisfatório. Este comportamento se deve à utilização da armadura de continuidade, da capa de concreto e dos grautes de preenchimento.

Para a situação de momentos positivos, simulou-se a estrutura de referência apenas com carregamentos horizontais para caracterizar uma situação crítica. Essa situação pode ocorrer devido ao processo construtivo. Pois, antes da efetivação da ligação, a maioria das cargas (peso-próprio das vigas e das lajes) não causa momento negativo nas ligações. O diagrama de momentos fletores está apresentado na Figura 4.111.

Com base na Figura 4.111, constata-se que a ligação também resiste a momentos fletores positivos que poderiam ocorrer na prática, uma vez que  $+18,8\text{kN.m} \leq M_{u,2,2} = +42\text{kN.m}$ , para a situação de 2 andares e  $+27,8\text{kN.m} \leq M_{u,2,2} = +42\text{kN.m}$ , para a situação de 4 andares.



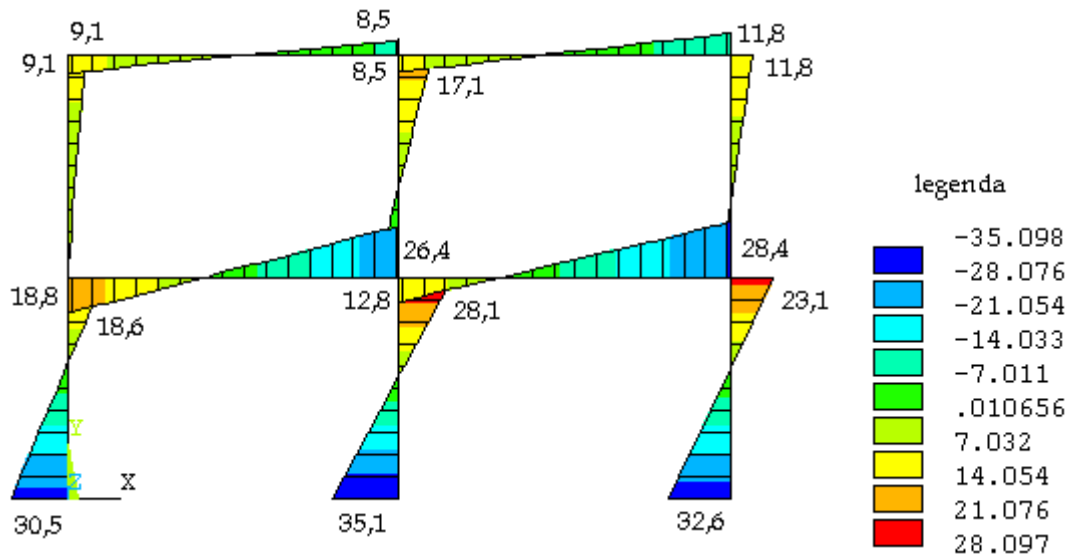


Figura 4.111 – Momentos fletores - ligações semi-rígidas (estádios 1, 2 e 3) carregamento horizontal.

No que se refere à rigidez, os valores iniciais são muito bons, porém sofrem uma acentuada redução depois de fissurada a ligação, que ocorre para baixos valores de sollicitação. Apesar disso, a ligação sob a ação de momentos fletores positivos apresentou um comportamento dúctil, devido à presença do chumbador, que é recomendado ao sistema de pré-moldados. Para melhorar o comportamento da ligação sob a ação de momentos fletores positivos, sugere-se a realização de uma solda na parte inferior da ligação. Com isso, a parte inferior da viga se conectaria ao consolo através de uma chapa soldada na armadura dos mesmos.

Em resumo, ao analisar a estrutura com as ligações semi-rígidas o projetista pode explorar a possibilidade de executar uma estrutura com mais andares. No caso analisado, a estrutura poderia passar para 4 andares, com um acréscimo muito pequeno nos custos dos pilares por andar e da fundação.

Deve ser lembrado que, na verificação da resistência da ligação não foram utilizados os coeficientes de ponderação dos materiais, necessários a uma situação de projeto.

## 5 MODELOS ANALÍTICOS PARA AS LIGAÇÕES

---

### 5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A seguir são apresentados modelos analíticos para a determinação da relação momento fletor-rotação dos dois tipos de ligações estudadas no presente trabalho. Os modelos propostos são baseados no Método dos Componentes.

### 5.2 LIGAÇÃO VIGA-PILAR N°1

#### 5.2.1 Considerações iniciais

Nesse item são apresentados dois modelos para a determinação da relação momento fletor-rotação da ligação viga-pilar n°1, mostrada na Figura 5.1. O primeiro refere-se à ligação sem almofada de apoio, representada pelo protótipo 1.2, enquanto o segundo representa a ligação com almofada de apoio, protótipo 1.3. Os modelos propostos são baseados no apresentado em FERREIRA (1993), porém, com algumas adaptações realizadas tendo em vista os resultados experimentais obtidos no presente trabalho. Os modelos propostos contemplam ambas as ações de momento fletor positivo e negativo na ligação.

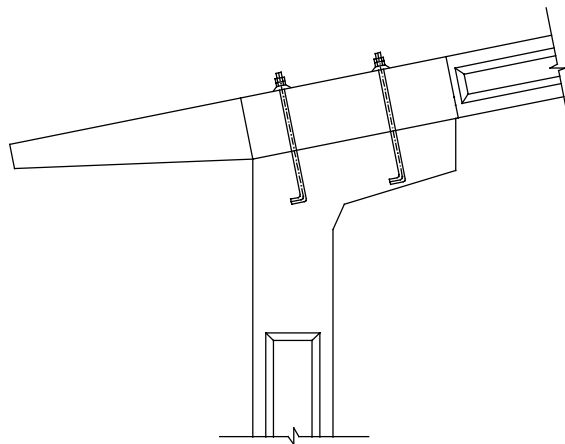


Figura 5.1 - Ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador.

5.2.2 Protótipo 1.2

Nesse modelo são considerados dois mecanismos básicos de deformação: o alongamento do chumbador por tração e a deformação da junta viga/consolo na região da compressão da ligação. A Figura 5.2 ilustra o equilíbrio de forças adotado para o caso da ação de momentos fletores negativos (Figura 5.2a) e de momentos fletores positivos (Figura 5.2b). O diagrama momento fletor-rotação proposto é um diagrama tri-linear, conforme apresentado na Figura 5.3.

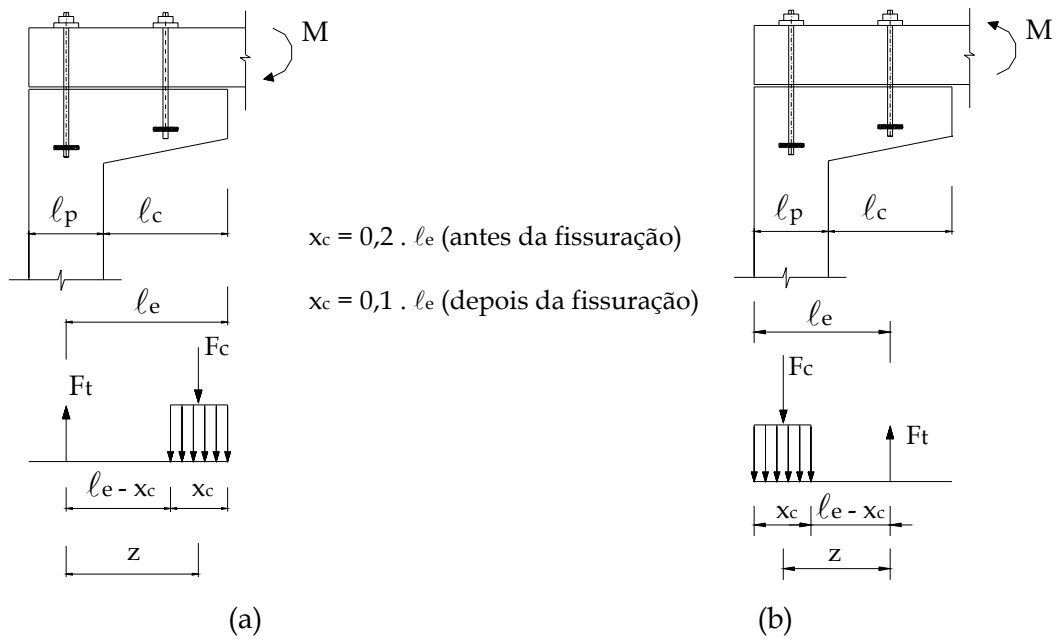


Figura 5.2 - Equilíbrio de forças do protótipo 1.2.

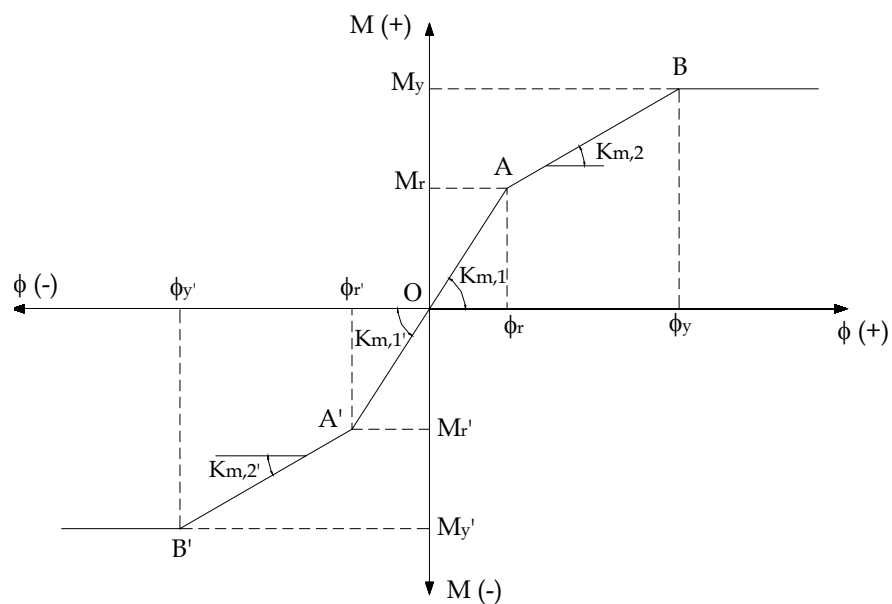


Figura 5.3 - Modelo proposto para a relação momento-rotação do protótipo 1.2.

onde.:  $M_r/M_r'$  - menor valor entre o momento de fissuração da viga e do consolo, dado pela expressão 5.1 [NRB6118 (2001)];

$M_y/M_y'$  - momento de plastificação da ligação;

$K_{m,1}/K_{m,1}'$  - rigidez à flexão da ligação antes da fissuração;

$K_{m,2}/K_{m,2}'$  - rigidez à flexão da ligação depois da fissuração.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_1}{h - x_1} \quad (5.1)$$

sendo:

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$$

onde:  $\alpha = 1,5$

$f_{ct,sp}$  - resistência do concreto à tração indireta;

$I_1$  - momento de inércia da seção da viga/consolo no estádio I;

$x_1$  - posição da linha neutra da seção da viga/consolo no estádio I;

$h$  - altura da viga/consolo.

De acordo com a Figura 5.3 e considerando que a ligação plastifica quando o chumbador atinge o escoamento. O momento de plastificação da ligação é dado pela expressão 5.2.

$$M_y = f_{yb} \cdot A_{sb} \cdot (\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \quad (5.2)$$

onde:

$f_{yb}$  - resistência ao escoamento do chumbador;

$A_{sb}$  - área da seção transversal do chumbador;

$x_c = 0,1 \cdot \ell_e$  - comprimento da região de compressão do consolo, após a fissuração;

$\ell_e$  - distância do chumbador mais tracionado à extremidade oposta do consolo. Esse valor varia em função do sentido do momento fletor aplicado, conforme indica a Figura 5.2;

Os valores de  $K_m$  para a fase anterior e posterior à fissuração são dados pela equação 5.3. Na qual o primeiro termo corresponde ao mecanismo de alongamento do chumbador e o segundo termo se refere à compressão da junta viga-consolo.

$$D_m = \frac{1}{K_m} = \frac{\ell_s}{A_{sb} \cdot E_s \cdot (\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \cdot \ell_e} + \frac{D_{njs}}{(\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \cdot x_c \cdot b \cdot \ell_e} \quad (5.3)$$

onde:

- $\ell_s$  - comprimento de contribuição do chumbador;
- $\ell_s = \ell_0 + 0,7 \cdot \ell_{emb}$  - antes da fissuração [baseado em SOARES (1998)];
- $\ell_s = \ell_0 + \ell_{emb}$  - depois da fissuração [baseado em SOARES (1998)];
- $\ell_0$  - comprimento livre do chumbador;
- $\ell_{emb}$  - comprimento de embutimento do chumbador;
- $E_s$  - módulo de elasticidade longitudinal do chumbador;
- $D_{njs}$  - deformabilidade à compressão da junta viga-consolo:  
Tabela 2.2 (junta seca), baseada em BLJUGER (1988);
- $b$  - largura do consolo.

### 5.2.3 Protótipo 1.3

O modelo proposto para o protótipo 1.3 é praticamente igual ao proposto para o protótipo 1.2. A diferença é que nesse modelo os mecanismos básicos de deformação considerados são o alongamento do chumbador por tração e a *deformação da almofada de apoio na região da compressão da ligação*. A Figura 5.2 ilustra o esquema de equilíbrio de forças adotado para momentos fletores negativos e positivos. O diagrama momento fletor-rotação para o protótipo 1.3 é igual ao diagrama tri-linear apresentado na Figura 5.3.

Para poder representar o protótipo 1.3, o segundo termo da equação 5.3 deve ser substituído pela expressão 5.4. Com isto, tem-se a expressão 5.5 para o cálculo da deformabilidade da ligação com almofada de apoio.

$$D_{ma} = \frac{h_a}{(\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \cdot x_c \cdot b \cdot \ell_e \cdot E_a} \quad (5.4)$$

$$D_m = \frac{1}{K_m} = \frac{\ell_s}{A_{sb} \cdot E_s \cdot (\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \cdot \ell_e} + \frac{h_a}{(\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \cdot x_c \cdot b \cdot \ell_e \cdot E_a} \quad (5.5)$$

- Onde:  $h_a$  - altura da almofada de apoio;  
 $E_a$  - módulo de elasticidade da argamassa da almofada;

- $E_{ainicial}$  - módulo de elasticidade da almofada antes da fissuração do modelo, conforme capítulo 4 item 4.1.3.3;
- $E_{a2}$  - módulo de elasticidade da almofada depois da fissuração do modelo, conforme capítulo 4 item 4.1.3.3.

## 5.3 LIGAÇÃO VIGA-PILAR N°2

### 5.3.1 Considerações iniciais

A seguir são apresentados dois modelos para a determinação da relação momento fletor-rotação da ligação viga-pilar mostrada na Figura 5.4. O primeiro trata do caso da ação de momentos flettores negativos enquanto o segundo refere-se a momentos flettores positivos atuantes na ligação.

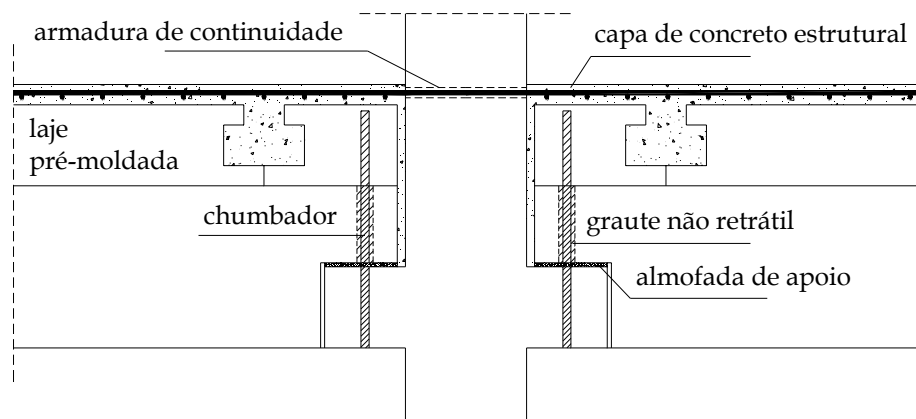


Figura 5.4 - Ligação viga-pilar n°2.

### 5.3.2 Momento fletor negativo

Propõe-se um diagrama tri-linear para representar a curva momento-rotação da ligação n°2 submetida a momentos flettores negativos, Figura 5.5. De acordo com a Figura 5.5 o modelo fica definido com a determinação dos pontos A e B.

#### 5.3.2.1 Determinação do ponto A ( $\phi_r, M_r$ )

O momento de fissuração  $M_r$  é determinado através da expressão 5.6, extraída da NBR6118 (2001). Considerou-se para o seu cálculo as características geométricas da seção formada pela viga e pela capa de concreto junto à face do pilar, conforme representado na Figura 5.6a.

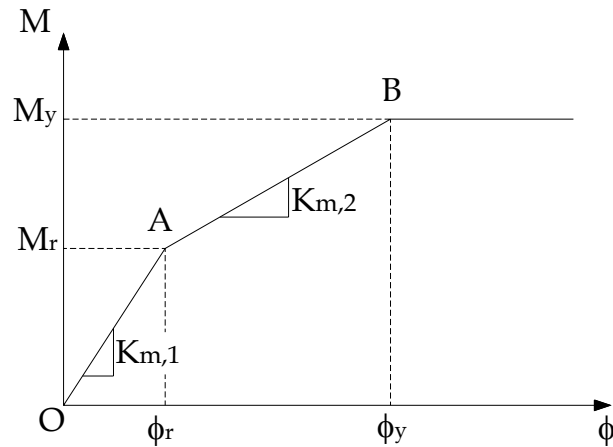


Figura 5.5 - Modelo proposto para a relação momento-rotação da ligação n.º2.  
(momentos fletores negativos)

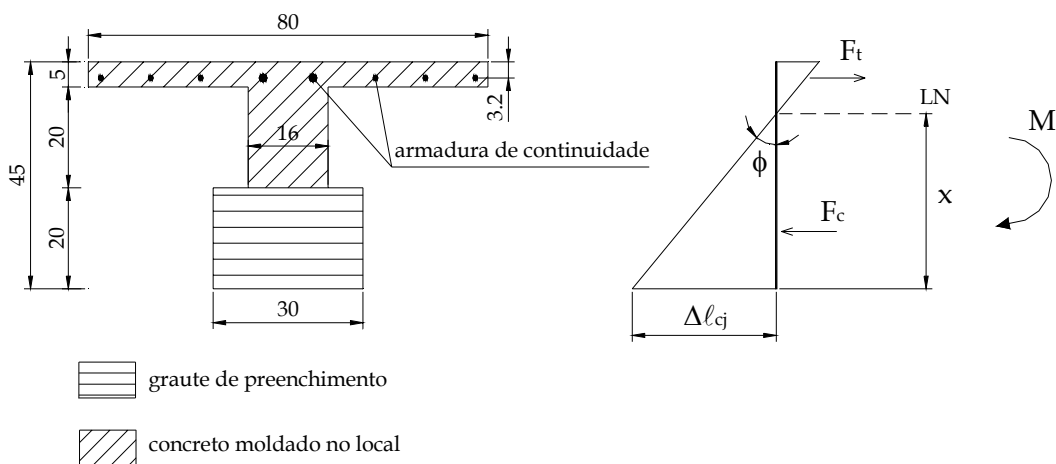


Figura 5.6 - Seção de concreto considerada (dimensões em cm).

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ccapat} \cdot I_1}{h - x_1} \tag{5.6}$$

sendo:

$$f_{ccapat} = 0,9 \cdot f_{ccapat,sp}$$

onde:

$$\alpha = 1,5$$

$f_{ccapat,sp}$  - resistência à tração indireta do concreto da capa;

$I_1$  - momento de inércia da seção da Figura 5.6 no estágio I;

$x_1$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.6 no estágio I;

$h$  - altura da seção da Figura 5.6.

A rotação é calculada através da expressão 5.7 que é baseada nas equações gerais para o cálculo de tensões e deformações de seções de concreto armado no estágio I.

$$\phi_r = \frac{\Delta \ell_{cj}}{x_1} \tag{5.7}$$

sendo:

$$\Delta \ell_{cj} = D_{njg} \cdot \sigma_{cj} \quad \sigma_{cj} = \frac{M_r \cdot x_1}{I_1} \alpha_{eg} \quad \alpha_{eg} = \frac{E_g}{E_{ccapa}}$$

onde:

$\Delta \ell_{cj}$  - encurtamento da junta vertical;

$\sigma_{cj}$  - tensão de compressão na junta vertical;

$E_{ccapa}$  - módulo de elasticidade do concreto da capa;

$E_g$  - módulo de elasticidade do graute de preenchimento (graute 1);

$D_{njg}$  - deformabilidade da junta vertical. Igual a  $0,11 \times 10^{-4}$  m/MPa (Tabela 2.2).

Lembrando que  $K_m = \frac{M}{\phi}$ , tem-se que:

$$K_{m,1} = \frac{I_1}{D_{njg} \cdot \alpha_{eg}} \tag{5.8}$$

onde:  $K_{m,1}$  - rigidez à flexão da ligação antes da fissuração;

### 5.3.2.2 Determinação do ponto B ( $\phi_y, M_y$ )

O momento de plastificação da ligação  $M_y$  foi determinado com base na Figura 5.7.

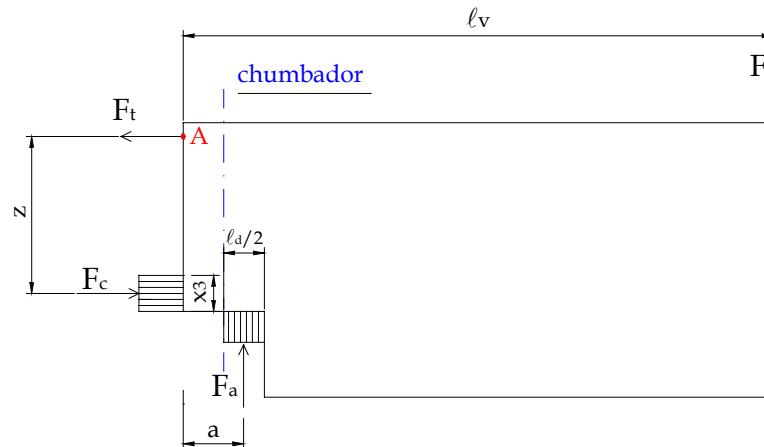


Figura 5.7 - Esquema de forças dos modelos da ligação nº2 (momento negativo).



Segundo essa figura percebe-se que a força atuante no chumbador foi desconsiderada.

Da Figura 5.7 tem-se:

$$F_t = F_c \quad \text{e} \quad F_a = F \quad (5.9)$$

Fazendo o equilíbrio no ponto A:

$$F_c \cdot z + F_a \cdot a - F \cdot l_v = 0 \quad \text{com} \quad a = \frac{3}{4} \cdot (\ell_d - e), \text{ logo:} \quad (5.10)$$

$$F = \frac{F_t \cdot z}{l_v - \frac{3}{4} \cdot (\ell_d - e)} \quad (5.11)$$

onde:

$F_t$  - resultante de tração na armadura de continuidade;

$F_c$  - resultante de compressão na junta vertical;

$\ell_d$  - comprimento do dente gerber;

$l_v$  - comprimento da viga;

$e$  - espaço entre a viga e o consolo, conforme Figura 5.8.

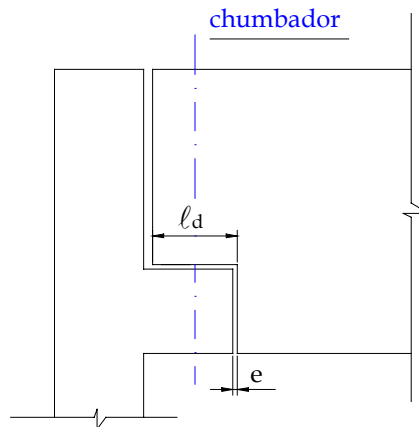


Figura 5.8 - Ilustração das medidas  $\ell_d$  e  $e$ .

Dessa forma:

$$M_y = f_y \cdot A_s \cdot z \cdot \left[ 1 + \frac{0,75 \cdot (\ell_d - e)}{l_v - 0,75 \cdot (\ell_d - e)} \right] \quad (5.12)$$

onde:  $f_y$  - resistência de escoamento da armadura de continuidade;

$A_s$  - área da armadura de continuidade;

$z$  - braço de alavanca do binário  $F_t/F_c$ , conforme a Figura 5.7;

O braço de alavanca ( $z$ ) é determinado, através da expressão 5.14. A expressão 5.13 representa o equilíbrio de forças considerando a seção da Figura 5.6 no estágio III.

$$0,8 \cdot x_3 \cdot b \cdot f_{cg} - A_s \cdot f_y = 0 \quad (5.13)$$

$$z = d - 0,4 \cdot x_3 \quad (5.14)$$

onde:  $x_3$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.6 no estágio III, ilustrada na Figura 5.7;

$b$  - largura da seção da Figura 5.6 na região de compressão;

$f_{cg}$  - resistência à compressão do graute de preenchimento da junta vertical;

$d$  - altura útil da seção da Figura 5.6.

A rotação foi calculada através da expressão 5.15.

$$\phi_y = \frac{w_y}{(d - 0,8 \cdot x_3)} \quad (5.15)$$

onde:  $w_y$  - abertura da fissura que se forma na capa de concreto junto à face do pilar, dada pela equação 5.16.

A equação 5.16 é uma generalização da apresentada em ENGSTROM (1992b). A modificação foi realizada tendo em vista o cálculo de abertura de fissura assistemática proposto no boletim 2 do CEB-FIP (1999).

$$w_y = 2 \cdot \left[ \frac{(1 + \alpha_w) \cdot s_1^{\alpha_w} \cdot \phi \cdot f_y^2}{8 \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,ef}) \cdot \tau_{max} \cdot E_s} \right]^{\frac{1}{1 + \alpha_w}} + \frac{f_y}{E_s} \cdot 4 \cdot \phi \quad (5.16)$$

sendo:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{ccapa}};$$

$$\tau_{max} = 2,5 \cdot \sqrt{f_{ccapa}} \quad [\text{situação boa aderência - boletim 1 do CEB-FIP (1999)}];$$

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}}; \quad A_{c,ef} = b \cdot h_{ef}; \quad h_{ef} = 2,5 \cdot (h - d) \leq \frac{(h - x_2)}{3}.$$

onde:  $\alpha_w = 0,4$  [boletim 2 do CEB-FIP (1999)];

$s_1 = 1$  [boletim 2 do CEB-FIP (1999)];

- $E_s$  - módulo de elasticidade do aço;
- $E_{ccapa}$  - módulo de elasticidade do concreto da capa;
- $\phi$  - diâmetro médio das barras da armadura de continuidade;
- $f_{ccapa}$  - resistência à compressão do concreto da capa;
- $f_y$  - resistência ao escoamento da armadura de continuidade;
- $A_s$  - área da armadura de continuidade;
- $b$  - largura da seção da Figura 5.6 na zona de compressão;
- $d$  - altura útil da seção da Figura 5.6;
- $x_2$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.6 no estágio II;
- $\rho_{s,ef}$  - taxa efetiva de armadura;
- $A_{c,ef}$  - área de concreto efetiva;
- $h_{ef}$  - altura efetiva;
- $h$  - altura da seção apresentada na Figura 5.6.

Sabendo que  $K_{m,2} = \frac{M_y - M_r}{\phi_y - \phi_r}$ , tem-se que:

$$K_{m,2} = \frac{f_y \cdot A_s \cdot (d - 0,4 \cdot x_3) \cdot \left( 1 + \frac{0,75 \cdot (\ell_d - e)}{\ell_v - 0,75 \cdot (\ell_d - e)} \right) \cdot \frac{\alpha \cdot f_{ccapat} \cdot I_1}{(h - x)}}{\frac{2}{(d - 0,8 \cdot x_3)} \cdot \left[ \frac{(1 + \alpha_w) \cdot s_1^{\alpha_w} \cdot \phi}{8 \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,ef})} \cdot \frac{f_y^2}{\tau_{max} \cdot E_s} \right]^{\frac{1}{1 + \alpha_w}} + \frac{f_y \cdot 4 \cdot \phi}{(d - 0,8 \cdot x_3) \cdot E_s} - \frac{D_{nig} \cdot \alpha_{eg} \cdot \alpha \cdot f_{ccapat}}{(h - x_1)}} \quad (5.17)$$

### 5.3.3 Momento fletor positivo

Para a situação de momentos fletores positivos também se propõe um diagrama tri-linear, Figura 5.9. De acordo com a Figura 5.9 o modelo é definido pelos pontos A e B. Para facilitar a compreensão, primeiramente será mostrado o cálculo do ponto B' para depois serem apresentados os cálculos dos pontos A e B.

#### 5.3.3.1 Determinação do ponto B' ( $\phi_y, M_y$ )

O valor do momento  $M_y$  é determinado através da expressão 5.18, conforme a Figura 5.10. Com base na Figura 5.10 percebe-se que, por apresentarem valores pequenos, a resultante de compressão na almofada de apoio e a resultante de tração no chumbador foram desconsideradas.

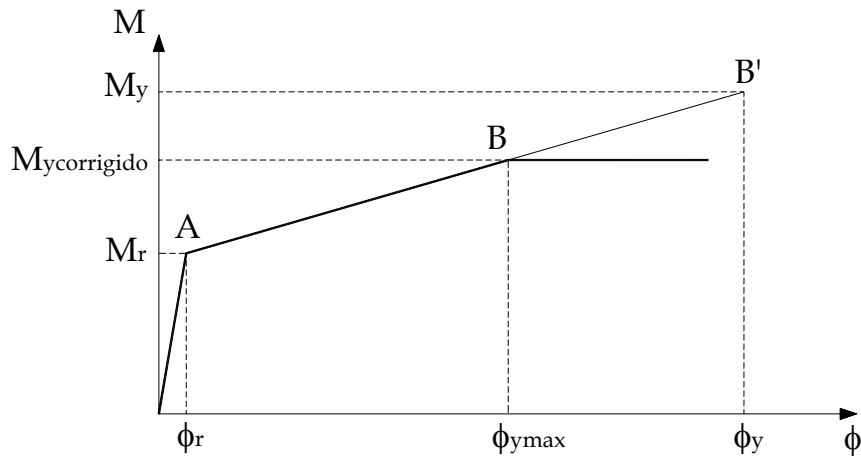


Figura 5.9 - Diagrama proposto para a relação momento-rotação da ligação nº2. (momentos fletores positivos)

$$M_y = F_t \cdot z = F_{vy} \cdot z \tag{5.18}$$

onde:

$F_{vy}$  - força responsável pela formação da segunda rótula plástica no chumbador, conforme ENGSTROM (1992a), ver capítulo 2. Expressão 5.19;

$z$  - braço de alavanca, conforme equação 5.20.

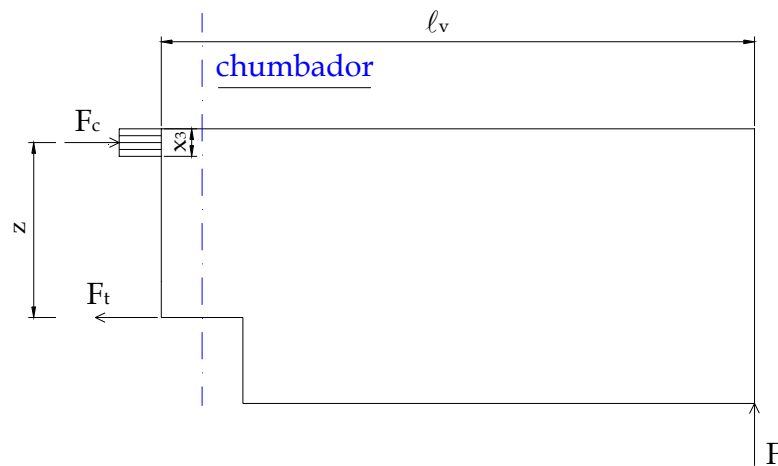


Figura 5.10 - Esquema de forças dos modelos da ligação nº2 (momento positivo).

$$F_{vy} = c \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_{yb} \cdot f_{cc,max}} \tag{5.19}$$

sendo:

$$c = c_1 \cdot c_r$$

onde:  $f_{cc,max}$  - maior valor de resistência do concreto/graute entre os elementos nos quais o chumbador está inserido (corpos de prova cúbicos);

- $c_1$  - 1,03 [para o caso da ausência de atrito na interface aparelho de apoio/viga, conforme ENGSTROM (1992a)];
- $c_r$  - 1,21 [para o caso de uma restrição parcial ao giro do chumbador, conforme ENGSTROM (1992a)];
- $\phi_b$  - diâmetro do chumbador;
- $f_{yb}$  - resistência ao escoamento do chumbador.

$$z = h - h_a - 0,4 \cdot x_3 \tag{5.20}$$

onde:

- $h$  - altura da seção da Figura 5.11;
- $h_a$  - espessura da almofada de apoio;
- $x_3$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.11 no estágio III, ilustrada na Figura 5.10. Dada pela equação 5.21;

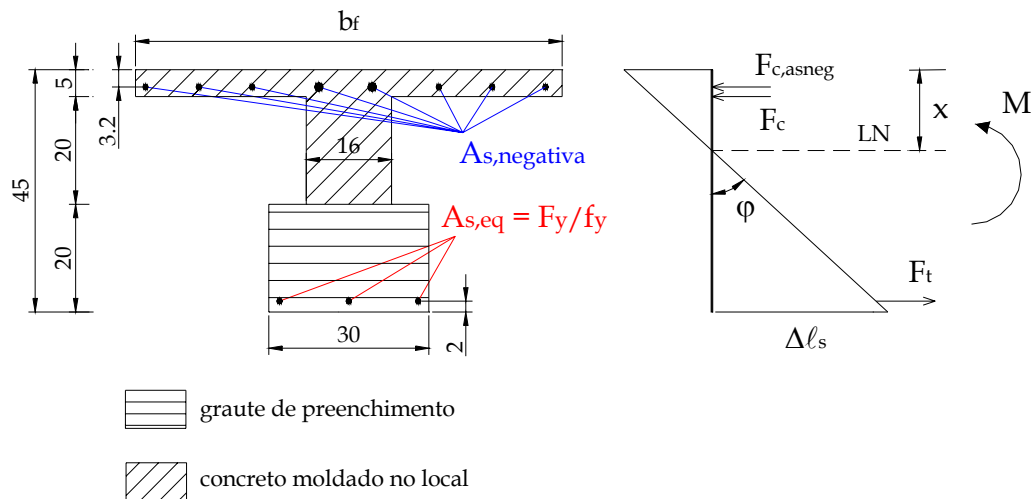


Figura 5.11 - Seção de concreto considerada (dimensões em cm).

$$0,8 \cdot x_3 \cdot b \cdot f_{ccapa} - F_{vy} = 0 \tag{5.21}$$

onde:

- $b$  - largura da seção da Figura 5.11 na região de compressão;
- $f_{ccapa}$  - resistência à compressão da capa de concreto;
- $d$  - altura útil da seção da Figura 5.11.

Dessa forma:

$$M_y = c \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_{yb} \cdot f_{cc,max}} \cdot (h - h_a - 0,4 \cdot x_3) \tag{5.22}$$

O valor de  $\phi_y$  é obtido por meio da equação 5.23, conforme ENGSTROM (1992a), apresentado no capítulo 2.

$$\phi_y = \frac{a_{vy}}{(h - h_a)} \quad (5.23)$$

sendo:

$$a_{vy} = \alpha_{crit} \cdot \ell_p; \quad \alpha_{crit} = k \cdot \frac{f_{yb}}{\phi_b \cdot E_s}; \quad \ell_p = x_1 + x_2 + h_a; \quad x = \frac{\sqrt{f_{yb}/f_{cc}}}{3 \cdot c} \cdot \phi_b;$$

onde:

$k = 1,75 \text{ m}$  [ENGSTROM (1992a)];

$\alpha_{crit}$  - ângulo de inclinação limite do chumbador;

$\ell_p$  - comprimento do chumbador considerado no cálculo do deslocamento horizontal;

$f_{cc}$  - valores da resistência dos concretos nos quais o chumbador está inserido;

$h_a$  - espessura da almofada de apoio;

$h$  - altura da seção da Figura 5.11.

### 5.3.3.2 Determinação do ponto A ( $\phi_r, M_r$ )

O momento de fissuração  $M_r$  é determinado através da expressão 5.24, extraída da NBR6118 (2001). Considerou-se para o seu cálculo as características geométricas da seção formada pela viga e pela capa de concreto na face do pilar, conforme ilustrado esquematicamente na Figura 5.11. O valor de  $\phi_r$  é obtido por meio da equação 5.25.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{cgt} \cdot I_1}{h - x_1} \quad (5.24)$$

sendo:

$$f_{cgt} = 0,9 \cdot f_{cgt,sp}$$

onde:  $\alpha = 1,5$

$f_{cgt,sp}$  - resistência à tração indireta do graute de preenchimento vertical (graute 1);

$I_1$  - momento de inércia da seção da Figura 5.11 no estádio I;

$x_1$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.11 no estádio I;

$h$  - altura da seção da Figura 5.11.

$$\phi_r = \frac{\Delta\ell_{hv}}{(h - h_a)} \quad (5.25)$$

sendo:

$$\Delta\ell_{hv} = \frac{M_r \cdot \lambda_{\tau,lig}}{z} \quad z = h - h_a - \frac{x_1}{3}$$

$$\lambda_{\tau,lig} = \frac{16 \cdot (h_a + 1,5 \cdot \phi_b)^3}{3 \cdot \pi \cdot E_s \cdot \phi_b^4}$$

onde:

$\Delta\ell_{hv}$  - deslocamento horizontal da viga;

$\lambda_{\tau,lig}$  - deformabilidade ao cisalhamento da ligação;

$E_s$  - módulo de elasticidade do aço;

$\phi_b$  - diâmetro do chumbador;

$x_1$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.11 no estádio I.

Lembrando que  $K_{m,1} = \frac{M_r}{\phi_r}$ , tem-se que:

$$K_{m,1} = \frac{3 \cdot \pi \cdot E_s \cdot \phi_b^4 \cdot (h - h_a) \cdot (h - h_a - x_1/3)}{16 \cdot (h_a + 1,5 \cdot \phi_b)^3} \quad (5.26)$$

Sabendo que  $K_{m,2} = \frac{M_y - M_r}{\phi_y - \phi_r}$ , tem-se que:

$$K_{m,2} = \frac{c \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_{yb} \cdot f_{cc,max}} \cdot (h - h_a - 0,5 \cdot x_3) - \frac{\alpha \cdot f_{cgt} \cdot I_1}{(h - x_1)}}{\frac{k \cdot f_{yb} \cdot (x_{max} + x_{min} + h_a)}{\phi_b \cdot E_s} - \frac{\frac{\alpha \cdot f_{cgt} \cdot I_1}{(h - x_1)} \cdot \frac{16 \cdot (h_a + 1,5 \cdot \phi_b)^3}{3 \cdot \pi \cdot E_s \cdot \phi_b^4}}{(h - h_a - x_1/3) \cdot (h - h_a)}} \quad (5.27)$$

### 5.3.3.3 Determinação do ponto B ( $\phi_{y,max}$ , $M_{y,corrigido}$ )

A rotação máxima recomendada foi definida tendo em vista os resultados experimentais. Fixou-se como deslocamento máximo convencional  $\Delta\ell_s \leq 7,5\text{mm}$ .

Dessa forma:

$$\phi_{y\max} = \frac{7,5}{(h - h_a)} = \frac{7,5}{(450 - 10)} = 0,017\text{rad} \quad (5.28)$$

O valor de  $M_{y\text{corrigido}}$  é determinado através da expressão 5.29.

$$M_{y\text{corrigido}} = M_r + K_{m,2} \cdot (\phi_{y\max} - \phi_r) \quad (5.29)$$

### 5.4 SÍNTESE DOS MODELOS

Nas Tabelas 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4 encontram-se reunidas as equações para a determinação das curvas momento-rotação analíticas das ligações nº1 e nº2.

Tabela 5.1 - Momentos fletores (modelos 1.2 e 1.3).

Modelo	Momento de fissuração	Momento de plastificação
1.2	$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_1}{h - x_1}$	$M_y = f_{yb} \cdot A_{sb} \cdot (\ell_e - 0,5 \cdot x_c)$
1.3	$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_1}{h - x_1}$	$M_y = f_{yb} \cdot A_{sb} \cdot (\ell_e - 0,5 \cdot x_c)$

Tabela 5.2 - Rigidezes (modelos 1.2 e 1.3).

Modelo	Rigidez da ligação
1.2	$D_m = \frac{1}{K_m} = \frac{\ell_s}{A_{sb} \cdot E_s \cdot (\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \cdot \ell_e} + \frac{D_{njs}}{(\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \cdot x_c \cdot b \cdot \ell_e}$
1.3	$D_m = \frac{1}{K_m} = \frac{\ell_s}{A_{sb} \cdot E_s \cdot (\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \cdot \ell_e} + \frac{h_a}{(\ell_e - 0,5 \cdot x_c) \cdot x_c \cdot b \cdot \ell_e \cdot E_a}$

Onde:

$$\alpha = 1,5$$

- $f_{ct}$  - resistência do concreto à tração direta;
- $I_1$  - momento de inércia da seção da viga/consolo no estágio I. Variável em função do sentido do momento;
- $f_{yb}$  - resistência ao escoamento do chumbador;



$A_{sb}$	-	área da seção transversal do chumbador;
$l_s$	-	comprimento de contribuição do chumbador;
$E_a$	-	módulo de elasticidade da argamassa da almofada;
$E_{ainicial}$	-	módulo de elasticidade da almofada antes da fissuração do modelo, conforme capítulo 4 item 4.1.3.3;
$E_{a2}$	-	módulo de elasticidade da almofada depois da fissuração do modelo, conforme capítulo 4 item 4.1.3.3.
$l_0$	-	comprimento livre do chumbador;
$l_{emb}$	-	comprimento de embutimento do chumbador;
$E_s$	-	módulo de elasticidade longitudinal do chumbador;
$h_a$	-	altura da almofada de apoio;
$D_{njs}$	-	deformabilidade à compressão da junta viga-consolo: Tabela 2.2 (junta seca);
$x_c = 0,2 \cdot l_e$	-	comprimento da região de compressão do consolo, antes a fissuração;
$x_c = 0,1 \cdot l_e$	-	comprimento da região de compressão do consolo, após a fissuração;
$l_e$	-	distância do chumbador mais tracionado à extremidade oposta do consolo. Variável em função do sentido do momento fletor atuante;
$b$	-	largura do consolo;
$x_1$	-	posição da linha neutra da seção da viga/consolo no estágio I. Variável em função do sentido do momento;
$h$	-	altura da viga/consolo;
$l_s = l_0 + 0,7 \cdot l_{emb}$	-	antes da fissuração [SOARES (1998)];
$l_s = l_0 + l_{emb}$	-	depois da fissuração [SOARES (1998)].

Tabela 5.3 - Modelos 2.1 e 2.2 - momento fletor negativo.

<b>Momento negativo</b>	
<b>Momento de fissuração</b>	$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ccapat} \cdot I_1}{h - x_1}$
<b>Momento de plastificação</b>	$M_y = f_y \cdot A_s \cdot z \cdot \left[ 1 + \frac{0,75 \cdot (\ell_d - e)}{\ell_v - 0,75 \cdot (\ell_d - e)} \right]$
<b>Rigidez estágio 1</b>	$K_{m,1} = \frac{I_1}{D_{njg} \cdot \alpha_{eg}}$
<b>Rigidez estágio 2</b>	$K_{m,2} = \frac{f_y \cdot A_s \cdot (d - 0,4 \cdot x_3) \cdot \left( 1 + \frac{0,75 \cdot (\ell_d - e)}{\ell_v - 0,75 \cdot (\ell_d - e)} \right) \cdot \frac{\alpha \cdot f_{ccapat} \cdot I_1}{(h - x)}}{\frac{2}{(d - 0,8 \cdot x_3)} \cdot \left[ \frac{(1 + \alpha_w) \cdot s_1^{\alpha_w} \cdot \phi}{8 \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,ef})} \cdot \frac{f_y^2}{\tau_{max} \cdot E_s} \right]^{\frac{1}{1 + \alpha_w}} + \frac{f_y \cdot 4 \cdot \phi}{(d - 0,8 \cdot x_3) \cdot E_s} - \frac{D_{njg} \cdot \alpha_{eg} \cdot \alpha \cdot f_{ccapat}}{(h - x_1)}}$

Onde:

$\alpha = 1,5;$

$f_{ccapat}$  - resistência à tração direta do concreto da capa;

$I_1$  - momento de inércia da seção da Figura 5.6 no estágio I;

$x_1$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.6 no estágio I;

$h$  - altura da seção da Figura 5.6.

$f_y$  - resistência ao escoamento da armadura de continuidade;

$A_s$  - área da armadura de continuidade;

$z$  - braço de alavanca do binário  $F_t/F_c$ , conforme a Figura 5.7;

$\ell_d$  - comprimento do dente gerber;

$e$  - espaço entre a viga e o consolo, conforme Figura 5.9;

$\ell_v$  - comprimento da viga;

$E_{ccapa}$  - módulo de elasticidade do concreto da capa;

$E_g$  - módulo de elasticidade do graute de preenchimento;

$\alpha_w = 0,4$  [boletim 2 do CEB-FIP (1999)];

$\phi$  - diâmetro médio das barras da armadura de continuidade;

$s_1 = 1$  [boletim 2 do CEB-FIP (1999)];

$x_2$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.6 no estágio II;

- $E_s$  - módulo de elasticidade do aço;
- $f_{ccapa}$  - resistência à compressão do concreto da capa;
- $D_{njs}$  - deformabilidade da junta vertical. Igual a  $0,11 \times 10^{-4}$  m/MPa (Tabela 2.3);
- $d$  - altura útil da seção da Figura 5.6;
- $x_3$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.6 no estágio III;
- $h_{ef}$  - altura efetiva;
- $b$  - largura da seção da Figura 5.6 na região de compressão;
- $A_{c,ef}$  - área de concreto efetiva;
- $f_{cg}$  - resistência à compressão do graute de preenchimento da junta vertical;
- $\rho_{s,ef}$  - taxa efetiva de armadura;

Tabela 5.4 - Modelos 2.1 e 2.2 - momento fletor positivo.

	<b>Momento positivo</b>
<b>Momento de fissuração</b>	$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{cgt} \cdot I_1}{h - x_1}$
<b>Momento de plastificação</b>	$M_y = c \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_{yb} \cdot f_{cc,max}} \cdot (h - h_a - 0,5 \cdot x_3)$
<b>Rigidez estágio 1</b>	$K_{m,1} = \frac{3 \cdot \pi \cdot E_s \cdot \phi_b^4 \cdot (h - h_a) \cdot (h - h_a - x_1/3)}{16 \cdot (h_a + 1,5 \cdot \phi_b)^3}$
<b>Rigidez estágio 2</b>	$K_{m,2} = \frac{c \cdot \phi_b^2 \cdot \sqrt{f_{yb} \cdot f_{cc,max}} \cdot (h - h_a - 0,5 \cdot x_3) - \frac{\alpha \cdot f_{cgt} \cdot I_1}{(h - x_1)}}{\frac{k \cdot f_{yb} \cdot (x_{max} + x_{min} + h_a)}{\phi_b \cdot E_s} - \frac{\frac{\alpha \cdot f_{cgt} \cdot I_1}{(h - x_1)} \cdot \frac{16 \cdot (h_a + 1,5 \cdot \phi_b)^3}{3 \cdot \pi \cdot E_s \cdot \phi_b^4}}{(h - h_a - x_1/3) \cdot (h - h_a)}}$

Onde:

$\alpha = 1,5;$

$k = 1,75 \text{ m [ENGSTROM (1992a)]};$

$$x = \frac{\sqrt{f_{yb}/f_{cc}}}{3 \cdot c} \cdot \phi_b$$

$f_{cgt}$  - resistência à tração direta do graute 1;

$I_1$  - momento de inércia da seção da Figura 5.11 no estágio I (momento positivo);

- $x_1$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.11 no estágio I;
- $h$  - altura da seção da Figura 5.11;
- $h_a$  - altura da almofada de apoio;
- $x_3$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.11 no estágio III;
- $E_s$  - módulo de elasticidade do aço;
- $f_{cc,max}$  - maior valor de resistência do concreto/graute entre os elementos nos quais o chumbador está inserido (corpos de prova cúbicos);
- $f_{cc}$  - valores da resistência dos concretos nos quais o chumbador está inserido;
- $f_{cg}$  - resistência à compressão do graute de preenchimento da junta vertical;
- $\phi_b$  - diâmetro do chumbador;
- $f_{yb}$  - resistência ao escoamento do chumbador.

## 6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

---

### 6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nesse capítulo são apresentadas comparações entre os resultados experimentais e os teóricos, obtidos através da modelagem analítica e das simulações numéricas. Na comparação dos resultados foram utilizadas as envoltórias nº2 dos modelos que apresentaram duas envoltórias para a curva momento-rotação experimental. Isso porque os modelos teóricos representam ligações carregadas monotonicamente e, dessa forma, as envoltórias nº2 são mais adequadas à comparação.

### 6.2 LIGAÇÃO VIGA-PILAR N°1

#### 6.2.1 Comparação com as simulações numéricas

##### 6.2.1.1 Considerações iniciais

As simulações numéricas realizadas nos modelos 1.2 e 1.3 foram semelhantes àquelas realizadas para a definição do programa experimental da ligação nº1:

- ✓ Para a modelagem do concreto foi utilizado o modelo CONCRETE. Esse modelo prevê a ruptura de materiais frágeis. Ambas as rupturas por fissuração excessiva na tração e esmagamento na compressão podem ser obtidas. O aço foi representado através de um modelo elastoplástico perfeito (BKIN).
- ✓ Os componentes de *concreto armado* foram modelados com o elemento finito tridimensional SOLID65. Os *chumbadores* foram modelados com o elemento finito tridimensional SOLID45. Para modelar o *contato* existente entre os elementos de concreto adjacentes e entre o chumbador e o concreto foram utilizados os elementos de contato superfície-superfície, denominados CONTA173 e TARGE170.

6.2.1.2 Modelagem

a. Características geométricas dos modelos

A geometria dos modelos está apresentada na Figura 6.1, onde também podem ser observados a vinculação e o carregamento aplicado.

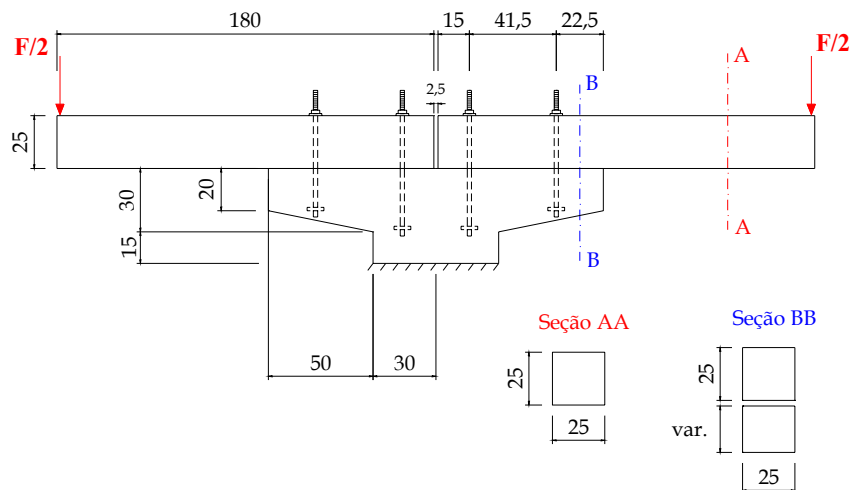


Figura 6.1 - Geometria dos modelos simulados (dimensões em cm).

A influência da presença da almofada de apoio, assim como a da inversão do carregamento no comportamento da ligação foram observadas. Na Tabela 6.1 estão apresentados os modelos que foram simulados numericamente.

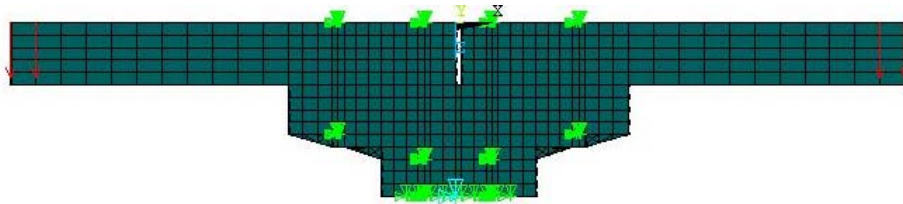
Tabela 6.1 - Modelos numéricos.

Ligação 1	Características dos modelos	Variáveis		
		$l_c$ (cm)	$\phi$ (mm)	almofada de apoio
modelo 1.1*		50	19	sem
modelo 1.2		25	25,4	sem
modelo 1.3		25	25,4	com

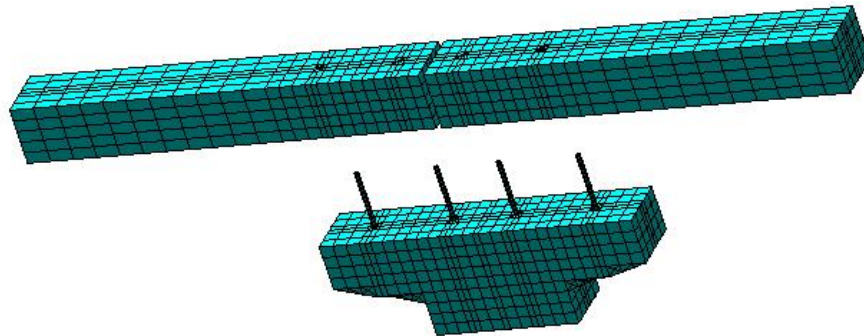
\* A simulação do modelo 1.1 está apresentada no capítulo 3.

b. Discretização dos modelos

Na Figura 6.2 é mostrada uma vista frontal e uma perspectiva da malha de elementos finitos adotada, para o modelo 1.2.



(a) - Vista frontal da discretização do modelo 1.2.



(b) - Perspectiva da discretização do modelo 1.2.

Figura 6.2 - Discretização do modelo 1.2.

### c. Características físicas do modelo

Devido à concentração de tensões que ocorre nos elementos onde são aplicados os carregamentos e naqueles onde são impostas as vinculações, nos elementos pertencentes a essas regiões foi considerado o comportamento do material, no caso concreto, como sendo linear. Tal simplificação não prejudica os resultados, uma vez que esses elementos não fazem parte da ligação.

Os parâmetros necessários para a caracterização do *concreto* ( $f_{ct,f}$ ,  $f_c$  e  $E_c$ ) foram determinados experimentalmente (Tabelas 4.2 a 4.4). Admitiu-se o coeficiente de Poisson para o concreto igual a  $\nu = 0,2$ . A resistência ao escoamento do *aço* dos chumbadores e das armaduras foi obtida experimentalmente (Tabelas 4.5 a 4.7). O módulo de elasticidade longitudinal e o coeficiente de Poisson foram tomados iguais a  $E_s = 200\text{GPa}$  e  $\nu = 0,3$ , respectivamente, para os materiais metálicos.

O material da *almofada de apoio* foi considerado com comportamento elástico-linear. O módulo de elasticidade da argamassa foi adotado igual a  $E = 150\text{MPa}$ .

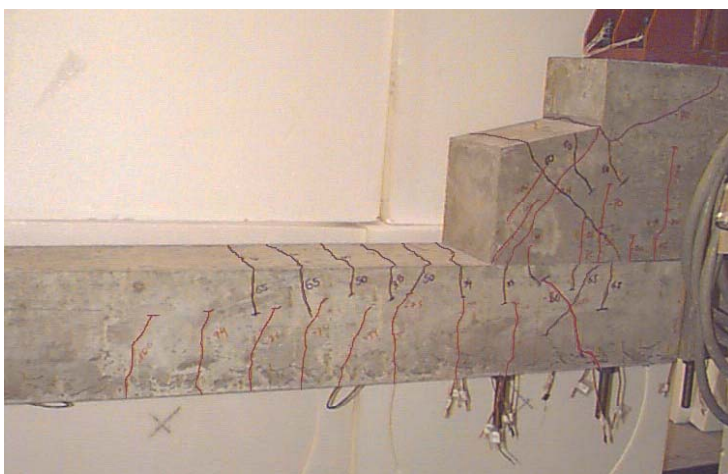
Apenas o chumbador foi discretizado com elementos sólidos (SOLID45). As armaduras foram consideradas na forma de taxas dispersas nos elementos de concreto (SOLID65), conforme apresentado no capítulo 3.

O coeficiente de *atrito* entre os elementos de concreto da viga e do consolo foi adotado igual a 0,6, segundo ENGSTROM (1992a). Para o atrito existente entre os elementos do chumbador e do concreto foi adotado um coeficiente igual a 0,01. Esse valor é baixo porque não foi considerada a aderência entre o chumbador e os elementos de concreto. Sabe-se que essa aderência é muito pequena, uma vez que os chumbadores são feitos de barras lisas.

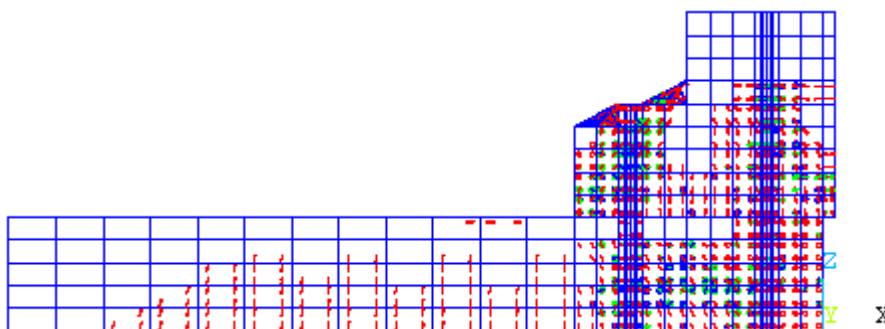
Tanto para o contato entre os elementos de concreto entre si como o contato entre o concreto e o chumbador foram considerados  $FKN = 1$  e  $ICONT = 0,001$ . Para o contato entre a almofada de apoio e o concreto foram adotados  $FKN = 100$  e  $ICONT = 0,001$ .  $FKN$  e  $ICONT$  estão definidos no capítulo 3.

### 6.2.1.3 Resultados

a. *Momentos fletores negativos*: Nas Figuras 6.3 e 6.4 são ilustradas as configurações das fissuras dos modelos 1.2 e 1.3, respectivamente, quando submetidos a momentos fletores negativos.



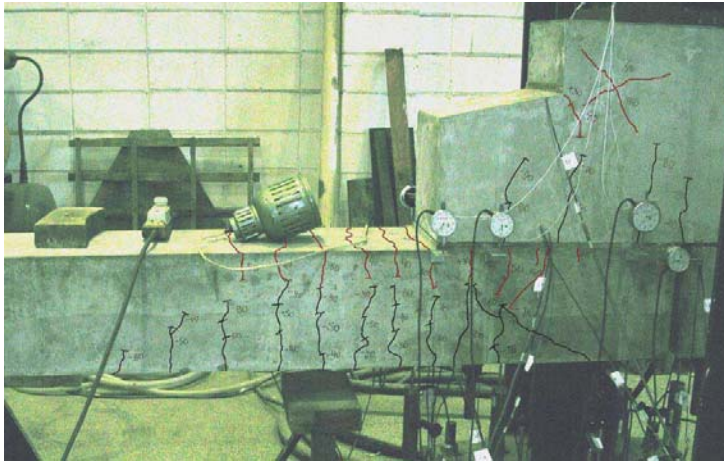
(a) - modelo físico;



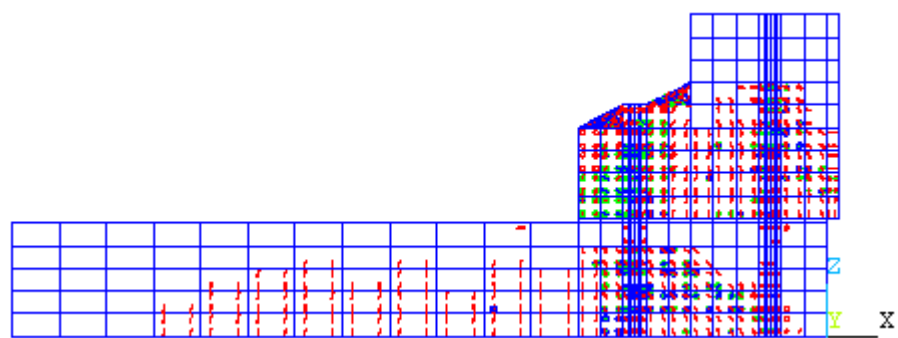
(b) - modelo numérico;

Figura 6.3 - Configuração das fissuras do modelo 1.2 (momento negativo).





(a) - modelo físico;



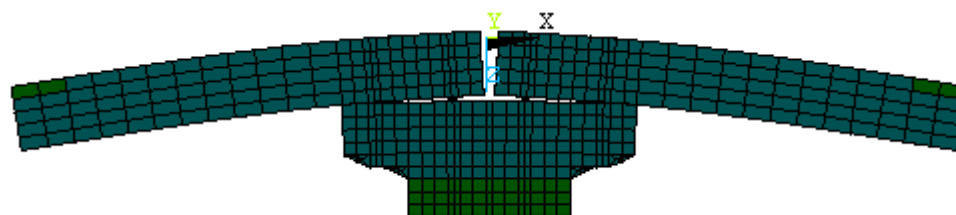
(b) - modelo numérico;

Figura 6.4 - Configuração das fissuras do modelo 1.3 (momento negativo).

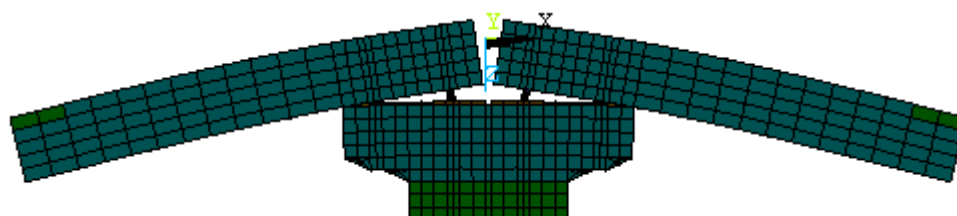
O programa ANSYS 5.5 fornece fissuras em três planos diferentes, em cada ponto de integração. A primeira fissura de um ponto de integração é mostrada em vermelho, a segunda em verde e a terceira em azul. Logo, as diferentes cores das Figuras 6.3b e 6.4b referem-se à fissuração em três planos em cada ponto de integração.

Comparando-se a Figura 6.3a com a 6.3b e a 6.4a com a 6.4b percebem-se as suas semelhanças. Deve ser lembrado que nos modelos físicos estão as fissuras que ocorreram para ambos os sentidos de carregamento. Cabe mencionar também que no modelo numérico podem ser vistas todas as fissuras, inclusive as micro-fissuras que não podem ser observadas no modelo físico.

Nas Figuras 6.5a e 6.5b são ilustradas as configurações deformadas dos modelos 1.2 e 1.3, respectivamente, quando submetidos a momentos fletores negativos. Sabendo-se que a escala utilizada para o desenho da configuração deformada dos modelos 1.2 e 1.3 é a mesma, pode-se notar que o modelo 1.3 sofreu maiores deformações que o modelo 1.2. Isso pode ser melhor observado na Figura 6.6, onde foi ampliada a região da ligação de ambos os modelos 1.2 e 1.3.

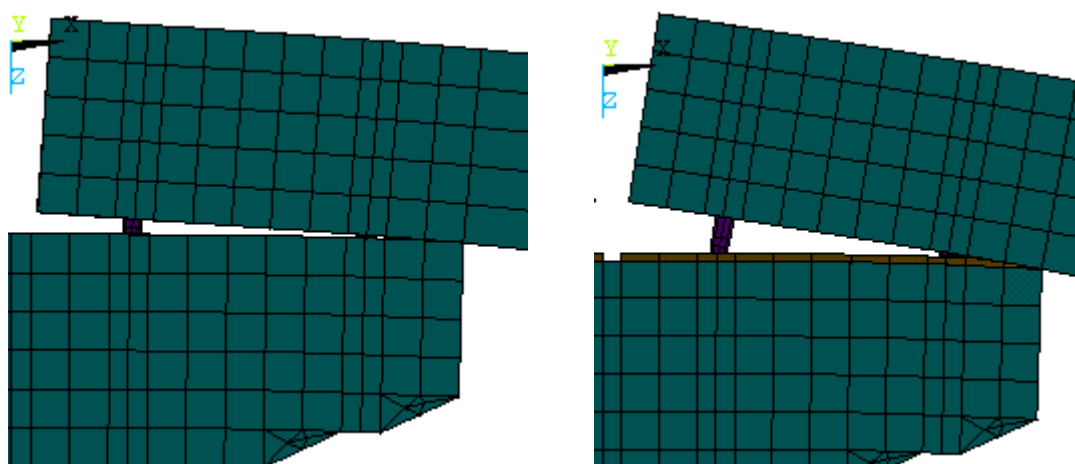


(a) - modelo 1.2;

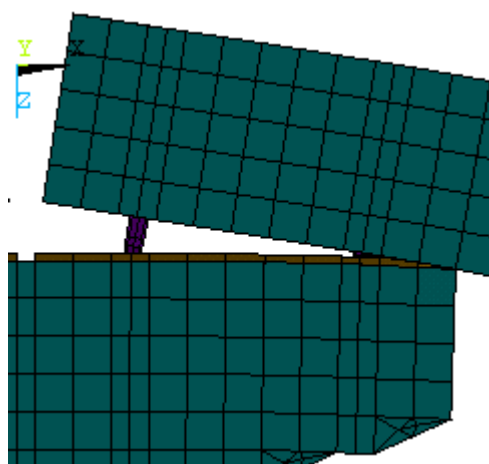


(b) - modelo 1.3;

Figura 6.5- Configuração deformada dos modelos (momento negativo).



(a) - modelo 1.2;



(b) - modelo 1.3;

Figura 6.6 - Ampliação da região da ligação (momento negativo).

A curva momento-rotação numérica foi determinada da mesma forma que a determinada experimentalmente. As curvas momento-rotação experimental e numérica dos modelos 1.2 e 1.3 estão representadas nas Figuras 6.7 e 6.8, respectivamente.

Através da Figura 6.7 nota-se que o modelo numérico está muito próximo ao experimental. Acredita-se que a pequena diferença inicial existente se deva à determinação subestimada do módulo de elasticidade do concreto. Outro fator que certamente contribuiu para a diferença no comportamento em serviço do modelo 1.2

é a existência de uma acomodação no modelo físico, devido à rugosidade superficial, inexistente no modelo numérico. Apesar disso, considera-se o modelo numérico satisfatório.

Com base na Figura 6.8 nota-se que o modelo numérico está bastante próximo ao experimental. Acredita-se que a pequena diferença existente também se deva à determinação subestimada do módulo de elasticidade do concreto no modelo físico. Aqui não foi verificada acomodação significativa devido à presença da almofada de apoio. Considera-se, portanto, o modelo numérico bastante satisfatório.

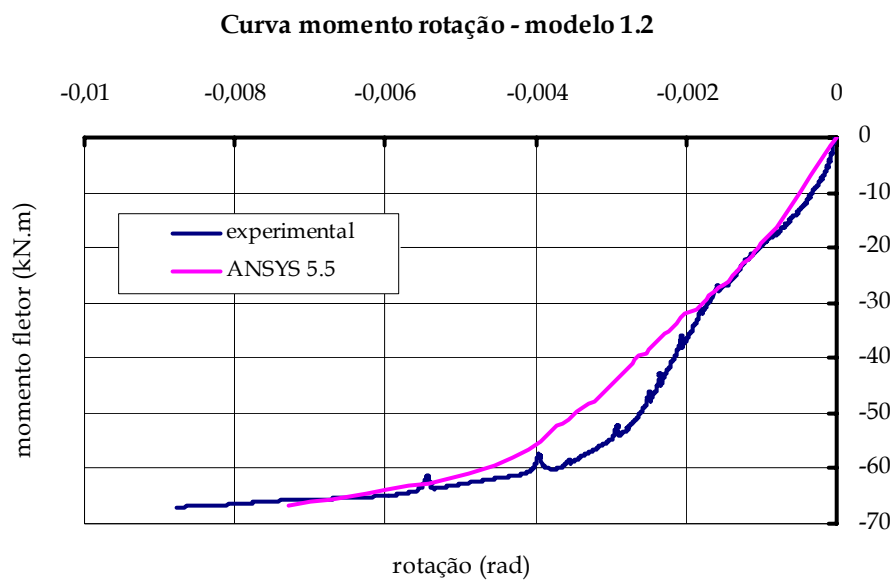


Figura 6.7 - Curvas momento-rotação do modelo 1.2 - numérica e experimental.

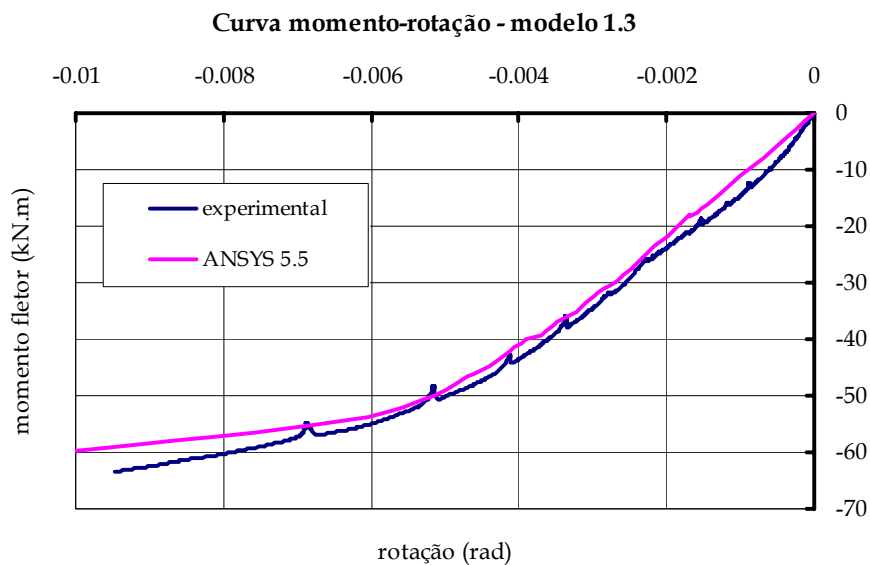
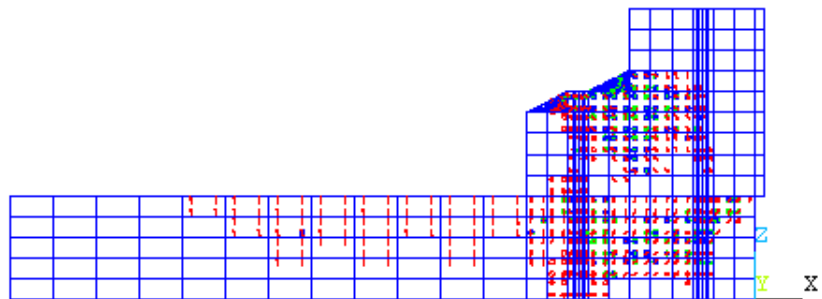


Figura 6.8 - Curvas momento-rotação do modelo 1.3 - numérica e experimental.

b. *Momentos fletores positivos*: Nas Figuras 6.9 e 6.10 são ilustradas as configurações das fissuras dos modelos 1.2 e 1.3, respectivamente, quando submetidos a momentos fletores positivos.

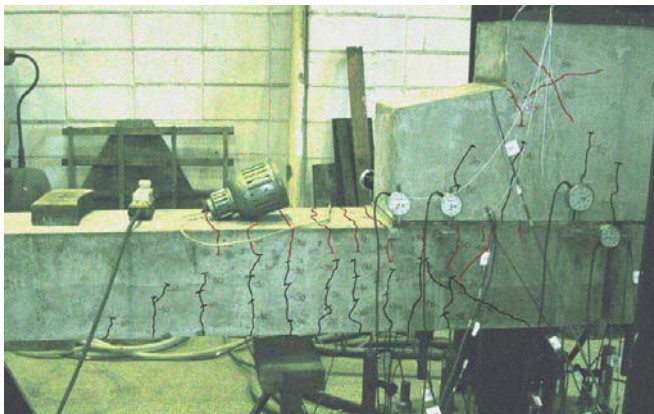


(a) - modelo físico;

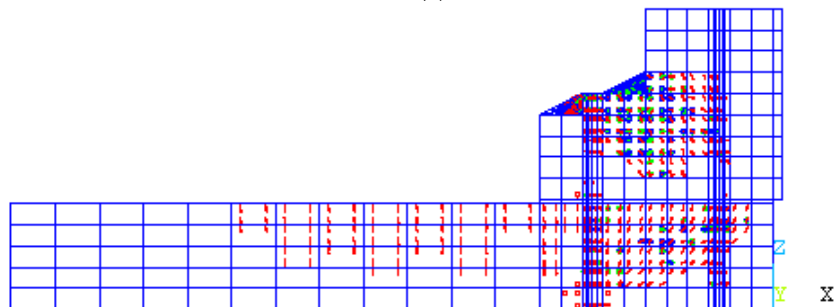


(b) - modelo numérico;

Figura 6.9 - Configuração das fissuras do modelo 1.2 (momento positivo).



(a) - modelo físico;

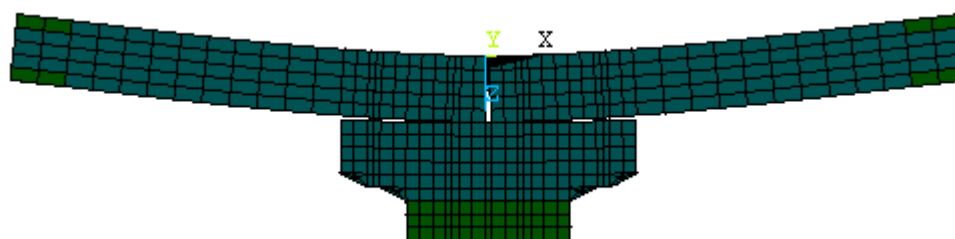


(b) - modelo numérico;

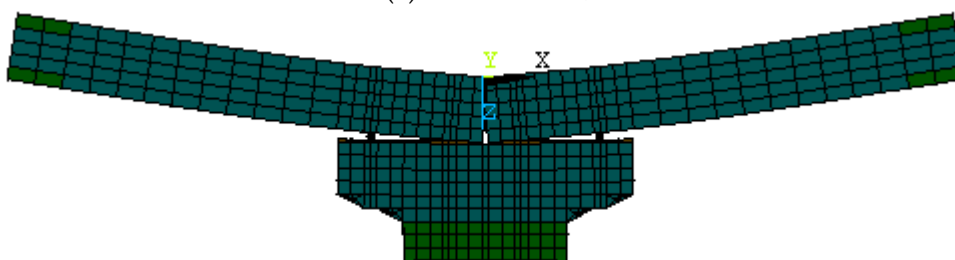
Figura 6.10 - Configuração das fissuras do modelo 1.3 (momento positivo).

Da mesma forma que para a situação de momentos negativos, as Figuras são muito semelhantes, apesar do modelo numérico mostrar as micro-fissuras que não podem ser observadas no modelo físico.

Nas Figuras 6.11 são ilustradas as configurações deformadas dos modelos 1.2 e 1.3, quando submetidos a momentos positivos. Da mesma forma que na situação de momentos fletores negativos, pode-se notar que o modelo 1.3 sofreu maiores deformações que o modelo 1.2, que pode ser melhor observado na Figura 6.12.

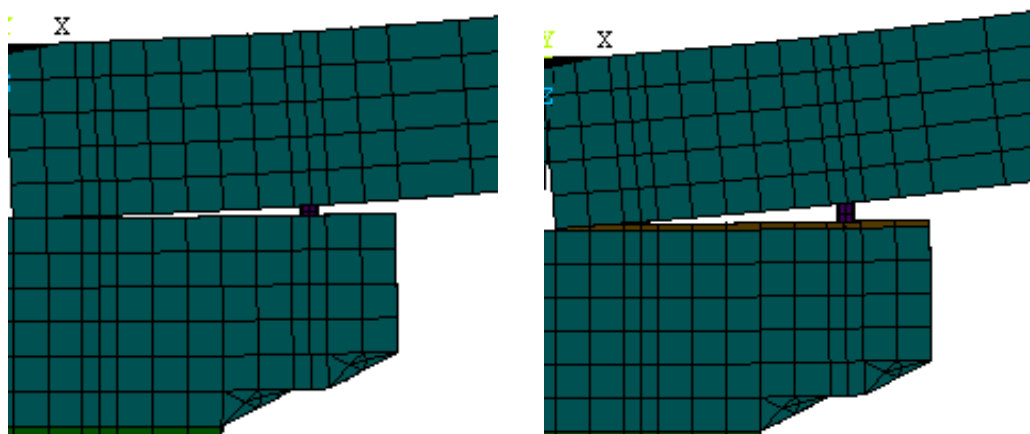


(a) - modelo 1.2;



(b) - modelo 1.3;

Figura 6.11 - Configuração deformada dos modelos (momento positivo).



(a) - modelo 1.2;

(b) - modelo 1.3;

Figura 6.12 - Ampliação da região da ligação (momento positivo).

As curvas momento-rotação experimental e numérica dos modelos 1.2 e 1.3 estão representadas nas Figuras 6.13 e 6.14, respectivamente.

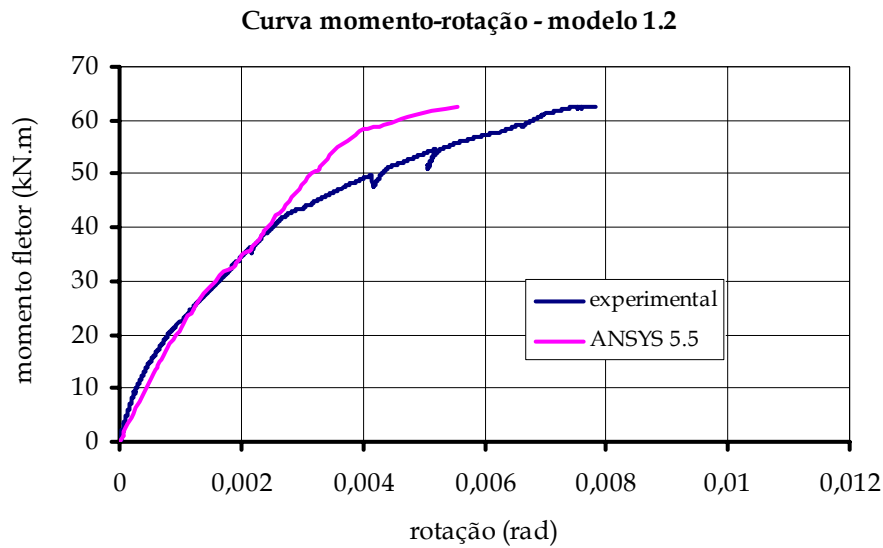


Figura 6.13- Curvas momento-rotação do modelo 1.2 - numérica e experimental.

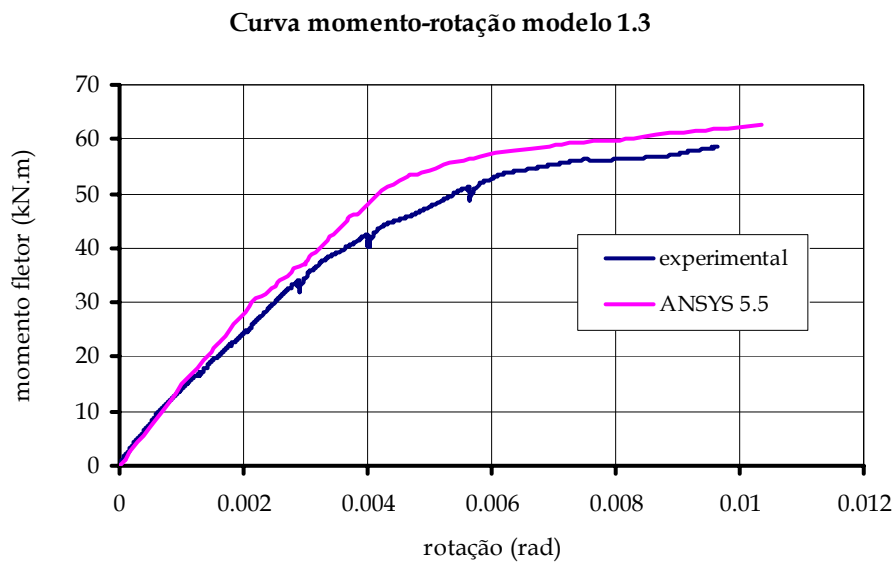


Figura 6.14 - Curvas momento-rotação do modelo 1.3 - numérica e experimental.

Com base na Figura 6.13 nota-se que o modelo numérico apresenta um comportamento próximo ao do experimental. Assim como para o caso da ação de momento negativo, acredita-se que a diferença inicial existente se deva ao valor experimental do módulo de elasticidade do concreto. Depois do momento de +40kN.m, o modelo numérico fica mais rígido. Isso se deve em parte a problemas com o modelo CONCRETE, que simula o comportamento não-linear do concreto, e em parte ao fato dos protótipos, nessa fase de carregamento, estarem com suas rigidezes bastante reduzidas, tendo em vista que o carregamento no sentido oposto foi aplicado antes. Vale lembrar que ambos os protótipos 1.2 e 1.3 foram carregados primeiramente no sentido de momento negativo para então serem solicitados no

sentido de momento positivo. Apesar das diferenças existentes, pode-se considerar o modelo numérico adequado.

Com base na Figura 6.14 nota-se que a curva momento-rotação numérica está bastante próxima da experimental. A pequena diferença existente se deve aos mesmos fatores apresentados para o modelo 1.2. Contudo, considera-se que o modelo numérico forneceu resultados bastante satisfatórios.

### 6.2.2 Comparação com o modelo analítico

Com base no que foi exposto no capítulo 5, determinaram-se as curvas momento-rotação analíticas dos modelos 1.2 e 1.3, cujas equações estão apresentadas nas Tabelas 5.1 e 5.2. Na Tabela 6.2 estão reunidos os dados necessários para a determinação das curvas analíticas.

Tabela 6.2 - Dados para a determinação das curvas analíticas.

Parâmetro	Modelo 1.2	Modelo 1.3
$f_{ct,sp}$	4,0MPa	4,8MPa
$I_1$	$4,12 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$4,12 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
$x_1$	12,5cm	12,5cm
$h$	25cm	25cm
$f_{yb}$	303,2MPa	303,2MPa
$A_{sb}$	$5,07 \times 10^{-4} \text{ m}^2$	$5,07 \times 10^{-4} \text{ m}^2$
$l_e$	42,5cm	42,5cm
$l_0$	25cm	26cm
$l_{emb}$	30cm	30cm
$E_s$	200GPa	200GPa
$D_{njs}$	$0,5 \times 10^{-4} \text{ m/MPa}$	-
$E_{ainicial}$	-	75MPa
$E_{a2}$	-	150MPa
$h_a$	-	12mm
$b$	25cm	25cm

Onde:  $f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$

- $f_{ct,sp}$  - resistência do concreto à tração indireta;
- $I_1$  - momento de inércia da seção da viga/consolo no estágio I;
- $h$  - altura da viga/consolo;
- $x_1$  - posição da linha neutra da seção da viga/consolo no estágio I;
- $f_{yb}$  - resistência ao escoamento do chumbador;
- $A_{sb}$  - área da seção transversal do chumbador;
- $l_s$  - comprimento de contribuição do chumbador;
- $l_0$  - comprimento livre do chumbador;
- $l_{emb}$  - comprimento de embutimento do chumbador;
- $E_s$  - módulo de elasticidade longitudinal do chumbador;
- $E_{ainicial}$  - módulo de elasticidade da almofada antes da fissuração do modelo;
- $E_{a2}$  - módulo de elasticidade da almofada depois da fissuração do modelo;
- $l_e$  - distância do chumbador à extremidade livre do consolo;
- $D_{njs}$  - deformabilidade à compressão da junta viga/consolo;
- $b$  - largura do consolo.

As curvas momento-rotação experimental e analítica dos modelos 1.2 e 1.3 estão representadas nas Figuras 6.15 a 6.18.

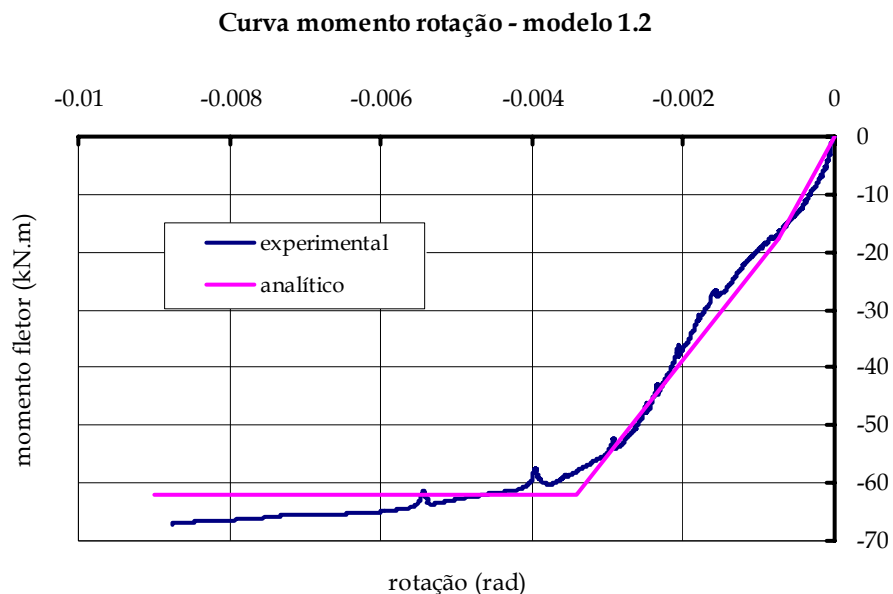


Figura 6.15 - Curva momento-rotação modelo 1.2 - analítica e experimental (momento negativo).



Com base na Figura 6.15 nota-se que o modelo analítico para o protótipo 1.2 está muito próximo do comportamento real da ligação. As curvas teórica e experimental são praticamente coincidentes.

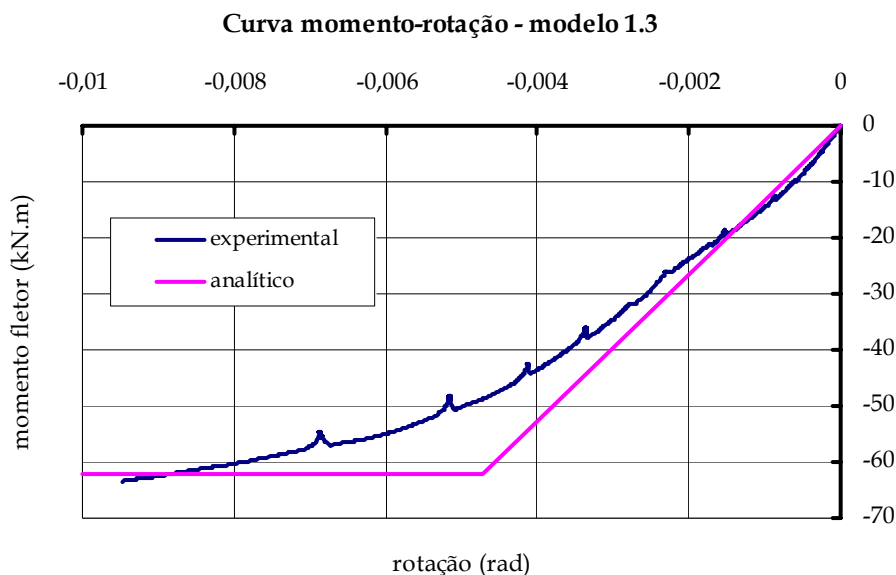


Figura 6.16 - Curva momento-rotação modelo 1.3 - analítica e experimental (momento negativo).

As curvas analítica e experimental do protótipo 3, apresentadas na Figura 6.17, também estão próximas. A partir de um momento fletor em torno de  $-20\text{kN.m}$  o modelo teórico passa a ser um pouco mais rígido. Isso se deve principalmente à presença da almofada de apoio. O valor utilizado como seu módulo de elasticidade foi determinado através de ensaios de compressão em placas de  $15 \times 15 \times 1\text{cm}^3$ , que não traduzem a situação real. Além disso, esse valor varia em função do carregamento, e como no presente trabalho foi adotado um valor médio, esse pode ter sido superestimado.

De acordo com as Figuras 6.17 e 6.18 nota-se que inicialmente o modelo analítico para os protótipos 1.2 e 1.3 estão muito próximos do comportamento real da ligação. Porém, a partir de um momento fletor em torno de  $+30\text{kN.m}$ , os modelos teóricos ficam mais rígidos. Isso ocorreu provavelmente devido ao fato dos protótipos, nessa fase de carregamento, estarem com suas rigidezes reduzidas tendo em vista o carregamento no sentido oposto, aplicado antes.

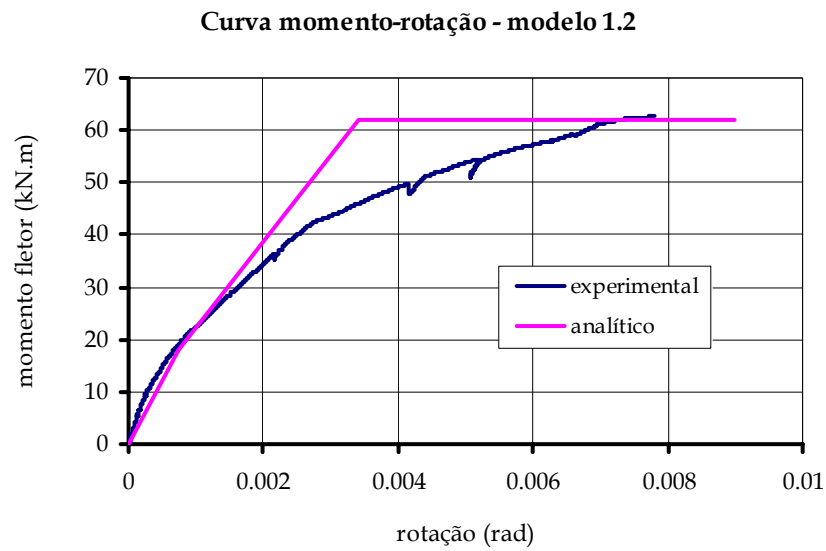


Figura 6.17 - Curva momento-rotação modelo 1.2 - analítica e experimental (momento positivo).

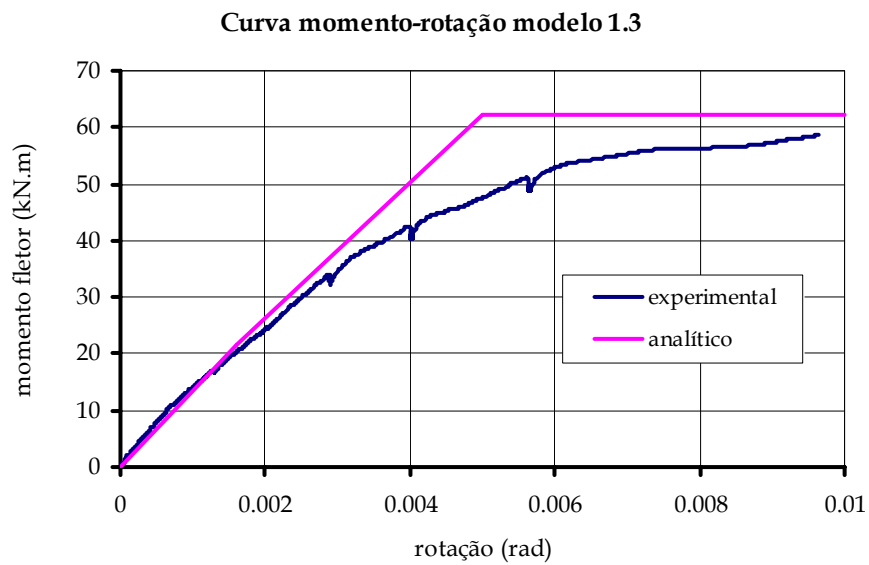


Figura 6.18 - Curva momento-rotação modelo 1.3 - analítica e experimental (momento positivo).

### 6.2.3 Considerações sobre a análise dos resultados da ligação nº1

Nos gráficos das Figuras 6.19 e 6.20 estão reunidas as curvas momento-rotação experimental, numérica e analítica dos protótipos 1.2 e 1.3, respectivamente.

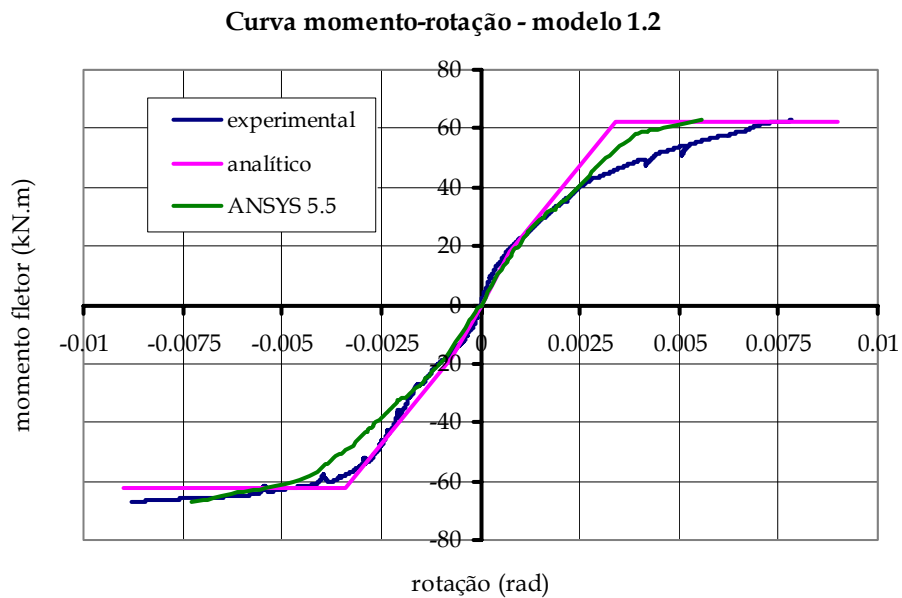


Figura 6.19 - Curva momento-rotação modelo 1.2 - todos os modelos.

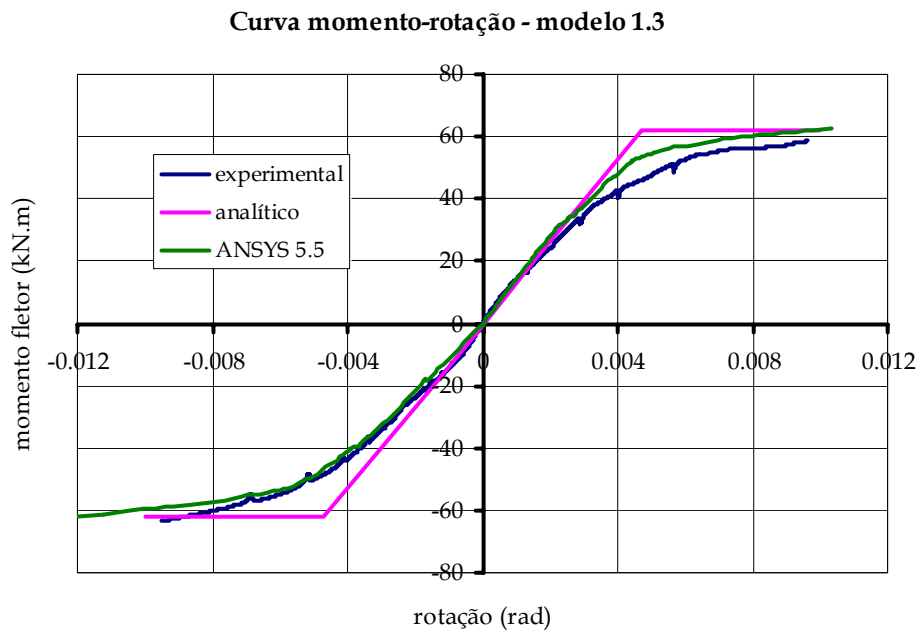


Figura 6.20 - Curva momento-rotação modelo 1.3 - todos os modelos.

Com base nas Figuras 6.19 e 6.20 e no que foi apresentado nos itens anteriores pode-se afirmar que os modelos teóricos representam adequadamente o comportamento da ligação. As diferenças existentes são muito pequenas e devidas às simplificações e limitações dos modelos. Em se tratando de um problema tão complexo, como a modelagem de ligações pré-moldadas de concreto, consideram-se os modelos propostos satisfatórios.

## 6.3 LIGAÇÃO VIGA-PILAR N°2

### 6.3.1 Comparação com as simulações numéricas

#### 6.3.1.1 Considerações iniciais

As simulações numéricas realizadas nos modelos 2.1 e 2.2 seguiram os mesmos passos daquela realizada para os modelos 1.2 e 1.3:

- ✓ Para a modelagem do concreto foi utilizado o modelo CONCRETE. O aço foi representado através de um modelo elastoplástico perfeito (BKIN).
- ✓ Os componentes de concreto foram modelados com o elemento finito tridimensional SOLID65. Os chumbadores e a armadura de continuidade foram modelados com o elemento finito tridimensional SOLID45.
- ✓ Para modelar o contato foram utilizados os elementos finitos de contato superfície-superfície, denominados CONTA173 e TARGE170. Neste modelo existem muitas superfícies de contato, são elas:
  - Superfície de contato entre os elementos de concreto da viga com os da almofada de apoio;
  - Superfície de contato entre os elementos de concreto dos furos das vigas e dos consolos com os elementos de aço do chumbador;
  - Superfície de contato entre o concreto de preenchimento vertical e o pilar;
  - Superfície de contato entre o graute de preenchimento vertical e a viga;
  - Superfície de contato entre o concreto de preenchimento vertical e a laje pré-moldada;
  - Superfície de contato entre o pilar e a viga;
  - Superfície de contato entre o pilar e a laje pré-moldada;
  - Superfície de contato entre o furo do pilar e a armadura de continuidade em forma de barras;

Neste trabalho, a laje pré-moldada foi considerada perfeitamente aderida à viga e à capa de concreto, assim como a armadura de continuidade foi considerada perfeitamente aderida ao concreto da capa. A capa de concreto superior à viga pré-moldada foi considerada perfeitamente aderida a esta.

6.3.1.2 Modelagem

a. Características geométricas dos modelos

A geometria dos modelos está apresentada na Figura 6.21, onde também podem ser observados a vinculação e o carregamento aplicado.

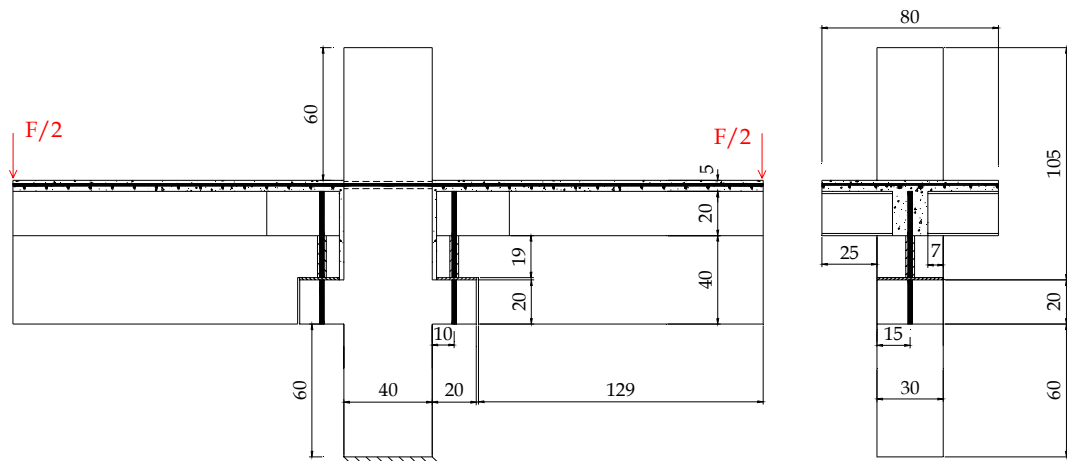
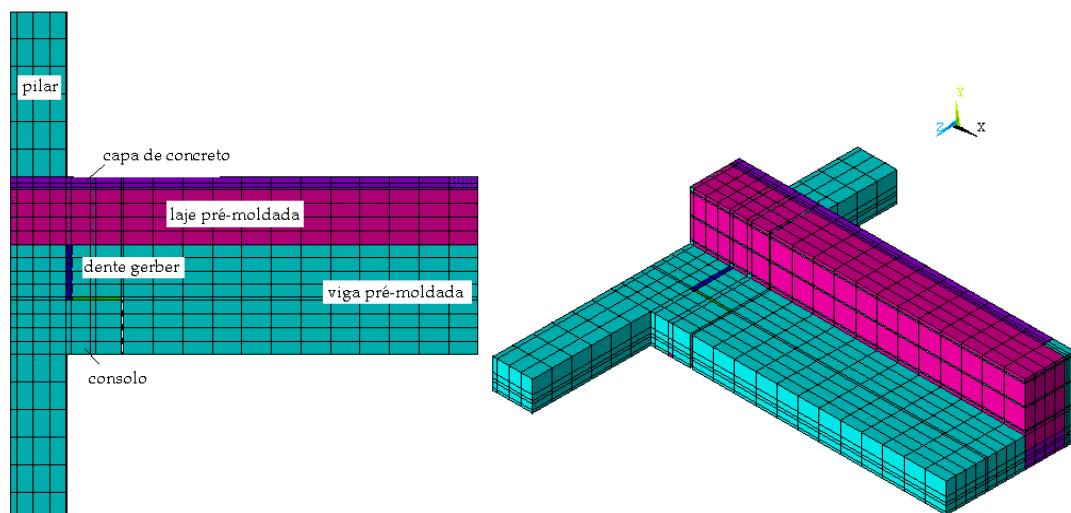


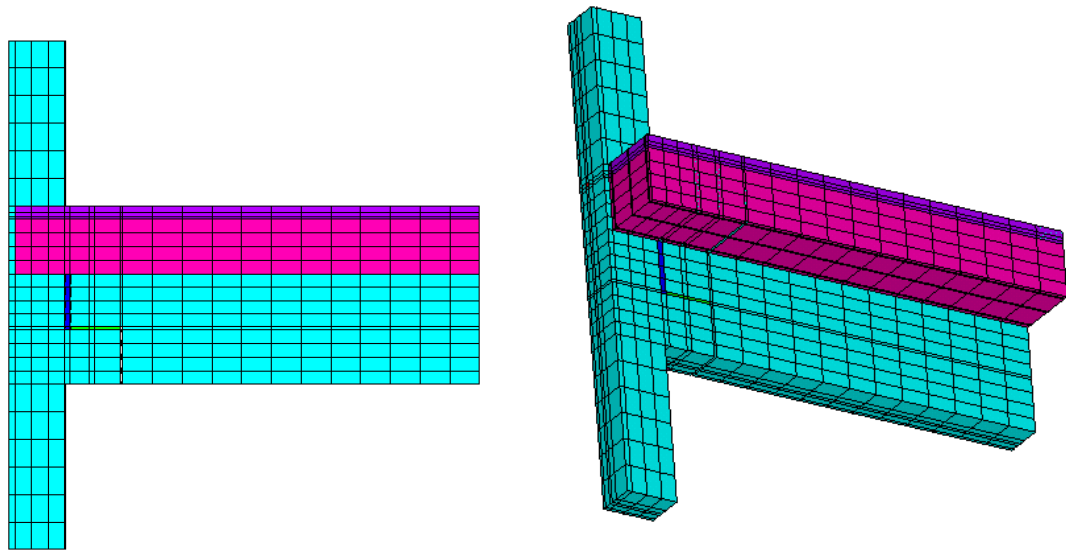
Figura 6.21 – Geometria dos modelos simulados (dimensões em cm).

b. Discretização dos modelos

Na Figura 6.22 é mostrada uma vista frontal e uma perspectiva da malha de elementos finitos adotada para os modelos 2.1 e 2.2. Como os modelos 2.1 e 2.2 apresentam simetria segundo os planos x-z e y-z, simulou-se apenas um quarto destes modelos.



(a) - Vista frontal e perspectiva da discretização do modelo 2.1;



(b) - Vista frontal e perspectiva da discretização do modelo 2.2;

Figura 6.22 - Discretização dos modelos 2.1 e 2.2.

### c. Características físicas do modelo

Os parâmetros necessários para a caracterização do *concreto* ( $f_{ct,t}$ ,  $E_c$  e  $f_c$ ) foram determinados experimentalmente (Tabelas 4.24 a 4.29). Para o concreto da laje pré-moldada admitiu-se as mesmas características do concreto da capa. O parâmetro necessário para a caracterização do *graute* ( $E_c$ ) foi determinado experimentalmente (Tabela 4.32). O graute foi considerado um material elástico-linear. O coeficiente de Poisson adotado para os concretos e para o graute foi igual a  $\nu = 0,2$ .

O material da *almofada de apoio* foi considerado com comportamento elástico-linear. O módulo de elasticidade da argamassa foi igual ao do modelo 1.3,  $E = 150\text{MPa}$ .

A resistência ao escoamento do *aço* dos chumbadores e das armaduras foi obtida experimentalmente (Tabelas 4.41 e 4.42). O módulo de elasticidade longitudinal e o coeficiente de Poisson foram tomados iguais a  $E_s = 200\text{GPa}$  e  $\nu = 0,3$ , respectivamente, para os materiais metálicos.

Ambos o chumbador e a armadura de continuidade foram discretizados com elementos sólidos (SOLID45). A armadura restante foi representada na forma de taxas dispersas nos elementos de concreto (SOLID65).

O coeficiente de *atrito* entre os elementos de concreto foi adotado igual a 0,6 e entre os elementos de concreto e da almofada de apoio foi utilizado 0,4, segundo



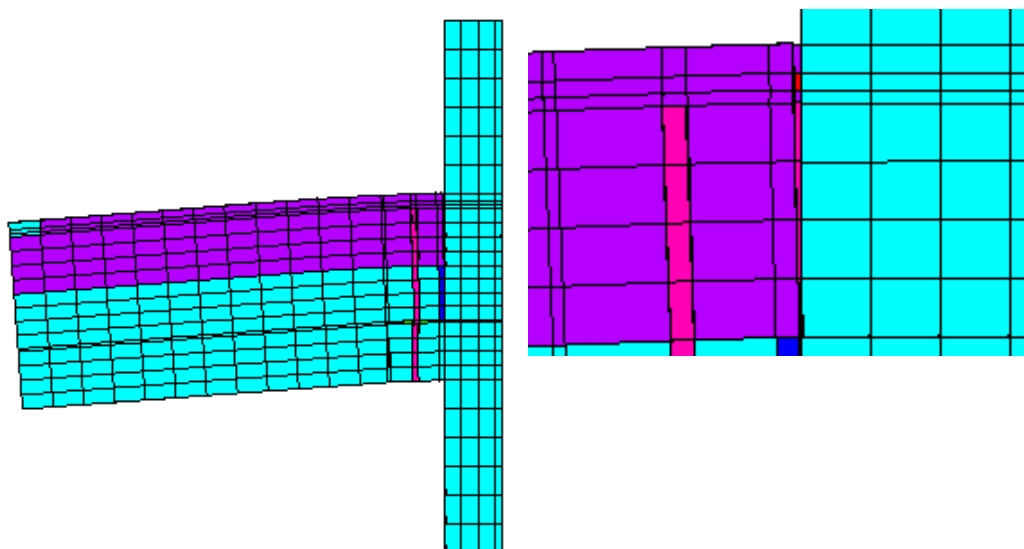


Figura 6.24 - Configuração deformada do modelo 1.2 (momento negativo).

Comparando-se a Figura 6.23a com a 6.23b percebem-se as suas semelhanças. Conforme já mencionado, o modelo numérico apresenta uma maior fissuração pois neste podem ser vistas as micro-fissuras. Na Figura 6.24 as diferentes cores indicam os materiais utilizados no modelo. A cor roxa se refere à capa de concreto, os elementos de concreto pré-moldado são azuis, o chumbador é rosa e a armadura de continuidade, que pode ser visualizada na ampliação da região de tração da ligação, está em vermelho. Nessa ampliação também pode ser observada a separação entre a capa e o pilar e o alongamento da armadura de continuidade.

As curvas momento-rotação experimental e numérica dos modelos 2.1 e 2.2 estão representadas nas Figuras 6.25 e 6.26, respectivamente.

#### Curva momento-rotação do modelo 2.1

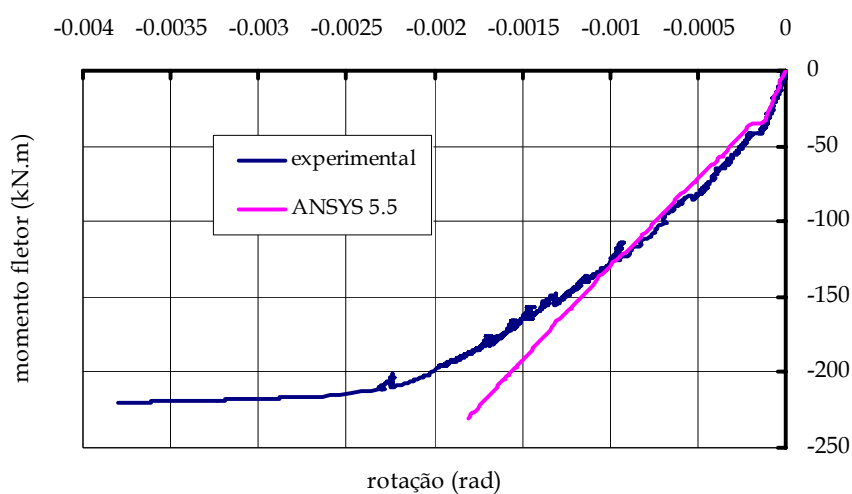


Figura 6.25 - Curvas momento-rotação do modelo 2.1 - numérica e experimental.



A curva momento-rotação numérica foi determinada da mesma forma que a experimental. Através da Figura 6.25 nota-se que o modelo numérico está muito próximo ao experimental até um momento fletor em torno de  $-125\text{kN.m}$ . A partir deste momento o modelo numérico não perde rigidez na mesma intensidade que o experimental. E com isto a ligação numérica não plastifica.

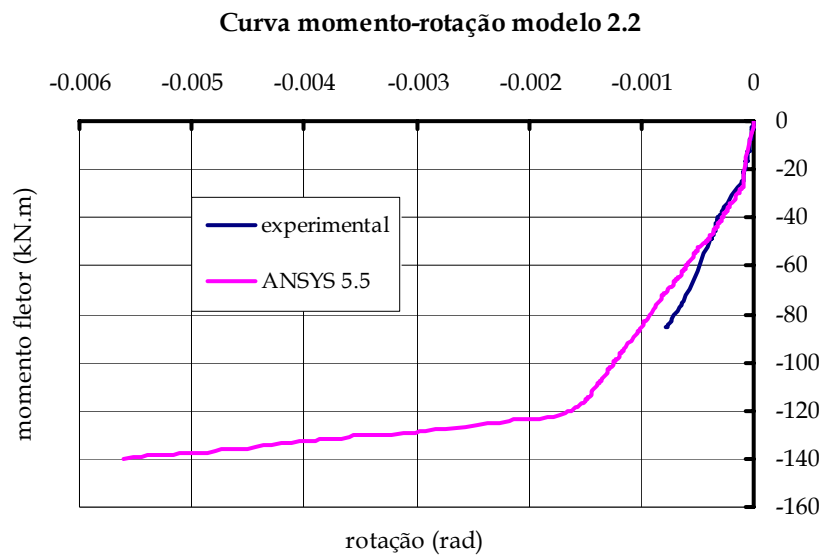


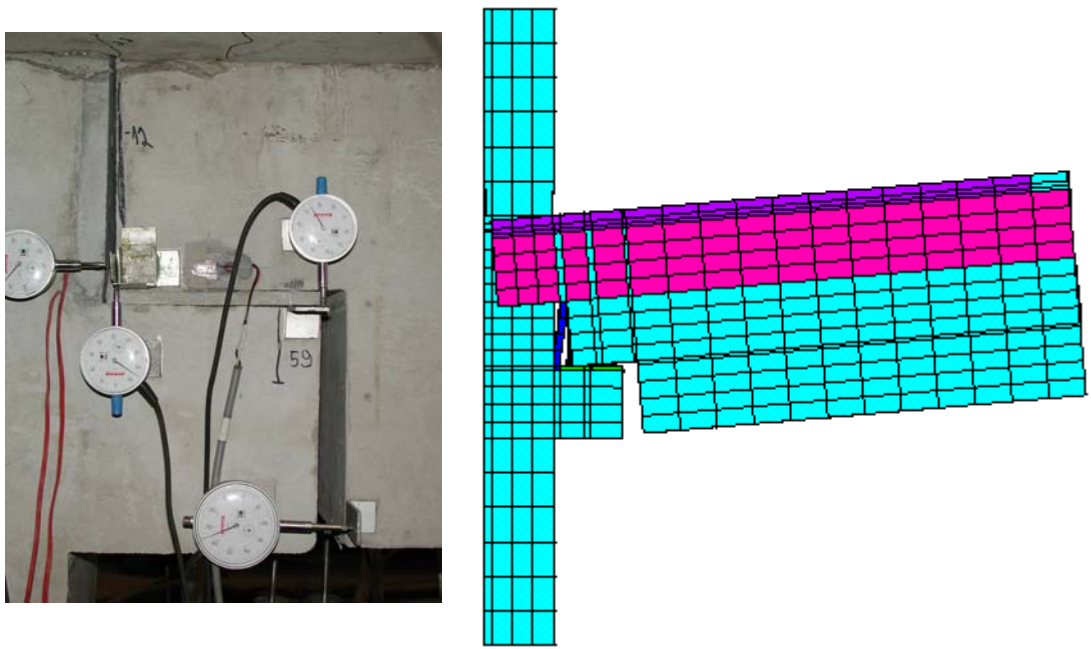
Figura 6.26 - Curvas momento-rotação do modelo 2.2 - numérica e experimental

Com base na Figura 6.26 observa-se que o modelo numérico representa adequadamente a ligação até um momento de  $50\text{kN.m}$ . Depois disso existe uma diferença que pode ser considerada pequena tendo em vista a tendência da curva experimental. Segundo o modelo numérico, o momento de plastificação da ligação é de aproximadamente  $-120\text{kN.m}$ .

#### b. Momentos fletores positivos

Na Figura 6.27a ilustra-se a fissura vertical mais acentuada do modelo 2.2. Esta fissura também pode ser observada na Figura 6.27b, onde é apresentada a configuração deformada do modelo 2.2 numérico. Com base na Figura 6.27 confirma-se a mesma forma deformada para os modelos experimental e numérico, com a abertura da junta vertical entre a viga e o graute de preenchimento.

As curvas momento-rotação experimental e numérica dos modelos 2.1 e 2.2 estão representadas nas Figuras 6.28 e 6.29, respectivamente.



(a) – modelo físico;

(b) – modelo numérico;

Figura 6.27 – Fissura vertical e configuração deformada do modelo 2.2 (momento positivo).

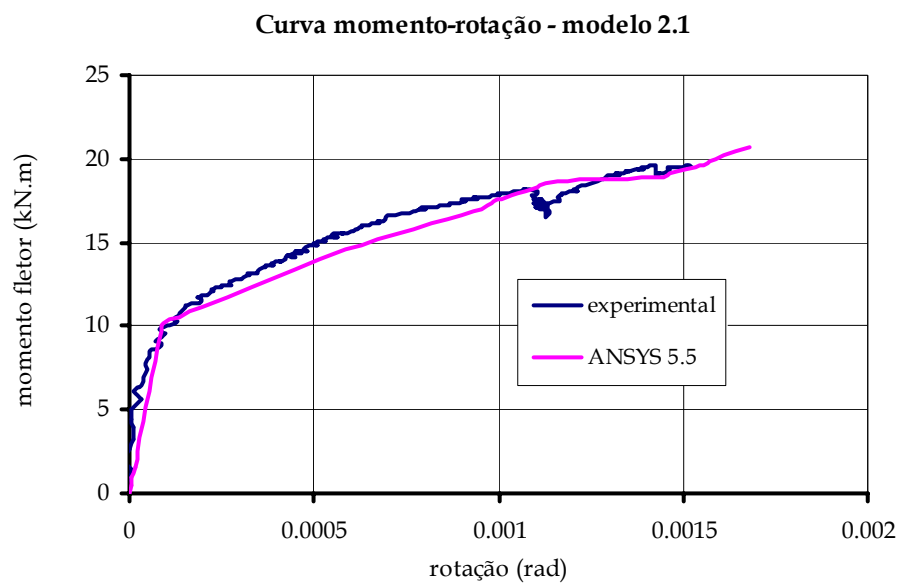


Figura 6.28 - Curvas momento-rotação do modelo 2.1 - numérica e experimental.

Com base na Figura 6.28 observa-se que as curvas numérica e experimental são praticamente coincidentes. De acordo com a Figura 6.29 nota-se que inicialmente as curvas numérica e experimental apresentam o mesmo comportamento. Porém, depois de fissurada a ligação, a curva numérica fica mais rígida. O modelo numérico interrompe a convergência para um carregamento em torno de 90% do atingido

experimentalmente. Esta interrupção é devida a níveis de deformação não “suportados” pelo modelo numérico, em função das suas limitações. Acredita-se que no instante da interrupção do processamento a ligação numérica atingiu a plastificação.

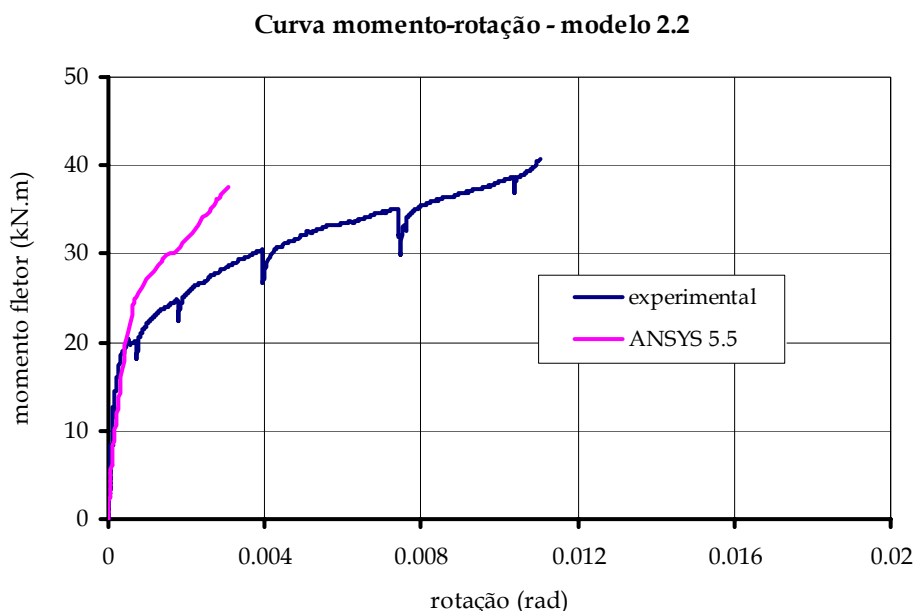


Figura 6.29 - Curvas momento-rotação do modelo 2.2 - numérica e experimental.

### 6.3.2 Comparação com o modelo analítico

Com base nas equações apresentadas nas Tabelas 5.3 e 5.4, determinaram-se as curvas momento-rotação analíticas dos modelos 2.1 e 2.2. Nas Tabelas 6.3 e 6.4 estão reunidos os dados necessários para a determinação das curvas analíticas para os momentos negativos e positivos, respectivamente.

Tabela 6.3- Dados para as curvas analíticas (momentos negativos).

Parâmetro	Modelo 2.1	Modelo 2.2
$A_s$	8,73cm <sup>2</sup>	5,6cm <sup>2</sup>
b	30cm	30cm
d	41,8cm	41,8cm
$D_{njg}$	$0,11 \times 10^{-4}$ m/MPa	$0,11 \times 10^{-4}$ m/MPa
$E_{ccapa}$	31,6GPa	24,8GPa
$E_g$	4,94GPa	14,2GPa
$E_s$	200GPa	200GPa

Tabela 6.3- Dados para as curvas analíticas (momentos negativos).

Parâmetro	Modelo 2.1	Modelo 2.2
$f_{ccapa}$	33,2MPa	28,5MPa
$f_{ccapat,sp}$	2,9MPa	2,5MPa
$f_y$	563MPa	542MPa
$h$	45cm	45cm
$I_1$	$1,06 \times 10^{-3} m^4$	$1,62 \times 10^{-3} m^4$
$l_d$	19cm	19cm
$e$	1cm	1cm
$l_v$	180cm	180cm
$x_1$	34,35cm	24,57cm
$x_2$	21,65cm	10,8cm
$x_3$	8,31cm	2,19cm
$\phi$	13mm	16mm

Onde:

$A_s$  - área da armadura de continuidade. Para o modelo 2.2 adotou-se como armadura de continuidade as duas barras de 16mm, que passam dentro do pilar, mais duas barras de 10mm que se localizam ao lado do pilar. Considerou-se que esta parcela (33%) da armadura externa também contribui na resistência da ligação;

$b$  - largura da seção da Figura 5.6 na zona de compressão;

$d$  - altura útil da seção da Figura 5.6.

$D_{njg}$  - deformabilidade da junta vertical [BARBOZA (2002)].

$E_{ccapa}$  - módulo de elasticidade do concreto da capa;

$E_g$  - módulo de elasticidade do graute de preenchimento;

$E_s$  - módulo de elasticidade do aço;

$f_{ccapa}$  - resistência à compressão do concreto da capa;

$f_{ccapat,sp}$  - resistência à tração indireta do concreto da capa;

$f_y$  - resistência ao escoamento da armadura de continuidade;

$h$  - altura da seção da Figura 5.6.

$I_1$  - momento de inércia da seção da Figura 5.6 no estágio I;

$x_1$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.6 no estágio I;

$x_2$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.6 no estágio II.

- $x_3$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.6 no estágio III;  
 $l_d$  - comprimento do dente gerber;  
 $\phi$  - diâmetro médio das barras da armadura de continuidade;  
 $e$  - espaço entre a viga e o consolo, conforme Figura 5.8;  
 $l_v$  - comprimento da viga;

Tabela 6.4 - Dados para as curvas analíticas (momentos positivos).

Parâmetro	Modelo 2.1	Modelo 2.2
b	80cm	30cm
$I_1$	$1,24 \times 10^{-3} \text{ m}^4$	$1,74 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
$f_{cgt,sp}$	2,5MPa	3,2MPa
d	44cm	44cm
$E_s$	200GPa	200GPa
$f_{cc,max.}$	39,2MPa	47,6MPa
$f_{yb}$	576MPa	576MPa
h	45cm	45cm
$h_a$	1cm	1cm
$x_1$	11,29cm	21cm
$x_3$	0,59cm	2cm
$\phi_b$	25,4mm	25,4mm

Onde:

- $b$  - largura da seção da Figura 5.11 na região de compressão;  
 $d$  - altura útil da seção da Figura 5.11.  
 $E_s$  - módulo de elasticidade do aço;  
 $f_{cgt}$  - resistência à tração indireta do graute de preenchimento vertical (graute 1);  
 $f_{cc,max}$  - maior valor de resistência do concreto/graute entre os elementos nos quais o chumbador está inserido (corpos de prova cúbicos);  
 $f_{yb}$  - resistência ao escoamento do chumbador;  
 $h$  - altura da seção da Figura 5.11;  
 $h_a$  - espessura da almofada de apoio;

- $x_1$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.11 no estádio I;
- $x_3$  - posição da linha neutra da seção da Figura 5.11 no estádio III;
- $\phi_b$  - diâmetro do chumbador;
- $I_1$  - momento de inércia da seção da Figura 5.11 no estádio I.

As curvas momento-rotação experimental e analítica dos modelos 2.1 e 2.2 estão representadas nas Figuras 6.30 a 6.33.

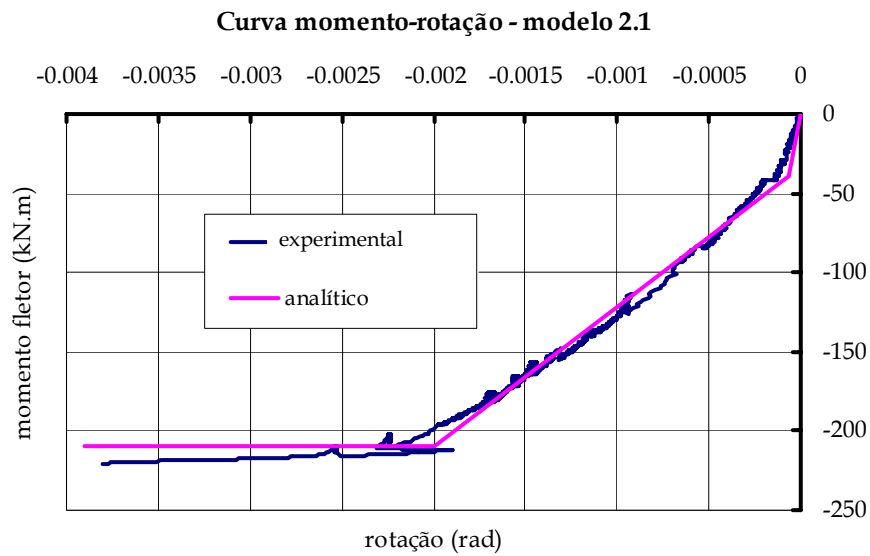


Figura 6.30 - Curva momento-rotação modelo 2.1 - analítica e experimental (momento negativo).

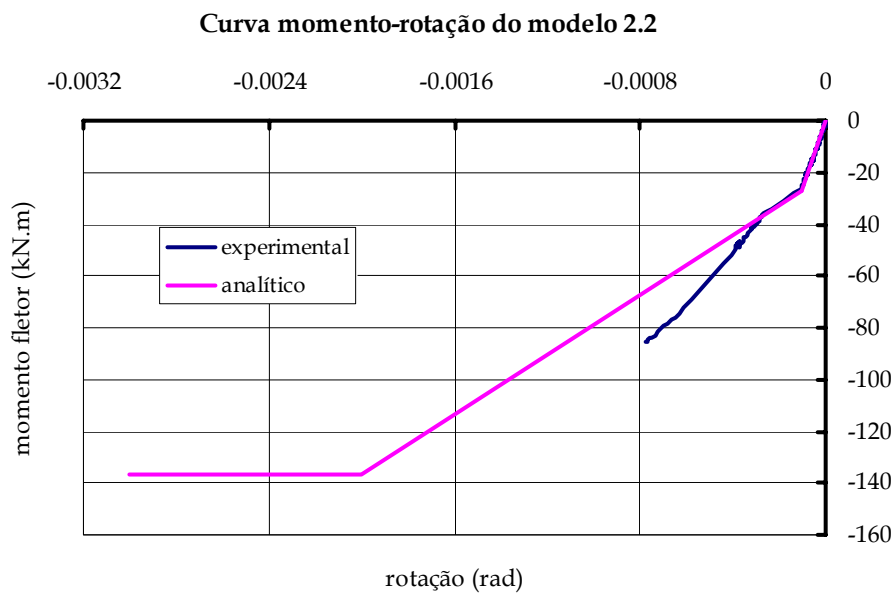


Figura 6.31 - Curva momento-rotação modelo 2.2 - analítica e experimental (momento negativo).

Com base na Figura 6.30 nota-se que o modelo analítico para o protótipo 2.1 está muito próximo do comportamento real da ligação. Apenas inicialmente existe uma diferença de rigidez devida a uma acomodação inicial do modelo experimental. Porém, os momentos de fissuração e de plastificação e a rotação de plastificação analíticos são praticamente coincidentes com os correspondentes valores experimentais.

Para o protótipo 2.2, cujas curvas analítica e experimental estão apresentadas na Figura 6.31, nota-se que inicialmente os gráficos teórico e experimental são praticamente coincidentes. Os valores teóricos do momento de fissuração e de rigidez inicial são muito próximos dos correspondentes experimentais. Segundo a Figura 6.31, o modelo 2.2 não atingiu sua plastificação nesse sentido de carregamento. Contudo, nota-se que existe uma grande possibilidade de o modelo teórico ser adequado, tendo em vista a tendência da curva experimental.

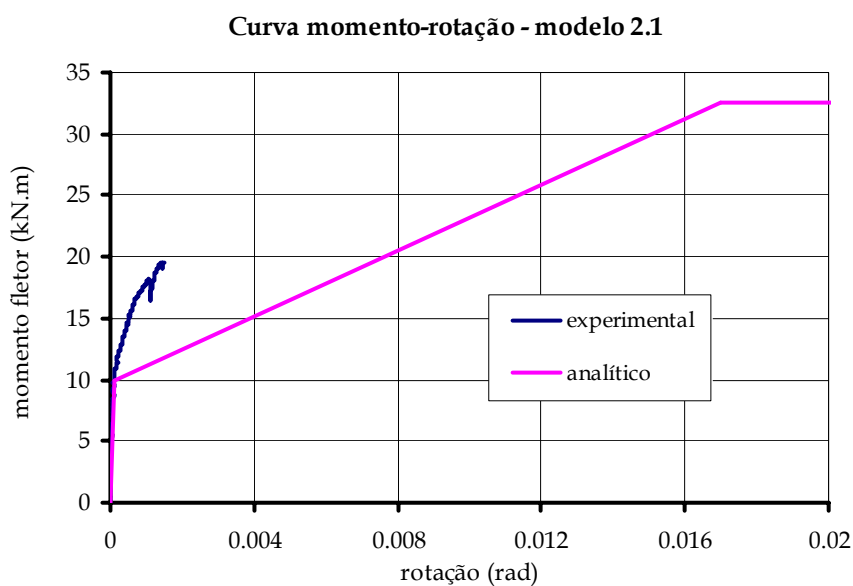


Figura 6.32 - Curva momento-rotação modelo 2.1 - analítica e experimental (momento positivo).

A Figura 6.32 indica uma possibilidade de o modelo analítico ser adequado, porém, como o modelo físico não atingiu a plastificação, fica difícil julgar se o modelo analítico é adequado ou não.

Segundo a Figura 6.33 percebe-se que o modelo analítico para o protótipo 2.2 está

muito próximo do comportamento real da ligação. O ensaio do modelo 2.2 foi interrompido devido às grandes deformações dos elementos.

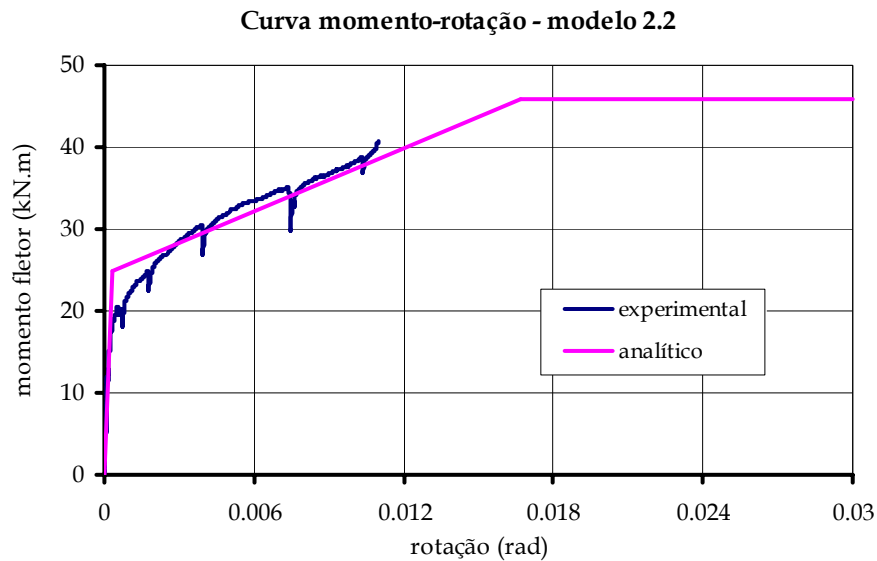


Figura 6.33 - Curva momento-rotação modelo 2.2 - analítica e experimental (momento positivo).

### 6.3.3 Considerações sobre a análise dos resultados da ligação nº2

Nos gráficos das Figuras 6.34 a 6.37 estão reunidas as curvas momento-rotação experimental, numérica e analítica dos protótipos 2.1 e 2.2. Nas duas primeiras estão as curvas para o caso da ação de momentos fletores negativos e nas duas últimas se encontram as rotações causadas pela ação de momentos fletores positivos.

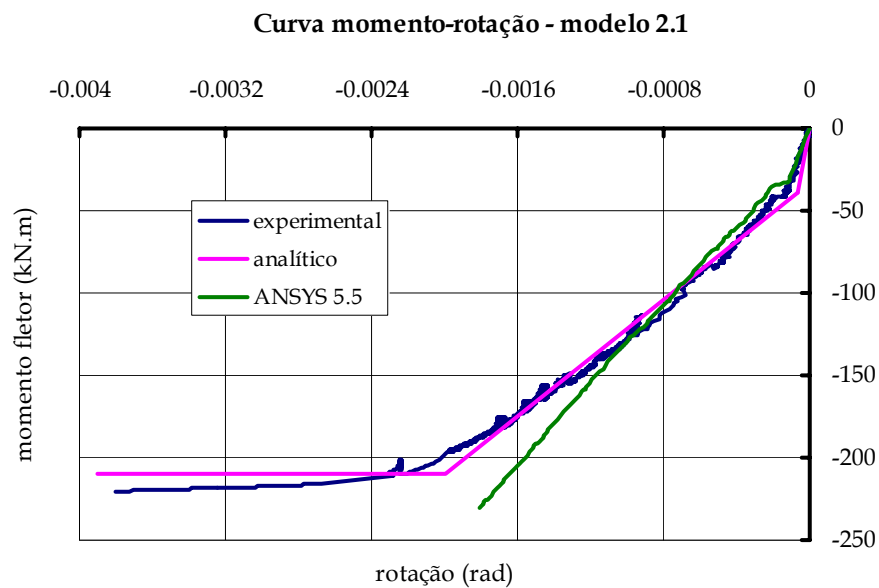


Figura 6.34 - Curva momento-rotação protótipo 2.1 - todos os modelos



(momentos negativos).

Curva momento-rotação modelo 2.2

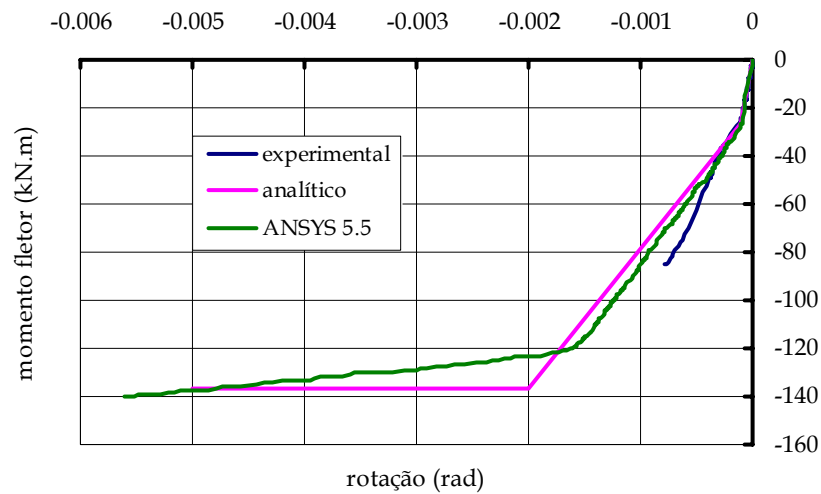


Figura 6.35 - Curva momento-rotação protótipo 2.2 - todos os modelos (momentos negativos).

Com base na Figura 6.34, pode-se afirmar que as curvas teóricas, obtidas através do modelo analítico e das simulações numéricas, representam adequadamente o comportamento da ligação. Porém, como já mencionado anteriormente, a partir de um momento fletor em torno de -125kN.m o modelo numérico não perde rigidez na mesma intensidade que o experimental e com isto a ligação numérica não plastifica. Observando-se a Figura 6.35 pode-se afirmar que, a princípio, ambos os modelos teóricos são adequados. Existindo uma pequena diferença entre os momentos de plastificação analítico e numérico.

Curva momento-rotação - modelo 2.1

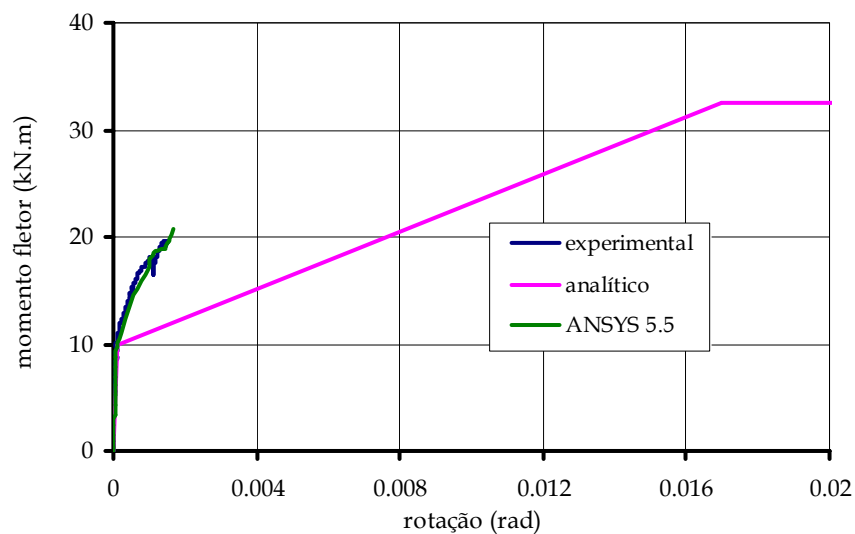


Figura 6.36 - Curva momento-rotação protótipo 2.1 - todos os modelos

(momentos positivos).

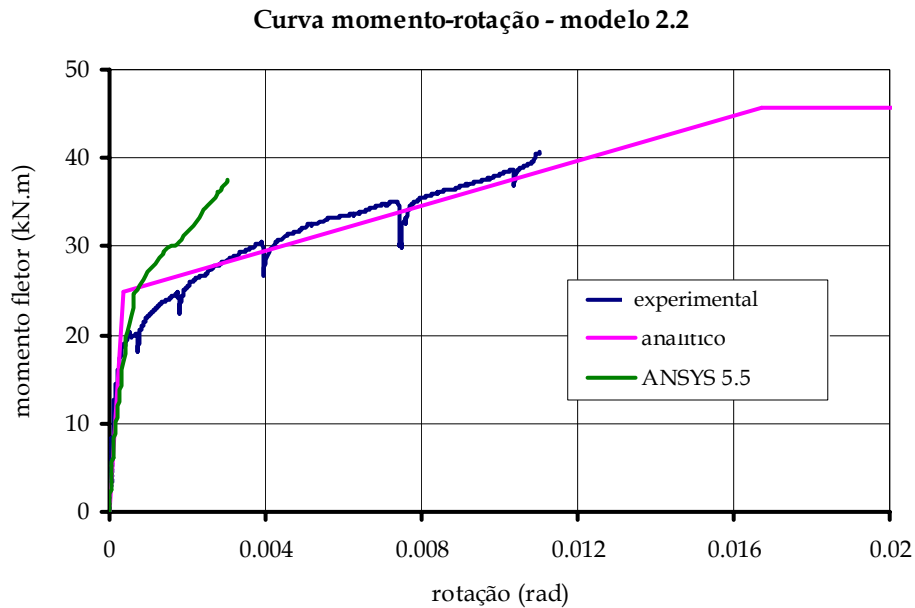


Figura 6.37 - Curva momento-rotação protótipo 2.2 - todos os modelos (momentos positivos).

De acordo com a Figura 6.36, nota-se que as curvas numérica e experimental são coincidentes. Como o modelo experimental não foi levado à ruptura, nesse sentido de carregamento, não é possível precisar o julgamento do modelo analítico. Acredita-se, no entanto, que ele seja adequado, tendo em vista a tendência da curva experimental.

Através da Figura 6.37, pode-se confirmar que o modelo analítico é adequado. Conforme já comentado, inicialmente as curvas numérica e experimental são bastante próximas e, depois da fissuração da ligação, o modelo numérico fica mais rígido.

Em resumo, os modelos analíticos e as simulações numéricas representam adequadamente a ligação n<sup>o</sup>2, tendo em vista a dificuldade em se modelar o complexo comportamento de ligações de concreto pré-moldado.

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

---

### 7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Dando continuidade à linha de pesquisa do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos EESC-USP, o presente trabalho destinou-se ao estudo de duas ligações viga-pilar entre elementos de concreto pré-moldado com ênfase à avaliação da *deformabilidade ao momento fletor*.

A primeira é executada sobre consolo com chumbadores, muito utilizada em galpões com sistema estrutural de pórticos planos para telhado com duas águas. Seu estudo foi iniciado por SOARES (1998) que realizou um ensaio em um modelo da ligação.

A segunda ligação é composta de viga, pilar, laje pré-moldada e capa de concreto estrutural e foi definida em conjunto com a empresa Premoldados Protendit LTDA. Essa ligação é utilizada em estruturas de edifícios com mais de um pavimento e múltiplos vãos.

No presente trabalho foram realizados ensaios físicos, modelagem analítica e simulações numéricas para determinar a deformabilidade de ligações em estudo.

Foram ensaiados dois modelos da ligação *viga-pilar n°1*. No modelo 1.2 a viga se apoia diretamente sobre o consolo. Já o modelo 1.3 conta com a presença de uma almofada de apoio. Ambos os modelos foram submetidos a ação de momentos fletores negativos e positivos.

Também foram ensaiados dois modelos da ligação *viga-pilar n°2*. O modelo 2.1

representa uma ligação viga-pilar de pilar intermediário. Esse modelo foi levado à ruptura pela ação de momentos fletores negativos. O modelo 2.2 refere-se a uma ligação viga-pilar de pilar de extremidade. Esse modelo foi levado à ruptura sob a ação de momentos fletores positivos.

Para ambas as ligações, momento fletor negativo é aquele que provoca tração na parte superior da viga na região da ligação, enquanto que momento fletor positivo é aquele que provoca tração na parte inferior da viga na região da ligação.

## 7.2 CONCLUSÕES

Tendo em vista os resultados obtidos com o desenvolvimento do trabalho podem ser alinhavadas as seguintes conclusões:

### a. Ligação viga-pilar nº1:

- ✓ Os modelos sofreram uma perda gradual de rigidez ao longo da aplicação dos ciclos de carregamento, havendo uma grande redução de rigidez depois de plastificado o chumbador no sentido de momento negativo;
- ✓ As curvas momento-rotação experimentais dos modelos 1.2 e 1.3 apresentaram formatos semelhantes. A principal diferença no comportamento do modelo 1.2, sob ação de momentos fletores negativos, foi a acomodação existente devido à eliminação da rugosidade superficial da junta consolo-viga na região de compressão da ligação. No modelo 1.3 não foi notada uma acomodação significativa, o que prova que a almofada de apoio diminuiu a acomodação da ligação;
- ✓ Os ensaios realizados nos modelos 1.2 e 1.3 mostraram que o comportamento da ligação sob momentos positivos e negativos é praticamente o mesmo, ou seja, a curva momento rotação da ligação é simétrica;
- ✓ O modelo 1.3 é menos rígido, devido à presença da almofada de apoio;
- ✓ Através da análise realizada sobre a influência da rigidez da ligação nº1 no comportamento estrutural dos galpões de concreto pré-moldado, notou-se que

para as situações representadas pelos exemplos, ambas as ligações 1.2 e 1.3 são capazes de transmitir mais de 90% do momento atuante em ambos os sentidos de momento fletor aplicado. Apresentando um comportamento muito próximo ao de uma ligação perfeitamente rígida;

- ✓ Apesar de apresentarem rigidezes diferentes, as ligações com e sem almofada de apoio transmitem praticamente a mesma porcentagem de momento fletor, ou seja, a diferença no valor da rigidez não influenciou no comportamento da estrutura. Isso mostra a importância da avaliação da influência da rigidez da ligação no comportamento global da estrutura. Valores com ordens de grandeza diferentes podem não causar mudanças significativas nos valores dos esforços e deformações da estrutura;
- ✓ Com base nos resultados, deve ser ressaltado que a ligação com a configuração geométrica adotada nos ensaios realizados pode ser executada na prática. Isso porque, no que se refere à resistência, ambas as ligações atingiram valores de momento resistente seguros para os esforços comumente atuantes ao sistema estrutural dos galpões pré-moldados. No que se refere à rigidez, as ligações têm um comportamento próximo ao de uma ligação rígida, o que é bastante satisfatório. A utilização do chumbador com diâmetro de uma polegada neutralizou a provável diminuição de rigidez e resistência que ocorreria com a utilização de um consolo com comprimento de 25cm, bem inferior ao daqueles que vem sendo executados na indústria, em torno de 50cm;
- ✓ Apesar de causar uma diminuição na rigidez da ligação, a utilização da almofada de apoio também é recomendada uma vez que sua presença garante uma melhor distribuição de tensão e menor fissuração na região de compressão do consolo, uma menor acomodação do modelo e uma tendência da ligação se tornar mais resistente. Além disso, a execução da almofada não acarretaria grandes trabalhos adicionais por parte dos fabricantes;

b. Ligação viga-pilar nº2:

- ✓ Para o mesmo sentido de momento, as curvas momento-rotação dos modelos 2.1 e 2.2 têm formatos semelhantes. Porém, percebe-se a diferença de resistência

para os diferentes sentidos de momento aplicados;

- ✓ O momento fletor resistente positivo é da ordem de 20% do momento fletor resistente negativo;
- ✓ Através da análise realizada sobre a influência da rigidez da ligação nº2 no comportamento da estrutura, em relação a ações laterais, constatou-se que, no sentido de momento negativo, as ligações garantem uma boa transferência de momento fletor, o que é bastante satisfatório. Este comportamento se deve à utilização da armadura de continuidade, da capa de concreto e dos grautes de preenchimento;
- ✓ Ao considerar a rigidez da ligação há uma redução significativa no momento na base dos pilares mais solicitados que permite uma redução na armadura dos pilares e nas dimensões da fundação;
- ✓ Com base nos resultados apresentados, constata-se que as ligações com as configurações geométricas adotadas nos ensaios realizados podem ser executadas na prática, uma vez que atingiram valores de resistência e rigidez adequados ao sistema estrutural a que fazem parte;
- ✓ Para a situação de momentos positivos os valores de rigidez inicial são bons, porém esses valores sofrem uma acentuada redução depois de fissurada a ligação, que ocorre para baixos valores de solicitação. Apesar disso, a ligação sob a ação de momentos positivos apresentou um comportamento dúctil, devido à presença do chumbador, que é recomendado ao sistema de pré-moldados;
- ✓ Ao analisar a estrutura com as ligações semi-rígidas, o projetista pode avaliar a possibilidade de executar mais andares. Para isto, o projeto deve considerar as combinações críticas de carregamento e no dimensionamento (resistência e rigidez) das ligações devem ser utilizados os coeficientes de ponderação da resistência dos materiais. No caso da simulação numérica em estrutura típica, realizada no presente trabalho, a estrutura poderia passar de 2 para 4 andares, sem acréscimo significativo nos custos;

### c. Modelos analíticos propostos e simulações numéricas

- ✓ A determinação analítica da deformabilidade das ligações estudadas foi realizada segundo seus mecanismos elementares de deformação. Essa metodologia de análise se mostrou bastante consistente;
- ✓ Pode-se afirmar que os modelos analíticos propostos e as simulações numéricas realizadas representam adequadamente o comportamento das ligações viga-pilar estudadas no presente trabalho. As diferenças existentes são muito pequenas e devidas às simplificações e limitações dos modelos teóricos. Em se tratando de um problema tão complexo, como a modelagem de ligações de concreto pré-moldado, consideram-se os modelos propostos satisfatórios.

## 7.3 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Tendo em vista todas as conclusões listadas, fica cumprido o objetivo principal do presente trabalho: **avancar o conhecimento a respeito do comportamento de ligações entre elementos de concreto pré-moldado**. Entretanto, o tema é muito amplo e necessita de muita investigação científica e tecnológica. Dessa forma, são feitas algumas sugestões para pesquisas futuras:

- ✓ Dar continuidade à realização de ensaios físicos em modelos de ligações pré-moldadas de concreto. A realização de ensaios é muito importante para o conhecimento do comportamento das ligações e também para o fornecimento de parâmetros que possibilitem a modelagem numérica e analítica;
- ✓ Estudar a segurança das ligações avaliadas no presente trabalho, através da realização de mais ensaios físicos e do estudo da confiabilidade para a definição de coeficientes de ponderação para a determinação da resistência e rigidez dessas ligações através dos procedimentos analíticos;
- ✓ Ampliar o estudo realizado sobre a influência da deformabilidade da ligação viga-pilar no comportamento de estrutura de concreto pré-moldado, através de simulações numéricas e da realização de ensaios físicos em partes de estruturas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1992). ASTM370 - *Standard test methods of steel products*.
- ANSYS RELEASE 5.5.1 (1998). *Analysis Guide*. 3<sup>rd</sup> Edition. SAS IP, Inc.
- ANSYS RELEASE 5.5.1 (1998). *Commands Manual*. 3<sup>rd</sup> Edition. SAS IP, Inc.
- ANSYS RELEASE 5.5.1 (1998). *Elements Manual*. 3<sup>rd</sup> Edition. SAS IP, Inc.
- ANSYS RELEASE 5.5.1 (1998). *Operations Guide*. 3<sup>rd</sup> Edition. SAS IP, Inc.
- ANSYS RELEASE 5.5.1 (1998). *Theory Manual*. 3<sup>rd</sup> Edition. SAS IP, Inc.
- ANSYS RELEASE 5.5.1 (1998). *Workbook examples*. 3<sup>rd</sup> Edition. SAS IP, Inc.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). NBR6118 - *Projeto e execução de estruturas de concreto armado*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). NBR6152 - *Materiais metálicos - Determinação das propriedades mecânicas à tração*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). NBR9062 - *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro.
- 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.; SOARES, A. M. M.; EL DEBS, M. K. *An alternative material for bearing pad in precast concrete connections*. In: 7<sup>th</sup> INTERNATIONAL CONGRESS OF THE PRECAST CONCRETE INDUSTRY. Istambul, Turquia. Maio (2001).



- 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.
- BERNUZZI, C.; ZANDONINI, R.; ZANON, P. (1991a). *Rotational behaviour of end plate connections*. *Costruzioni Metalliche*, n. 2, p. 3-31.
- BLJUGER, F.E. (1988). *Design of precast concrete structures*. New York, John Wiley & Sons.
- CHEFDEBIEN, A. (1996). *Promotion of the mechanical performance of precast concrete skeletal frames*. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE PRECAST CONCRETE INDUSTRY, 15. 1996. *BIBM: Proceedings*. Paris, France. p. IIIa.7-IIIa.12.
- CHEFDEBIEN, A. (1998). *Precast concrete beam to column head connections*. In CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1998. *Cost C1: Proceedings*. Liege, Belgium. p. 35-43.
- CHEN, W. F. (1982). *Plasticity in Reinforced Concrete*. McGraw-Hill Book Company, EUA, 474p.
- 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.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. (1990). *CEB-FIP Model Code for Concrete Structures*. Paris: CEB, 1991. *Bulletins d'Information*.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. (1999). *CEB-FIP Structural Concrete*. *Bulletins 1 e 2*.
- 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*, n.2, p.62-74.

- EL DEBS, M. K. (2000). *Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações*. São Carlos, EESC-USP, 441p.
- ELLIOTT, K. S.; DAVIES, G.; MAHDI, A. A.; GORGUN, H.; VIRDI, K.; RAGUPATHY, P. (1998). *Precast Concrete Semi-rigid Beam-to Column Connections in Skeletal Frames*. In: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1998. Liege, Bélgica. p 41-50.
- ENGSTROM, B. (1992a). *Combined effects of dowel action and friction in bolted connections*. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. Cost C1: *Proceedings*. Strasbourg, France. p. 77-98.
- ENGSTROM, B. (1992b). *Anchorage of ribbed bars in the post yield stage*. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. Cost C1: *Proceedings*. Strasbourg, France. p. 65-76.
- EUROCODE 4 (1996). - *Design of steel structures: Part 1.1 - General rules for buildings: Annex J on composite joints in buildings frames*.
- 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). *Estudo teórico e experimental de deformabilidade em ligações entre elementos pré-moldados de concreto*. São Carlos. 231p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- GORGUN, H. (1998). *Semi-rigid Behaviour of Connections in Precast Concrete Structures*. Nottingham. PhD Thesis - University of Nottingham, United Kingdom.
- JASPART, J. P.; MAQUOI, R. (1992). *Survey of existing types of joint modelling*. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. Cost C1: *Proceedings*. Strasbourg, France. p. 370-381.

- JOLLY, C. K.; GUO, M.; VIRDI, K.; (1998a). *Numerical Simulation precast concrete connections*. In: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1998. Cost C1: *Proceedings*. Liege, Belgium. p. 527-536.
- JOLLY, C. K.; GUO, M.; VIRDI, K.; RAGUPATHY, P. (1998b). *Application of numerical analysis to connections in precast concrete frames*. In: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1998. Cost C1: *Proceedings*. Liege, Belgium. p. 65-74.
- KERONEN, A. (1996). *Effect of semi-rigid connections in rc portal frame: load tests*. Report of Tampere University of Technology, Finlândia. 95p.
- ORDÓÑEZ, J. A. F. (1974). *Prefabricación: teoría y práctica*. Barcelona, Editores Técnicos Asociados.
- PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (1988). *Design and typical details of connections for precast and prestressed concrete*. Chicago, PCI.
- PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (1992). *PCI design handbook: precast and prestressed concrete*. 4 ed. Chicago.
- 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.
- VIRDI, K. S. (1998). *Numerical Simulation of semi-rigid connections by the Finite Element Method*. In: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1998. Cost C1: *Proceedings*. Liege, Belgium. p. 467-476.

## **APÊNDICE 1 - Dimensionamento dos modelos da ligação 1**

## 1 MOMENTO FLETOR MÁXIMO

O momento fletor máximo foi calculado com base na Figura 1.

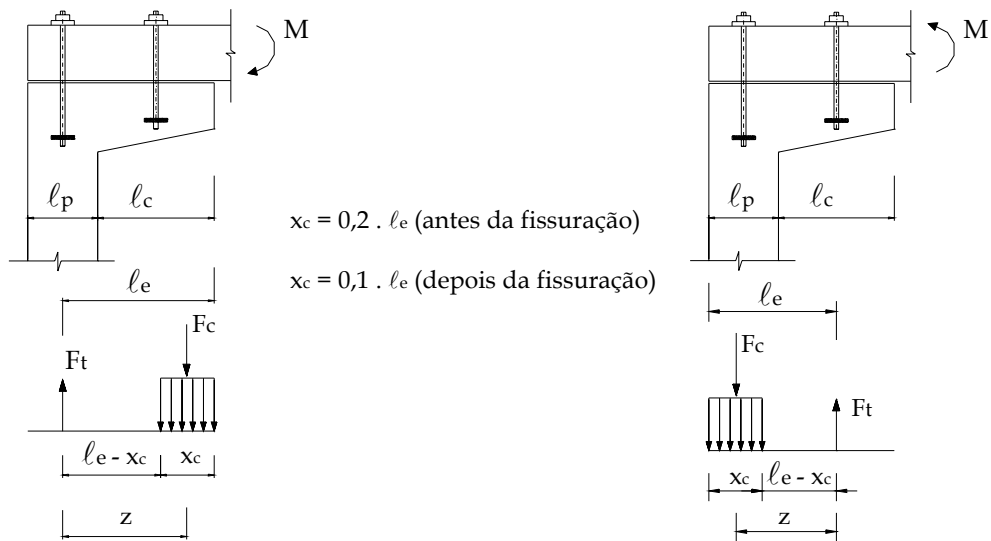


Figura 1 - Equilíbrio de forças da ligação nº1.

$$M_{\max} = f_{yb} \cdot A_{sb} \cdot (\ell_e - 0,5 \cdot x_c)$$

onde:

$f_{yb}$  = 250MPa (resistência ao escoamento do chumbador);

$A_{sb}$  = 5,07cm<sup>2</sup> (área da seção transversal do chumbador);

$\ell_e$  = 42,5cm (distância do chumbador mais tracionado à extremidade oposta do consolo);

$x_c = 0,1 \cdot \ell_e = 4,25$ cm (comprimento da região de compressão do consolo, após a fissuração);

Dessa forma:

$$M_{\max} = 51\text{kN.m}$$

## 2 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS (momento fletor positivo e negativo)

As vigas foram dimensionadas, para ambos os sentidos de momento fletor, para um momento fletor  $M_{\max} = 51\text{kN.m}$ . Sabendo que  $b = 25\text{cm}$ ,  $d = 22,5\text{cm}$ ,  $f_{ck} = 35\text{MPa}$  e  $f_{yk} = 500\text{MPa}$ , dessa forma:  $A_s = 5,8\text{cm}^2$ .  $A_s$  adotada = 4  $\phi 16\text{mm}$ .

O esforço cortante foi calculado fazendo  $Q = f_{yb} \cdot A_{sb} = 127\text{kN}$ . Dessa forma:

$$\tau_{wu} = 0,30 \cdot (f_{cd}) = 7,5\text{MPa} \leq 4,5\text{MPa}$$

$$\tau_{wd} = \frac{Q}{b \cdot d} = \frac{127000}{250 \cdot 225} = 2,26\text{MPa} \leq 4,5\text{MPa}$$

$$A_{sw} = \frac{1,15 \cdot 2,26 \cdot 25 \cdot 100}{435 \cdot 2} = 7,4\text{cm}^2 / \text{m} \quad (\text{sem a contribuição do concreto})$$

$A_{sw}$  adotada =  $\phi 8\text{mm}$  c/6,5cm. (trecho da ligação)

$A_{sw}$  adotada =  $\phi 6,3\text{mm}$  c/9,5cm (trecho da viga - próximo ao apoio)

### 3 DIMENSIONAMENTO DOS CONSOLOS (momento fletor negativo)

O dimensionamento do consolo foi feito com base em EL DEBS (2000). Considerando  $a = 23\text{cm}$  e  $d = 27,5\text{cm}$ , tem-se:  $a/d = 0,84$  que indica um consolo curto. E sabendo que  $V_d = 127\text{kN}$  e  $f_c = 35\text{MPa}$ , tem-se que:

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \cdot 35}{1,4 \cdot \sqrt{0,9^2 + \left(\frac{23}{27,5}\right)^2}} = 3,7\text{MPa}$$

$$\tau_{wd} = \frac{127000}{250 \cdot 275} = 1,85\text{MPa} \leq 3,7\text{MPa} \quad \text{Verificação da biela de compressão Ok!!}$$

Dessa forma:

$$A_{st} = \frac{1}{435} \cdot \left( \frac{230 \cdot 127000}{275 \cdot 0,9} \right) = 2,7\text{cm}^2 \quad A_{st} \text{ adotada} = 4 \phi 12,5\text{mm}$$

$$A_{sh} = 0,5 \cdot A_{st} = 1,35\text{cm}^2 \quad A_{sh} \text{ adotada} = 3 \phi 6,3\text{mm} \text{ (estribos)}$$

$$A_{sw} = 0,14\% b \cdot h = 0,0014 \cdot 300 \cdot 250 = 1\text{cm}^2 \quad A_{sw} \text{ adotada} = 3 \phi 6,3\text{mm} \text{ (estribos)}$$

### 4 DIMENSIONAMENTO DOS CONSOLOS (momento fletor positivo)

Considerando  $a = 12,5\text{cm}$  e  $d = 27,5\text{cm}$ , tem-se:  $a/d = 0,45$  que indica um consolo muito curto. E sabendo que  $V_d = 127\text{kN}$  e  $f_c = 35\text{MPa}$ , tem-se que:

$$\tau_{wu} = 0,175 \cdot f_{cd} = 4,4\text{MPa}$$

$$\tau_{wd} = \frac{127000}{250 \cdot 275} = 1,85\text{MPa} \leq 4,4\text{MPa} \quad \text{Verificação da biela de compressão Ok!!}$$

Dessa forma:

$$A_{st} = \frac{1}{435} \cdot \left( \frac{0,8 \cdot 127000}{1,4} \right) = 1,7 \text{ cm}^2 \quad A_{st} \text{ adotada} = 4 \phi 10 \text{ mm}$$

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como pode ser observado, a armadura dos modelos 1.2 e 1.3 foi ajustada tendo em vista os seguintes aspectos:

- ✓ Questões de ordem prática, como por exemplo, adoção de diâmetros de barras que usualmente seriam empregados na indústria, devidos inclusive a outras ações não previstas neste dimensionamento;
- ✓ Incertezas nos valores adotados durante o dimensionamento dos modelos, como por exemplo, resistência dos materiais;
- ✓ Evitar a ruína localizada e garantir o rompimento da ligação como um todo;
- ✓ Compatibilização de disposições construtivas e de facilidade de concretagem, etc.

**APÊNDICE 2 - Dimensionamento dos modelos da ligação 2**



## 1 CONSIDERAÇÃO INICIAL

Foi adotada a mesma armadura para ambos os modelos 2.1 e 2.2. Porém, no modelo 2.2 a armadura externa ao pilar é descontínua.

## 2 MOMENTO FLETOR NEGATIVO

### 2.1 Momento fletor de projeto

Para o dimensionamento dos modelos 2.1 e 2.2 considerou-se uma estrutura com lajes com vãos de  $6 \times 6 \text{m}^2$  solicitadas por um carregamento último de  $10 \text{kN/m}^2$ . Dessa forma, a carga atuante na viga é de  $60 \text{kN/m}$ . Este carregamento causa em uma ligação viga-pilar intermediária, considerada perfeitamente rígida, um momento fletor negativo em torno de:

$$M_{\text{rígida}} = \frac{q \cdot \ell^2}{10} = 216 \text{kN.m}$$

Considerando que a ligação viga-pilar semi-rígida transmita 70% do momento atuante, tem-se:

$$M_{\text{semi-rígida}} \cong 150 \text{kN.m}$$

Esse momento foi utilizado para o dimensionamento dos modelos 2.1 e 2.2.

### 2.2 Cálculo da armadura de continuidade

Para a situação de momento fletor negativo, dimensionou-se a seção da Figura 1, que representa a seção formada pela viga e pela capa de concreto junto à face do pilar. O cálculo da armadura de continuidade foi realizado com base Figura 2.

Da Figura 2 tem-se:

$$F_t = F_c \quad \text{e} \quad F_a = F$$

Fazendo o equilíbrio no ponto A:

$$F_c \cdot z + F_a \cdot a - F \cdot \ell_v = 0 \quad \text{com} \quad a = \frac{3}{4} \cdot (\ell_d - e), \text{ logo:}$$

$$F = \frac{F_t \cdot z}{\ell_v - \frac{3}{4} \cdot (\ell_d - e)}$$

onde:

$F_t$  - resultante de tração na armadura de continuidade;

$F_c$  - resultante de compressão na junta vertical;

$l_d$  - comprimento do dente gerber;

$l_v$  - comprimento da viga;

$e$  - espaço entre a viga e o consolo, conforme Figura 3.

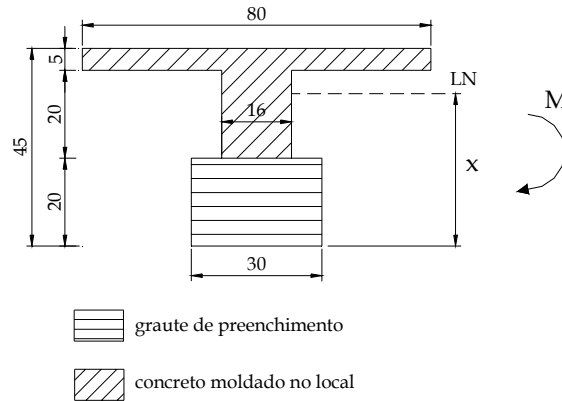


Figura 1 - Seção de concreto considerada (dimensões em cm).

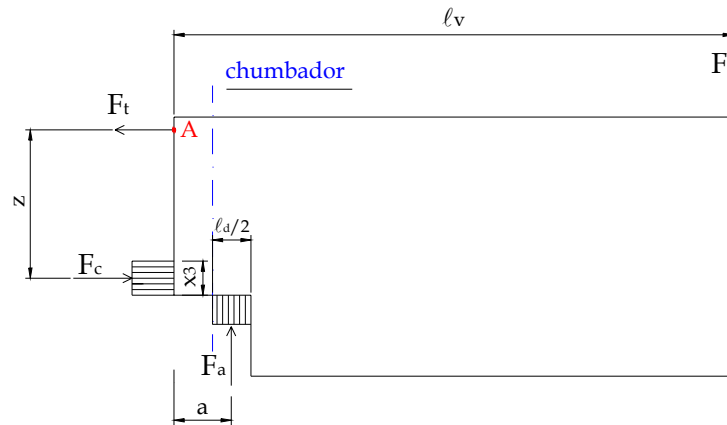


Figura 2 - Esquema de forças dos modelos da ligação nº2 (momento negativo).

Dessa forma:

$$A_s = \frac{M_{\text{semi-rígida}}}{f_{yd} \cdot z \cdot \left[ 1 + \frac{0,75 \cdot (l_d - e)}{l_v - 0,75 \cdot (l_d - e)} \right]}$$

onde:  $f_{yd}$  - resistência ao escoamento de cálculo da armadura de continuidade;

$A_s$  - área da armadura de continuidade;

$z$  - braço de alavanca do binário  $F_t/F_c$ , adotado igual a  $z = 0,875 \cdot d$ ;

$d$  - altura útil da seção da Figura 1.

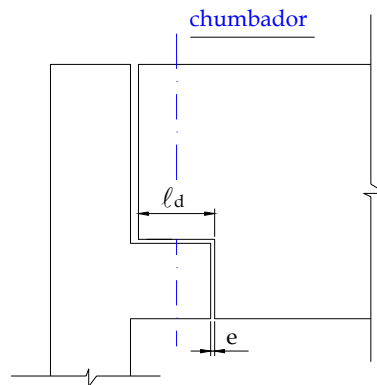


Figura 3 - Ilustração das medidas  $l_d$  e  $e$ .

Considerando que  $M_{\text{semi-rígida}} = F \cdot l_v \cong 150 \text{ kN.m}$ ,  $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ ,  $d = 42,5 \text{ cm}$ ,  $l_d = 19 \text{ cm}$ ,  $e = 1 \text{ cm}$  e  $l_v = 150 \text{ cm}$ , tem-se  $A_s = 8,4 \text{ cm}^2$ . Adotou-se 2  $\phi 16 \text{ mm}$  passando dentro do pilar e 6  $\phi 10 \text{ mm}$  passando ao redor do pilar (3 barras de cada lado).

### 2.3 Dimensionamento do consolo

O dimensionamento do consolo foi feito com base em EL DEBS (2000). Considerando  $a = 15,5 \text{ cm}$  e  $d = 17,5 \text{ cm}$ , tem-se:  $a/d = 0,89$  que indica um consolo curto. Sabendo que  $V_d = F = 100 \text{ kN}$  e  $f_c = 35 \text{ MPa}$ , tem-se que:

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \cdot 35}{1,4 \cdot \sqrt{0,9^2 + \left(\frac{15,5}{17,5}\right)^2}} = 3,6 \text{ MPa}$$

$$\tau_{wd} = \frac{100000}{300 \cdot 175} = 1,9 \text{ MPa} \leq 3,6 \text{ MPa} \quad \text{Verificação da biela de compressão Ok!!}$$

Dessa forma:

$$A_{st} = \frac{1}{435} \cdot \left( \frac{155 \cdot 100000}{175 \cdot 0,9} \right) = 2,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ adotada} = 3 \phi 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0,5 \cdot A_{st} = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \text{ adotada} = 3 \phi 6,3 \text{ mm (estribos)}$$

$$A_{sw} = 0,14\% b \cdot h = 0,0014 \cdot 300 \cdot 200 = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} \text{ adotada} = 4 \phi 6,3 \text{ mm (estribos)}$$

### 2.4 Dimensionamento do dente gerber

O dimensionamento do dente gerber foi feito da mesma forma que o consolo.

Considerando  $a = 5,5\text{cm}$  e  $d = 16,5\text{cm}$ , tem-se:  $\frac{a}{d} = 0,33$  que indica um dente muito curto. E sabendo que  $V_d = F = 100\text{kN}$  e  $f_c = 35\text{MPa}$ , tem-se que:

$$\tau_{wu} = 0,175 \cdot \frac{35}{1,4} = 4,4\text{MPa}$$

$$\tau_{wd} = \frac{100000}{300 \cdot 165} = 2\text{MPa} \leq 4,4\text{MPa} \quad \text{Verificação da biela de compressão Ok!!}$$

Dessa forma:

$$A_{st} = \frac{1}{435} \cdot \left( \frac{0,8 \cdot 100000}{1,4} \right) = 1,3\text{cm}^2 \quad A_{st} \text{ adotada} = 3 \phi 12,5\text{mm}$$

$$A_{sh} = 0,5 \cdot A_{st} = 0,65\text{cm}^2 \quad A_{sh} \text{ adotada} = 3 \phi 6,3\text{mm}$$

$$A_{sw} = 0,14\% b \cdot h = 0,0014 \cdot 300 \cdot 200 = 0,84\text{cm}^2 \quad A_{sw} \text{ adotada} = 2 \phi 8\text{mm (estribos)}$$

$$A_{s,susp} = \frac{V_d}{f_{yd}} = \frac{100000}{435} = 2,3\text{cm}^2 \quad A_{s,susp} \text{ adotada} = 3 \phi 10\text{mm (estribos)}$$

## 2.5 Dimensionamento dos estribos da viga

### a) esforço cortante

O esforço cortante foi calculado fazendo  $Q = F = 100\text{kN}$  e  $b = 16\text{cm}$  (menor dimensão da Figura 1). Dessa forma:

$$\tau_{wu} = 0,3 \cdot (f_{cd}) = 7,5\text{MPa} \leq 4,5\text{MPa}$$

$$\tau_{wd} = \frac{Q}{b \cdot d} = \frac{100000}{160 \cdot 425} = 1,5\text{MPa} \leq 4,5\text{MPa}$$

$$A_{sw} = \frac{1,15 \cdot (1,5 - 0,15 \cdot \sqrt{35}) \cdot 16 \cdot 100}{435 \cdot 2} = 3,17\text{cm}^2 / \text{m}$$

### b) Cisalhamento entre os concretos com idades diferentes

Para fazer esse dimensionamento utilizou-se o procedimento indicado pela FIP(1992). Onde:  $f_c = 25\text{MPa}$ .

$$\tau_{wu} = 0,6 \cdot \rho \cdot f_{yd} + 0,2 \cdot 0,28 \cdot \sqrt{f_{ck}} < 0,31 \cdot f_{ck}$$

$$\tau_{wu} = 0,6 \cdot \rho \cdot 435 + 0,2 \cdot 0,28 \cdot \sqrt{25} < 0,31 \cdot 25$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_{\text{interno}} \cdot d} = \frac{100000}{160 \cdot 425} = 1,47 \text{MPa}$$

Fazendo  $\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$  tem-se:

$$261 \cdot \rho + 0,28 \geq 1,47 \text{MPa} \quad \rho \geq 4,6 \times 10^{-3}$$

Dessa forma :

$$A_{sw} = 0,0046 \cdot 100 \cdot 16 = 7,4 \text{cm}^2 / \text{m}$$

Somando-se a armadura devido ao esforço cortante a essa última tem-se:

$$A_{sw} \cong 11 \text{cm}^2 / \text{m} \quad A_{sw} \text{ adotada} = \phi 8 \text{mm c}/8 \text{cm}$$

### 3 MOMENTO FLETOR POSITIVO

#### 3.1 Determinação do momento fletor positivo máximo

Sabendo que o diâmetro do chumbador é igual a  $\phi = 25,4 \text{mm}$ , o cálculo do momento fletor positivo máximo foi realizado tendo em vista a força de corte no chumbador, conforme apresentado em EL DEBS (2000). Dessa forma:

$$F_{\text{ruptura}} = 1,27 \cdot (\sqrt{1 - 1,69 \cdot \varepsilon^2} - 1,3 \cdot \varepsilon) \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}}$$

$$\varepsilon = 2,86 \cdot \frac{e \cdot f_{ck}}{\phi \cdot f_{yk}}$$

onde:  $e = 10 \text{mm}$  (distância do ponto de aplicação da força de corte à superfície de concreto);

$$f_{ck} = 35 \text{MPa};$$

$$f_{yk} = 500 \text{MPa}.$$

Dessa forma:  $F_{\text{ruptura}} = 97 \text{kN}$

De acordo com o esquema de forças representado na Figura 4, pode-se determinar o momento fletor positivo máximo suportado pelos modelos 2.1 e 2.2.

$$M_{\text{max}} = F_t \cdot z = F_{\text{ruptura}} \cdot z$$

onde:  $z$  - braço de alavanca do binário  $F_t/F_c$ , adotado igual a  $z = 0,875 \cdot d$ ;  
 $d$  - altura útil da seção da Figura 5, considerado igual a 42,5cm.

Com isso:

$$M_{\max} = 37\text{kN.m}$$

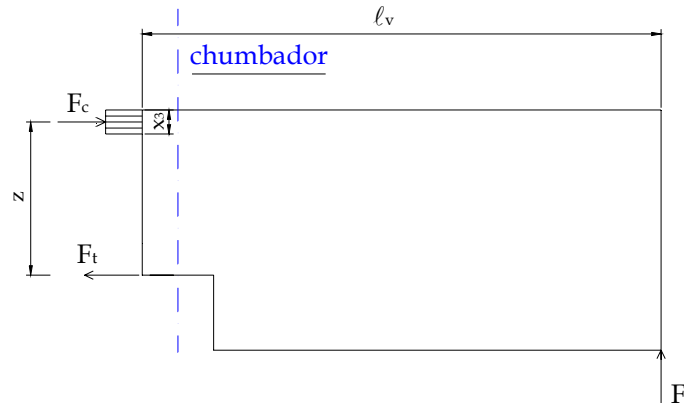


Figura 4 - Esquema de forças dos modelos da ligação nº2 (momento positivo).

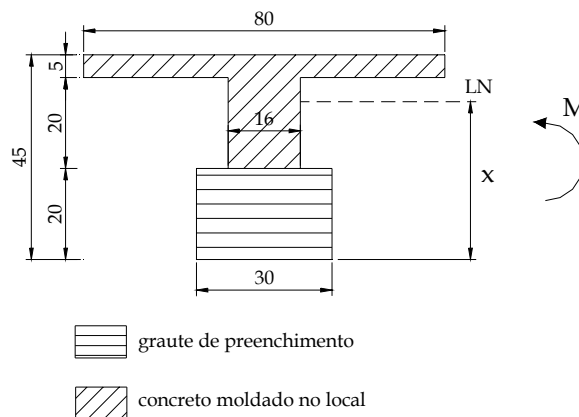


Figura 5 - Seção de concreto considerada (dimensões em cm).

### 3.2 Dimensionamento da viga

A viga foi dimensionada no sentido de momento positivo para um momento fletor

igual a  $M = \frac{60 \cdot 6^2}{8} = 270\text{kN.m}$ . Na região do apoio considerou-se  $A_{s,\text{apoio}} = \frac{A_s}{3}$ .

Sabendo que  $b = 80\text{cm}$ ,  $d = 61,5\text{cm}$  e  $f_{cc\text{capa}} = 25\text{MPa}$ , dessa forma,  $A_{s,\text{apoio}} = 4,6\text{cm}^2$  -

$A_{s,\text{apoio}}$  adotada = 4  $\phi 12,5\text{mm}$ . Como porta estribo adotou-se 4  $\phi 10\text{mm}$ .

### 3.3 Dimensionamento do consolo

Sendo  $M_{\max} = 37\text{kN.m}$ , logo  $F_{\max} = \frac{M_{\max}}{\ell_v} = 25\text{kN}$ . Sabendo que  $a = 10\text{cm}$ ,

$d = 17,5\text{cm}$  ( $\frac{a}{d} = 0,57$  - consolo curto) e  $f_c = 35\text{MPa}$ , tem-se:

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \cdot 35}{1,4 \cdot \sqrt{0,9^2 + \left(\frac{10}{17,5}\right)^2}} = 4,2\text{MPa}$$

$$\tau_{wd} = \frac{25000}{300 \cdot 175} = 0,48\text{MPa} \leq 4,2\text{MPa} \quad \text{- verificação da compressão da biela Ok!!!}$$

$$A_{st} = \frac{1}{435} \cdot \left(\frac{100 \cdot 25000}{175 \cdot 0,9}\right) = 0,4\text{cm}^2 \quad A_{st} \text{ adotada} = 4 \phi 10\text{mm}$$

### 3.4 Dimensionamento do dente gerber

Da mesma forma que para o consolo, porém com  $d = 16,5\text{cm}$ .

$$\tau_{wu} = \frac{0,18 \cdot 35}{1,4 \cdot \sqrt{0,9^2 + \left(\frac{10}{16,5}\right)^2}} = 4,1\text{MPa}$$

$$\tau_{wd} = \frac{25000}{300 \cdot 165} = 0,5\text{MPa} \leq 4,1\text{MPa} \quad \text{- verificação da compressão da biela Ok!!!}$$

$$A_{st} = \frac{1}{435} \cdot \left(\frac{100 \cdot 25000}{165 \cdot 0,9}\right) = 0,4\text{cm}^2 \quad (\text{porta estribo da viga é suficiente})$$

## 4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Da mesma forma que para os modelos da ligação nº1, a armadura dos modelos 2.1 e 2.2 foi ajustada, tendo em vista os seguintes aspectos:

- ✓ Questões de ordem prática, como por exemplo, adoção de diâmetros de barras que usualmente seriam empregados na indústria, devidos inclusive a outras ações não previstas neste dimensionamento;
- ✓ Incertezas nos valores adotados durante o dimensionamento dos modelos, como por exemplo, resistência dos materiais;
- ✓ Evitar a ruína localizada e garantir o rompimento da ligação como um todo;
- ✓ Compatibilização de disposições construtivas e de facilidade de concretagem, etc.