

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE PÓRTICOS PLANOS
DE ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO
CONSIDERANDO A DEFORMABILIDADE DAS LIGAÇÕES**

Anamaria Malachini Miotto Soares

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

ORIENTADOR: João Bento de Hanai

São Carlos
1998

*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. João Bento de Hanai, pela sua valiosa orientação, paciência e, principalmente, pela sua amizade.

À minha família, pela força e apoio incondicional. Em especial, ao meu marido, Rodrigo, pelo incentivo, compreensão e carinho. E também aos meus tios Ademar e Mariléa, por tudo que fizeram por mim.

Aos amigos, em especial, Ana Maria da Silva Brandão e Andréa Prado Abreu Reis, pelo incentivo e paciência com que me confortaram nos momentos mais difíceis.

Aos professores Toshiaki Takeya, Mounir Khalil el Debs e Marcio Antonio Ramalho e ao colega Marcelo de Araújo Ferreira, pelas inúmeras e inestimáveis contribuições.

Ao Engenheiro Nóe Marcos Neto, que gentilmente me recebeu em sua fábrica de estruturas pré-moldadas de concreto, cuja visita foi muito útil à elaboração deste trabalho.

Ao Engenheiro Luís Vicente Vareda e aos técnicos Amauri Ignácio da Silva, Jorge Luís Rodrigues Brabo, Mário Botelho, Mauri Sérgio Dias Guillem e Valdir Carlos D’Lucca do Laboratório de Estruturas da EESC - USP, pelo auxílio prestado na realização dos ensaios físicos.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, que contribuíram para a realização deste trabalho.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, especialmente, Rosi Aparecida Jordão Rodrigues e Maria Nadir Minatel, por sua dedicação e eficiência nos serviços prestados e também pela sua amizade.

Ao CNPq e à FAPESP, pelo apoio financeiro concedido.

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

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	v
LISTA DE GRÁFICOS	vii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	ix
LISTA DE SÍMBOLOS	x
RESUMO	xiii
ABSTRACT	xiv
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 OBJETIVOS.....	5
1.3 METODOLOGIA	6
2 GALPÕES PRÉ-MOLDADOS - SISTEMA CONSTRUTIVO	8
2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS EM ESQUELETO	8
2.2 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PAREDES PORTANTES	14
2.3 SISTEMAS CONSTRUTIVOS EMPREGADOS NO BRASIL	15
3 DEFORMABILIDADE DAS LIGAÇÕES	24
3.1 INTRODUÇÃO.....	24
3.2 DETERMINAÇÃO DA DEFORMABILIDADE DAS LIGAÇÕES	29
3.2.1 Ensaios físicos	29
3.2.2 Modelos analíticos.....	37
3.2.3 Simulações numéricas	44
4 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	46
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	46
4.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E FÍSICAS DA LIGAÇÃO	46

4.3	MODELAGEM.....	47
4.4	ANÁLISE NUMÉRICA.....	49
4.4.1	Análise da viga e do consolo separadamente	49
4.4.2	Análise da ligação como um todo	51
4.4.3	Deformabilidade em função das dimensões da ligação.....	52
4.5	RESULTADOS	53
4.5.1	Deformabilidade quando os elementos de concreto são rígidos	53
4.5.2	Deformabilidade obtida analiticamente.....	55
4.5.3	Determinação da deformabilidade a partir da análise numérica	56
4.6	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	60
4.6.1	Análise em separado viga-consolo e análise da ligação como um todo. 60	
4.6.2	Comparação entre os métodos.....	61
5	ESTUDO EXPERIMENTAL	63
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	63
5.2	ENSAIO DE ARRANCAMENTO DO CHUMBADOR (EA).....	63
5.2.1	Características do modelo	63
5.2.2	Esquema de ensaio	65
5.2.3	Materiais	65
5.2.4	Moldagem e cura do modelo	67
5.2.5	Instrumentação	69
5.2.6	Procedimento de ensaio.....	71
5.2.7	Apresentação e análise dos resultados.....	71
5.3	ENSAIO DO MODELO DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR (EML).....	82
5.3.1	Características do modelo	82
5.3.2	Esquema de ensaio	87
5.3.3	Materiais	89
5.3.4	Moldagem e cura do modelo	91
5.3.5	Instrumentação	95
5.3.6	Procedimento de ensaio.....	101
5.3.7	Apresentação e análise dos resultados.....	102
5.3.8	Comparação com o ensaio de arrancamento (EA)	124
5.3.9	Deformabilidade da ligação viga-pilar em análise	127

6 RECOMENDAÇÕES DE PROJETO DOS GALPÕES PRÉ-MOLDADOS...	133
6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	133
6.2 ANÁLISE DOS ESFORÇOS NA ESTRUTURA DOS GALPÕES	140
6.2.1 Simulações - fundação rígida (série “a”).....	141
6.2.2 Simulações - fundação deformável (série “b”).....	151
6.3 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR EM ESTUDO	158
7 CONCLUSÕES	160
ANEXO A - ANÁLISE TEÓRICA - Ensaio de arrancamento do chumbador	164
ANEXO B - ANÁLISE TEÓRICA - Ensaio do modelo da ligação viga-pilar	168
BIBLIOGRAFIA.....	175
APÊNDICE 1 - Tabela referente às leituras dos instrumentos utilizados no ensaio EA	
APÊNDICE 2 - Tabelas referentes às leituras dos instrumentos utilizados no ensaio EML	

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Sistema estrutural de pórticos para telhado de duas águas.....	2
Figura 1.2 - Exemplos de desabamentos de galpões pré-moldados.....	3
Figura 1.3 - Ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador.	4
Figura 2.1 - Pilar engastado na fundação e viga articulada nos pilares (apud EL DEBS, 1996).....	9
Figura 2.2 - Pilar engastado na fundação e viga engastada nos pilares (apud EL DEBS, 1996).....	9
Figura 2.3 - Pilar engastado na fundação e elementos de cobertura articulados entre si e nos pilares (apud EL DEBS, 1996).....	10
Figura 2.4 - Pilar engastado na fundação e elementos de cobertura articulados entre si e engastados nos pilares (apud EL DEBS, 1996).	10
Figura 2.5 - Elementos verticais engastados na fundação e duas articulações na trave (apud EL DEBS, 1996).....	11
Figura 2.6 - Articulações deslocadas para os pilares (apud EL DEBS, 1996).....	11
Figura 2.7 - Elementos em forma de U (apud EL DEBS, 1996).....	12
Figura 2.8 - Elementos em forma de L (apud EL DEBS, 1996).....	12
Figura 2.9 - Sistema estrutural com cobertura em arco (apud EL DEBS, 1996).....	13
Figura 2.10- Sistema estrutural de pórticos para telhado de duas águas.....	15
Figura 2.11- Forma longitudinal e seções transversais dos pilares.....	16
Figura 2.12- Pilares com consolos para apoio de vigas de rolamento de pontes rolantes.	16
Figura 2.13- Forma longitudinal e seções transversais das vigas.	17
Figura 2.14 - Terças de concreto usualmente utilizadas nos galpões pré-moldados. ..	17
Figura 2.15 - Ilustração dos elementos estruturais dos galpões pré-moldados.....	18
Figura 2.16- Ligação viga-pilar - sistema parafuso.	18

Figura 2.17 - Ligação viga-pilar - sistema passante.....	19
Figura 2.18 - Ligação viga-pilar executada sem a utilização de consolo.....	19
Figura 2.19 - Ligação viga-viga - chapa fixada nas faces laterais das vigas.	20
Figura 2.20 - Ilustração de consolos com dois pontos de fixação para o tirante.....	20
Figura 2.21 - Ilustração do tirante de concreto protendido.	21
Figura 2.22 - Contraventamento longitudinal dos pórticos.....	21
Figura 2.23 - (a) Pilares intermediários utilizados para realizar o fechamento do oitão. (b) Perfis metálicos auxiliando a fixação do fechamento.....	23
Figura 3.1 - a) Esquema geral de uma ligação de pórtico. b) Ligação rígida submetida a momento fletor. c) φ - Rotação da ligação semi-rígida submetida a momento fletor.....	24
Figura 3.2 - Mola de flexão.....	25
Figura 3.3 - Determinação de M_{sr} através da “ <i>beam-line theory</i> ”.	28
Figura 3.4 - Ligação ensaiada por ENGSTROM (1985).	30
Figura 3.5 - Esquema dos ensaios de tração simples realizados por ENGSTROM (1992).	31
Figura 3.6 - Diagrama momento-rotação.	33
Figura 3.7 - Rigidez inicial (K_i) da ligação semi-rígida (GIBBONS et alii, 1996). ..	34
Figura 3.8 - Rigidez secante da ligação semi-rígida (GIBBONS et alii, 1996).	35
Figura 3.9 - Rigidez secante da ligação correspondente ao momento resistente de projeto da ligação (GIBBONS et alii, 1996).	35
Figura 3.10- Rigidez secante correspondente ao momento último da ligação (GIBBONS et alii, 1996).....	36
Figura 3.11 - Ligação viga-pilar (FERREIRA, 1993).....	39
Figura 3.12 - Compressão no consolo e tração no chumbador (FERREIRA, 1993). ..	39
Figura 3.13- Compatibilidade de deslocamentos dos componentes da ligação.	40
Figura 3.14 - Esquema estático para o cálculo de δ	41
Figura 3.15- Representação de uma barra inserida no concreto submetida a uma força F_t (FERREIRA, 1993).	42
Figura 3.16 - Desenvolvimento da força de tração em uma barra de aço inserida no concreto.	42

Figura 4.1 - Região da ligação viga-pilar.....	47
Figura 4.2 - Elemento de ligação - JNT3.....	48
Figura 4.3 - Modelo utilizado para a realização das simulações numéricas.....	49
Figura 4.4 - Geometria, dimensões e malha do modelo da viga (dimensões em metros).....	50
Figura 4.5 - Geometria, dimensões e malha do modelo do consolo (dimensões em metros).....	51
Figura 4.6 - Geometria e dimensões do modelo da ligação (dimensões em metros). ..	52
Figura 4.7 - Deformação da ligação quando as partes de concreto são consideradas rígidas.	54
Figura 4.8 - Ligação deformada - fornecida pelo LUSAS (escala exagerada).	57
Figura 4.9 - Determinação da deformabilidade a partir da análise numérica.	58
Figura 5.1 - Modelo utilizado no ensaio de arrancamento (dimensões em cm).	64
Figura 5.2 - Disposição dos estribos no bloco - formando uma “gaiola”.	64
Figura 5.3 - Armadura do bloco e chumbador.	64
Figura 5.4 - Esquema de ensaio.	65
Figura 5.5 - Fôrma, armadura dentro da fôrma e adensamento do concreto.....	68
Figura 5.6 - Instrumentação do chumbador.	70
Figura 5.7 - Determinação do comprimento equivalente.....	77
Figura 5.8 - Modelo utilizado no ensaio da ligação viga-pilar (dimensões em cm)..	82
Figura 5.9 - Detalhamento da armadura do modelo da ligação.	84
Figura 5.10- Ilustração da armadura do modelo da ligação.....	85
Figura 5.11- Ilustração do chumbador e sua ancoragem.....	86
Figura 5.12- Esquema de ensaio.	87
Figura 5.13- Dispositivo de aplicação da carga e aparelho de apoio.....	88
Figura 5.14 - Fôrma, armadura dentro da fôrma e dispositivos de fixação utilizados. ..	92
Figura 5.15 - Concretagem e adensamento do modelo.	93
Figura 5.16 - Peças depois de moldadas.	94
Figura 5.17 - Seções instrumentadas da armadura longitudinal das vigas.....	97
Figura 5.18 - Posicionamento dos extensômetros na seção transversal da viga.	97
Figura 5.19 - Seções instrumentadas da armadura de flexão do consolo.....	98
Figura 5.20 - Posicionamento dos extensômetros na armadura de flexão do consolo. ..	98

Figura 5.21 - Instrumentação dos chumbadores.....	98
Figura 5.22 - Posição dos extensômetros dos chumbadores 2 e 3.	99
Figura 5.23 - Instrumentação externa do modelo.....	99
Figura 5.24 - Transdutores de deslocamento.	100
Figura 5.25 - Relógios comparadores.	100
Figura 5.26 - Representação do modelo fissurado.	103
Figura 5.27 - Fissuração na região do consolo.....	103
Figura 5.28 - Modelo simulado (dimensões em cm).....	116
Figura 5.29 - Determinação do momento de inércia do consolo.	117
Figura 5.30 - Observação da junta viga-consolo.....	120
Figura 5.31 - Separação da junta viga-consolo (ampliação).....	120
Figura 5.32 - Eixos da ligação ensaiada.....	127
Figura 5.33 - Eixo deformado da viga.....	128
Figura 6.1 - Estrutura com movimentação excessiva - solução adotada.....	138
Figura 6.2 - Desabamento de um galpão pré-moldado.	139
Figura 6.3 - Elemento de ligação JPH3.....	141
Figura 6.4 - Esquema estático.	142
Figura 6.5 - Pontos da estrutura onde foram analisados os esforços e deslocamento.	144
Figura 6.6 - Momento na fundação com mesmo sinal que o momento na ligação... ..	146
Figura 6.7 - Esquema estático dos pórticos simulados.	153
Figura 6.8 - Esquema estático - cálculo de F_{t1} , F_{t2} e F_c - modelo analítico 2.....	159
Figura A.1 - Determinação de A_s - modelo de bielas e tirantes.....	164
Figura B.1 - Características do modelo.	168
Figura B.2 - Esquema estático e diagramas de esforços.....	169
Figura B.3 - Esforços atuantes na ligação viga-pilar.....	169
Figura B.4 - Representação do esforço de flexão atuante na ligação.	170
Figura B.5 - Esquema estático - cálculo de F_{t1} , F_{t2} e F_c	170

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Dimensões das ligações simuladas.....	53
Tabela 4.2 - Características dos modelos simulados.....	53
Tabela 4.3 - Deformabilidade das ligações (elementos de concreto perfeitamente rígidos).....	55
Tabela 4.4 - Dados geométricos (referentes à Figura 3.12).....	56
Tabela 4.5 - Deformabilidade das ligações (conforme FERREIRA, 1993).	56
Tabela 4.6 - Deslocamentos dos pontos i e f	59
Tabela 4.7 - Coordenadas dos pontos i e f.....	59
Tabela 4.8 - Deformabilidade das ligações (método numérico).....	60
Tabela 4.9 - Deformabilidade das ligações (todos os métodos).....	60
Tabela 5.1 - Concreto utilizado na confecção do modelo.	66
Tabela 5.2 - Resistência à compressão simples do concreto.	66
Tabela 5.3 - Módulo de deformação longitudinal do concreto.....	67
Tabela 5.4 - Propriedades mecânicas do chumbador.....	67
Tabela 5.5 - Dados relativos ao ensaio EA.....	69
Tabela 5.6 - Equipamentos e instrumentos de medição utilizados no ensaio.....	69
Tabela 5.7 - Valores teóricos e experimentais das deformações nos extensômetros 7/8.....	71
Tabela 5.8 - Forças e deformações nos pontos 1, 2, 3 e 4 quando o chumbador sofre uma redução em sua aderência ao concreto.	75
Tabela 5.9 - Comprimentos equivalentes (λ_{eq}).....	78
Tabela 5.10 - Deformabilidade à tração do chumbador ensaiado para cada etapa de carregamento.....	80
Tabela 5.11 - Concreto utilizado na confecção do modelo.	89
Tabela 5.12 - Módulo de elasticidade longitudinal do concreto.	89

Tabela 5.13	-Resistência à compressão simples.....	90
Tabela 5.14	-Propriedades mecânicas dos aços empregados na armadura.	91
Tabela 5.15	-Dados relativos ao ensaio EML.	95
Tabela 5.16	-Equipamentos e instrumentos de medição utilizados no ensaio.	95
Tabela 5.17	-Rigidez da ligação em serviço kN.m/rad - (todos os métodos)	131
Tabela 6.1	- Dimensões e carregamento aplicado à estrutura em análise (fundação rígida)	142
Tabela 6.2	- Características dos elementos estruturais (fundação rígida)	142
Tabela 6.3	- Redução nos momentos fletores	148
Tabela 6.4	- Aumento da flecha e da força no tirante.....	148
Tabela 6.5	- Redução nos momentos fletores (ligação 2).....	149
Tabela 6.6	- Aumento da flecha e da força no tirante (ligação 2)	149
Tabela 6.7	- Dimensões e carregamento aplicado à estrutura em análise (fundação flexível)	154
Tabela 6.8	- Características dos elementos estruturais (fundação flexível)	154
Tabela A.1	- Deformações teóricas para os extensômetros 7 e 8.....	166

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 5.1 - Deformações teóricas e experimentais lidas nos extensômetros 7/8. ..	72
Gráfico 5.2 - Relação força x deformação no chumbador.....	73
Gráfico 5.3 - Relação força x deformação do chumbador (ampliação).....	74
Gráfico 5.4 - Deformação ao longo do comprimento da barra.....	76
Gráfico 5.5 - Comprimento equivalente x força aplicada no chumbador	78
Gráfico 5.6 - Relação $\lambda_{eq}/\lambda_{emb}$ em porcentagem em função da força aplicada no chumbador.....	79
Gráfico 5.7 - Deformabilidade em função da força aplicada no chumbador.....	81
Gráfico 5.8 - Força atuante nos chumbadores 2 e 3 em função da força (F).....	104
Gráfico 5.9 - Força atuante nos chumbadores 1 e 4 em função da força (F).....	105
Gráfico 5.10 - Força atuante no chumbador n.º 2 e 3 em função de sua deformação .	106
Gráfico 5.11 - Força nos chumbadores 1 e 4 em função de suas respectivas deformações.	107
Gráfico 5.12 - Relação entre a força atuante na armadura de flexão do consolo e a força (F).....	108
Gráfico 5.13 - Relação entre a força atuante e a deformação da armadura do consolo - Seções D e E.....	109
Gráfico 5.14 - Relação entre a força (F) e a deformação na armadura do consolo nas seções B e C.	109
Gráfico 5.15 - Relação entre a força (F) e a deformação dos estribos do consolo.....	110
Gráfico 5.16 - Força (F) x força atuante na armadura das vigas	111
Gráfico 5.17 - Força atuante x deformação na armadura de flexão das vigas.....	112
Gráfico 5.18 - Deslocamentos da seção C.....	114
Gráfico 5.19 - Deslocamentos da seção E.	114
Gráfico 5.20 - Deslocamentos da seção F.	114

Gráfico 5.21 - Deslocamentos da seção H.....	115
Gráfico 5.22 - Deslocamentos da seção I.	115
Gráfico 5.23 - Deformação do modelo ensaiado para $F = 21,1$ kN.....	118
Gráfico 5.24 - Deformação do modelo ensaiado para $F = 26,0$ kN.....	118
Gráfico 5.25 - Deformação do modelo ensaiado para $F = 71,1$ kN.....	119
Gráfico 5.26 - Deformação do modelo ensaiado para $F = 101,1$ kN.....	119
Gráfico 5.27 - Deslocamentos relativos entre a viga e o consolo na posição nº 1.	121
Gráfico 5.28 - Deslocamentos relativos entre a viga e o consolo na posição nº 2.	121
Gráfico 5.29 - Deslocamentos relativos entre a viga e o consolo na posição nº 3.	122
Gráfico 5.30 - Deformações dos extensômetros da seção A e da barra livre.	124
Gráfico 5.31 - Deformações dos extensômetros da seção B e da parte de barra livre.	125
Gráfico 5.32 - Deformações dos extensômetros da seção C e da parte de barra livre.	125
Gráfico 5.33 - Relação l_{eq}/l_{emb} em função da força de tração aplicada no chumbador.....	126
Gráfico 5.34 - Diagrama momento-rotação da ligação viga-pilar em estudo.	129
Gráfico 5.35 - Diagrama momento rotação da ligação viga-pilar em estudo (comparação).....	130
Gráfico 6.1 - Momento x deformabilidade da ligação viga-pilar (exemplo 4a).....	144
Gráfico 6.2 - Momento na fundação x deformabilidade da ligação viga-pilar (exemplo 4a).	145
Gráfico 6.3 - Flecha na articulação x deformabilidade da ligação viga-pilar (exemplo 4a).	146
Gráfico 6.4 - Força normal no tirante x deformabilidade da ligação viga-pilar (exemplo 1a).	147
Gráfico 6.5 - Momento na ligação em função da sua deformabilidade (exemplo 3b).	155
Gráfico 6.6 - Momento na fundação em função da deformabilidade da ligação (exemplo 3b).	156
Gráfico 6.7 - Flecha em função da deformabilidade da ligação viga-pilar (exemplo 2b).	157
Gráfico 6.8 - Força normal no tirante em função da deformabilidade da ligação (exemplo 2b).	157

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- EA - Ensaio de arrancamento
- EML - Ensaio no modelo da ligação viga-pilar
- PCI - Precast / Prestressed Concrete Institute
- CEB - Comité Euro-Internacional du Béton
- FIP - Federation Internationale de la Precontrainte
- LUSAS - Finite Element Analysis System
- NBR - Norma Brasileira Registrada
- CSM - Componentes, Sistemas e Máquinas para Concreto

LISTA DE SÍMBOLOS

- $\Delta\lambda_1$ - alongamento do chumbador nº 1
- $\Delta\lambda_2$ - alongamento do chumbador nº 2
- λ_φ - deformabilidade à flexão da ligação
- $\lambda_{\varphi f}$ - deformabilidade à flexão da fundação
- λ_c - comprimento do consolo
- ε - deformação da barra
- λ_e - distância da borda comprimida até a resultante de tração (F_t)
- $\lambda_{emb.}$ - comprimento do chumbador inserido no concreto
- λ_{eq} - comprimento equivalente
- β - fator de rigidez relativa estaca-solo
- λ_p - largura do pilar
- φ - rotação da ligação
- λ_s - comprimento livre do chumbador + 80% do comprimento embutido
- λ_t - comprimento total do modelo
- λ_t - deformabilidade à tração
- ε_y - deformação de escoamento do aço
- a_1 - distância entre o engaste do consolo da viga e o início da sua região comprimida.
- A - área da seção transversal da barra
- A_s - área da armadura longitudinal
- A_{sw} - área da armadura transversal

-
- C_m^S - coeficiente adimensional devido à aplicação do momento fletor tabelado - FERREIRA (1993))
- d_1 - distância entre o chumbador nº 1 e a extremidade esquerda do consolo
- d_2 - distância entre o chumbador nº 2 e o chumbador nº 1
- d_3 - distância entre o chumbador nº 2 e a extremidade direita do consolo
- ϕ - diâmetro da barra
- E_c - módulo de elasticidade longitudinal secante do concreto
- E_{co} - módulo de elasticidade longitudinal tangente do concreto
- E - módulo de elasticidade longitudinal do material
- E_s - módulo de elasticidade longitudinal do aço
- f_{c7} - resistência à compressão do concreto aos 7 dias
- f_{c60} - resistência à compressão do concreto aos 60 dias
- F_c - resultante de compressão atuante no consolo
- F - força aplicada à base do consolo durante o EML
- F_{t1} - resultante de tração no chumbador nº 1
- F_{t2} - resultante de tração no chumbador nº 2
- f_{t7} - resistência à tração do concreto aos 7 dias
- f_{t60} - resistência à tração do concreto aos 60 dias
- F_t - resultante de tração no chumbador
- f_u - resistência à ruína do aço
- f_y - resistência de escoamento do aço
- h_{c1} - maior altura do consolo
- h_{c2} - menor altura do consolo
- h_t - altura total do modelo
- h_v - altura da viga
- I_c - momento de inércia do consolo
- I - momento de inércia à flexão da estaca
- I_v - momento de inércia da viga

-
- K_λ - valor do módulo de reação do solo na ponta da estaca
- K - rigidez da ligação
- K_s - módulo de reação do solo
- K_t - coeficiente de rigidez à tração
- K_x - rigidez à translação na direção x
- K_y - rigidez à translação na direção y
- K_{zf} - rigidez à flexão da fundação
- K_z - rigidez à rotação em torno de z
- M - momento aplicado na ligação
- M_u - momento último da ligação
- n_h - coeficiente de reação horizontal do solo (tabelado - FERREIRA, 1993)
- t - espessura das peças de concreto
- x - comprimento da região de compressão no consolo
- z_1 - distância da resultante F_{t1} ao ponto de rotação da ligação
- z_2 - distância da resultante F_{t2} ao ponto de rotação da ligação
- ν - coeficiente de poisson

RESUMO

SOARES, A.M.M. (1998). *Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações*. São Carlos. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Os sistemas pré-fabricados vêm conquistando espaço em todo o Brasil. Dentre eles, os pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto com sistema estrutural para telhado de duas águas, comumente denominados de galpões, tem sido amplamente aplicados.

Os galpões, como a maioria das estruturas pré-moldadas de concreto, apresentam suas ligações, em maior ou menor grau, deformáveis. Portanto, este trabalho refere-se ao estudo da deformabilidade de uma de suas ligações: a ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador, e da sua influência na distribuição dos esforços solicitantes destas estruturas.

Neste sentido, foram realizadas simulações numéricas, com o emprego do Método dos Elementos Finitos e ensaios físicos. Através do ensaio físico realizado no modelo da ligação viga-pilar foi possível determinar sua deformabilidade à flexão e observar seu modo de ruptura. As simulações numéricas foram realizadas tanto para obter teoricamente o valor da deformabilidade à flexão da ligação em análise, como para avaliar sua influência no comportamento estrutural dos galpões pré-moldados.

Com base nos resultados obtidos, foram elaboradas algumas recomendações de projeto para os galpões pré-moldados.

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

ABSTRACT

SOARES, A.M.M. (1998). *Structural analysis of precast concrete portal frames considering the semi-rigid behavior of the connections*. São Carlos. Dissertação (Master Degree Thesis) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The use of precast concrete structures has increased in Brazil. Among them, the precast concrete portal frames with sloping beams have been extensively used in storehouses and commercial and industrial buildings.

This type of portal frame, as the most precast concrete structures, has semi-rigid connections. So, this work deals with the study of the semi-rigid behavior of one beam-column connection type frequently used in these structures. In this kind of connection the beam rests on a corbel which has two projecting bolts connecting it. The aim of this thesis is also to determine the influence of the flexibility connection on the structure behavior.

Numerical modeling applying the Finite Element Method and experimental tests were done to analyse these aspects. The test results of a beam-column model allowed the construction of the moment-rotation diagram and the failure mode

observation. The numerical modeling was done to get the value of the connection flexibility and to study its influence on the precast concrete portal frame behavior.

Based on the results some design recommendations were established.

Key words: concrete structures, precast concrete, connections, semi-rigidity, flexibility, portal frames.

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A realização de atividades de pesquisa e desenvolvimento no campo das estruturas de concreto pré-moldado é importante para a modernização da Construção Civil, sobretudo no sentido de melhoria da qualidade e da produtividade. Basta lembrar que no Brasil o concreto e outros produtos a base de cimento são materiais preponderantemente empregados, e a pesquisa e a formação de recursos humanos nessa área são de grande importância e capazes de produzir reflexos econômicos imediatos.

Após a Segunda Guerra Mundial, a Europa encontrou-se semi-destruída e, portanto, com grande carência de habitações e fábricas. A necessidade da reconstrução pós-Guerra obrigou os europeus a recorrerem a novos métodos e técnicas de construção que priorizassem a racionalização. Impulsionada pela necessidade de racionalização, a *pré-fabricação* deixou de ser uma expectativa para se tornar realidade.

No Brasil, os sistemas pré-fabricados também vêm conquistando espaço. Este avanço consolida o consenso de que sistemas de componentes (fundações, pilares, vigas, lajes, cobertura, fechamento lateral, etc.) atendem, de modo satisfatório e eficiente, às exigências de economia, prazo e qualidade técnica requeridas por edificações destinadas a várias funções, em especial as que contemplam amplos espaços, como no caso de edifícios industriais.

Os galpões de elementos pré-fabricados de concreto, com sistema estrutural de pórticos para telhado de duas águas (Figura 1.1), têm sido amplamente aplicados em todo o Brasil, apresentando muito boa funcionalidade e competitividade econômica. Normalmente são destinados a indústrias, depósitos comerciais,

almoxarifados, oficinas e construções rurais, como por exemplo estábulos, granjas, etc. Estas construções caracterizam-se por serem edificações térreas, com grandes dimensões em planta, sem apoios intermediários. Tais características facilitam a modulação e a tipificação destas construções, justificando a grande parcela que elas representam no universo das construções pré-fabricadas.



Figura 1.1 - Sistema estrutural de pórticos para telhado de duas águas.

O 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. Dada a grande responsabilidade que se passa a assumir em estruturas que podem atingir até 30 m de vão, há necessidade de uma definição mais clara dos métodos de análise estrutural e o esclarecimento dos fabricantes e usuários sobre os cuidados imprescindíveis a serem tomados no projeto, na execução, no uso e na manutenção dessas construções.

Os pórticos, juntamente com os elementos portantes secundários, formam o esqueleto resistente do sistema construtivo, no qual são fixados os elementos de cobertura e fechamento lateral. Decompondo-se o pórtico pelos nós, tem-se elementos retos – vigas e pilares.

A união destes elementos normalmente é considerada pelos projetistas na forma de ligações perfeitamente rígidas ou de ligações perfeitamente articuladas. No entanto, normalmente, as ligações entre elementos pré-moldados de concreto se

comportam, de um modo mais realista, como sendo *ligações deformáveis*, cujo comportamento é diferente para cada forma ou mecanismo de ligação. A deformabilidade de uma ligação provoca a liberação dos deslocamentos nas extremidades das barras, promovendo perda de rigidez à estrutura, redistribuição de esforços e modificação nos deslocamentos da estrutura. Portanto, sua consideração é muito importante para que a análise estrutural esteja o mais próximo possível do comportamento real da estrutura.

Conclui-se do exposto que o procedimento corrente para a análise estrutural e o dimensionamento dos pórticos pode apresentar imprecisões mais ou menos graves, dependendo de cada caso.

Uma análise estrutural representativa do comportamento real da estrutura é fundamental ao bom funcionamento de um sistema construtivo. As conseqüências de projetos mal elaborados podem ser muito perigosas. Na Figura 1.2 estão duas ilustrações de ruínas de estruturas mal dimensionadas.



Figura 1.2 - Exemplos de desabamentos de galpões pré-moldados.

É dentro deste contexto que se insere o presente trabalho. Pelo seu desenvolvimento, buscou-se uma avaliação mais verossímil do comportamento do sistema estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto, considerando a deformabilidade de suas ligações, o que poderá, inclusive, proporcionar melhoramentos para os sistemas construtivos existentes comercialmente.

É sabido que as ligações entre o *pilar e a fundação*, entre a *viga e o pilar* e entre as *vigas* são todas, em maior ou menor grau, parcialmente rígidas. Para o desenvolvimento de uma análise aprofundada sobre o comportamento de um sistema construtivo deve ser realizado um estudo de todas as ligações nele presentes e suas influências no comportamento deste sistema. O trabalho, contudo, tem como limitação de abrangência, o estudo apenas da ligação *viga-pilar executada através de consolo e chumbador* (Figura 1.3), usualmente empregada nas estruturas dos galpões. A ligação viga-viga foi tratada como uma articulação e os pilares foram considerados engastados na fundação.



Figura 1.3 - Ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador.

Muitos trabalhos relacionados à rigidez parcial das ligações entre elementos pré-moldados de concreto foram e estão sendo desenvolvidos no exterior. No Brasil, contudo, esta linha de pesquisa ainda está em fase inicial.

Wilson e Moore, que em 1917 realizaram testes para determinar a rigidez de ligações viga-pilar rebitadas em estruturas metálicas, são considerados os pioneiros no estudo das ligações semi-rígidas.

No âmbito das estruturas pré-moldadas de concreto cita-se, como precursor, o programa de pesquisa experimental em ligações de estruturas pré-moldadas de concreto realizado na década de 60 pela Portland Cement Association (PCA). Depois dele outros estudos foram realizados. Dentre eles convém mencionar o projeto PCI-

SFRAD (Specially Funded Research and Development), fundado em 1986 com um programa de pesquisa intitulado “*Moment Resistant Connections and Simple Connections*”. Em 1990 a indústria de pré-moldados da França (French Precast Concrete Industry) iniciou um programa de pesquisa intitulado: “*Investigation of the Behaviour of the Semi-rigid Connections*”.

Ensaio relacionados à ligação em estudo não foram encontrados durante a revisão bibliográfica. No entanto, ENGSTROM (1985) realizou testes em modelos em escala natural, da *ligação viga-pilar articulada realizada com apoio sobre pilar com elastômero não fretado e chumbador*. Esta ligação é semelhante a em estudo. FERREIRA (1997) em seu trabalho de Doutorado, que se encontra em andamento, está realizando ensaios de cisalhamento, flexão e torção em modelos desta ligação.

Existe uma grande preocupação por parte dos pesquisadores em se estudar não só o comportamento das ligações semi-rígidas, mas também a influência de sua rigidez parcial na estabilidade das estruturas pré-moldadas de concreto. Isto porque na maioria das vezes, as ligações viga-pilar nestas estruturas são consideradas articulações e na verdade elas possuem, em maior ou menor grau, uma certa rigidez.

LINDBERG & KERONEN (1992) desenvolveram um estudo da estabilidade de pórticos pré-moldados de concreto comumente utilizados para a execução de indústrias e galpões comerciais, cujas ligações viga-pilar são executadas com aparelhos de apoio de elastômero. VIRDI & RAGUPATHY (1992) realizaram uma série de ensaios em estruturas pré-moldadas de concreto para estudar sua estabilidade, utilizando 5 tipos de ligações viga-pilar diferentes. ELLIOTT et alii (1992) realizaram 14 ensaios, em escala natural, em ligações laje-viga-pilar para obter seus diagramas momento-rotação. Com a rigidez parcial das ligações determinada, desenvolveu-se um estudo teórico para avaliar a influência da semi-rigidez das ligações na estabilidade da estrutura.

1.2 OBJETIVOS

Algumas premissas foram estabelecidas como referências para a pesquisa e, subsequentemente, foram definidos os objetivos do trabalho a elas relacionados.

Resume-se, no aqui denominado Quadro de Referências, estas premissas, seus objetivos correspondentes e as limitações que foram colocadas sobre a abrangência do trabalho.

Premissa	Objetivo	Limitação
Diversos sistemas de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto são empregados no Brasil.	Efetuar um levantamento e descrever os principais sistemas construtivos utilizados.	A partir deste levantamento definiu-se o sistema estrutural a ser estudado (Figura 1.1).
Não se conhece o comportamento da maioria das ligações entre elementos pré-moldados de concreto.	Efetuar estudos sobre o modo de ruptura e a deformabilidade das ligações através de simulações teóricas e experimentais sobre modelos físicos *.	Apenas a ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador (Figura 1.3) foi analisada.
Nem sempre a deformabilidade das ligações é adequadamente levada em consideração.	Realizar estudos sobre a influência da deformabilidade das ligações no comportamento dos pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto.	Foram analisados exemplos cujos carregamentos e dimensões são os comumente encontrados na prática.
Existem dúvidas com relação ao projeto destas estruturas.	Elaborar algumas recomendações de projeto tendo em vista os resultados obtidos com os estudos mencionados anteriormente.	As recomendações referem-se aos exemplos estudados. Cabe ao projetista sua adequação a cada caso de projeto.

* Foi dada ênfase a este objetivo do trabalho.

1.3 METODOLOGIA

O presente trabalho está apresentado em 7 capítulos cuja descrição resume a metodologia utilizada em sua realização.

No *capítulo 2* foi realizado um levantamento dos sistemas construtivos utilizados para a execução dos galpões pré-moldados de concreto. Os tipos de elementos estruturais, ligações e fundações mais empregados no Brasil também foram observados. Com a realização deste levantamento definiu-se o sistema construtivo a ser analisado (Figura 1.1) e a ligação a ser estudada mais profundamente (Figura 1.3).

No *capítulo 3* foi desenvolvido um estudo teórico a respeito da deformabilidade à flexão das ligações. Também foi realizado um levantamento dos procedimentos que foram e estão sendo desenvolvidos para permitir a consideração da deformabilidade das ligações na análise de estruturas com ligações semi-rígidas. As formas de se obter a deformabilidade das ligações também estão apresentadas neste capítulo.

As simulações numéricas realizadas em modelos da ligação viga-pilar em análise são descritas no *capítulo 4*. Estas simulações foram desenvolvidas com o intuito de analisar o comportamento e obter a deformabilidade à flexão da ligação viga-pilar em estudo, e compará-los com resultados experimentais.

O estudo experimental, apresentado no *capítulo 5*, consistiu na execução de um ensaio de arrancamento em um chumbador inserido em um bloco de concreto, visando a observação de sua deformabilidade à tração, e na realização de um ensaio em um modelo da ligação viga-pilar com o objetivo de observar sua deformabilidade à flexão, principalmente, no que diz respeito aos mecanismos de deformação da ligação. A segurança e o modo de ruptura da ligação também foram observados com a execução deste ensaio. Vale ressaltar que os ensaios realizados têm valor preponderantemente qualitativo. Não se teve a pretensão de elaborar modelos matemáticos mais requintados e calibrá-los por meio de dados experimentais.

No *capítulo 6* foram realizadas simulações numéricas do comportamento dos galpões a fim de estudar a influência da deformabilidade das ligações, sobretudo da ligação viga-pilar em análise, na distribuição dos esforços solicitantes na estrutura dos galpões. Neste capítulo também são apresentadas algumas recomendações de projeto elaboradas através da análise dos resultados obtidos com o desenvolvimento dos capítulos precedentes.

O *capítulo 7* é referente às conclusões do trabalho. Nele também são propostos temas para pesquisas futuras.

2 GALPÕES PRÉ-MOLDADOS - SISTEMA CONSTRUTIVO

Inúmeros são os sistemas estruturais para os galpões pré-moldados. A seguir é feita uma classificação, baseada em EL DEBS (1996), dos possíveis sistemas estruturais utilizados para a execução dos galpões pré-moldados.

2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS EM ESQUELETO

O sistema estrutural em esqueleto, no qual são fixados os elementos de cobertura e fechamento lateral, predomina claramente sobre os demais sistemas estruturais existentes. O esqueleto resistente é composto por elementos portantes principais, os pórticos, e normalmente, por outros de ordem secundária, as terças, que tanto podem servir de apoio aos elementos de cobertura como para travamento longitudinal. O sistema estrutural pode ser ainda subdividido em:

a. Sistemas estruturais compostos por elementos de eixos retos

A maioria das estruturas pré-moldadas são constituídas por elementos retos pela facilidade que eles apresentam em todas as fases pelas quais passam as estruturas pré-moldadas: produção, transporte e montagem. Também a protensão pode ser facilmente aplicada nestes elementos. Estas características fazem com que os sistemas estruturais em questão sejam mais adequados para a pré-moldagem em fábrica. Entretanto, os sistemas estruturais com elementos de eixos retos, em geral, não são interessantes com relação à distribuição dos esforços solicitantes. Isto porque as ligações se localizam em pontos de momento fletor e esforço cortante de significativa ordem de grandeza.

Os sistemas estruturais em esqueleto compostos por elementos de eixos retos, podem ser executados com o *pilar engastado na fundação e viga articulada nos pilares* (Figura 2.1). Esta forma é bastante empregada pela facilidade de produção e de realização das ligações.

A estabilidade deste sistema estrutural é garantida pelo pilar engastado na fundação, eventualmente auxiliado pelo efeito diafragma da cobertura.

A execução do **pilar engastado na fundação e a viga engastada nos pilares** (Figura 2.2), também pode ser empregada. Contudo, esta forma é reservada para situações em que a flexão nos pilares atinge níveis elevados de momentos fletores, decorrentes da utilização de pilares muito altos, associada ou não com o emprego de pontes rolantes com grande capacidade de carga.

A estabilidade do sistema estrutural também é proporcionada pelo engastamento do pilar na fundação, auxiliada pelo eventual efeito diafragma da cobertura, podendo-se contar ainda com o engastamento da viga no pilar em pelo menos uma das direções.

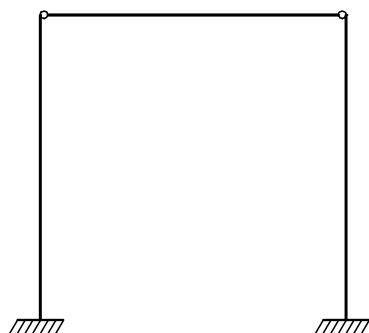


Figura 2.1 - Pilar engastado na fundação e viga articulada nos pilares (apud EL DEBS, 1996).

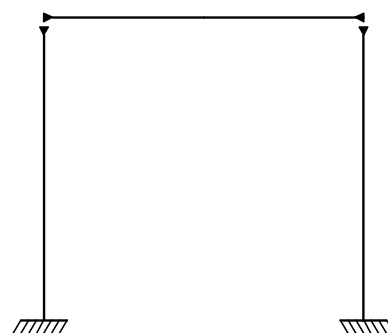


Figura 2.2 - Pilar engastado na fundação e viga engastada nos pilares (apud EL DEBS, 1996).

Uma forma de execução bastante empregada no país é a composta por **pilares engastados na fundação e dois elementos de cobertura articulados entre si e nos pilares** (Figura 2.3). Esta forma é utilizada em coberturas inclinadas, geralmente com tirante no topo dos pilares, de modo a reduzir os esforços nas ligações e proporcionar equilíbrio à estrutura.

Uma alternativa seria a execução de **pilares engastados na fundação e dois elementos de cobertura articulados entre si e engastados nos pilares** (Figura 2.4), com ou sem tirante no topo dos pilares. A ligação rígida, de difícil execução, limita o emprego deste sistema estrutural.

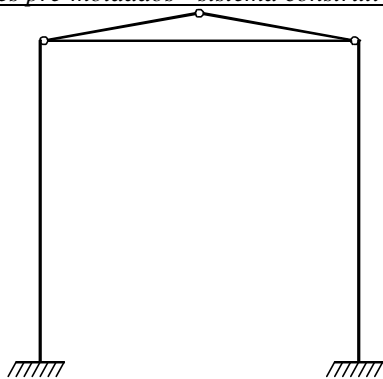


Figura 2.3 - Pilar engastado na fundação e elementos de cobertura articulados entre si e nos pilares (apud EL DEBS, 1996).

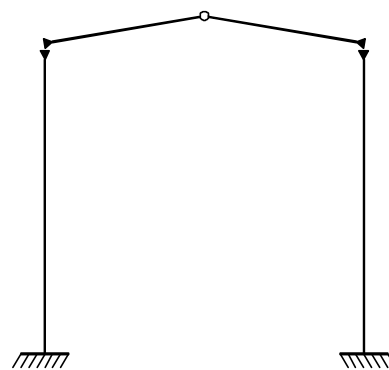


Figura 2.4 - Pilar engastado na fundação e elementos de cobertura articulados entre si e engastados nos pilares (apud EL DEBS, 1996).

Nestes dois últimos sistemas estruturais pode-se empregar sistema de contraventamento na direção perpendicular aos pórticos, para garantir a estabilidade da edificação.

b. Sistemas estruturais compostos por elementos formados de trechos com eixos retos

O emprego de elementos compostos por trechos com eixos retos possibilita uma melhor distribuição de esforços solicitantes, se as ligações forem dispostas adequadamente, como por exemplo: próximas às regiões de momento nulo das vigas para os casos onde a ligação viga-pilar é considerada rígida. Por outro lado, estes elementos são, em geral, de difícil execução, transporte e montagem. Desta forma, as aplicações práticas destes sistemas se restringem à pré-moldagem de canteiro.

Os sistemas estruturais compostos por elementos formados de trechos com eixos retos podem ser executados com *elementos verticais engastados na fundação e uma trave articulada* (Figura 2.5). Estas duas articulações são dispostas próximas à posição de momento fletor nulo. Estes sistemas estruturais aparecem na literatura técnica com a denominação de sistemas *lambda*.

O emprego de tirante no topo dos pilares é bastante comum, principalmente quando se deseja reduzir o peso dos elementos. Pelas dimensões dos pórticos em que o sistema é empregado, o manuseio dos elementos pode ser feito sem grandes dificuldades, possibilitando a execução em fábricas.

Na Figura 2.6 está representada uma alternativa a este sistema estrutural, que corresponde ao deslocamento das articulações para os pilares, resultando em dois elementos de eixo reto e apenas um com trechos de eixos retos. Esta forma prejudica a distribuição dos esforços solicitantes.

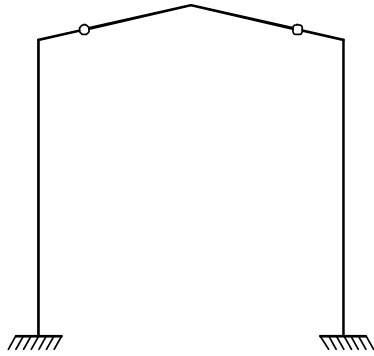


Figura 2.5 - Elementos verticais engastados na fundação e duas articulações na trave (apud EL DEBS, 1996).

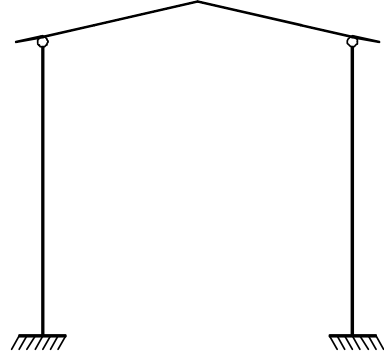


Figura 2.6 - Articulações deslocadas para os pilares (apud EL DEBS, 1996).

Elementos em forma de U (Figura 2.7) também são utilizados. A tendência à fabricação de grandes peças e a diminuição cada vez maior do número de uniões, conduz à concepção de pórticos pré-moldados em uma única peça - que englobam os pilares e a trave. A vinculação destes elementos com a fundação pode ser a articulação.

O grande inconveniente deste sistema construtivo é o transporte, a elevação e a montagem. Portanto, as aplicações práticas deste caso se restringem a pré-moldados de canteiro e só se justificam para o caso de edificações lineares que possuam um grande número de pórticos iguais. Os vãos devem ser pequenos (até 12 metros) e a moldagem dos elementos realizada na posição horizontal.

A utilização de *elementos em forma de L ou T* (Figura 2.8) tem particular interesse para galpões altos e estreitos, de um vão, formando pórticos triarticulados, evitando assim o engastamento com a fundação, para a situação final.

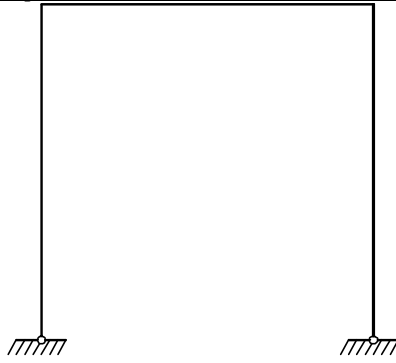


Figura 2.7 - Elementos em forma de U
(apud EL DEBS, 1996).

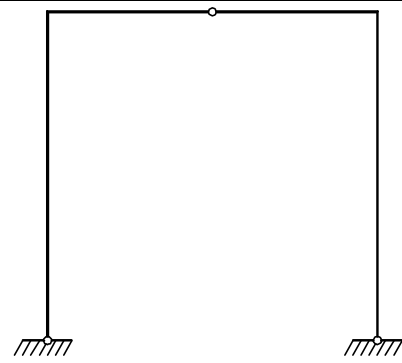
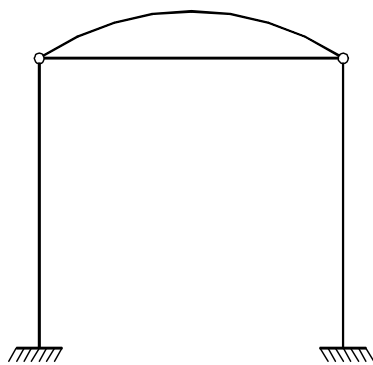


Figura 2.8 - Elementos em forma de L
(apud EL DEBS, 1996).

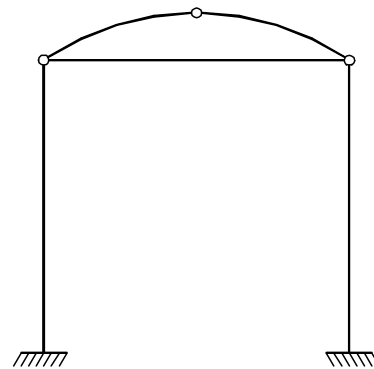
c. Sistemas estruturais compostos por elementos de eixos curvos

Nestes sistemas estruturais os apoios são os pilares comuns aos casos anteriores. Somente o *elemento de cobertura difere pois tem eixo curvo* (Figura 2.9).

Embora os sistemas estruturais com elemento em arco sejam pouco empregados, por apresentarem dificuldades em sua execução e manuseio, eles não deixam de ser uma boa opção em determinadas situações. A forma do arco possibilita uma grande redução da flexão, comparativamente aos casos anteriores, acarretando uma redução significativa no consumo de materiais e peso dos elementos (podendo chegar a 50%). Justificando sua utilização para vãos acima de 30 m.



(a)



(b)

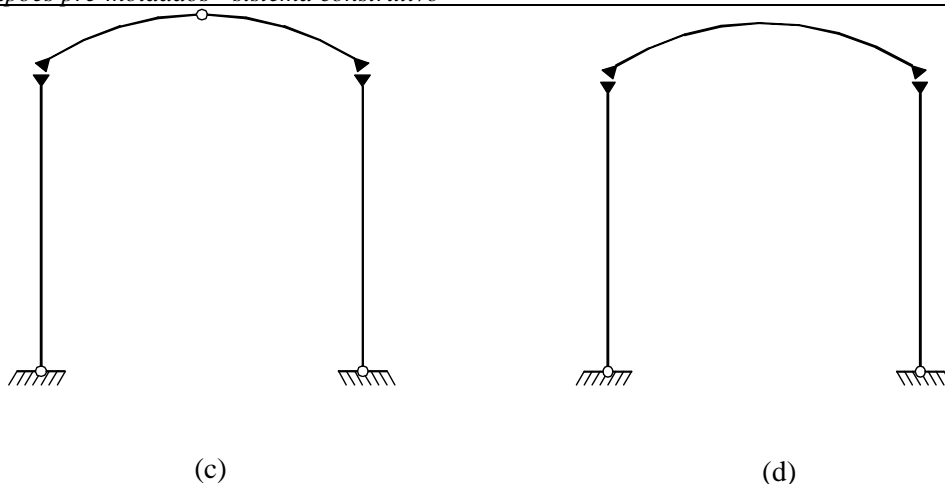


Figura 2.9 - Sistema estrutural com cobertura em arco (apud EL DEBS, 1996).

d. Sistemas estruturais compostos por elementos com abertura entre os banzos

Elementos pré-moldados de concreto com alma cheia são largamente empregados na construção de edificações justamente por sua simplicidade de fabricação e de tipificação. Esta facilidade é especialmente aproveitada na pré-fabricação.

Os sistemas estruturais compostos por *elementos com aberturas entre os banzos* correspondem a alternativas de forma das seções transversais, com elementos em forma de treliça, vigas Vierendel ou vigas armadas. A característica principal destas formas de seção transversal é a redução do consumo de materiais, e conseqüentemente, do peso do elementos. Estas formas de seção transversal se aplicam a quaisquer dos sistemas estruturais.

A execução destes elementos, que normalmente são moldados na posição horizontal, não apresenta grandes dificuldades, mas também não facilita a mecanização da execução.

Atualmente existe uma maior disponibilidade de equipamentos de montagem de grande capacidade de carga, o que acarretou a redução do uso destas formas.

2.2 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PAREDES PORTANTES

Diferente do sistema com base em esqueleto resistente, com emprego cada vez mais freqüente, tem-se o sistema constituído por grandes painéis portantes. Neste sistema, os painéis além de prover o fechamento dos galpões, servem de apoio para a

cobertura, pois suas características geométricas e de carga, apresentam propriedades especiais de comportamento como placa, viga-parede ou pilar-parede.

A aplicação deste sistema estrutural resulta num melhor aproveitamento dos materiais, pois os painéis pré-moldados utilizados como fechamento em sistemas de esqueleto, apresentam capacidade de apoio que não é considerada.

Este sistema estrutural tem o inconveniente de dificultar a realização de ampliação da construção em uma das direções.

Um levantamento da FIP¹ apud EL DEBS (1996) no início da década de 70 visando a tipificação da construção de galpões em vários países, apontou esta alternativa construtiva como uma forma de maior interesse no futuro. De fato, estes sistemas estruturais tem sido largamente utilizados nos EUA. Na Europa, porém, sua utilização é relativamente limitada.

Quando as dimensões da edificação são grandes, em geral, apenas paredes externas são portantes e a parte interna é constituída por sistemas em esqueleto. Desta forma, caracteriza-se um *sistema intermediário ou misto*, diferente do sistema puro em esqueleto ou do constituído por paredes portantes. Juntamente com elementos tipo pórtico, utilizam-se placas que ao enrijecerem os pórticos, assumem uma função estrutural, além de cobrir espaços.

2.3 SISTEMAS CONSTRUTIVOS EMPREGADOS NO BRASIL

No Brasil os galpões de elementos pré-fabricados de concreto, com *sistema estrutural de pórticos para telhado de duas águas* (representado na Figura 2.3), têm sido amplamente aplicados, apresentando muito boa funcionalidade e competitividade econômica. Conforme já adiantado, no presente trabalho dar-se-á ênfase a este tipo de sistema construtivo que tem sido disseminado enormemente, sobretudo entre os fabricantes que já produziam elementos leves, como elementos pré-fabricados para laje de forro e piso.

De acordo com pesquisa realizada entre alguns fabricantes dos galpões pré-moldados, destaca-se, a seguir, algumas soluções e disposições construtivas.

¹ FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTE (FIP) apud EL DEBS, M.K. (1996). *Estruturas pré-moldadas de concreto*. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Cap. 8 p.8-37 (Notas de aula).

O sistema estrutural de pórticos para telhado de duas águas (Figura 2.10), pode vencer vãos entre pilares de até 30 m. Os vãos entre pórticos variam entre 4,0 e 6,0 m.

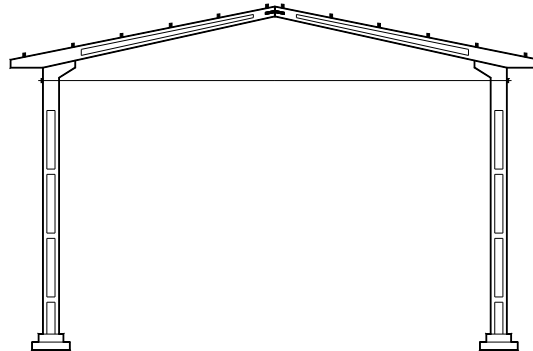


Figura 2.10 - Sistema estrutural de pórticos para telhado de duas águas.

A forma longitudinal e as seções transversais dos *pilares*, na maioria dos casos são as representadas na Figura 2.11. Em alguns casos, foram observados pilares com seção transversal retangular (corte AA) ao longo de toda peça.

Geralmente, a produção dos pilares permite dois tipos de apoios para as vigas: apoio simples (apoio para uma viga) e apoio duplo (apoio para duas vigas), sendo este último utilizado para montagem de galpões múltiplos.

Para indústrias que exigem transporte interno através de ponte rolante, assim como no caso de execução de mezaninos, são utilizados consolos intermediários nos pilares para apoio das vigas de sustentação da ponte e das lajes do mezanino, respectivamente (Figura 2.12).

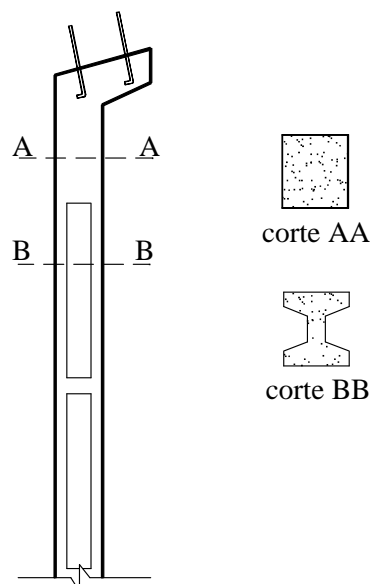


Figura 2.11 - Forma longitudinal e seções transversais dos pilares.



Figura 2.12 - Pilares com consolos para apoio de vigas de rolamento de pontes rolantes.

As **vigas**, geralmente, têm a forma longitudinal e as seções transversais representadas na Figura 2.13. Podem ser fabricadas com ou sem beiral, para a execução de galpões múltiplos.

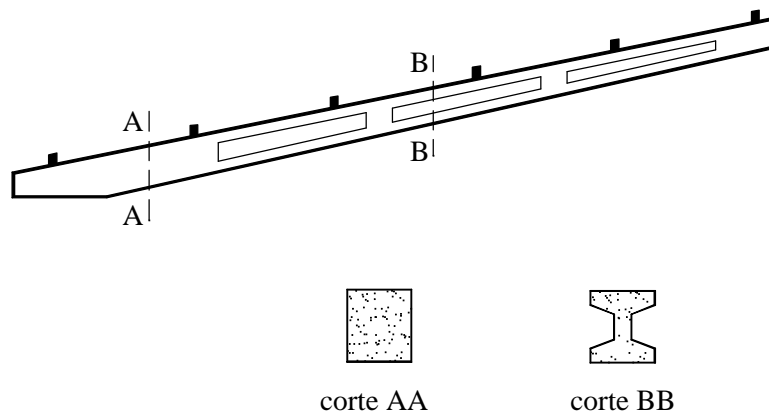


Figura 2.13 - Forma longitudinal e seções transversais das vigas.

As **terças** podem ser de concreto armado ou protendido, metal ou madeira. Em concreto protendido, elas suportam luminárias, tubulações, etc., e podem atingir vãos de até 7,50 m, e balanços (beirais) de até 1,50 m.

As terças de concreto usualmente empregadas na prática estão ilustradas na Figura 2.14. Na Figura 2.15 é ilustrada a terça correspondente à Figura 2.14.a, onde também podem ser observados o pilar e a viga descritos.

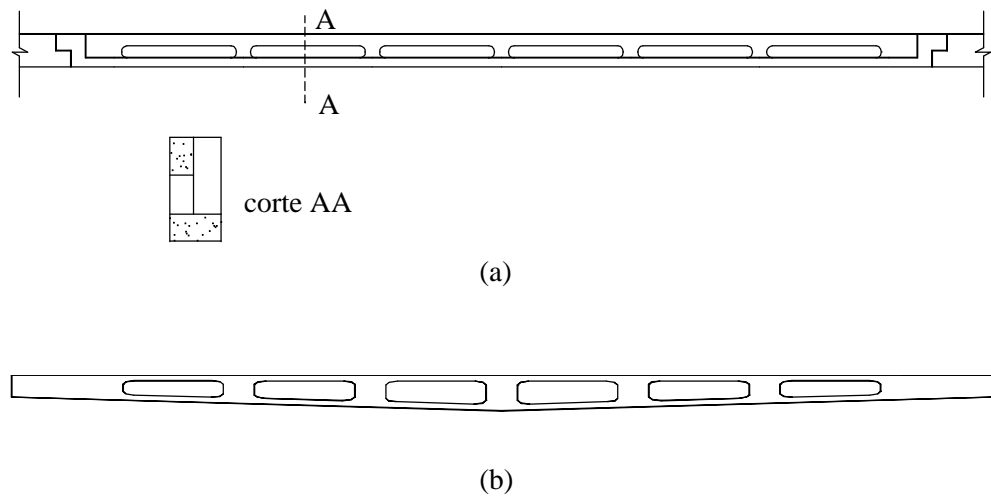


Figura 2.14 - Terças de concreto usualmente utilizadas nos galpões pré-moldados.



Figura 2.15 - Ilustração dos elementos estruturais dos galpões pré-moldados.

Para o sistema estrutural de pórticos para telhado de duas águas as **ligações viga-pilar** são, geralmente, fabricadas de duas formas:

Sistema Parafuso: onde dois parafusos são inseridos em consolo presente na extremidade do pilar para encaixe na viga (Figura 2.16).

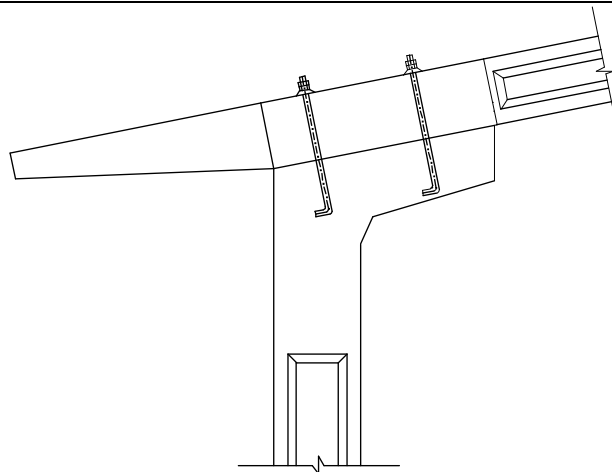


Figura 2.16 - Ligação viga-pilar - sistema parafuso.

Sistema Passante: crista vazada na extremidade superior do pilar na qual se encaixa a viga (Figura 2.17).



Figura 2.17 - Ligação viga-pilar - sistema passante.

A ligação entre vigas e pilares nos galpões com sistema parafuso geralmente é inclinada, entretanto, esta pode ser executada na posição horizontal. Para isto o consolo, na extremidade superior do pilar, e a base da viga são executados horizontais.

Outro tipo de ligação viga-pilar observado foi o da Figura 2.18. Neste tipo de ligação, a viga se apoia diretamente sobre a cabeça do pilar, sendo solidarizada a ele através de concretagem.

ampliação da ligação



Figura 2.18 - Ligação viga-pilar executada sem a utilização de consolo.

A ligação *viga-viga* é realizada por meio de chapas parafusadas. As chapas podem ser fixadas tanto nas faces laterais das vigas (Figura 2.19), como nas faces superior e inferior destas.

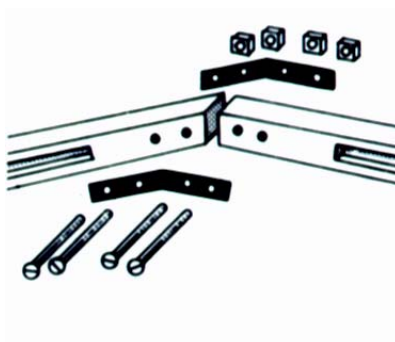


Figura 2.19 - Ligação viga-viga - chapa fixada nas faces laterais das vigas.

Conforme adiantado no capítulo 1, no presente trabalho será dada ênfase ao estudo da ligação viga-pilar com *sistema parafuso* (Figura 2.16). A ligação viga-viga

é muito flexível e, a princípio, será tratada como uma articulação e os pilares serão considerados engastados na fundação.

Os *tirantes* são feitos de aço mecânico SAE 1020 com diâmetros variando entre 12,5 mm, 16,0 mm e 20,0 mm. Podem ser fixados no pilar, no consolo e também na viga. Existem ligações que possuem dois pontos de fixação do tirante (Figura 2.20) para prevenir a sua manutenção ou troca (geralmente estimada de 6 em 6 anos).



Figura 2.20 - Ilustração de consolos com dois pontos de fixação para o tirante.

Alguns fabricantes executam o *tirante em concreto protendido* (Figura 2.21). A junção do tirante com as vigas é feita por articulações metálicas embutidas no concreto.



Figura 2.21 - Ilustração do tirante de concreto protendido.

O *contraventamento* é importante nas estruturas dos galpões pré-moldados para garantir a estabilidade da edificação. Nas colunas e vigas, geralmente são previstos os furos destinados à fixação do contraventamento. Este é feito por meio de tirantes fixados nos pilares e vigas de maneira cruzada (Figura 2.22).



Figura 2.22 - Contraventamento longitudinal dos pórticos.

O tipo de *fundação* varia principalmente com a taxa admissível do terreno.

A fundação geralmente utilizada para terreno seco, com elevada resistência, é simples, econômica e de fácil execução. O pilar é enterrado no solo, onde é colocada apenas uma camada de concreto para nivelamento. Eventualmente, é feito um anel de concreto na superfície para enrijecer a fundação. Em alguns casos, o próprio contrapiso é utilizado para este fim. Este tipo de fundação é de fácil execução, porém não oferece rigidez. Em caso de terreno úmido, com resistência um pouco inferior, alguns fabricantes utilizam um tubo de concreto, apenas para conter o solo e facilitar a escavação.

Para fundação em terreno com baixa resistência, normalmente se utiliza o cálice de concreto, que é dimensionado de acordo com a tensão no solo. Em casos de solos muito fracos, utilizam-se estacas. Nestas situações o cálice é usado como o elemento de ligação entre as estacas e o pilar. Este tipo de fundação é muito caro e mais trabalhoso que o anterior, contudo oferece rigidez.

Na empresa *PREFINK - Postes e Estruturas Pré-fabricadas de Concreto LTDA*, está sendo desenvolvido um tipo de fundação no qual, ao invés das estacas e do cálice (com dimensões grandes, em função da tração provocada pela flexão na base do pilar), é utilizado um tubulão com resistência à tração. Sobre o tubulão é executado um bloco, no qual é fixada uma chapa metálica através de chumbadores ancorados no bloco. Para a realização da ligação com o pilar, são introduzidas, em cada canto do pilar, cantoneiras metálicas com grande superfície de contato com o

concreto e grande perímetro de solda. Estas cantoneiras são soldadas na chapa metálica presa ao bloco. Esta solução, em determinadas situações, é mais barata que a de cálice e estacas e oferece boa rigidez à fundação.

Para a **cobertura** podem ser utilizadas telhas de alumínio, aço polido, aço pintado, fibrocimento, chapas galvanizadas, etc. A **iluminação natural**, quando necessária, pode ser feita através de telhas translúcidas de fibra de vidro. Recomenda-se telhas na cor branca leitosa, o que evita o ofuscamento em função da incidência dos raios solares.

Em regiões muito quentes, a **ventilação natural** se faz necessária para arrastar o calor provocado pela irradiação solar. Uma das formas mais eficientes consiste na abertura da parte alta do telhado (na cumeeira - lanternim), para que o ar quente ali concentrado seja eliminado. Para que o sistema denominado *termo-sifão* se concretize, é necessário criar aberturas na parte baixa da construção, para a entrada constante de ar fresco no ambiente interno.

Quando se deseja o **fechamento** do oitão, são utilizadas colunas que reduzem o vão para facilitar a colocação de vigas que servem de amarração para alvenaria, de apoio para as telhas e de fixação para caixilhos, batentes, etc. (Figura 2.23a).

As laterais também podem ser fechadas com alvenaria ou até com telhas dispostas verticalmente apoiadas em perfis metálicos (Figura 2.23b).



(a)



(b)

Figura 2.23 - (a) Pilares intermediários utilizados para realizar o fechamento do oitão.
(b) Perfis metálicos auxiliando a fixação do fechamento.

3 DEFORMABILIDADE DAS LIGAÇÕES

3.1 INTRODUÇÃO

A deformabilidade de uma ligação é definida como o deslocamento relativo entre os elementos da estrutura que concorrem nesta ligação, causado por um esforço unitário atuante na direção deste deslocamento.

Portanto, em função do esforço atuante na ligação, tem-se:

- deformabilidade à flexão;
- deformabilidade ao esforço normal;
- deformabilidade ao cisalhamento;
- deformabilidade à torção;

A *deformabilidade à flexão* (λ_φ) de uma ligação, objeto deste trabalho, é a rotação relativa entre os elementos da estrutura que concorrem nesta ligação, causada pela ação de um momento fletor unitário. Para o caso dos pórticos planos que são estruturas compostas por elementos retos, esta rotação relativa está representada na Figura 3.1.

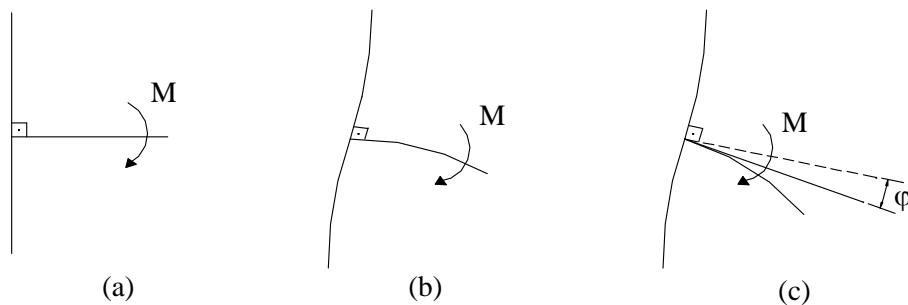


Figura 3.1 - a) Esquema geral de uma ligação de pórtico.

b) Ligação rígida submetida a momento fletor.

c) φ - Rotação da ligação semi-rígida submetida a momento fletor.

Com base na definição apresentada, escreve-se:

$$\lambda_{\varphi} = \frac{\varphi}{M} \quad \text{e} \quad K = \frac{1}{\lambda_{\varphi}} \quad (3.1)$$

λ_{φ} - deformabilidade à flexão da ligação

K - rigidez da ligação

φ - rotação da ligação

M - momento aplicado na ligação

A maneira usualmente empregada para representar a deformabilidade de uma ligação é através de um esquema de molas, no qual a deformabilidade é substituída por molas com constantes elásticas correspondentes. Na Figura 3.2 está representada, através de uma mola, a deformabilidade à flexão de uma ligação entre elementos lineares (elementos típicos dos pórticos).

Os dados relativos à deformabilidade das ligações são de fundamental interesse na análise do comportamento do sistema estrutural, uma vez que a deformabilidade de uma ligação provoca a liberação dos deslocamentos nas extremidades das barras, promovendo perda de rigidez da estrutura, redistribuição de esforços e modificação nos deslocamentos da estrutura. Portanto, a deformabilidade das ligações deve ser considerada na análise estrutural para que esta esteja o mais próximo possível do comportamento real da estrutura. Esta análise resultará em valores mais adequados para o dimensionamento e para o estudo da estabilidade da estrutura.

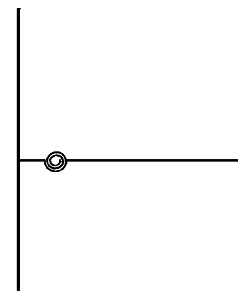


Figura 3.2 - Mola de flexão.

Muitos procedimentos foram e ainda estão sendo desenvolvidos para permitir a consideração da deformabilidade das ligações na análise da estrutura.

MONFORTON & WU (1963), desenvolveram um procedimento de cálculo que considera a deformabilidade das ligações para a análise de pórticos planos. Este processo foi desenvolvido para a análise linear de estruturas metálicas com ligações semi-rígidas e pode ser aplicado ao caso das estruturas pré-moldadas. O método

consiste na modificação de programas para análise de pórticos de nós rígidos que utilizem o processo dos deslocamentos. São feitas alterações na matriz de rigidez dos elementos da estrutura e no vetor dos esforços de bloqueio, em função da deformabilidade das ligações existentes.

O método desenvolvido por MONFORTON & WU (1963) foi empregado posteriormente por outros autores. Como exemplo citam-se BRUN & PICARD (1976) e FAFARD & PICARD et alii (1990).

BRUN & PICARD (1976) consideraram o comportamento não-linear da ligação. Muitos autores estudaram e ainda estudam o comportamento não-linear das ligações semi-rígidas, propondo aproximações a ele. Este assunto é abordado no item 3.2.1.

FAFARD & PICARD (1990) estenderam o desenvolvimento de MONFORTON & WU (1963) para as estruturas reticuladas espaciais, com a introdução da deformabilidade à torção. Os autores ainda comentam a respeito da modificação de um elemento finito para que este leve em conta a deformabilidade das ligações.

GERE & WEAVER (1965) e LIVESLEY (1975) também propuseram métodos para análise linear de estruturas com ligações semi-rígidas semelhantes ao desenvolvimento de MONFORTON & WU (1963).

FERREIRA (1993) implementou o desenvolvimento de MONFORTON & WU (1963), elaborando um programa de análise de pórticos planos com nós semi-rígidos, acrescentando a consideração da deformabilidade ao esforço axial. Baseado nos resultados fornecidos pelo programa, FERREIRA (1993) recomenda que na determinação dos deslocamentos das extremidades das barras seja também considerada a parcela correspondente ao deslocamento da ligação. Os deslocamentos das ligações são obtidos através da associação dos esforços nas extremidades das barras, com rigidez modificada, com as deformabilidades das ligações das respectivas extremidades.

LO & STIEMER (1994) contestaram o método de MONFORTON & WU (1963) pelo fato dos autores negligenciarem a deformabilidade ao cisalhamento e o tamanho da ligação em seu desenvolvimento. As ligações em estruturas metálicas

têm um comprimento em torno de 5% do valor do comprimento do elemento e, apesar de parecer pouco, o comprimento da ligação pode influenciar na distribuição de esforços e nos deslocamentos da estrutura. No caso das estruturas pré-moldadas de concreto o comprimento das ligações pode chegar a 10% do comprimento do elemento. Os autores mostram uma maneira de incorporar o comportamento deformável (à flexão e ao cisalhamento) e o tamanho das ligações em programas de cálculo de estruturas planas.

VIRDI & RAGUPATHY (1992), com base em estudos preliminares, desenvolveram um programa de computador para estudar o efeito das ligações semi-rígidas na estabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto. O programa, intitulado “SWANSA”, analisa estruturas pré-moldadas espaciais, levando em consideração a não-linearidade física e geométrica e a deformabilidade das ligações. Os resultados obtidos com a utilização do programa foram comparados com resultados experimentais e mostraram uma grande semelhança a estes.

Estes processos, em geral, consideram a ligação uma mola de flexão com rigidez constante (comportamento linear), ou variável (comportamento não-linear).

As ligações também podem ser desmembradas em um conjunto de elementos rígidos e deformáveis, no caso molas, que representam cada mecanismo de deformação da ligação. A não linearidade do comportamento das ligações é obtida através da utilização de adequadas leis constitutivas para as molas. A estes modelos, que representam a ligação, pesquisadores dão o nome de “*mechanical models*”.

Em PLUMIER (1994) é apresentada a evolução na idealização de um tipo de ligação viga-pilar comum nas estruturas metálicas. Primeiramente, a ligação é considerada como uma mola de rotação com comportamento não-linear. Posteriormente, são apresentadas duas idealizações da ligação através de um conjunto de molas com comportamento não-linear.

TSCHEMMERNEGG (1992), em um artigo publicado no COST C1: *Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections* (1992), propôs um “*mechanical model*” para simular o comportamento de ligações mistas. Para ambas as ligações entre viga e pilar metálicos com laje de concreto e entre viga e pilar mistos com laje de concreto foram desenvolvidos “*mechanical models*”.

Através da utilização de programas de computador sofisticados, como por exemplo o LUSAS e o ANSYS, as ligações podem ainda ser discretizadas em uma malha refinada de elementos finitos sendo incluídas na análise da estrutura como um todo.

CHIKHO & KIRBY (1995) propuseram um método aproximado para a obtenção do momento fletor em ligações semi-rígidas para pórticos nos quais as vigas possuem ligações idênticas em ambas as extremidades. Os autores partiram do conceito de viga conjugada, utilizado por MONFORTON & WU (1963), e através de algumas simplificações, determinaram fatores de correção, em função da rigidez da ligação, para o momento fletor nas extremidades dos elementos. A estrutura é então calculada considerando as ligações perfeitamente rígidas e os momentos obtidos através desta análise são corrigidos através dos fatores de correção.

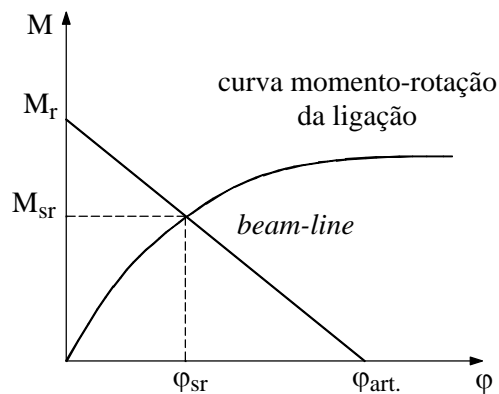


Figura 3.3 - Determinação de M_{sr} através da “*beam-line theory*”.

Muitos pesquisadores, inclusive o PCI: *Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete* (1988), recomendam a utilização da “*beam-line theory*” para determinar o momento fletor nas ligações semi-rígidas.

Segundo a teoria, o momento fletor na ligação semi-rígida (M_{sr}) é obtido através do momento fletor na mesma ligação, quando esta é considerada perfeitamente rígida (M_r), da rotação da ligação quando esta é considerada perfeitamente articulada ($\phi_{art.}$), da curva momento-rotação da ligação semi-rígida em questão e da “*beam-line*” (Figura 3.3).

3.2 DETERMINAÇÃO DA DEFORMABILIDADE DAS LIGAÇÕES

3.2.1 Ensaios físicos

Considerações iniciais

Os primeiros estudos sobre ligações semi-rígidas são atribuídos a Wilson e Moore, que em 1917 realizaram testes para determinar a rigidez de ligações viga-pilar rebitadas em estruturas metálicas.

Ensaio físicos em ligações entre elementos pré-moldados foram iniciados mais recentemente. Na década de 60, a Portland Cement Association (PCA) realizou um programa de pesquisa experimental em ligações de estruturas pré-moldadas de concreto. O programa abordou estudos sobre a continuidade em elementos pré-moldados em duplo T, a resistência do apoio no topo de colunas e vigas pré-moldadas, ligações viga-viga e viga-pilar com fixação através de parafusos em dentes rebaixados e a resistência em consolos e ligações por chapas metálicas em bases de colunas. Os resultados destes estudos estão registrados em uma série de artigos intitulados *Connections in Precast Structures*, publicados no *PCI Journal*.

Em 1986 foi fundado o projeto PCI-SFRAD (Specially Funded Research and Development) com um programa de pesquisa intitulado “*Moment Resistant Connections and Simple Connections*”. Foram ensaiados vários tipos de ligações viga-pilar para que fosse analisada sua resistência, ductilidade e rigidez. Em DOLAN et alii (1987) são apresentados, resumidamente, o programa de ensaio, a descrição dos modelos ensaiados, os resultados encontrados e as conclusões.

Em 1990 a indústria de pré-moldados da França (French Precast Concrete Industry) 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. O programa deu ênfase às ligações entre os elementos pré-moldados de concreto presentes nas estruturas em esqueleto. Até então, nenhum programa de ensaios tinha sido realizado na França para avaliar o comportamento das ligações destas estruturas. Em artigo publicado no COST C1: *Semi-rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections* (1992), DARDARE & COMAIR (1992) mostraram o procedimento e os resultados obtidos no ensaio realizado em uma ligação viga-pilar muito empregada na França.

Ensaio relacionados com a ligação em estudo não foram encontrados na bibliografia por esta ser uma ligação tipicamente brasileira. No entanto, ENGSTROM (1985) realizou testes em modelos, em escala natural, da *ligação viga-pilar articulada realizada com apoio sobre pilar e chumbador* (Figura 3.4).

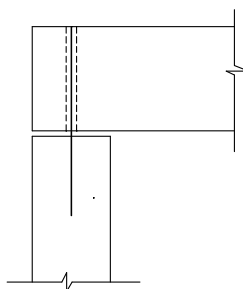


Figura 3.4 - Ligação ensaiada por ENGSTROM (1985).

Esta ligação se assemelha a que está em análise. O objetivo foi examinar o comportamento da ligação submetida a grandes deslocamentos e pesquisar indicações para melhorar o detalhamento da ligação com relação à ductilidade e à resistência residual. As relações força-deslocamento foram continuamente gravadas durante os testes e a influência dos vários detalhamentos na deformabilidade e na capacidade de energia de deformação foi estudada. Dois tipos de carregamentos foram aplicados. Na primeira série os modelos foram ensaiados ao cisalhamento, na segunda à flexão.

O mesmo autor em 1992 propôs um método analítico que prevê a relação carga x deslocamento para as ligações providas de tirantes, chamadas de “*tie connections*”. As “*tie connections*” são usadas nas estruturas pré-moldadas para proporcionar integridade estrutural e prevenir o colapso progressivo. Para desenvolver o modelo analítico primeiramente ENGSTROM (1992) realizou uma série de ensaios de tração simples em vários tipos de ligações idealizadas (Figura 3.5), para facilitar a avaliação dos resultados. Através dos resultados obtidos com os ensaios, ENGSTROM (1992) concluiu que a relação aderência x deslocamento só pode ser considerada segundo o modelo proposto pelo CEB/FIP durante a fase linear. No entanto, na fase plástica o modelo não se adequa muito bem, subestimando os deslocamentos. Desta forma, ENGSTROM (1992) modificando o modelo proposto

no CEB/FIP elaborou um modelo que representa fielmente o comportamento real da ligação.

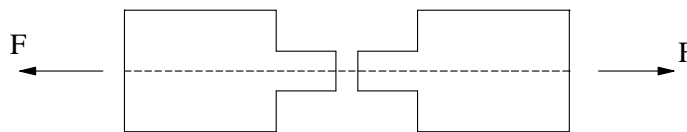


Figura 3.5 - Esquema dos ensaios de tração simples realizados por ENGSTROM (1992).

No Brasil, a realização de ensaios em ligações entre elementos pré-moldados de concreto ainda está em fase inicial.

Baseado nos ensaios realizados por ENGSTROM (1985), FERREIRA (1997) em seu trabalho de Doutorado, que se encontra em andamento, está realizando ensaios de cisalhamento, flexão e torção em modelos da *ligação viga-pilar articulada realizada com apoio sobre pilar com elastômero não fretado e chumbador* - classificação segundo FERREIRA (1993) (Figura 3.4). FERREIRA (1997) também pretende avaliar os parâmetros internos que estão associados à deformabilidade da ligação, com a medição da parcela de cada um dos mecanismos de deformação no valor global da deformabilidade.

Através da revisão bibliográfica realizada, percebeu-se que existe uma grande preocupação por parte dos pesquisadores em se estudar também a influência da rigidez parcial das ligações na estabilidade das estruturas pré-moldadas de concreto. Isto porque na maioria das vezes, as ligações viga-pilar nestas estruturas são consideradas articulações e na verdade elas possuem, em maior ou menor grau, uma certa rigidez, dependendo da ligação. Quando as ligações são consideradas articulações, a estabilidade estrutural é alcançada através do engastamento das colunas contínuas na base. Desta forma, as dimensões destas colunas são exageradas e antieconômicas.

LINDBERG & KERONEN (1992) desenvolveram um método analítico para analisar colunas das estruturas em pórticos pré-moldados de concreto (constituídos de dois pilares e uma viga disposta horizontalmente sobre os mesmos), comumente utilizadas para a execução de indústrias e galpões comerciais. Este tipo de estrutura vem sendo estudado na Universidade de Tampere, Finlândia, desde 1983. Na maioria das vezes as ligações viga-pilar destas estruturas são realizadas com a utilização de

almofadas de apoio e são consideradas articulações. A existência da almofada de apoio provoca um efeito que aumenta a rigidez da estrutura. Este efeito foi considerado no modelo desenvolvido pelos autores. Para servir de parâmetro de comparação com o modelo teórico desenvolvido foram realizados testes, em escala natural, em estruturas em esqueleto com cinco tipos de ligações diferentes, entre elas uma articulação e uma ligação provida de uma almofada de apoio. Como conclusão cita-se que ao se utilizar a ligação provida de almofada de apoio a estrutura sofreu menores deslocamentos que ao se utilizar uma articulação. Os deslocamentos obtidos através do modelo teórico estão de acordo com os obtidos experimentalmente.

VIRDI & RAGUPATHY (1992) realizaram uma série de ensaios em estruturas pré-moldadas de concreto compostas por um pilar contínuo de 6,0 m de altura e uma viga curta (2,0 m) ligada a ele no seu ponto médio. Os tipos de ligações viga-pilar utilizados foram fornecidos por fabricantes que participaram do projeto. O objetivo dos ensaios foi avaliar o efeito da rigidez parcial das ligações na estabilidade das estruturas pré-moldadas de concreto. Os resultados foram utilizados para comparação com os resultados obtidos através do programa de computador “SWANSA”, mencionado anteriormente. Foi verificado que os resultados fornecidos pelo programa e pelos ensaios são próximos no que diz respeito a carregamentos últimos, deslocamentos e distribuições de tensão.

ELLIOTT et alii (1992) realizaram 14 ensaios, em escala natural, em ligações (tridimensionais) laje-viga-pilar para obter seus diagramas momento-rotação. As ligações foram ensaiadas com carregamento horizontal reversível, uma vez que estudos anteriores analisaram o comportamento destas ligações sob a ação de carregamentos estáticos. Com a rigidez parcial das ligações determinada, desenvolveu-se um estudo teórico para avaliar a influência da semi-rigidez das ligações na estabilidade da estrutura. O estudo teórico foi realizado com a utilização do programa desenvolvido por Mahdi e do programa “SWANSA”. Como conclusões convém mencionar que todas as ligações ensaiadas são, em maior ou menor grau, semi-rígidas e que esta semi-rigidez deve ser considerada na determinação dos parâmetros relativos à estabilidade da estrutura, uma vez que tal consideração aumenta a rigidez da estrutura, que normalmente é calculada com a consideração de que as ligações viga-pilar são articuladas.

Conforme mencionado, não foram encontrados na literatura ensaios realizados na ligação viga-pilar em estudo no presente trabalho. Desta forma, concluiu-se ser válida a realização de um ensaio em um modelo da ligação em análise, com o objetivo de observar sua deformabilidade à flexão, sobretudo os mecanismos de deformação da ligação. A segurança e o modo de ruptura da ligação também foram observados com a execução do ensaio.

Com o intuito de analisar a deformabilidade à tração do chumbador inserido no concreto, realizou-se também um ensaio de arrancamento do chumbador.

Curvas momento-rotação

Ensaio em modelos de ligações pré-moldadas fornecem sua deformabilidade através do diagrama *momento-rotação*. Este gráfico representa a relação entre o momento fletor (M) aplicado na ligação e a rotação relativa (ϕ), entre os elementos da estrutura que concorrem nesta ligação, provocada pela atuação do momento fletor (Figura 3.6). Segundo ele, pode-se distinguir as ligações, com relação à sua deformabilidade, em três grupos: ligações perfeitamente rígidas, ligações perfeitamente articuladas e ligações parcialmente rígidas. O eixo das abcissas representa as ligações perfeitamente articuladas e o eixo das ordenadas representa as ligações perfeitamente rígidas. A curva mostra o comportamento não-linear das ligações parcialmente rígidas.

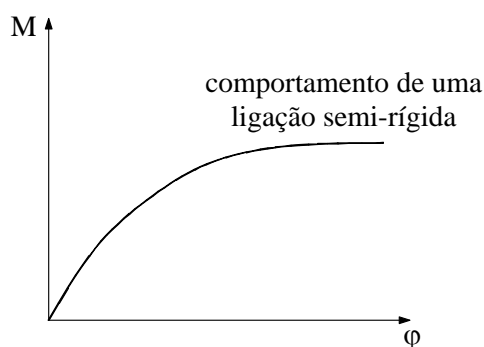


Figura 3.6 - Diagrama momento-rotação.

A complexidade do comportamento das ligações, devido à não-linearidade, tem sido um obstáculo para o desenvolvimento de um simples método de análise das estruturas semi-rígidas. O comportamento não-linear das ligações pode ser concebido

de maneira iterativa a qual não faz parte da rotina prática dos projetos, pois esta exige razoável esforço computacional e programas de computadores apropriados. Este fato conduziu ao desenvolvimento de representações simplificadas da relação momento-rotação, que forneçam resultados com boa precisão a fim de que a consideração da flexibilidade das ligações possa ser uma opção viável a projetistas.

Desde 1930, métodos de modelagem da relação momento-rotação das ligações parcialmente rígidas têm sido desenvolvidos com base em estudos experimentais.

GIBBONS et alii (1996) mostram algumas formas de se considerar a relação momento-rotação. BJORHOVDE ² apud GIBBONS et alii (1996) observou que as rotações nos apoios de uma viga biapoiada com dimensões usualmente adotadas na prática e com solicitações de serviço são, geralmente, menores que 0,0092 rad. E para esta rotação, o comportamento da relação momento-rotação é praticamente linear. A rigidez tangente K_i foi muito utilizada por pesquisadores na análise de estruturas semi-rígidas por causa da facilidade de sua determinação, ver Figura 3.7.

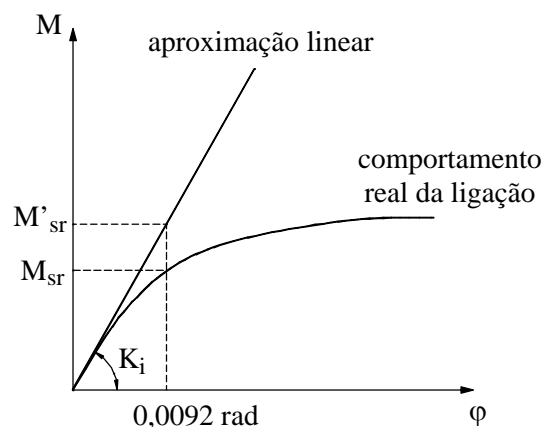


Figura 3.7 - Rigidez inicial (K_i) da ligação semi-rígida (GIBBONS et alii, 1996).

Entretanto, tem sido mostrado que ao utilizar o valor tangente (K_i) superestima-se a rigidez da ligação. Desta forma, os autores aproveitaram o estudo de Bjorhovde e determinaram uma rigidez secante para a ligação correspondente a rotação de 0,01 rad (K_{10}), Figura 3.8.

² BJORHOVDE, R. (1984) Effect of end restraint on column strength - practical applications. *AISC Engineering Journal*, v. 20, n. 1, p. 1-13.

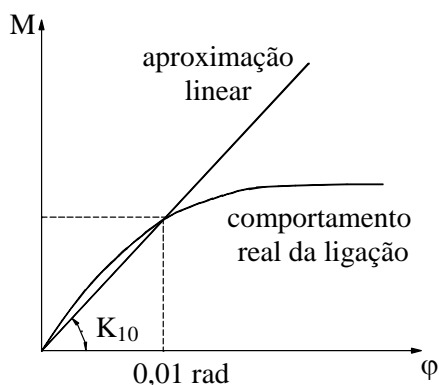


Figura 3.8 - Rigidez secante da ligação semi-rígida (GIBBONS et alii, 1996).

Uma outra alternativa seria considerar a rigidez secante (K_m) correspondente ao momento resistente de projeto da ligação (Figura 3.9).

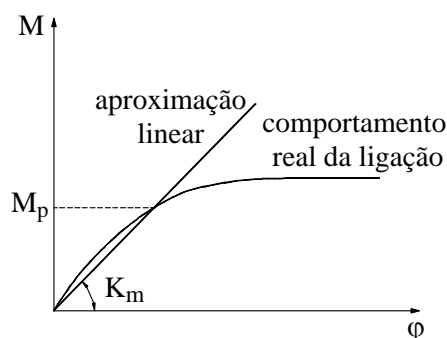


Figura 3.9 - Rigidez secante da ligação correspondente ao momento resistente de projeto da ligação (GIBBONS et alii, 1996).

BARAKAT & CHEN ³ apud GIBBONS et alii (1996) determinaram uma rigidez secante (K_{k0}) referente à rotação da ligação na interseção da reta correspondente à rigidez inicial com a linha do momento último (M_u) da ligação (Figura 3.10).

³ BARAKAT, M.; CHEN, W.F. (1990). Practical analysis of semi-rigid frames. *AISC Engineering Journal*, v 26, n. 2, p. 54-68.

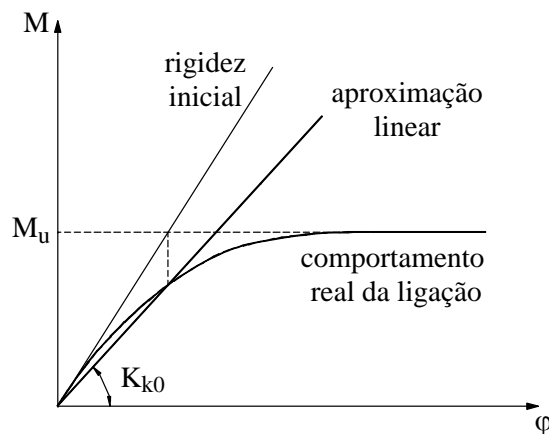


Figura 3.10 - Rigidez secante correspondente ao momento último da ligação.

(GIBBONS et alii, 1996)

Métodos mais elaborados de modelagem do comportamento não-linear das ligações semi-rígidas foram apresentados, porém a utilização destes métodos na prática ainda não foi alcançada.

LIONBERGER & WEAVER (1969) estudaram o desempenho de estruturas com ligações semi-rígidas, quando submetidas a carregamentos dinâmicos, usando um modelo bi-linear para a relação momento-rotação. ROMSTAD & SUBRAMANIAN (1970) também utilizaram um modelo bi-linear para analisar a influência da deformabilidade das ligações na estabilidade das estruturas metálicas.

MONCARZ & GREESTLE (1981) estudaram o comportamento de várias estruturas, para analisar a influência das aproximações feitas à relação momento-rotação na previsão dos deslocamentos, distribuição de esforços, estabilidade da estrutura, etc. Para isto utilizaram uma relação momento-rotação tri-linear, a qual foi comparada à aproximação linear.

FRYE & MORRIS ⁴ (1975) apud COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT (1992) desenvolveram equações para a relação momento-rotação para um grande número de ligações comumente empregadas nas estruturas metálicas, utilizando uma função polinomial, a qual representa com razoável precisão o comportamento real da ligação. Outros autores expressaram a relação momento-rotação através de expressões mais sofisticadas, como por exemplo funções exponenciais.

3.2.2 Modelos analíticos

No passado, as curvas momento-rotação das ligações somente eram obtidas através de ensaios físicos. Estes tipos de testes, apesar de representativos e eficientes, consomem tempo e são caros, e os dados gerados através deles são limitados ao modelo ensaiado. Como uma alternativa pesquisadores desenvolveram modelos analíticos. O desenvolvimento de modelos analíticos, devidamente calibrados com ensaios, é particularmente interessante.

CHEFDEBIEN (1996) propôs um modelo analítico da ligação viga-pilar executada mediante consolo e chumbador, com posterior colocação de armadura e concretagem no local para garantir a continuidade da ligação. Os resultados da análise do comportamento à flexão do modelo foram comparados com resultados experimentais. Observou-se que o momento último calculado analiticamente e o determinado experimentalmente são próximos, porém a rotação calculada analiticamente é maior que a determinada experimentalmente. CHEFDEBIEN (1996) recomenda a realização de estudos mais aprofundados dos parâmetros envolvidos durante a deformação da ligação, para aprimorar os modelos analíticos desenvolvidos para representar o comportamento das ligações.

Muitos pesquisadores têm desenvolvido estudos a respeito destes parâmetros, chamados de “*mecanismos básicos de deformação*”.

DEI POLI et alii (1992) estudou o comportamento de um pino inserido no concreto submetido ao cisalhamento. CATÂNIA & MENDITO (1978) estudaram as deformações em almofadas de elastômero fretado e não fretado. BRAGA (1986) também analisou o comportamento dos aparelhos de apoio de elastômeros. Mais ligado ao tema das ligações entre elementos pré-moldados de concreto pode-se citar BLJUGER (1988) que estudou a deformabilidade de juntas comprimidas, com e sem argamassa de preenchimento. O autor ainda comenta sobre a influência da ancoragem das barras (elementos de vinculação) e de seus diâmetros em ligações submetidas a tração e flexão e traz uma tabela com alguns tipos de ligações e suas deformabilidades ao cisalhamento.

⁴ FRYE, M.J.; MORRIS, G.A. (1975). Analysis of flexibly-connections steel frames. *Canadian*

A determinação da deformabilidade de uma ligação de forma analítica não é simples, pois as ligações constituem regiões de comportamento complexo, com concentração de tensões e influência de uma série de fatores (descontinuidade, presença de insertos metálicos, etc.). FERREIRA (1993) propôs uma metodologia para o cálculo da deformabilidade de algumas ligações das estruturas pré-moldadas de concreto a partir do equacionamento dos mecanismos básicos de deformação destas ligações.

A metodologia para o cálculo da deformabilidade das ligações consiste de três etapas.

Primeiramente deve ser feita a consideração dos esforços a serem transmitidos através das ligações. Estes esforços dependem da função estrutural que se pretende dar às ligações, tendo em vista a distribuição de esforços na estrutura, bem como sua estabilidade.

Na seqüência, determinam-se os mecanismos de vinculação presentes na ligação, sendo estes função do sistema de vinculação utilizado para a transferência dos esforços acima mencionados.

Após a definição dos mecanismos de vinculação, identifica-se o ***mecanismo básico de deformação***, ou seja, a deformação específica de cada elemento de vinculação da ligação. A deformabilidade da ligação é obtida através da associação da deformação específica de cada elemento de vinculação desta ligação. Para cada tipo de ligação, deve-se estudar a forma de associação (série ou paralelo) entre os mecanismos básicos de deformação presentes na ligação.

Deformabilidade da ligação viga-pilar realizada através de consolo e chumbador

De acordo com o desenvolvimento de FERREIRA (1993), para a determinação da deformabilidade à flexão da ligação em análise (Figura 3.11) foi considerado o mecanismo de deformação por alongamento do chumbador tracionado associado em série ao mecanismo de deformação por flexão do consolo.

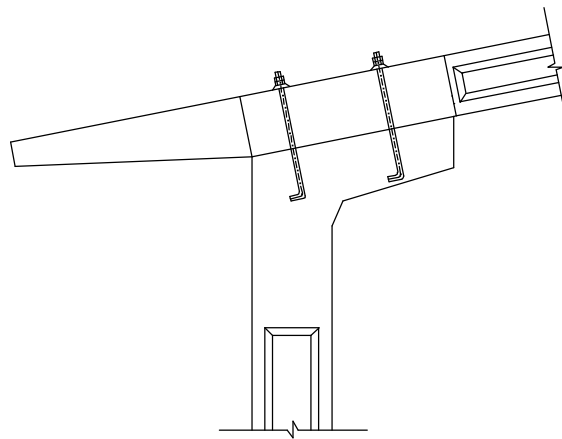


Figura 3.11 - Ligação viga-pilar (FERREIRA, 1993).

Segundo o trabalho mencionado, este último mecanismo só pode ser considerado se o consolo tiver dimensões que garantam seu comportamento como viga e não como consolo curto, no qual não há predomínio da flexão. FERREIRA (1993) baseou-se na hipótese de que, quando aplicado um momento fletor na ligação, ocorrerá tração em um dos chumbadores e compressão em parte do consolo. A Figura 3.12 representa a distribuição de tensão de compressão no consolo, adotada por FERREIRA (1993), e o esforço no chumbador tracionado.

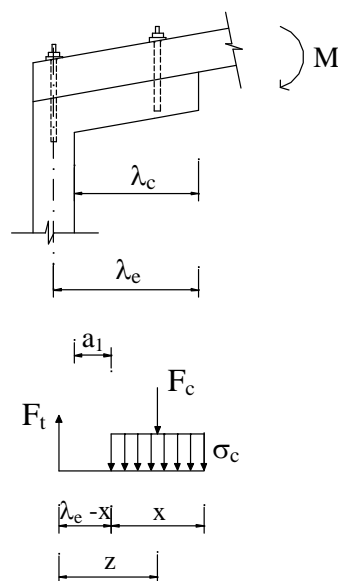


Figura 3.12 - Compressão no consolo e tração no chumbador (FERREIRA, 1993).

Calcula-se a deformabilidade à flexão da ligação através da equação (3.2):

$$\lambda_{\varphi} = \frac{\varphi}{M} \quad (3.2)$$

λ_{φ} - deformabilidade à flexão da ligação

φ - rotação da ligação

M - momento aplicado à ligação

Estabelecendo o equilíbrio de momentos (Figura 3.12), tem-se:

$$M = F_t \cdot z = F_c \cdot x \quad (3.3)$$

$$z = (\lambda_e - 0,5 \cdot x) \quad (3.4)$$

F_t - resultante de tração no chumbador

F_c - resultante de compressão no consolo

z - braço de alavanca do binário

x - comprimento da região de compressão no consolo

De acordo com a Figura 3.13, percebe-se que:

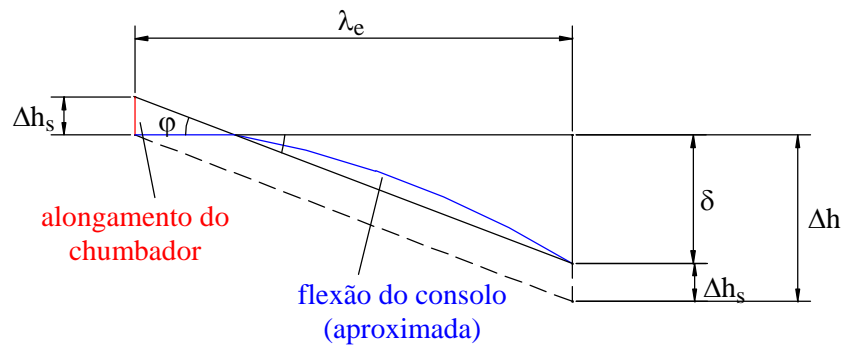


Figura 3.13- Compatibilidade de deslocamentos dos componentes da ligação.

$$\varphi = \frac{\Delta h}{\lambda_e} \quad (3.5)$$

Δh - deslocamento relativo vertical total da ligação

λ_e - distância da borda comprimida até a resultante de tração

Sendo:

$$\Delta h = \delta + \Delta h_s \quad (3.6)$$

δ - deslocamento vertical da borda do consolo

Δh_s - alongamento do chumbador

δ é determinado de acordo com o esquema representado na Figura 3.14:



$$q = \frac{F_c}{x} = \frac{M}{z \cdot x} \quad (3.7)$$

Figura 3.14 - Esquema estático para o cálculo de δ .

$$\delta = \frac{M}{24 \cdot E_c \cdot I_c \cdot x \cdot z} \cdot (3 \cdot \lambda_c^4 - 4 \cdot a_1^3 \cdot \lambda_c + a_1^4) \quad (3.8)$$

λ_c - comprimento do balanço

a_1 - distância entre o engaste do consolo e o início da sua região comprimida.

E_c - módulo de elasticidade do concreto

I_c - momento de inércia do consolo

O alongamento do chumbador (Δh_s) é obtido calculando-se o alongamento de uma barra de comprimento λ_s inserida no concreto, conforme indicado na Figura 3.15.

Sabendo que:

$$\Delta h_s = \frac{\lambda_s \cdot F_t}{A \cdot E_s} \quad (3.9)$$

F_t - resultante de tração no chumbador

A - área da seção transversal do chumbador

E_s - módulo de elasticidade longitudinal do chumbador

λ_s - comprimento da barra considerado para o cálculo

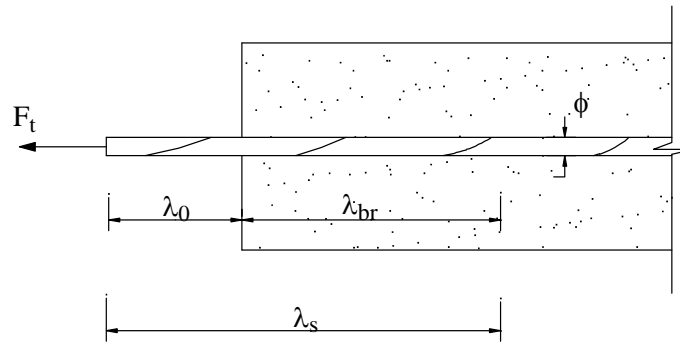


Figura 3.15 - Representação de uma barra inserida no concreto submetida a uma força F_t .
(FERREIRA, 1993)

Sendo:

$$\lambda_s = \lambda_0 + \lambda_{br} \quad (3.10)$$

λ_0 - distância da face do elemento de concreto ao ponto de aplicação de F_t

λ_{br} - comprimento de ancoragem de referência

O comprimento de ancoragem de referência (λ_{br}) é determinado em função do comprimento de ancoragem (λ_b) da barra. FERREIRA (1993), baseado no diagrama da Figura 3.16, recomenda $\lambda_{br} = 0,5 \cdot \lambda_b$ (comprimento de ancoragem da barra).

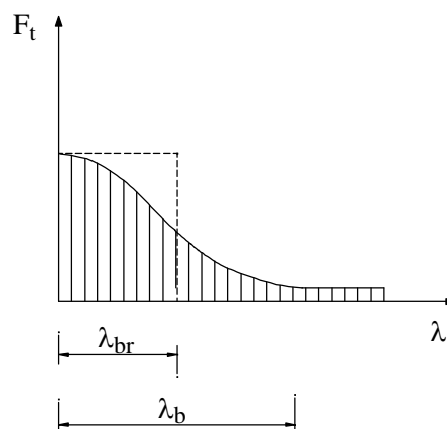


Figura 3.16 - Desenvolvimento da força de tração em uma barra de aço inserida no concreto.

Porém, através do ensaio de arrancamento e do ensaio realizado no modelo da ligação viga-pilar, descritos no capítulo 5, constatou-se que, para o caso desta ligação, ao invés de utilizar 50 % do comprimento de ancoragem da barra é melhor utilizar 80 % do comprimento de embutimento do chumbador. Isto porque, na maioria das vezes, a ancoragem utilizada é mecânica pois o comprimento da parte do chumbador inserida no concreto é menor que o necessário à ancoragem por aderência. Segundo os ensaios mencionados, sob carregamento de serviço, esta fração do comprimento de embutimento dos chumbadores (80%) contribui para o seu alongamento. Logo:

$$\lambda_s = \lambda_0 + 0,8 \cdot \lambda_{emb}. \quad (3.11)$$

λ_{emb} . - comprimento do chumbador inserido no concreto (pilar)

Calculados Δh_s e δ determina-se Δh :

$$\Delta h = \frac{M \cdot \lambda_s}{A \cdot E_s \cdot z} + \frac{M}{24 \cdot E_c \cdot I_c \cdot x \cdot z} \cdot (3 \cdot \lambda_c^4 - 4 \cdot a_1^3 \cdot \lambda_c + a_1^4) \quad (3.12)$$

Substituindo Δh na equação 3.5 tem-se:

$$\varphi = \frac{M \cdot \lambda_s}{A \cdot E_s \cdot z \cdot \lambda_e} + \frac{M}{24 \cdot E_c \cdot I_c \cdot x \cdot \lambda_e \cdot z} \cdot (3 \cdot \lambda_c^4 - 4 \cdot a_1^3 \cdot \lambda_c + a_1^4) \quad (3.13)$$

Logo, a deformabilidade à flexão da ligação é:

$$\lambda_\varphi = \frac{\lambda_s}{A \cdot E_s \cdot z \cdot \lambda_e} + \frac{(3 \cdot \lambda_c^4 - 4 \cdot a_1^3 \cdot \lambda_c + a_1^4)}{24 \cdot E_c \cdot I_c \cdot x \cdot \lambda_e \cdot z}$$

A deformabilidade é função da extensão da região de compressão do consolo. FERREIRA (1993) recomenda que se adote $z = 0,87 \cdot \lambda_e$ logo $x = 0,26 \cdot \lambda_e$.

Com este tipo de análise, FERREIRA (1993) determinou a deformabilidade da ligação desconsiderando a influência da flexão da parte da viga pertencente à ligação. A flexão da viga colabora com a deformabilidade da ligação, uma vez que sua rigidez influi diretamente no esforço de tração transmitido aos chumbadores e, portanto, no seu alongamento. A análise do alongamento do chumbador isoladamente à análise da flexão do consolo, retrata a associação em série dos mecanismos básicos de deformação, utilizada por FERREIRA (1993). No caso da deformação da ligação submetida a momento fletor, tal consideração pode comprometer os resultados uma vez que a flexão do consolo altera o esforço no chumbador.

3.2.3 Simulações numéricas

O grande desenvolvimento dos métodos numéricos conduziu à elaboração de programas de análise bastante sofisticados. Estes programas, em geral, baseados no Método dos Elementos Finitos ou no Método dos Elementos de Contorno, permitem o estudo de regiões da estrutura que constituem zonas com comportamento complexo e de concentração de tensões, através da discretização e da simulação das condições de contorno destas regiões.

Apesar de serem métodos aproximados, devido à discretização da estrutura em partes finitas e sendo esta, na realidade contínua, resultados com elevada precisão podem ser obtidos através da adoção de uma discretização adequada da estrutura.

O estudo do comportamento e da distribuição de tensões nas ligações entre elementos pré-moldados encontrou, na análise numérica, uma ferramenta valiosa. A determinação da deformabilidade das ligações das estruturas pré-moldadas que somente era realizada através de ensaios físicos ou, simplificada, através de modelos analíticos, agora pode ser obtida através de simulações numéricas.

No caso das estruturas metálicas, simulações numéricas estão sendo realizadas desde a década de 70 para o estudo das ligações flexíveis presentes nestas estruturas. Krishnamurthy, Battles, Grady entre outros, na década de 70, realizaram

pesquisas em ligações de estruturas metálicas através do Método dos Elementos Finitos com a utilização de uma variedade de modelos. Em 1971 na Universidade de Auburn iniciou-se um projeto de estudo, via elementos finitos, das “*end plate connections*”, do qual Krishnamurthy e Grady faziam parte. Neste projeto foram desenvolvidos estudos de modelos bi e tridimensionais destas ligações.

RIBEIRO (1995) analisou a ligação viga-coluna realizada através de chapa de topo, comumente utilizada nas estruturas metálicas com uma modelagem via Método dos Elementos Finitos. RIBEIRO (1995) também estudou o comportamento estrutural destas ligações.

PARVIN (1992), no âmbito das estruturas pré-moldadas de concreto, estudou a capacidade de carga e o mecanismo de ruptura das ligações parede-laje, através da análise não-linear com simulação da ligação via Método dos Elementos Finitos.

MOHAMED & JOLLY (1994) realizaram uma modelagem através do Método dos Elementos Finitos das chamadas “*sleeved bolt connections*”, utilizadas na união de vigas e colunas pré-moldadas de concreto, para sua comparação com os resultados experimentais previamente obtidos. Com a utilização do programa ANSYS, foram desenvolvidos modelos tridimensionais os quais forneceram dados relativos à distribuição das tensões e deformações dos componentes da ligação.

A tendência natural de utilização desta ferramenta de análise, bastante moderna e eficiente, não deve ser desconsiderada por parte dos pesquisadores.

4 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com o intuito de obter a deformabilidade à flexão da ligação viga-pilar em estudo, e compará-los com resultados experimentais, foram realizadas experimentações numéricas. Estas simulações foram feitas com a utilização do programa LUSAS - *Finite Element Analysis System* (1995) versão 11. Este programa utiliza o Método dos Elementos Finitos como base para seu sistema de análise.

4.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E FÍSICAS DA LIGAÇÃO

Na análise das estruturas monolíticas, as ligações (nós) entre os elementos são consideradas pontos sem dimensões. Contudo, as ligações entre elementos pré-moldados não são tratadas como pontos sem dimensões e sim regiões com dimensões finitas. Há, portanto, a necessidade de se determinar as dimensões destas ligações, estabelecendo o limite entre os elementos e a ligação. No presente trabalho consideraram-se os limites da ligação de acordo com o que está representado em linha contínua na Figura 4.1. Pode-se perceber que a parte da viga considerada como parte da ligação estende-se até a extremidade direita do consolo e que não foi incluído na ligação nenhum trecho proveniente do pilar.

Para modelar os elementos de concreto que constituem a ligação (viga e consolo) utilizou-se o concreto com resistência característica à compressão igual à 35,8 MPa e módulo de elasticidade longitudinal secante ($E_c = 18854$ MPa) referentes ao modelo ensaiado. O módulo de elasticidade longitudinal do aço ($E_s = 200000$ MPa) foi tomado igual ao dos chumbadores presentes no ensaio da ligação. Estes parâmetros característicos dos materiais foram obtidos experimentalmente. Admitiu-

se o coeficiente de Poisson para o concreto igual a $\nu = 0,2$ e para o aço igual a $\nu = 0,3$.

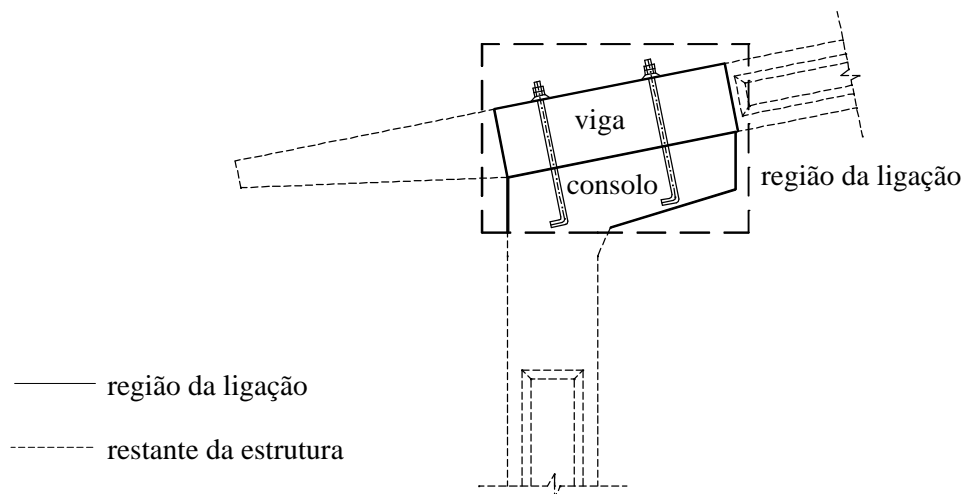


Figura 4.1 - Região da ligação viga-pilar.

As dimensões das ligações utilizadas nas simulações foram determinadas a partir de plantas de forma fornecidas pela empresa CSM - Componentes, Sistemas e Máquinas para Concreto (1996). Tais dimensões podem vistas na Tabela 4.1.

4.3 MODELAGEM

É proposta neste trabalho, uma análise linear da ligação, embora esta não seja totalmente apropriada para as ligações das estruturas pré-moldadas de concreto, cujo comportamento é, a rigor, não-linear.

Na modelagem, considerou-se a ligação como uma estrutura plana submetida a um estado plano de tensão. Os componentes de **concreto** foram modelados com um *elemento finito bidimensional contínuo* (QPM4 - elemento de chapa), o qual possui quatro nós (forma quadrilateral) e dois graus de liberdade em cada nó - translações nas direções x e y -, respectivamente chamados de deslocamentos u e v . A profundidade da ligação foi considerada através da espessura (t) do elemento sendo esta também responsável por sua rigidez. Os **chumbadores** foram substituídos por *elementos de ligação* (Figura 4.2). O elemento de ligação é usado para conectar dois nós em elementos finitos adjacentes, sendo capaz de simular um engastamento

parcial entre os nós conectados. Na modelagem foi utilizado o elemento de ligação (JNT3) composto por duas molas de translação: translações nas direções x e y . Este elemento foi escolhido em função da necessidade de compatibilidade com o elemento finito utilizado para simular o concreto. Utilizou-se, ainda, um elemento de ligação para fixar o ponto de rotação na extremidade direita do consolo. O erro que se comete na consideração do ponto de rotação fixo na extremidade do consolo, nos casos em que o contato ocorre em uma região e não em um ponto, é pequeno e, portanto, foi desconsiderado.

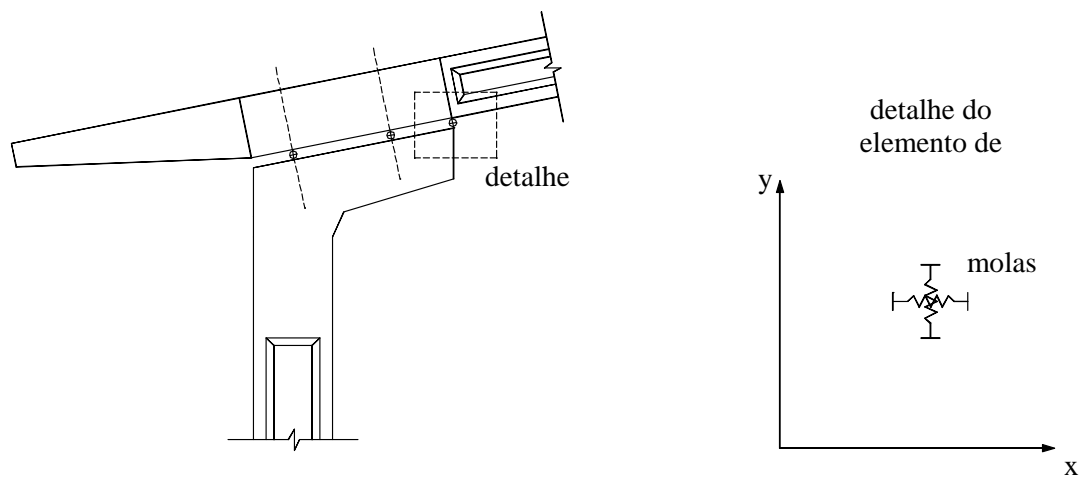


Figura 4.2 - Elemento de ligação - JNT3.

Nas experimentações numéricas a ligação foi submetida à ação de um momento fletor proveniente das ações de serviço que atuam na estrutura dos galpões.

Modelo utilizado nas simulações numéricas

Para facilitar a análise numérica, desconsiderou-se a inclinação da ligação, ou seja, viga e consolo foram considerados horizontais. Esta simplificação resultou no esquema apresentado na Figura 4.3, onde está apresentada, em linhas contínuas, a região da estrutura correspondente à ligação.

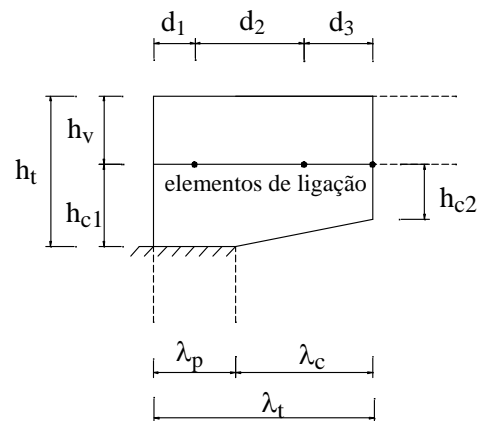


Figura 4.3 - Modelo utilizado para a realização das simulações numéricas.

4.4 ANÁLISE NUMÉRICA

Foram realizadas simulações da viga e do consolo separadamente e simulações da ligação como um todo, onde a viga e consolo foram analisados conjuntamente.

Foi determinada a deformabilidade à flexão de quatro ligações com dimensões diferentes. Inicialmente os chumbadores foram considerados perfeitamente aderidos ao concreto. Posteriormente, de posse dos resultados do ensaio de arrancamento e do ensaio realizado no modelo da ligação, a possibilidade de deslizamento dos chumbadores inseridos no concreto foi considerada. Estes ensaios indicaram que para carregamentos de serviço praticamente não existe mais a aderência entre o concreto e o chumbador.

4.4.1 Análise da viga e do consolo separadamente

Esta análise teve por finalidade a obtenção de parâmetros de referência para a análise posterior da ligação como um todo.

Estudo do comportamento da viga

Para este estudo, admitiu-se o trecho da viga, considerado como parte da ligação, suportado por dois apoios elásticos (apoios a e b) e um apoio fixo (apoi c). Os apoios elásticos representaram os chumbadores, traduzindo seu comportamento

deformável. O apoio fixo, por sua vez, foi utilizado para fixar o ponto de rotação na extremidade direita do consolo.

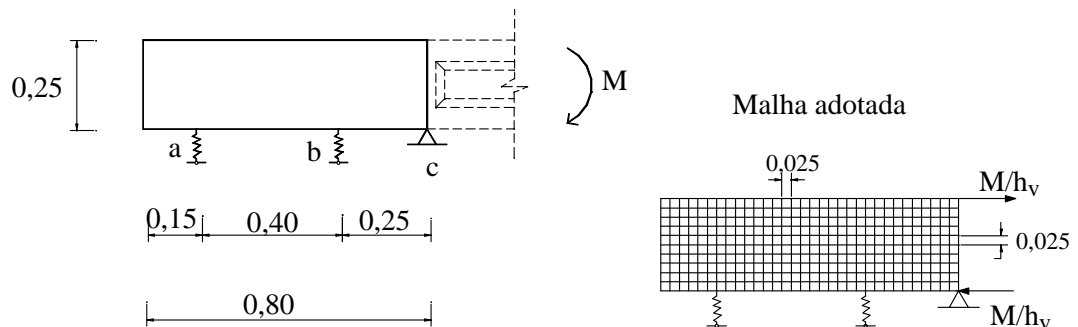


Figura 4.4 - Geometria, dimensões e malha do modelo da viga (dimensões em metros).

Na Figura 4.4 estão representadas a geometria, as dimensões e a malha adotada para o modelo da viga utilizado na simulação.

Como coeficiente de rigidez (K_y) das molas dos apoios a e b, utilizou-se a rigidez de uma barra de aço submetida à tração com área (A) igual à da seção transversal dos chumbadores e comprimento igual ao seu comprimento livre mais 80% de seu comprimento inserido no concreto. Esta porcentagem demonstra a aderência praticamente nula entre o concreto e o chumbador quando a força de tração atinge o esforço de serviço dos chumbadores. Com isto praticamente todo o comprimento do chumbador contribui para a determinação de seu alongamento.

Os chumbadores são inseridos no pilar durante sua concretagem. Após a realização da ligação, ficam livres dentro de um furo, sendo apenas parafusados no topo da viga. Portanto, seu comprimento livre é igual à altura da viga ($\lambda_0 = h_v = 25,0$ cm).

O comprimento da parte dos chumbadores inserida no concreto ($\lambda_{emb.}$) varia com as dimensões das ligações. Neste caso foi considerado igual a 27,0 cm.

A expressão do coeficiente de rigidez (K_y) de uma barra submetida à tração está indicada na expressão 4.1:

$$K_y = \frac{E_s \cdot \pi \cdot \phi^2}{4 \cdot \lambda_s} \quad (4.1)$$

K_y - rigidez à tração

ϕ - diâmetro do chumbador

λ_s - $\lambda_0 + 0,8 \cdot \lambda_{emb}$.

E_s - módulo de elasticidade longitudinal do aço do chumbador

Sabendo-se que:

ϕ - 19,05 mm

λ_s - 0,466 m

E_s - 200E06 kN/m²

determina-se o coeficiente de rigidez dos apoios elásticos a e b:

$$K_y = 122317 \text{ kN/m}$$

Estudo do comportamento do consolo

As reações de apoio obtidas da análise da viga foram aplicadas, em seguida, no consolo. A Figura 4.5 ilustra o modelo e a malha usados na modelagem do consolo.

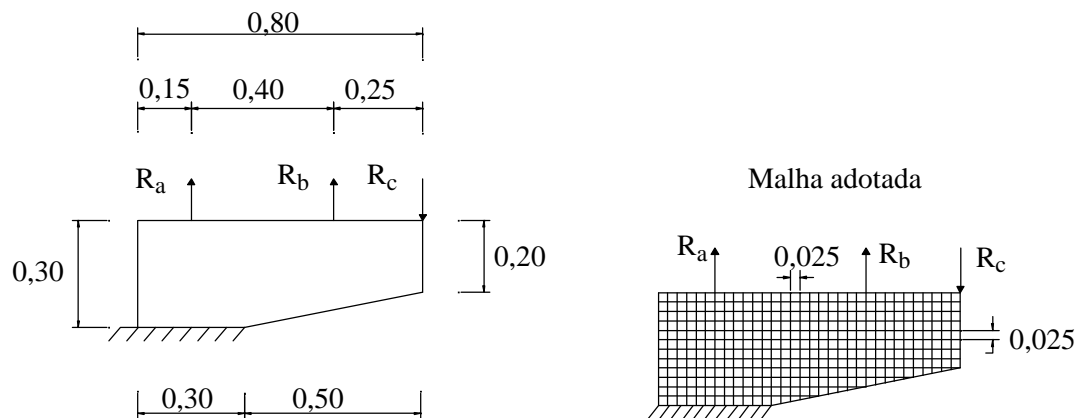


Figura 4.5 - Geometria, dimensões e malha do modelo do consolo (dimensões em metros).

4.4.2 Análise da ligação como um todo

A análise em separado dos comportamentos da viga e do consolo submetidos à ação de um momento fletor, proporcionou os subsídios necessários para o estudo do comportamento da ligação como um todo.

Para isto, utilizou-se o elemento de ligação JNT3 que substituiu os chumbadores unindo os elementos de chapa da viga com os elementos de chapa do consolo, nos pontos de contato. Considerou-se como pontos de ligação da viga com o consolo os pontos a, b e c, já mencionados. Para os pontos a e b foi utilizado coeficiente de rigidez infinitamente grande para a mola na direção x do elemento de ligação, a fim de não permitir deslocamentos relativos dos pontos nesta direção. Como coeficiente de rigidez na direção y (direção do alongamento do chumbador) foi adotado o valor do coeficiente de rigidez dos apoios elásticos usados na simulação da viga isoladamente. Com relação ao apoio c, para ambos os coeficientes de rigidez (K_x e K_y) do elemento de ligação foram atribuídos valores muito grandes.

Para a análise em conjunto da viga e do consolo, simulou-se a estrutura através do modelo representado na Figura 4.6, onde também são indicadas as dimensões da ligação.

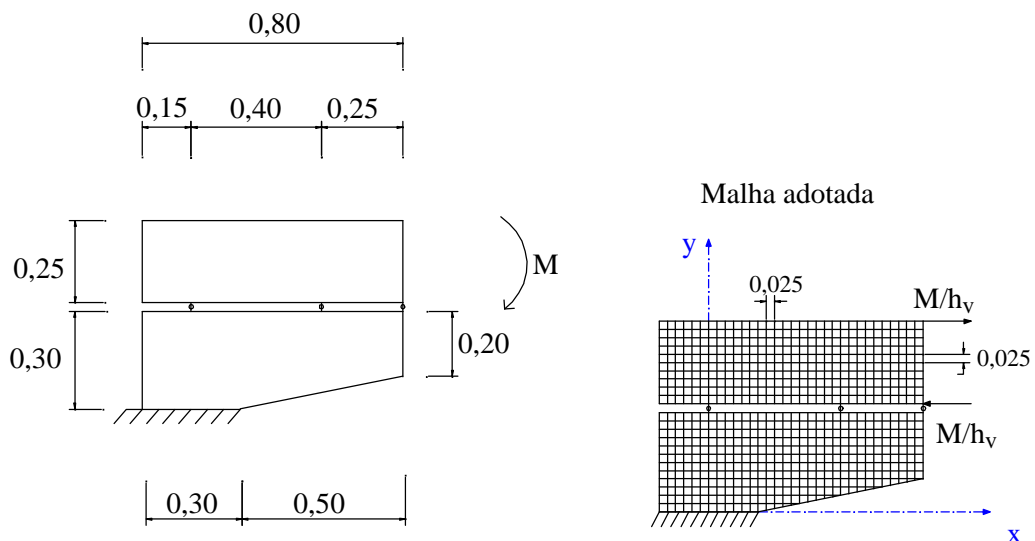


Figura 4.6 - Geometria e dimensões do modelo da ligação (dimensões em metros).

4.4.3 Deformabilidade em função das dimensões da ligação

Foram realizadas análises numéricas em ligações com dimensões diferentes e que são comumente utilizadas na prática. Além das dimensões do modelo representado na Figura 4.6, foram simuladas outras 3 ligações, cujas dimensões estão apresentadas nas Tabelas 4.1 e 4.2 (ver Figura 4.3).

Tabela 4.1 - Dimensões das ligações simuladas.

ligação	d ₁ (m)	d ₂ (m)	d ₃ (m)	h _v (m)	h _{c1} (m)	h _{c2} (m)	t (m)	λ _p (m)	λ _c (m)
ligação 1	0,19	0,60	0,21	0,50	0,50	0,20	0,25	0,37	0,63
ligação 2	0,15	0,40	0,25	0,25	0,30	0,20	0,25	0,30	0,50
ligação 3	0,12	0,37	0,15	0,24	0,30	0,16	0,24	0,22	0,42
ligação 4	0,10	0,40	0,10	0,20	0,30	0,18	0,20	0,20	0,40

Obs.: * A ligação 2 é a representada na Figura 4.6.

** O modelo das ligações pode ser visto na Figura 4.3.

Tabela 4.2 - Características dos modelos simulados.

Ligação	φ (mm)	λ _{emb.} (m)	λ _s (m)	K _y (kN/m)
ligação 1	19,05	0,30	0,74	77027
ligação 2	19,05	0,27	0,466	122317
ligação 3	19,05	0,20	0,40	142500
ligação 4	19,05	0,20	0,36	158333

4.5 RESULTADOS

4.5.1 Deformabilidade quando os elementos de concreto são rígidos

A deformabilidade da ligação quando os elementos de concreto são considerados infinitamente rígidos foi determinada para servir de parâmetro de referência aos resultados obtidos nas análises numérica e experimental.

Neste caso ocorre apenas o mecanismo de deformação por tração dos chumbadores e o centro de rotação da viga é a extremidade do consolo. Desta forma, a deformabilidade da ligação é função apenas do alongamento dos chumbadores tracionados. A Figura 4.7 representa esquematicamente o comportamento da ligação quando submetida à ação de um momento fletor.

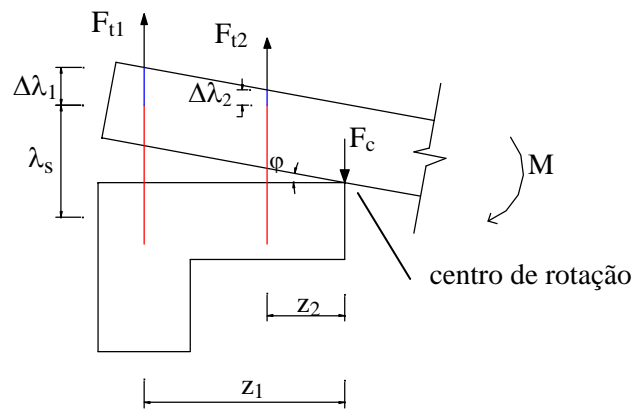


Figura 4.7 - Deformação da ligação quando as partes de concreto são consideradas rígidas.

Equação de equilíbrio:

$$F_{t1} \cdot z_1 + F_{t2} \cdot z_2 = M \quad (4.2)$$

Sabendo que:

$$F_{t1} \cdot z_2 = F_{t2} \cdot z_1 \quad (4.3)$$

determina-se:

$$F_{t1} = \frac{z_1}{z_1^2 + z_2^2} \cdot M \quad (4.4)$$

e

$$F_{t2} = \frac{z_2}{z_1^2 + z_2^2} \cdot M \quad (4.5)$$

Cálculo do deslocamento:

$$\Delta\lambda_1 = \frac{F_{t1} \cdot \lambda_s}{E_s \cdot A} \quad (4.6)$$

Deformabilidade:

$$\lambda_\varphi = \frac{\varphi}{M} \quad \text{com} \quad \varphi = \frac{\Delta\lambda_1}{z_1} \quad (4.7)$$

F_{t1} - resultante de tração no chumbador nº 1

F_{t2} - resultante de tração no chumbador nº 2

- F_c - resultante de compressão no consolo
 $\Delta\lambda_1$ - alongamento do chumbador nº 1
 $\Delta\lambda_2$ - alongamento do chumbador nº 2
 z_1 - distância da resultante F_{t1} ao ponto de rotação da ligação
 z_2 - distância da resultante F_{t2} ao ponto de rotação da ligação
 φ - ângulo de rotação da ligação
 M - momento aplicado na ligação
 λ_s - comprimento livre do chumbador + 80% do comprimento embutido
 A - área da seção transversal do chumbador
 E_s - módulo de elasticidade longitudinal do aço
 λ_φ - deformabilidade à flexão da ligação

De acordo com o equacionamento desenvolvido, determinou-se a deformabilidade das ligações apresentadas nas Tabelas 4.1 e 4.2, quando os elementos de concreto são infinitamente rígidos. Os valores da deformabilidade destas ligações estão na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Deformabilidade das ligações (elementos de concreto perfeitamente rígidos).

Ligação	deformabilidade (rad/kN.m)	rigidez (kN.m/rad)
ligação 1	1,8541E-05	53934
ligação 2	1,6856E-05	59324
ligação 3	2,3959E-05	41913
ligação 4	2,4291E-05	41167

4.5.2 Deformabilidade obtida analiticamente

A deformabilidade da ligação foi determinada, analiticamente, através da formulação desenvolvida por FERREIRA (1993) descrita no capítulo 3 item 3.2.2.

Determinou-se a deformabilidade das ligações apresentadas nas Tabelas 4.1 e 4.2, para que possa ser feita uma comparação com o valor da deformabilidade obtida através da análise numérica. Na Tabela 4.4 constam os dados geométricos necessários para o cálculo e na Tabela 4.5 são apresentados os valores encontrados para a deformabilidade das ligações.

Tabela 4.4 - Dados geométricos (referentes à Figura 3.12).

Ligação	λ_c (m)	λ_e (m)	x (m)	z (m)	a_1 (m)	I_c (m ⁴)	λ_s (m)
ligação 1	0,630	0,815	0,212	0,709	0,418	0,00089323	0,740
ligação 2	0,50	0,65	0,169	0,566	0,331	0,00032552	0,466
ligação 3	0,42	0,53	0,138	0,461	0,282	0,00024334	0,40
ligação 4	0,40	0,50	0,130	0,435	0,270	0,0002304	0,36

Tabela 4.5 - Deformabilidade das ligações (conforme FERREIRA, 1993).

ligação	deformabilidade (rad/kN.m)	rigidez (kN.m/rad)
ligação 1	2,8911E-05	34589
ligação 2	3,6118E-05	27687
ligação 3	4,5419E-05	22017
ligação 4	4,6211E-05	21640

4.5.3 Determinação da deformabilidade a partir da análise numérica

Com a aplicação do momento fletor, a ligação (viga e consolo) sofreu deformações (Figura 4.8), o que não ocorreria se a ligação fosse perfeitamente rígida. Representando-se os deslocamentos do eixo da ligação, obtém-se sua deformada. Traçando-se uma tangente à curva da deformada em sua extremidade, determina-se o ângulo φ (ângulo de rotação da ligação), ver Figura 4.9. A deformabilidade à flexão da ligação é obtida através da divisão de φ pelo valor do momento aplicado.

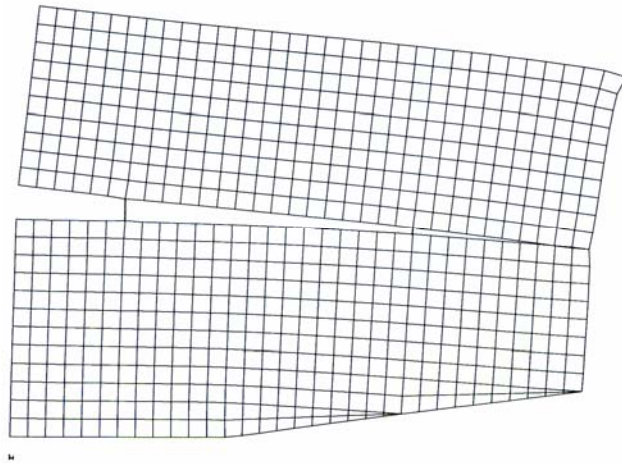
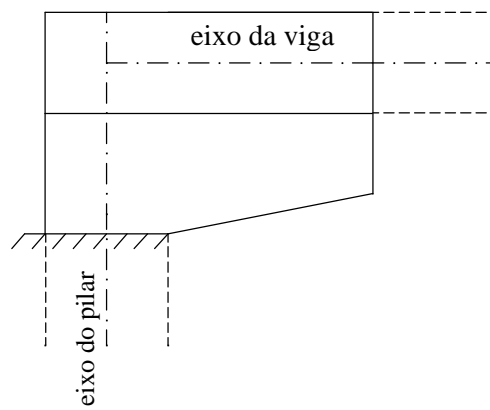
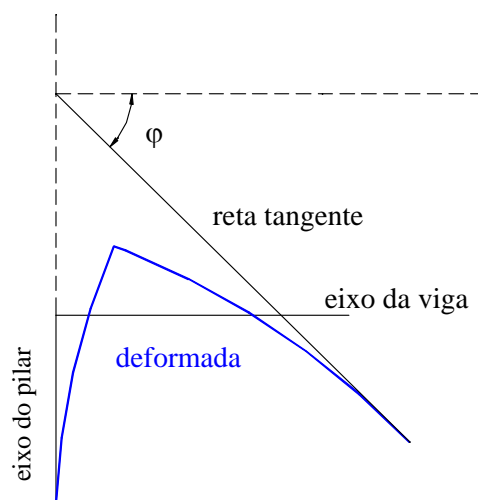


Figura 4.8 - Ligação deformada - fornecida pelo LUSAS (escala exagerada).



(a) - Eixos da ligação.



(b)- Eixos deformados da ligação.

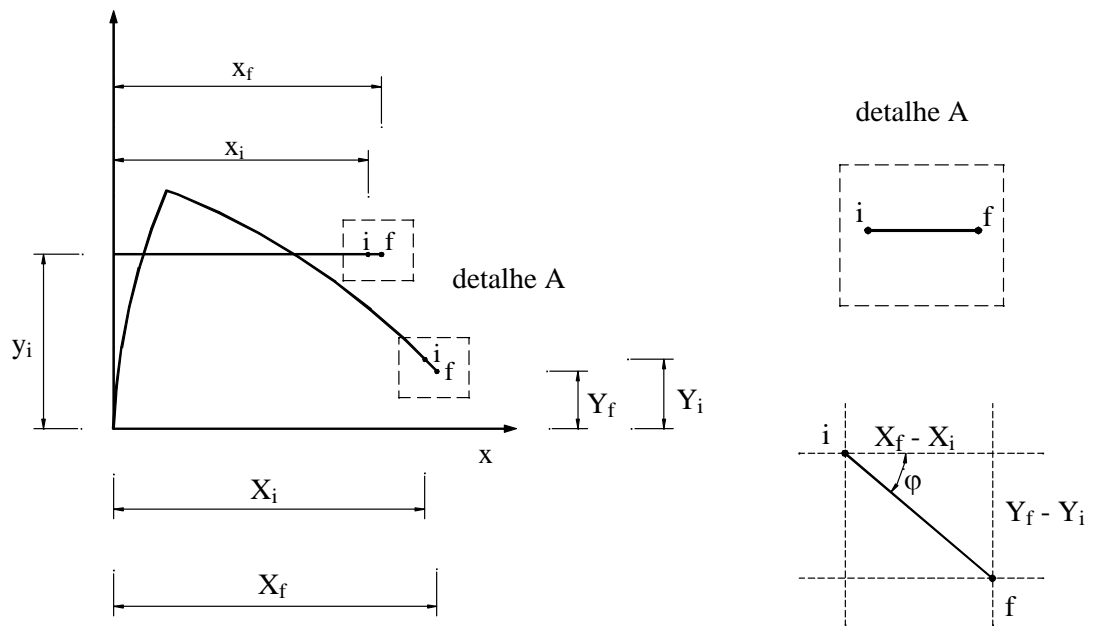
(c) - Determinação de φ .

Figura 4.9 - Determinação da deformabilidade a partir da análise numérica.

Com base na Figura 4.9, determina-se:

$$X_i = x_i + u_i \quad (4.8)$$

$$Y_i = y_i + v_i \quad (4.9)$$

$$X_f = x_f + u_f \quad (4.10)$$

$$Y_f = y_f + v_f \quad (4.11)$$

$$\varphi = \arctg \frac{Y_f - Y_i}{X_f - X_i} \quad (4.12)$$

$$\lambda_\varphi = \frac{\varphi}{M} \quad (4.13)$$

x_i - coordenada x do ponto i

y_i - coordenada y do ponto i

x_f - coordenada x do ponto f

y_f - coordenada y do ponto f

- u_i - deslocamento do ponto i na direção x
 v_i - deslocamento do ponto i na direção y
 u_f - deslocamento do ponto f na direção x
 v_f - deslocamento do ponto f na direção y
 X_i - coordenada x do ponto i depois de deformada a ligação
 Y_i - coordenada y do ponto i depois de deformada a ligação
 X_f - coordenada x do ponto f depois de deformada a ligação
 Y_f - coordenada y do ponto f depois de deformada a ligação
 φ - ângulo de rotação da ligação
 M - momento fletor aplicado na ligação
 λ_φ - deformabilidade da ligação

Os resultados obtidos da análise da deformabilidade à flexão em função das dimensões das ligações encontram-se nas Tabelas 4.6, 4.7 e 4.8.

Tabela 4.6 - Deslocamentos dos pontos i e f.

ligação	deslocamentos			
	u_i (m)	v_i (m)	u_f (m)	v_f (m)
ligação 1	0,00042915	-0,00035238	0,00042949	-0,00037975
ligação 2	0,00032117	-0,00042474	0,00032209	-0,00046872
ligação 3	0,00051422	-0,00056333	0,00051529	-0,00062602
ligação 4	0,00084439	-0,00062373	0,00084589	-0,00076284

Tabela 4.7 - Coordenadas dos pontos i e f.

ligação	Nó inicial		Nó final	
	X_i (m)	Y_i (m)	X_f (m)	Y_f (m)
ligação 1	0,792304157	0,749647618	0,815429850	0,749620250
ligação 2	0,625321173	0,424575256	0,650322086	0,424531281
ligação 3	0,505514200	0,419436670	0,530515290	0,419373976
ligação 4	0,475844400	0,399376260	0,500845900	0,399237160

Tabela 4.8 - Deformabilidade das ligações (método numérico).

ligação	φ (rad)	φ (graus)	λ_{φ} (rad/kNm)
ligação 1	0,00118344	0,067806	3,9448E-05
ligação 2	0,00175893	0,100779	5,8631E-05
ligação 3	0,00250764	0,143677	8,3588E-05
ligação 4	0,00556376	0,318781	1,8546E-04

4.6 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Através das análises teóricas, foram obtidos resultados interessantes, discutidos a seguir.

Para facilitar as análises incluiu-se na Tabela 4.9 os valores da deformabilidade à flexão das ligações obtidos através da consideração dos elementos de concreto rígidos, do método proposto por FERREIRA (1993) e das simulações numéricas.

Tabela 4.9 - Deformabilidade das ligações (todos os métodos).

ligação	elem. concreto rígidos (rad/kN.m)	FERREIRA (1993) (rad/kN.m)	simulações - LUSAS (rad/kN.m)
ligação 1	1,8541E-05	2,8911E-05	3,9448E-05
ligação 2	1,6856E-05	3,6118E-05	5,8631E-05
ligação 3	2,3959E-05	4,5419E-05	8,3588E-05
ligação 4	2,4291E-05	4,6211E-05	1,8546E-04

4.6.1 Análise em separado viga - consolo e análise da ligação como um todo

Quando as peças de concreto foram admitidas infinitamente rígidas (espessura $t \cong \infty$), os resultados da análise em conjunto foram idênticos aos obtidos com a simulação em separado e com o cálculo analítico (item 4.4.1).

No entanto, quando a flexão dos elementos de concreto foi considerada (espessura $t < \infty$), ocorreu uma discrepância entre os valores das diferentes

modelagens. À medida em que a rigidez das peças de concreto diminuía (espessura t se aproximava de zero) a diferença aumentava. Esta diferença é previsível pois, analisar a viga isoladamente e aplicar suas reações de apoio no consolo não é o mesmo que analisar a viga e o consolo trabalhando conjuntamente. Contudo, pôde-se perceber que os valores da simulação em conjunto são coerentes se comparados com a modelagem em separado.

4.6.2 Comparação entre os métodos

Através da Tabela 4.9 percebe-se que os valores da deformabilidade da ligações em análise, obtidos quando os elementos de concreto são considerados infinitamente rígidos, são menores que os determinados segundo o procedimento de FERREIRA (1993) e estes, por sua vez, são inferiores aos encontrados através das simulações numéricas.

Este comportamento é previsível pois quando os elementos de concreto são rígidos apenas o alongamento do chumbador tracionado contribui para a deformabilidade das ligações, enquanto o desenvolvimento de FERREIRA (1993) prevê também a deformação por flexão do consolo.

A diferença entre os valores da análise numérica em relação aos obtidos analiticamente, (FERREIRA, 1993), é justificável pelo fato de que a simulação numérica realiza a análise da viga, consolo e chumbador em conjunto, ao contrário de FERREIRA (1993) que a faz em separado. Conforme já adiantado anteriormente, analisar o comportamento da ligação associando os mecanismos de deformação - alongamento do chumbador e deformação do consolo - em série não é o mesmo que avaliar os mecanismos ocorrendo simultaneamente, como realiza a simulação numérica.

Observando os valores obtidos para a deformabilidade das ligações através da consideração dos elementos de concreto rígidos percebe-se que a ligação 2 tem deformabilidade à flexão menor que as demais. Isto ocorreu apenas devido às características geométricas da ligação. Quando os elementos de concreto são rígidos a deformabilidade da ligação é função apenas de λ_s , z_1 , z_2 , E_s e A (ver Figura 4.7). E_s e A são iguais para todas as ligações. Portanto, a deformabilidade, neste caso,

depende apenas de λ_s , z_1 e z_2 . A deformabilidade é tanto maior quanto maior for o valor de λ_s e tanto menor quanto maiores forem os valores de z_1 e z_2 . De acordo com as equações 4.4 a 4.7 a deformabilidade é função da relação $\frac{\lambda_s}{z_1^2 + z_2^2}$. A ligação 2, portanto, tem o menor valor para a relação $\frac{\lambda_s}{z_1^2 + z_2^2}$.

Contudo, fica nítida a tendência das ligações de menores características geométricas apresentarem maior deformabilidade à flexão. Pelos demais métodos essa tendência é comprovada.

5 ESTUDO EXPERIMENTAL

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O estudo experimental consistiu na execução de dois ensaios. Primeiramente realizou-se um ensaio de arrancamento em um chumbador inserido no concreto, visando a observação de sua deformabilidade à tração. Posteriormente, um modelo da ligação em análise foi ensaiado com o objetivo de observar sua deformabilidade à flexão, principalmente, no que diz respeito aos mecanismos de deformação da ligação. A segurança e o modo de ruptura da ligação também foram observados com a execução deste ensaio.

5.2 ENSAIO DE ARRANCAMENTO DO CHUMBADOR (EA)

5.2.1 Características do modelo

O ensaio de arrancamento foi realizado em um modelo composto por uma barra de aço SAE 1020 (material comumente utilizado na prática para a confecção do chumbador) inserida em um bloco de concreto armado. O diâmetro da barra foi escolhido em função do ensaio no modelo da ligação ($\phi = 19,05$ mm).

O modelo está representado na Figura 5.1. As dimensões do bloco foram tomadas segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1977), que recomendam que estas não sejam inferiores a $10 \cdot \phi$. Para ancorar a barra no concreto utilizou-se também uma ancoragem mecânica que consistiu em uma chapa de aço, de 12,5 mm de espessura, soldada na barra a aproximadamente 3,0 cm da extremidade (Figura 5.1).

O bloco foi dimensionado utilizando-se o modelo de bielas e tirantes. A armadura encontrada foi majorada para evitar a ruptura prematura do bloco, sem contudo, produzir um confinamento exagerado, o que prejudicaria os resultados. Portanto, o bloco de concreto foi armado com estribos de 6,3 mm de aço CA 50 A.

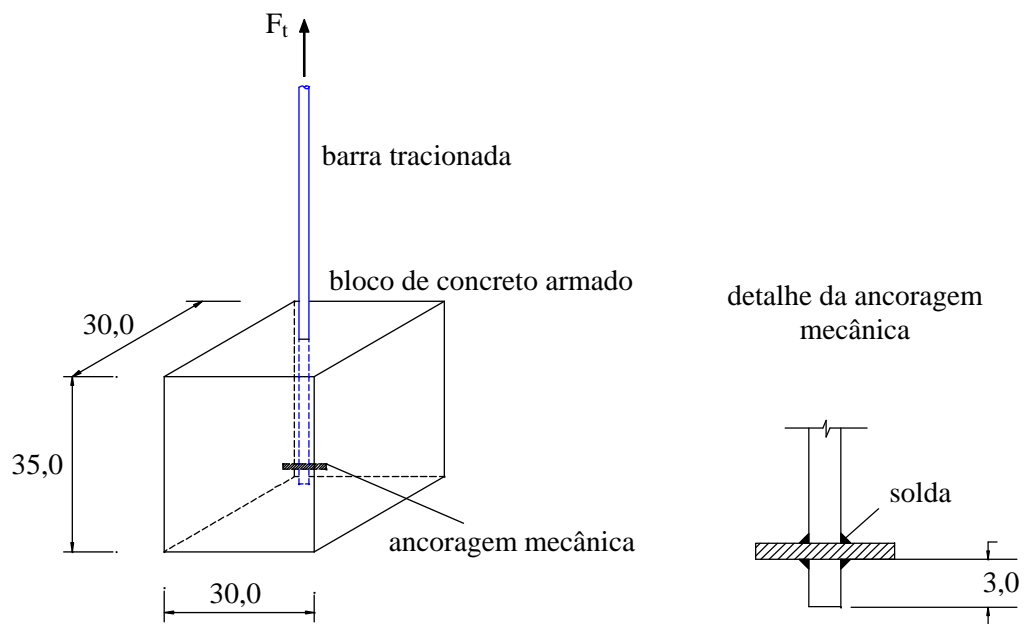


Figura 5.1 - Modelo utilizado no ensaio de arrancamento (dimensões em cm).

Na Figura 5.2 está representada a disposição da armadura do bloco e a Figura 5.3 além de ilustrar a armadura do bloco, mostra o chumbador dentro da mesma, podendo ainda ser observada a ancoragem mecânica utilizada. O dimensionamento do bloco se encontra no anexo A (item 1).

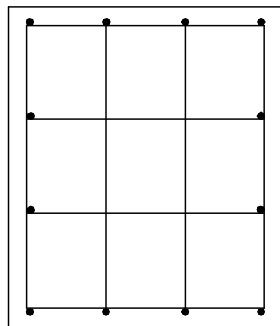


Figura 5.2 - Disposição dos estribos no bloco - formando uma "gaiola".



Figura 5.3 - Armadura do bloco e chumbador.

5.2.2 Esquema de ensaio

Para realizar o ensaio utilizou-se um macaco hidráulico com capacidade de 600 kN o qual aplicou o carregamento de tração no chumbador. Enquanto tracionava o chumbador, o macaco fazia o bloco de concreto de apoio. A compressão exercida pelo macaco no bloco era neste distribuída através de chapas metálicas que se localizavam entre o macaco e o bloco. O esquema de ensaio está representado na Figura 5.4.

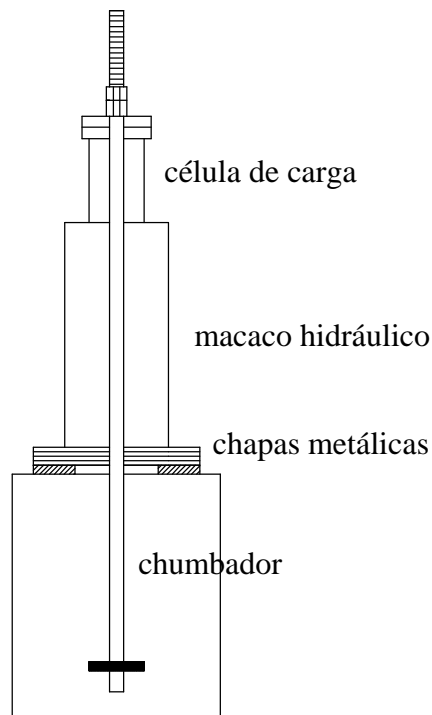


Figura 5.4 - Esquema de ensaio.

5.2.3 Materiais

Concreto

O concreto utilizado na confecção do modelo foi feito com Cimento Portland Composto da classe CP-II-E-32, proveniente da Companhia Cimento Ribeirão Grande (Cimento Ribeirão). A pedra britada e a areia empregadas são da região de São Carlos. Estes dois materiais foram secados antes da moldagem do modelo. O traço, “slump” (medida do abatimento do tronco de cone) e o consumo dos materiais do concreto utilizado estão apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Concreto utilizado na confecção do modelo.

Material	Consumo (kg/m ³)
cimento CP-II-E-32	315,0
areia seca	850,0
brita 1	1165,0
água	173,0
Traço em peso	1:2,7:3,7 a/c=0,55
Slump (cm)	0,60

As propriedades mecânicas do concreto foram determinadas no dia do ensaio (7 dias após a moldagem) através da ruptura de 6 corpos-de-prova cilíndricos de 10,0 cm de diâmetro por 20,0 cm de altura. Os corpos-de-prova foram ensaiados em uma prensa da marca ALSRED J. AMSLER com capacidade de 1000 kN. As Tabelas 5.2 e 5.3 apresentam os resultados destes ensaios. Como a resistência utilizada nos cálculos refere-se a corpos-de-prova cilíndricos de 15,0 cm de diâmetro por 30,0 cm de altura, os valores experimentais de resistência foram reduzidos em 5%.

Tabela 5.2 - Resistência à compressão simples do concreto.

nº dos corpos-de-prova	Tensão de ruptura (MPa)	
	f_{c7}	f_{t7}
CP-1	21,79	-
CP-3	22,50	-
CP-5	22,38	-
CP-2	-	2,35
CP-4	-	2,27
CP-6	-	2,22
Média - 5%	21,11	2,17

Tabela 5.3 - Módulo de deformação longitudinal do concreto.

nº dos corpos-de-prova	Módulo de Elasticidade Longitudinal (MPa)	
	E_{co}	E_c

	(tangente na origem)	(secante a 0,4 f_{cj})
CP-1	23233	17276
CP-3	29367	25377
CP-5	20594	15211
Média	24398	19288 ⁵

Aço

Conforme mencionado anteriormente, o aço comumente utilizado para a produção dos chumbadores é o SAE 1020. Suas características mecânicas foram obtidas através de ensaios de tração, conforme recomenda a NORMA ASTM A 370 (1992). Para isto foram usinados 2 corpos-de-prova, os quais foram ensaiados em uma prensa da marca INSTROM com capacidade de 100 kN. 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 (ϵ_y), estão indicados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Propriedades mecânicas do chumbador.

n° do corpo-de-prova	E_s (MPa)	f_y (MPa)	ϵ_y (‰)	f_u (MPa)
CP-1	199457	246	1,233	427
CP-2	200913	250	1,244	428
Média	200185	248	1,239	427,5

5.2.4 Moldagem e cura do modelo

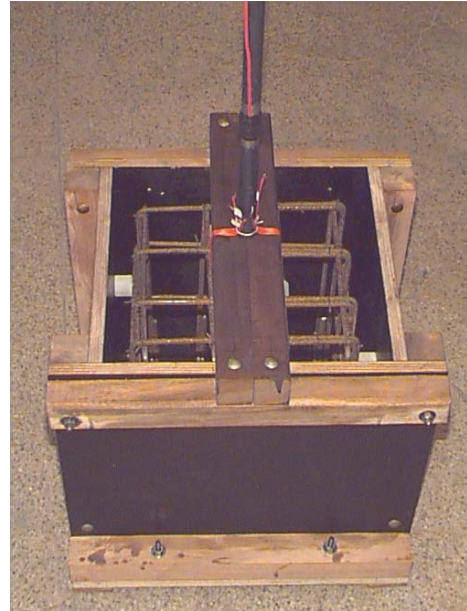
O concreto foi preparado em uma betoneira com capacidade de 0,16 m³, colocado na fôrma de madeira compensada com o auxílio de pás e adensado em mesa vibratória. O volume de concreto gasto no modelo foi de 0,0315 m³ e o peso total do bloco ficou em torno de 0,80 kN.

⁵ O módulo de elasticidade secante do concreto foi determinado para uma tensão equivalente a 40 % da tensão de ruptura do concreto.

Na Figura 5.5a está apresentada a fôrma utilizada. Na Figura 5.5b ilustra-se a armadura dentro da fôrma e também o dispositivo utilizado para fixar o chumbador na posição desejada. O adensamento do modelo é mostrado na Figura 5.5c.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.5 - Fôrma, armadura dentro da fôrma e adensamento do concreto.

Durante a moldagem do modelo foram retirados os 6 corpos-de-prova destinados aos ensaios de caracterização do concreto. 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 do concreto. Os corpos-de-prova foram desformados após 24 horas e colocados no tanque de cura, ficando neste durante o período de cura do modelo (3 dias). O modelo foi desformado aos 3 dias e ensaiado aos 7 dias.

Na Tabela 5.5 encontram-se reunidos os principais dados relativos ao ensaio de arrancamento EA.

Tabela 5.5 - Dados relativos ao ensaio EA.

Dados relativos ao ensaio EA	
data da moldagem do modelo	16/10/1997
período de cura	3 dias
data da realização do ensaio	23/10/1997
resistência média à compressão do concreto	21,11 MPa
resistência média à tração do concreto	2,17 MPa
módulo de elasticidade longitudinal do concreto	19288 MPa
peso do modelo	0,80 kN

5.2.5 Instrumentação

Os equipamentos e instrumentos de medição utilizados no ensaio estão discriminados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Equipamentos e instrumentos de medição utilizados no ensaio.

Instrumento	Tipo	Finalidade	Marca	Características
extensômetros elétricos de resistência	uniaxiais	medição de deformações	Kyowa	GF: 2,11 base: 5,0 mm
Instrumento	Tipo	Finalidade	Marca	Características

cilindro hidráulico	bomba manual	aplicação do carregamento	Enerpac	capacidade nominal de 600 kN
célula de carga	coluna	medição do carregamento aplicado	-	capacidade nominal de 500 kN
Sistema de aquisição de dados	SYSTEM 4000	coleta e gravação automática de dados	Measurements Group - Instruments Division	-

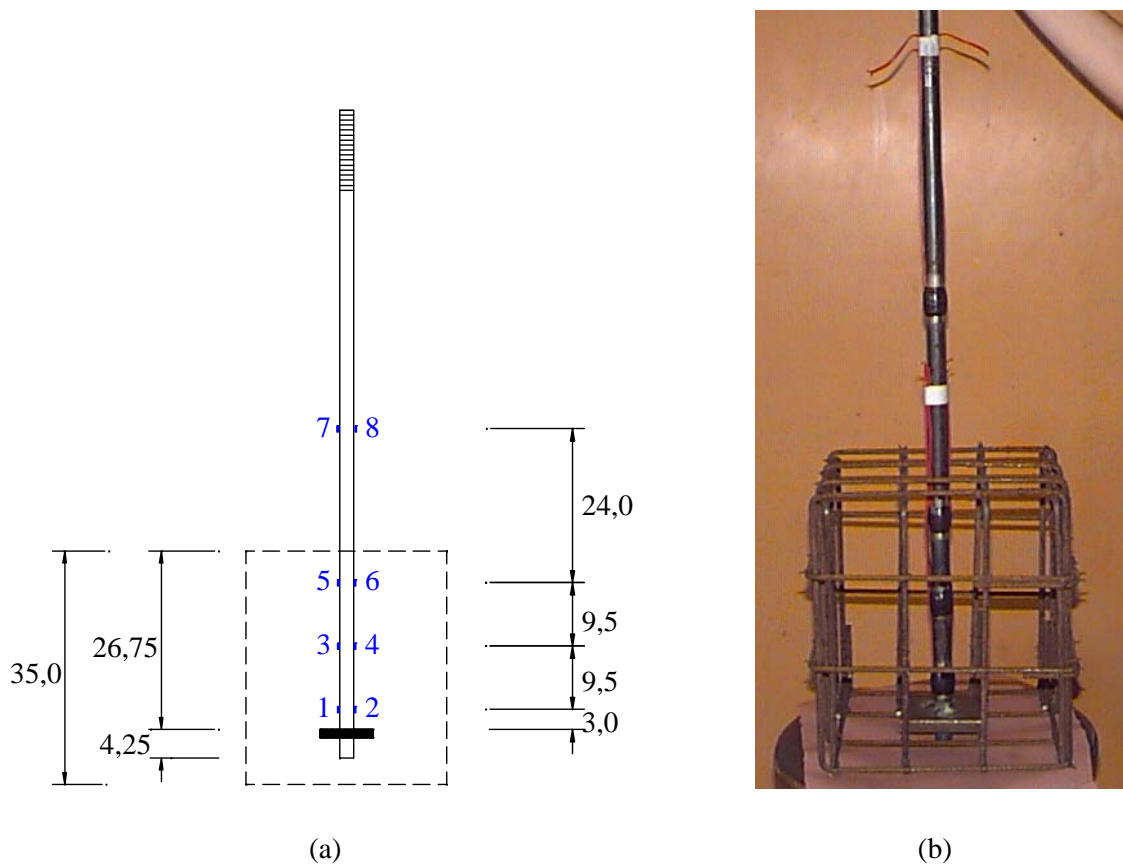


Figura 5.6 - Instrumentação do chumbador.

Apenas o chumbador foi instrumentado, uma vez que o objetivo do ensaio era a observação da sua deformabilidade à tração. A fim de medir o alongamento do

chumbador tracionado foram colocados extensômetros elétricos em quatro seções transversais da barra. Três seções se localizaram dentro do bloco de concreto e uma se encontrou na porção da barra não inserida no concreto. Na Figura 5.6a é mostrada a posição e a numeração da instrumentação do chumbador (em azul). Foram colocados extensômetros nos dois lados da barra para permitir a observação de uma possível flexão da mesma. As faixas pretas da Figura 5.6b correspondem aos locais onde foram colados extensômetros.

5.2.6 Procedimento de ensaio

Durante a execução do ensaio o carregamento foi aplicado de 5,0 em 5,0 kN constituindo 14 etapas até atingir a tensão de escoamento do chumbador, ou seja uma força aproximadamente igual a 70 kN (anexo A, item 2). A leitura e a gravação das deformações foram realizadas para cada etapa de aplicação de carga, através do sistema de aquisição de dados.

5.2.7 Apresentação e análise dos resultados

Através da análise teórica desenvolvida no anexo A (item 3), foram previstas apenas as deformações lidas nos extensômetros 7 e 8 (localizados na parte da barra não inserida no concreto), uma vez que não se conhece, com precisão, o comportamento do chumbador inserido no concreto quando submetido à tração. Os valores teóricos e experimentais destas deformações, em função do carregamento, estão mostrados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7- Valores teóricos e experimentais das deformações nos extensômetros 7/8.

Força	Deformação teórica	Extensômetro 7	Erro	Extensômetro 8	Erro
kN	($\mu\epsilon$)	($\mu\epsilon$)	(%)	($\mu\epsilon$)	(%)
0	0	0	0	0	0

Força	Deformação teórica	Extensômetro 7	Erro	Extensômetro 8	Erro
-------	--------------------	----------------	------	----------------	------

kN	($\mu\epsilon$)	($\mu\epsilon$)	(%)	($\mu\epsilon$)	(%)
5,0	88	110	24	92	3,0
10,3	182	208	14	183	0,8
15,2	268	292	9	269	0,6
20,5	361	381	5	368	1,8
25,0	442	458	3,0	453	2,5
31,2	551	564	2,0	564	2,0
35,1	619	627	1,0	634	2,5
40,8	720	721	0,2	738	2,5
45,6	803	800	0,4	827	3,0
50,7	894	881	1,5	924	3,0
55,4	977	957	2,0	1010	3,3
60,6	1068	1040	2,7	1099	2,8
65,8	1159	1114	4,0	1192	2,8
68,4	1206	1149	4,8	1240	2,8
69,3	1222	1167	4,5	1254	2,6
72,1	1271	1210	4,8	1307	2,8

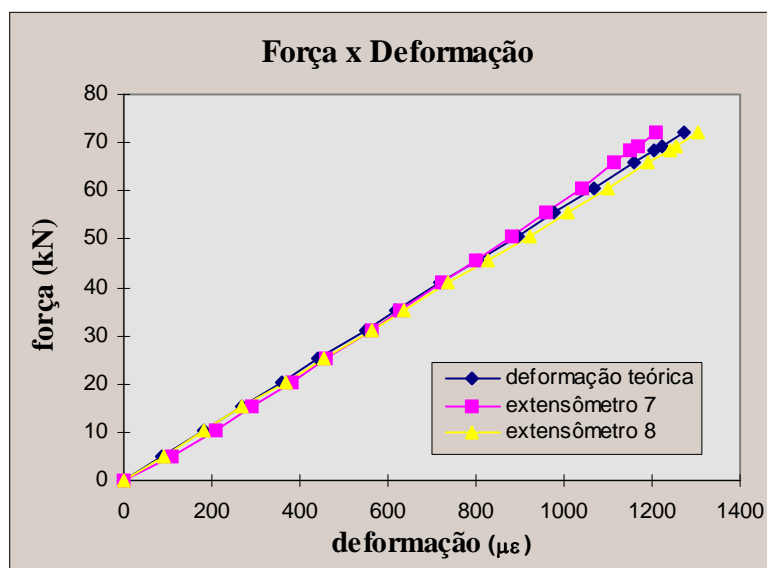


Gráfico 5.1 - Deformações teóricas e experimentais lidas nos extensômetros 7/8.

A pequena diferença entre estes valores pode ser melhor visualizada graficamente (Gráfico 5.1). Apenas as 3 primeiras leituras do extensômetro 7 chamam a atenção pela diferença com relação aos valores teóricos, o que

provavelmente ocorreu devido a uma acomodação da barra e dos equipamentos de ensaio.

O Gráfico 5.2 mostra que o ensaio abrangeu apenas o regime linear, uma vez que as leituras foram interrompidas praticamente no instante em que a força aplicada provocou o início do escoamento do chumbador.

De acordo com os resultados obtidos observou-se que existe uma pequena aderência⁶ entre o concreto e o chumbador, mas que esta sofre uma redução brusca antes do chumbador atingir sua solicitação de serviço (aproximadamente 40 kN). Este fato pode ser observado no Gráfico 5.2, onde foram lançadas as leituras de deformação dos extensômetros em função da força aplicada no chumbador.

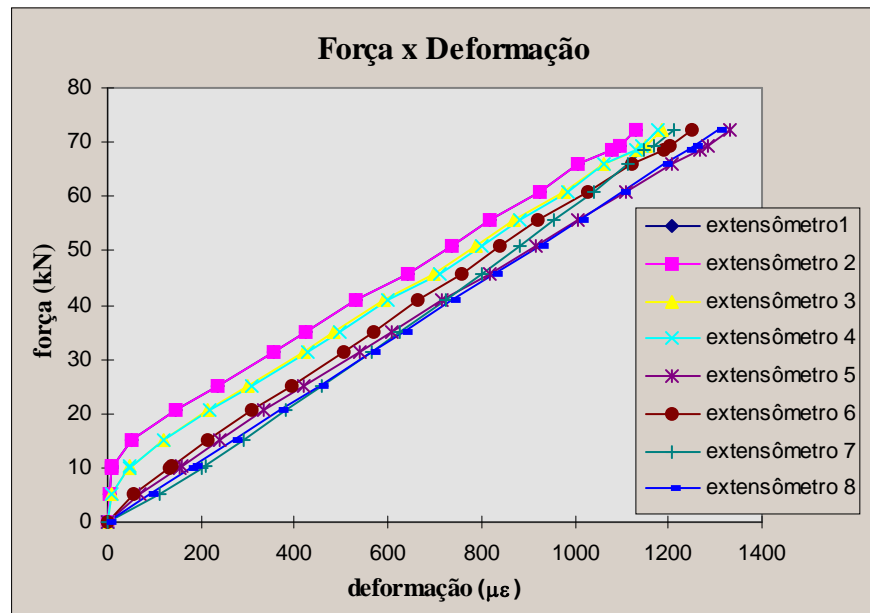


Gráfico 5.2 - Relação força x deformação no chumbador.

A restrição ao deslocamento do chumbador, causada pela aderência se dá mais acentuadamente na parte do chumbador mais próxima à ancoragem, ou seja,

⁶ Quando for mencionado no texto o termo aderência, este deve ser entendido como o conjunto de fatores que garantem a compatibilidade de deslocamentos entre o chumbador e o concreto a ele vizinho. Neste conjunto de fatores incluem-se os efeitos relativos: à adesão e o atrito entre o concreto e o chumbador, à ancoragem mecânica utilizada, ao confinamento proveniente da compressão exercida no bloco de concreto pelas chapas de reação, etc.

nos pontos 1, 2, 3 e 4. Para facilitar a visualização ampliou-se, no Gráfico 5.3, essa região do Gráfico 5.2.

Através do Gráfico 5.3 percebe-se que o chumbador, no ponto onde se localizaram os extensômetros de números 5 e 6, perdeu a aderência momentos após o início do ensaio. Isto ocorreu devido à sua proximidade à superfície de concreto.

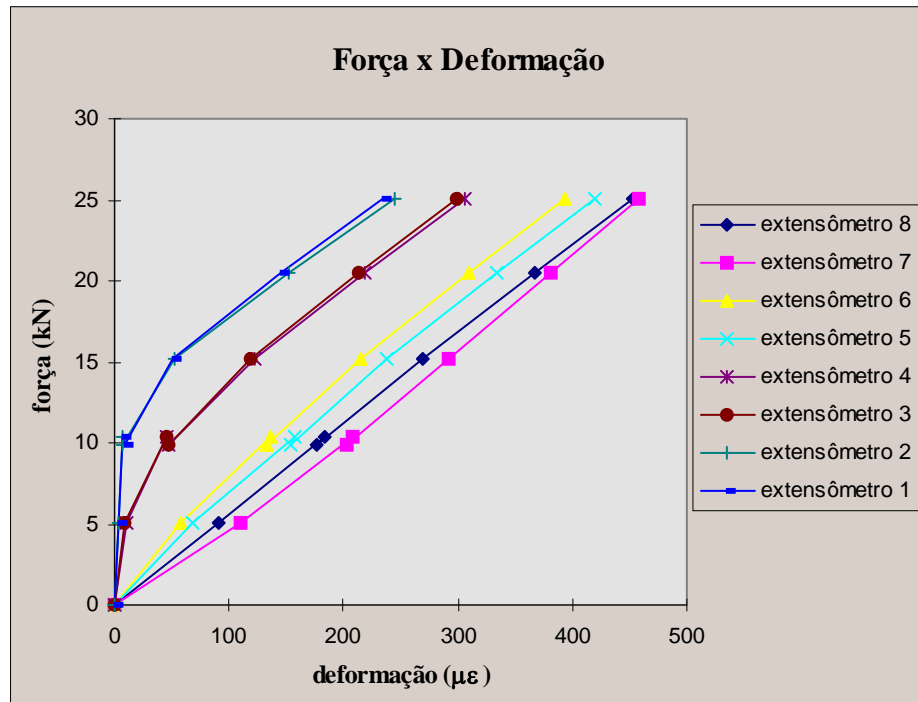


Gráfico 5.3 - Relação força x deformação do chumbador (ampliação).

Para saber o instante em que o chumbador praticamente perde a aderência nos pontos 1, 2, 3 e 4 foram feitas regressões lineares das curvas força x deformação dos extensômetros 1, 2, 3 e 4, apenas com os dados do Gráfico 5.3.

Para os extensômetros 3 e 4 foram encontradas aproximações quadráticas com uma excelente precisão (coeficiente de correlação - $r = 1$). São elas:

$$a) F = 3,347949 + 0,183315 \cdot \varepsilon - 7,024544E - 4 \cdot \varepsilon^2 \quad (\text{extensômetro 3})$$

$$b) F = 3,064688 + 0,196000 \cdot \varepsilon - 7,912031E - 4 \cdot \varepsilon^2 \quad (\text{extensômetro 4})$$

Para os extensômetros 1 e 2 foram encontradas aproximações alométricas curvilíneas com uma excelente precisão (coeficiente de correlação - $r = 1$). São elas:

$$a) F = 8,434924 \cdot (\varepsilon^{(0,046375+6,122909E-2 \cdot \log(\varepsilon))}) \quad (\text{extensômetro 1})$$

$$b) F = 8,494221 \cdot (\varepsilon^{(0,043654+6,038582E-2 \cdot \log(\varepsilon))}) \quad (\text{extensômetro 2})$$

Para achar o valor da força e da deformação quando a aderência é intensamente reduzida nos pontos 1, 2, 3 e 4 basta derivar estas curvas e igualá-las à inclinação da reta que define a relação força x deformação obtida através dos extensômetros 7 e 8, que se localizam na porção da barra não inserida no concreto. A inclinação da reta força x deformação para os extensômetros 7 e 8 é de aproximadamente 0,055 kN/με.

Com isto, obtém-se os valores das forças e deformações nos pontos 1, 2, 3 e 4 quando a aderência do chumbador ao concreto é reduzida. Tais pontos se encontram na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 - Forças e deformações nos pontos 1, 2, 3 e 4 quando o chumbador sofre uma redução em sua aderência ao concreto.

	Força (kN)	Deformação (με)
Extensômetro 1	18,0	93,0
Extensômetro 2	17,5	88,0
Média	17,8	90,5
Extensômetro 3	14,2	91,0
Extensômetro 4	14,2	89,0
Média	14,2	90,0

Com base nestes resultados reafirma-se que a aderência praticamente só existiu na fase inicial de carregamento, ou seja, até uma força de no máximo 25 % daquela que leva o chumbador ao escoamento (aproximadamente 70 kN) e uma deformação de 90,0 με.

Como pode-se perceber, a aderência do chumbador ao concreto é função da força de tração nele aplicada. O alongamento do chumbador, que também é função desta força depende ainda da aderência entre o concreto e o chumbador. Para uma

barra livre seu alongamento devido a uma força de tração é dado pela expressão 5.1.

$$\Delta\lambda = \frac{\lambda \cdot F}{E \cdot A} \quad (5.1)$$

$\Delta\lambda$ - alongamento da barra tracionada

λ - comprimento da barra

F - força de tração aplicada

E - módulo de elasticidade longitudinal do material da barra

A - área da seção transversal da barra

Porém, quando esta barra não é mais livre e sim está inserida no concreto, a existência da aderência inicial reduz o alongamento da barra.

Com o intuito de observar o comportamento da deformação ao longo do comprimento do chumbador, para os diferentes níveis de carregamento, construiu-se o Gráfico 5.4. Neste gráfico foram lançadas as deformações em cada seção instrumentada, para cada etapa de carregamento.

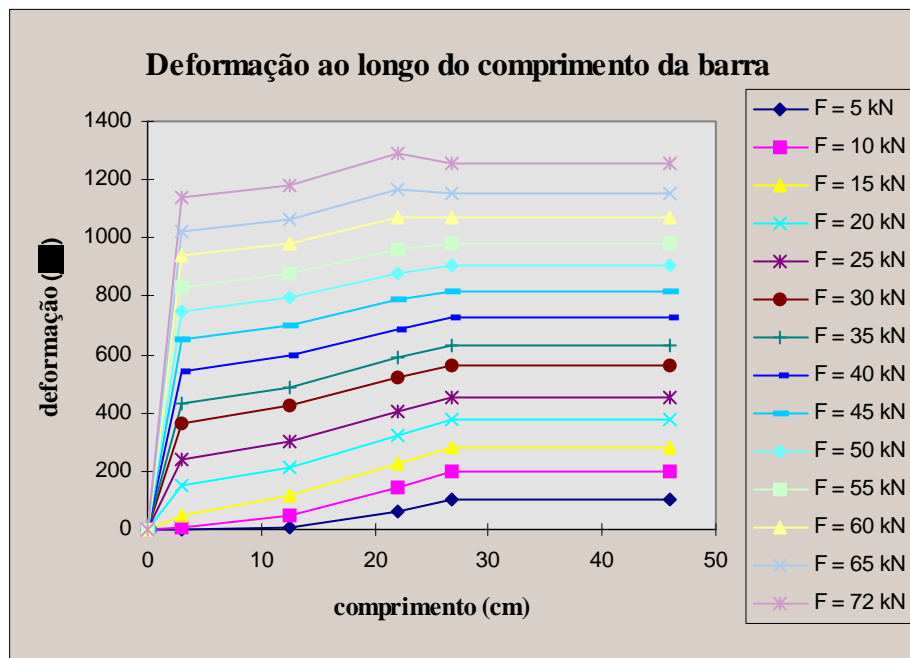


Gráfico 5.4 - Deformação ao longo do comprimento da barra.

A extremidade da barra, ancorada mecanicamente no concreto, é o ponto 0 do eixo *comprimento da barra*. Quando este eixo atinge o valor de 26,75 cm a barra já

não se encontra mais inserida concreto (Figura 5.6a), e portanto, a partir deste ponto a barra tem deformação constante para cada nível de carregamento.

Calculando-se a área (A_c) de cada curva deformação x comprimento da barra e dividindo-se esta pelo valor da deformação da barra livre, para o respectivo nível de carregamento, tem-se o valor do comprimento equivalente (λ_{eq}) (Figura 5.7). O comprimento equivalente é o valor de λ que, através da expressão 5.1, fornece o valor do alongamento real da barra, pois considera a aderência inicial do chumbador ao concreto. Os valores de (λ_{eq}) em função do carregamento aplicado encontram-se na Tabela 5.9 e representados no Gráfico 5.5.

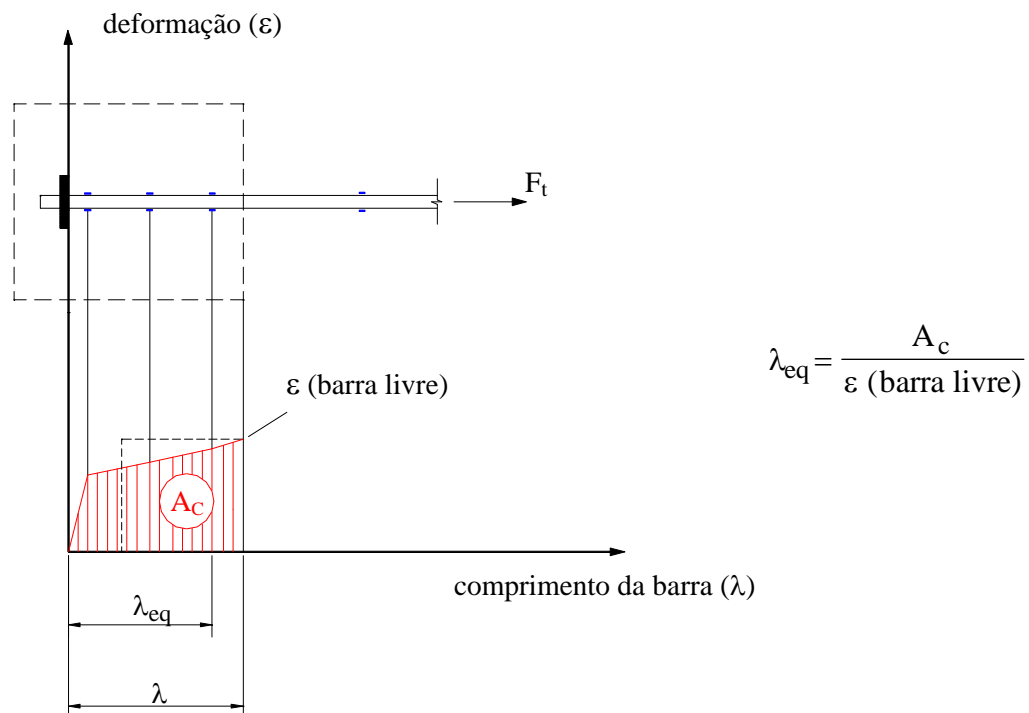


Figura 5.7 - Determinação do comprimento equivalente.

Na Tabela 5.9 estão representados os comprimentos equivalentes e suas porcentagens com relação ao comprimento da parte do chumbador inserida no concreto $\lambda_{emb} = 26,75$ cm.

Tabela 5.9 - Comprimentos equivalentes (λ_{eq}).

Força aplicada (kN)	Comprimento equivalente (cm)	Relação $\lambda_{eq}/\lambda_{emb}$ (%)
0	0	0
5,0	7,94	30
10,3	10,20	38
15,2	13,33	50
20,5	16,45	62
25,0	18,31	68
31,3	20,14	75
35,1	20,70	77
40,9	21,47	80
45,6	22,51	84
50,8	22,87	85
55,5	23,09	86
60,6	23,70	88
65,8	23,84	89
72,0	24,28	91

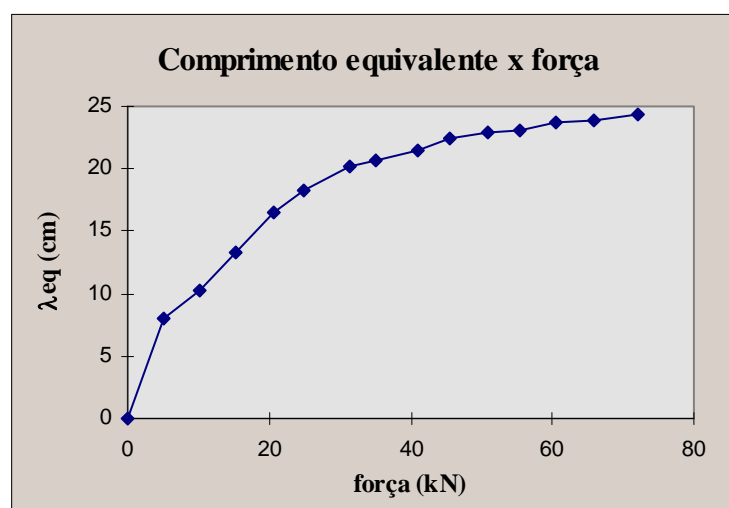


Gráfico 5.5 - Comprimento equivalente x força aplicada no chumbador.

No Gráfico 5.6 está representada a relação $\lambda_{eq}/\lambda_{emb}$ em porcentagem em função da força aplicada no chumbador.

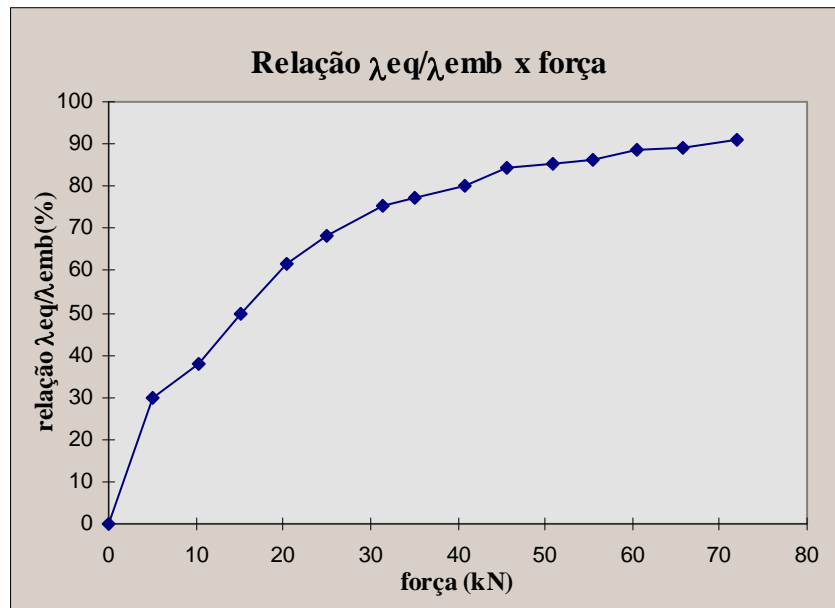


Gráfico 5.6 - Relação $\lambda_{eq}/\lambda_{emb}$ em porcentagem em função da força aplicada no chumbador.

Sabe-se que a deformabilidade à tração de uma barra livre é dada pela expressão 5.2.

$$\lambda_t = \frac{\lambda}{E \cdot A} \quad (5.2)$$

λ_t - deformabilidade à tração

E - módulo de elasticidade longitudinal do material

A - área da seção transversal da barra

λ - comprimento da barra

Substituindo-se o valor de λ pelo valor do comprimento equivalente (λ_{eq}) obtém-se a expressão da deformabilidade à tração que considera o efeito da aderência no caso de barras inseridas no concreto. Com isto, para o caso do chumbador ensaiado, tem-se a seguinte expressão para a deformabilidade à tração:

$$\lambda_t = \lambda_{eq} \cdot 1,762E - 5 \quad \text{com } \lambda_t \text{ em m / kN, se } \lambda_{eq} \text{ em m}$$

Desta forma determinam-se os valores da deformabilidade à tração do chumbador, para cada etapa de carregamento. Na Tabela 5.10 encontram-se estes valores e no Gráfico 5.7 eles são representados graficamente.

Tabela 5.10 - Deformabilidade à tração do chumbador ensaiado para cada etapa de carregamento.

Força aplicada (kN)	Deformabilidade à tração (m/kN)
0	0
5,0	1,399E-6
10,3	1,797E-6
15,2	2,349E-6
20,5	2,898E-6
25,0	3,226E-6
31,3	3,549E-6
35,1	3,647E-6
40,9	3,783E-6
45,6	3,966E-6
50,8	4,030E-6
55,5	4,068E-6
60,6	4,176E-6
65,8	4,201E-6
72,0	4,278E-6

Com base no Gráfico 5.7 observa-se que a deformabilidade à tração do chumbador inserido no concreto varia em função da força aplicada segundo uma curva aproximadamente exponencial.

A deformabilidade à tração do chumbador, neste caso, para a situação de serviço é de aproximadamente $3,8E-06$ m/kN o que corresponde a um comprimento equivalente de aproximadamente 80% do comprimento da barra inserida no concreto (Gráfico 5.6).

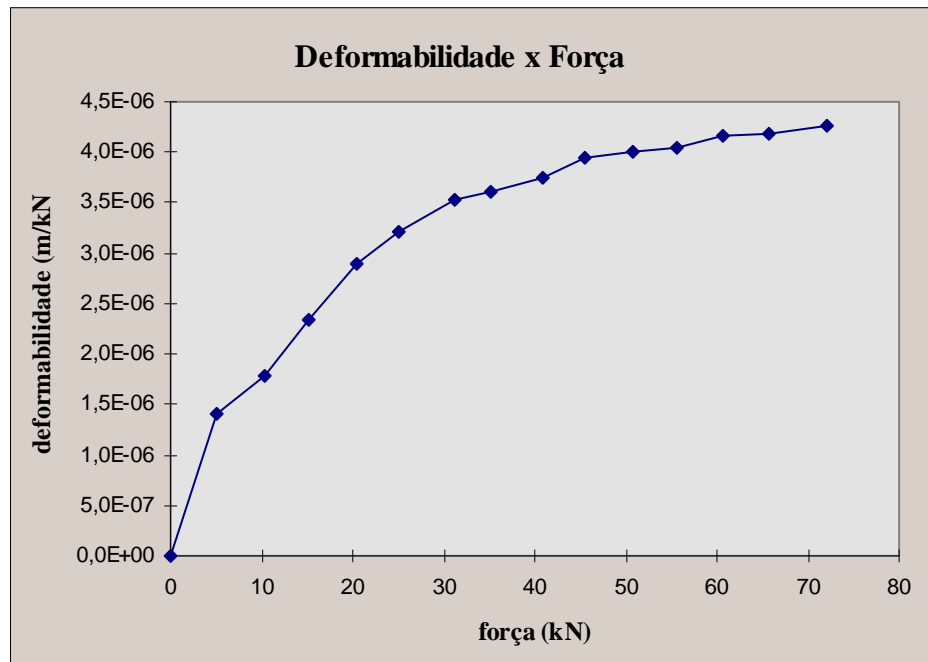


Gráfico 5.7 - Deformabilidade em função da força aplicada no chumbador.

5.3 ENSAIO DO MODELO DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR (EML)

Para avaliar a deformabilidade à flexão, a segurança e o modo de ruína foi realizado um ensaio físico em um modelo da ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador.

5.3.1 Características do modelo

Confeccionou-se um modelo simétrico (Figura 5.8) pela facilidade de montagem e execução do ensaio e por este fato não prejudicar a análise dos resultados.

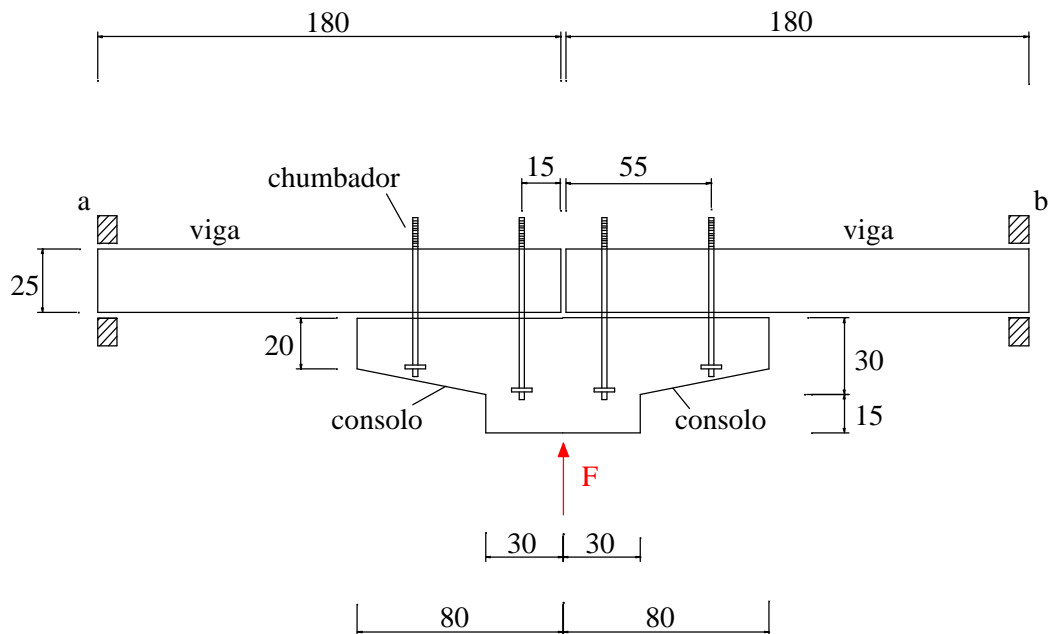


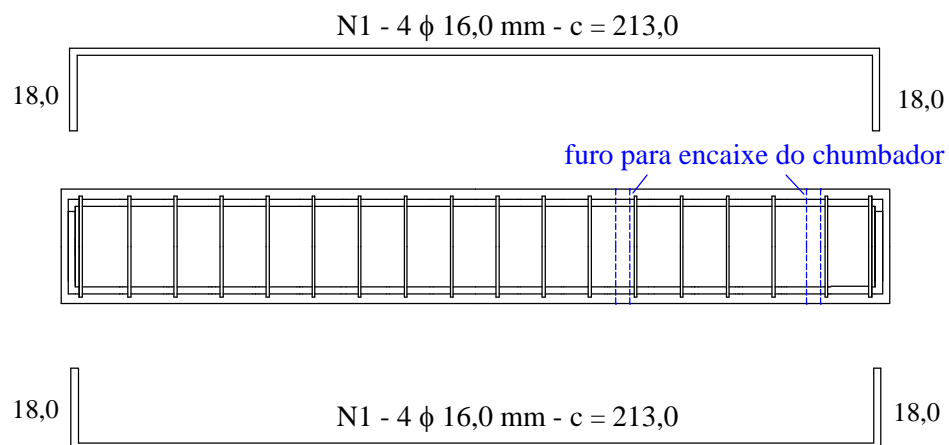
Figura 5.8 - Modelo utilizado no ensaio da ligação viga-pilar (dimensões em cm).

As dimensões do modelo e o posicionamento e o comprimento dos chumbadores foram definidos com base em plantas de fôrma da *Empresa CSM - Componentes, Sistemas e Máquinas para Concreto* e também através da observação de galpões já executados. A espessura das peças foi de 25,0 cm. O comprimento das vigas foi tomado como, aproximadamente, o ponto de momento nulo das vigas, quando estas são consideradas engastadas nos pilares ($\cong 0,22\lambda$). O diâmetro dos chumbadores foi o mesmo daquele do ensaio de arrancamento ($\phi = 19,05$ mm),

adotado em função da prática. Para ancorar os chumbadores no concreto utilizou-se o mesmo sistema utilizado no ensaio de arrancamento, porém com uma chapa de 16,0 mm de espessura.

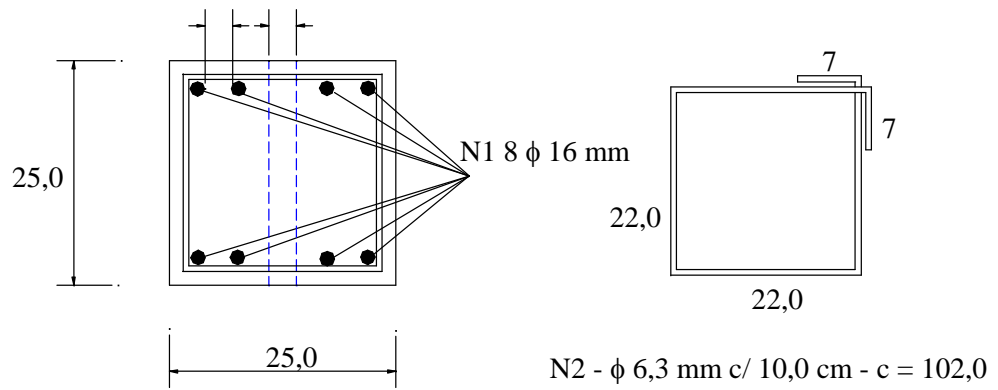
O modelo foi dimensionado para um esforço último que comumente ocorre na prática e de tal forma que a ruptura ocorresse na região da ligação (consolo/chumbadores). Apenas a armadura das vigas foi majorada em 50%, pois não seria interessante que as mesmas rompessem fora da região da ligação.

As hipóteses consideradas no dimensionamento do modelo se encontram no Anexo B (item 1) e a armadura adotada está detalhada na Figura 5.9. As vigas foram armadas com 8 barras de 16,0 mm e estribos de 6,3 mm espaçados entre si, aproximadamente de 10,0 cm (Figura 5.9a). O consolo foi armado com 3 barras de 16,0 mm, como armadura de flexão, e com estribos de 8,0 mm espaçados de 10,0 cm aproximadamente. Foram dispostas ainda armaduras construtivas que podem ser observadas na Figura 5.9b. O cobrimento adotado foi de 1,5 cm em todas as peças. O aço utilizado para a armadura convencional tem características de aço CA 50 A. Ambas as armaduras das vigas e do consolo estão ilustradas na Figura 5.10, esta última já com os chumbadores nela presentes.

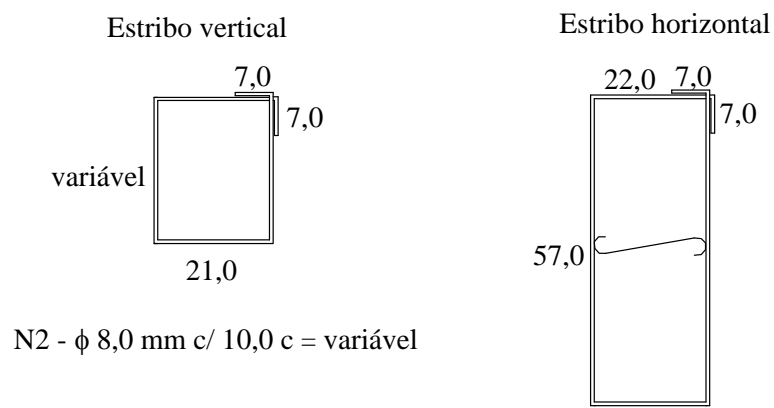
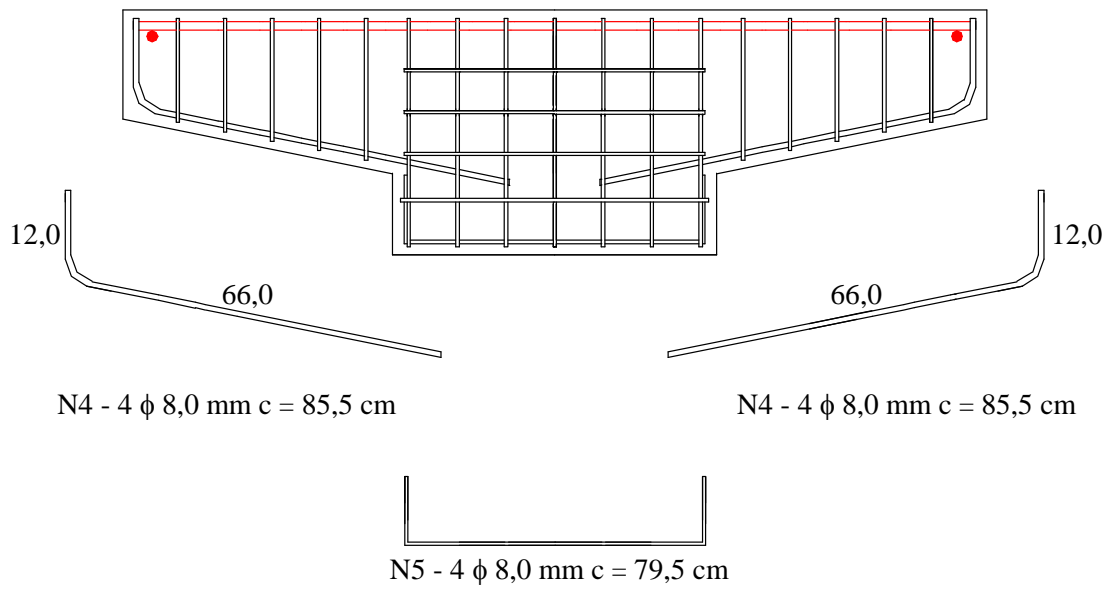


Seção transversal

3,5 3,2

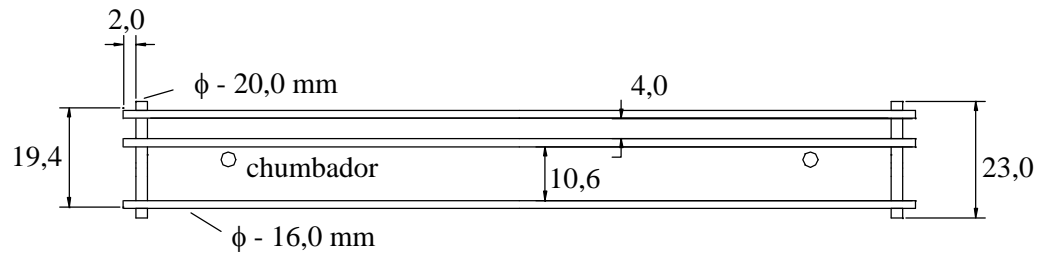


(a) - Detalhamento da armadura das vigas.

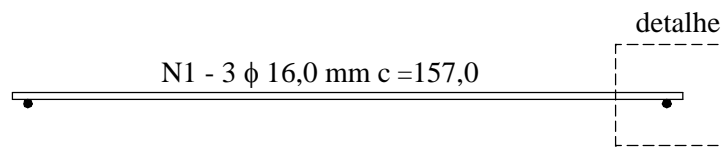


Detalhe da armadura de flexão (em vermelho) - N1

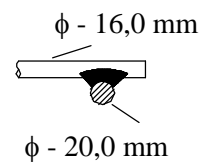
Vista superior



Vista lateral



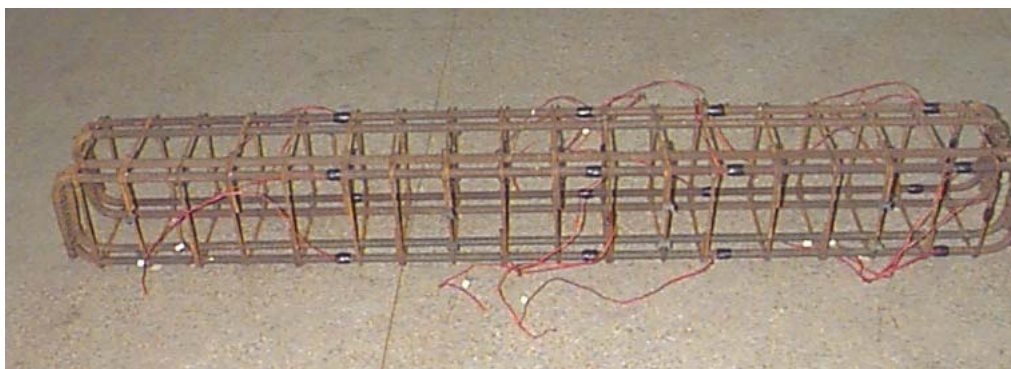
detalhe da solda



(b) - Detalhamento da armadura do consolo.

Figura 5.9 - Detalhamento da armadura do modelo da ligação.

Nas Figuras 5.10a e 5.10b são mostradas as armaduras das vigas e do consolo. O detalhe da armadura de flexão do consolo e a forma de ancoragem utilizada para esta armadura estão ilustradas nas Figuras 5.10c e 5.10d.



(a) - Armadura da viga.



(b) - Armadura do consolo.



(c) - Detalhe da armadura de flexão do consolo.



(d) - Ancoragem da armadura de flexão do consolo.

Figura 5.10 - Ilustração da armadura do modelo da ligação.

A armadura de flexão do consolo foi disposta de forma assimétrica, como pode ser observado na Figura 5.10c, a fim de possibilitar o posicionamento dos chumbadores. Na Figura 5.11 estão ilustrados o chumbador e a ancoragem mecânica utilizada na sua fixação.

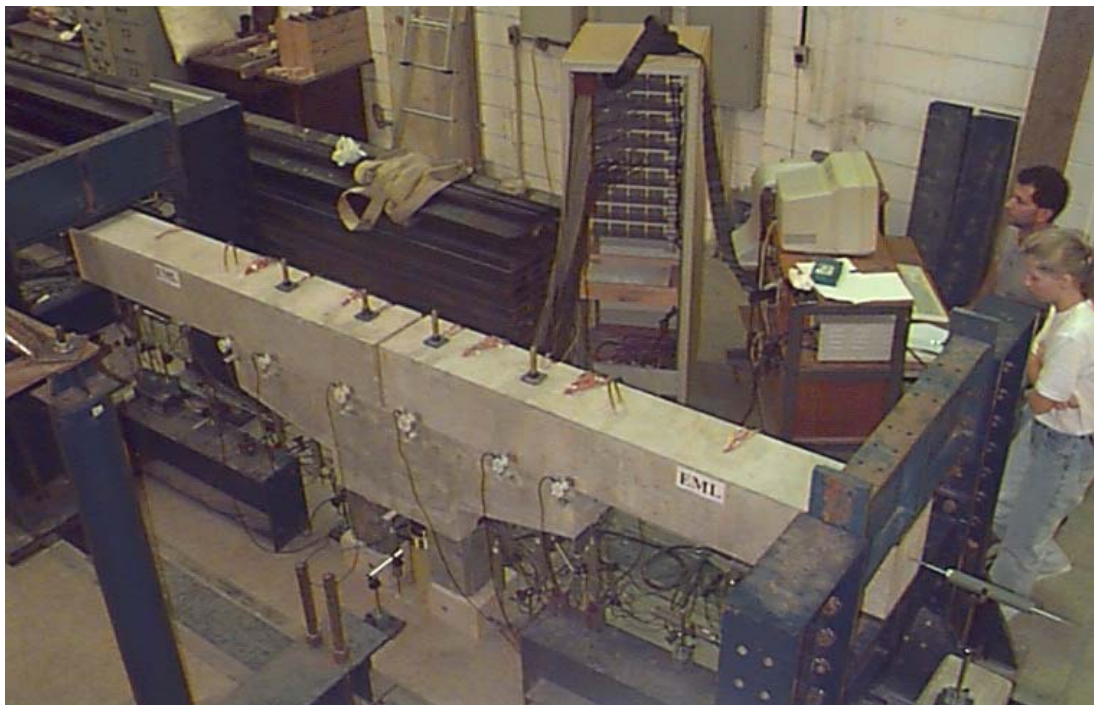


Figura 5.11 - Ilustração do chumbador e sua ancoragem.

5.3.2 Esquema de ensaio

Para realizar o ensaio foi necessário montar um pórtico capaz de absorver as reações das extremidades do modelo. Duas ilustrações do esquema de ensaio são dadas nas Figuras 5.12a e 5.12b. O carregamento foi aplicado de baixo para cima com o auxílio de um macaco hidráulico com capacidade de 600 kN. A força aplicada por este equipamento foi transmitida para a base do consolo através de uma chapa metálica (Figura 5.13a). A base do consolo foi comprimida pela chapa metálica, fazendo este, por sua vez, solicitar as vigas com extremidades apoiadas no pórtico de reação, ocasionando a flexão da ligação.

Para apoiar as vigas no pórtico de reação utilizaram-se placas de neoprene. Este tipo de aparelho de apoio facilita a montagem do ensaio porém tem o inconveniente de dissimular a posição da reação vertical e impedir parcialmente os deslocamentos horizontais, gerando reações horizontais nos apoios. A Figura 5.13b mostra o aparelho de apoio utilizado no ensaio.



(a)



(b)

Figura 5.12 - Esquema de ensaio.



(a)



(b)

Figura 5.13 - Dispositivo de aplicação da carga e aparelho de apoio.

5.3.3 Materiais

Concreto

O concreto utilizado na confecção do modelo foi feito com Cimento Portland Composto da classe CP-II-E-32, proveniente da Companhia Cimento Ribeirão Grande (Cimento Ribeirão). A pedra britada e a areia empregadas são da região de São Carlos. Estes dois materiais foram secados antes da moldagem do modelo. O traço, “slump” (medida do abatimento do tronco de cone) e o consumo de materiais do concreto utilizado estão apresentados na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 - Concreto utilizado na confecção do modelo.

Material	Consumo (kg/m ³)
cimento CP-II-E-32	350,0
areia seca	875,0
brita 1	1085,0
água	192,5
Traço em peso	1:2,5:3,1 a/c=0,55
Slump (cm)	0,60

As propriedades mecânicas do concreto foram determinadas no dia do ensaio através da ruptura de 6 corpos-de-prova cilíndricos de 10,0 cm de diâmetro por 20,0 cm de altura. Os corpos-de-prova foram ensaiados em uma prensa da marca ALSRED J. AMSLER com capacidade de 1000 kN. As Tabelas 5.12 e 5.13 apresentam os resultados destes ensaios. Como a resistência utilizada nos cálculos refere-se a corpos-de-prova cilíndricos de 15,0 cm de diâmetro por 30,0 cm de altura, os valores experimentais de resistência devem ser reduzidos em 5%.

Tabela 5.12 - Módulo de elasticidade longitudinal do concreto.

Módulo de Elasticidade Longitudinal (MPa) - valores médios	
E_{co} (tangente na origem)	E_c (secante a $0,4f_{cj}$)
23665,2	18854,3 ⁵

Tabela 5.13 - Resistência à compressão simples.

n° dos corpos-de-prova	Tensão de ruptura (MPa)	
	f_{c60}	f_{t60}
CP-1	41,0	-
CP-3	37,0	-
CP-5	35,0	-
CP-2	-	1,9
CP-4	-	2,5
CP-6	-	2,6
Média - 5%	35,8	2,2

Aço

Chumbadores

O aço utilizado na confecção dos chumbadores é o mesmo daquele do ensaio de arrancamento. Desta forma suas propriedades mecânicas se encontram na Tabela 5.4.

Armadura

O aço utilizado na confecção da armadura foi do tipo CA 50 A, sendo suas características mecânicas obtidas através de ensaios de tração, conforme recomenda a NBR 6152 (1980).

As barras da armadura com diâmetros de 6,3 mm e 8,0 mm foram ensaiadas em uma prensa DARTEC com capacidade de 100 kN. Estes ensaios foram realizados com velocidade de deformação controlada igual a 2 mm/min.

Os corpos-de-prova com diâmetro de 6,3 mm 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 tensão de escoamento e de ruptura.

As barras com diâmetros acima de 8,0 mm foram ensaiadas em uma prensa ALSRED J. AMSLER com capacidade de 1000 kN.

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 (ϵ_y), estão indicados na Tabela 5.14.

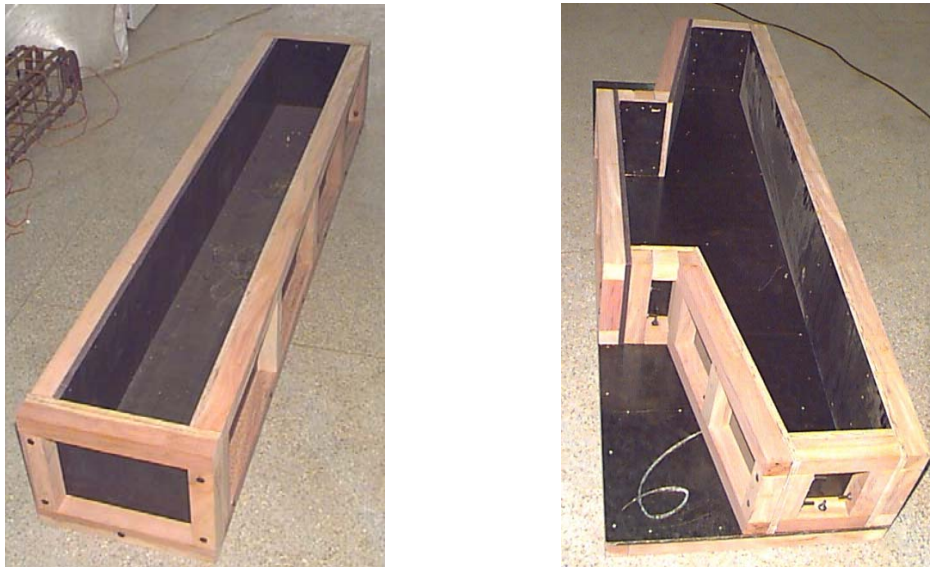
Tabela 5.14 - Propriedades mecânicas dos aços empregados na armadura.

Diâmetro	n° do corpo-de-prova	E_s (MPa)	f_y (MPa)	ϵ_y (‰)	f_u (MPa)
6,3 mm	CP-1	210886	637	5,02	781
	CP-2	207901	663	5,19	793
	CP-3	210841	663	5,14	795
	Média	209876	654,3	5,12	789,7
8,0 mm	CP-1	209674	520	2,48	616
	CP-2	209976	540	2,57	612
	CP-3	209817	535	2,55	624
	Média	209823	531,7	2,53	617,3
10,0 mm	CP-1	191752	556	2,90	680
	CP-2	194661	560	2,88	682
	CP-3	209228	545	2,60	675
	Média	198547	553,6	2,79	679
16,0 mm	CP-1	203059	540	2,66	850
	CP-2	200709	535	2,67	847
	CP-3	198385	538	2,71	849
	Média	200717	537,6	2,68	848,6

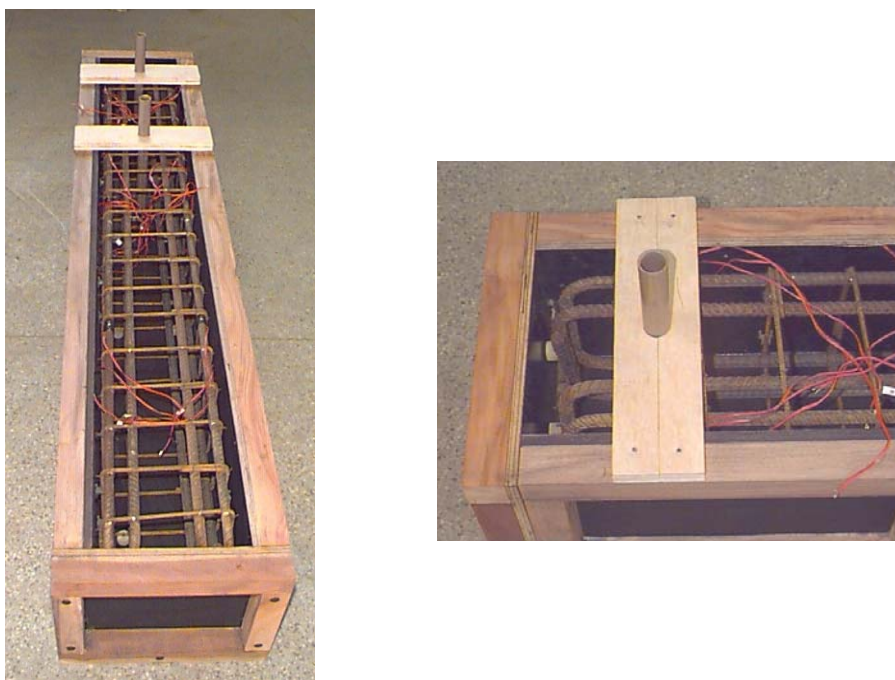
5.3.4 Moldagem e cura do modelo

O concreto foi preparado em uma betoneira com capacidade de $0,16 \text{ m}^3$, colocado na fôrma de madeira compensada através de pás e adensado com o auxílio de um vibrador de imersão de $25,0 \text{ mm}$ de diâmetro. O volume de concreto gasto no modelo foi de $0,355 \text{ m}^3$ e seu peso total ficou em torno de $8,90 \text{ kN}$. Foram necessárias três etapas de mistura para moldar as três peças (duas vigas e consolo). O

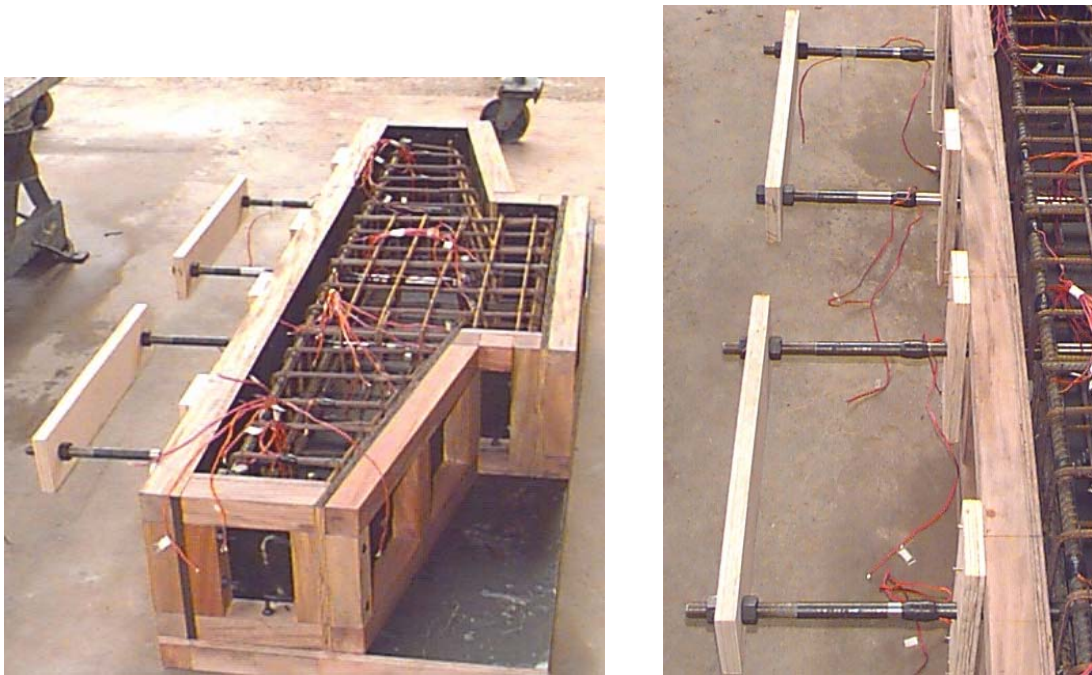
volume de cada viga era igual a $0,1125 \text{ m}^3$ e o do consolo era igual a $0,13 \text{ m}^3$. Na Figura 5.14a estão apresentadas as fôrmas das vigas e do consolo. Na Figura 5.14b ilustra-se a armadura dentro da fôrma da viga e também a solução utilizada para executar os furos nas vigas, para posterior encaixe dos chumbadores. O dispositivo utilizado para fixar o chumbador na posição desejada está ilustrado na Figura 5.14c.



(a) - Fôrma da viga e do consolo.



(b) - Armadura na fôrma e dispositivo de fixação do tubo de pvc para a execução dos furos.



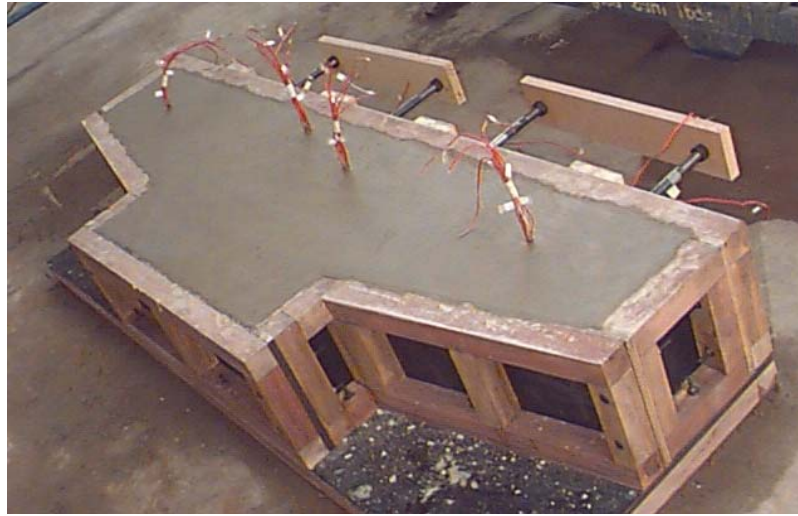
(c) - Armadura do consolo dentro da fôrma e dispositivo de fixação do chumbador.

Figura 5.14 - Fôrma, armadura dentro da fôrma e dispositivos de fixação utilizados.

A concretagem e o adensamento do modelo estão ilustrados na Figura 5.15. Na Figura 5.16 encontram-se ambos o consolo e a viga depois de moldados.



Figura 5.15 - Concretagem e adensamento do modelo.



(a) - Consolo moldado.



(b) - Viga depois de moldada.

Figura 5.16 - Peças depois de moldadas.

Durante a moldagem do modelo foram retirados os 2 corpos-de-prova por etapa de mistura destinados aos ensaios de caracterização do concreto. 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 sua retração. Os corpos-de-prova foram desformados após 24 horas e colocados no tanque de cura, ficando neste durante o período de cura do modelo (3 dias). O modelo foi desformado aos 3 dias e ensaiado aos 60 dias.

Na Tabela 5.15 encontram-se reunidos os principais dados relativos ao ensaio realizado no modelo da ligação viga-pilar (EML).

Tabela 5.15 - Dados relativos ao ensaio EML.

Dados relativos ao ensaio EML	
data da moldagem do modelo	01/12/1997
período de cura	3 dias
data da realização do ensaio	29/01/1998
resistência média à compressão do concreto	35,8 MPa
resistência média à tração do concreto	2,2 MPa
módulo de elasticidade longitudinal do concreto	18854,3 MPa
peso do modelo	8,9 kN

5.3.5 Instrumentação

Os equipamentos e instrumentos de medição utilizados no ensaio estão discriminados na Tabela 5.16.

Tabela 5.16 - Equipamentos e instrumentos de medição utilizados no ensaio.

Instrumento	Tipo	Finalidade	Marca	Características
Transdutores de deslocamentos	-	medição de deslocamentos	Kyowa	sensibilidade: 0,05 mm curso: 100 mm
extensômetros elétricos de resistência	uniaxiais	medição de deformações	Kyowa	GF: 2,11 base: 5,0 mm
relógios comparadores	-	medição de deslocamentos	-	curso: 20,0 mm sensibilidade: 0,001mm

Instrumento	Tipo	Finalidade	Marca	Características
-------------	------	------------	-------	-----------------

relógios comparadores	-	medição de deslocamentos	-	curso: 10,0 mm sensibilidade: 0,001mm
cilindro hidráulico	bomba manual	aplicação do carregamento	Enerpac	capacidade nominal de 600 kN
célula de carga	coluna	medição do carregamento aplicado	-	capacidade nominal de 500 kN
Sistema de aquisição de dados	SYSTEM 4000	coleta e gravação automática de dados	Measurements Group - Instruments Division	-

a. Instrumentação interna

Instrumentação das vigas

A armadura longitudinal das vigas foi instrumentada nos pontos onde se encontravam os chumbadores, no ponto da extremidade do consolo e aproximadamente a 50,0 cm do apoio (seções A, B, C e D, respectivamente, da Figura 5.17). Desta forma pôde-se fazer um controle da sollicitação da armadura da viga e uma análise de sua deformação nos pontos considerados interessantes. Nestes pontos foram colados extensômetros elétricos de resistência uniaxiais nas barras externas da armadura de tração, conforme a Figura 5.18.

Foram fixados extensômetros elétricos de resistência uniaxiais apenas em dois estribos de cada viga. Um deles posicionado na extremidade da viga apoiada sobre o consolo e outro posicionado no ponto correspondente à seção C da Figura 5.17. A armadura transversal da viga foi instrumentada para permitir um controle da sollicitação atuante nos estribos, durante a execução do ensaio.

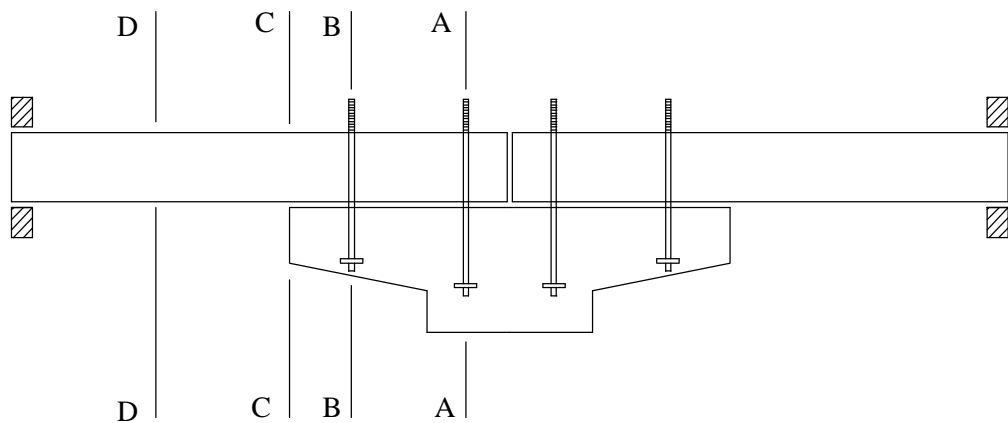


Figura 5.17 - Seções instrumentadas da armadura longitudinal das vigas.

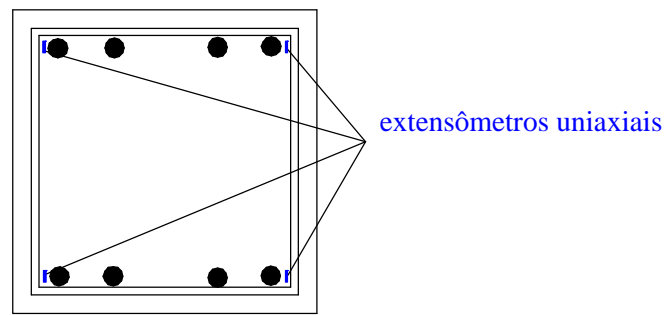


Figura 5.18 - Posicionamento dos extensômetros na seção transversal da viga.

Instrumentação do consolo

A armadura de flexão do consolo foi instrumentada em 7 pontos. Um deles no ponto médio do consolo, outros dois nas extremidades das barras da armadura e os demais, nos pontos onde se encontravam os chumbadores (seções A, B e C, D, E, F e G, respectivamente, da Figura 5.19). Nestes pontos foram fixados extensômetros elétricos de resistência uniaxiais para avaliar as tensões de tração e a deformação da armadura de flexão. As faixas pretas da Figura 5.10c correspondem aos locais onde foram colados os extensômetros. A Figura 5.20 mostra o posicionamento dos extensômetros na seção transversal do consolo.

Fixou-se extensômetros elétricos de resistência uniaxiais em apenas quatro estribos do consolo, localizados nas seções B, C, F e G de Figura 5.19. A instrumentação da armadura transversal do consolo foi feita apenas com o intuito de realizar um controle dos esforços atuantes nesta armadura.

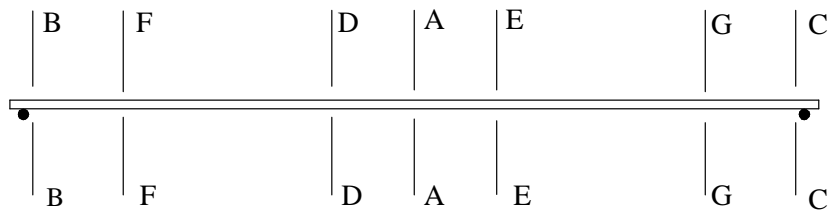


Figura 5.19 - Seções instrumentadas da armadura de flexão do consolo.

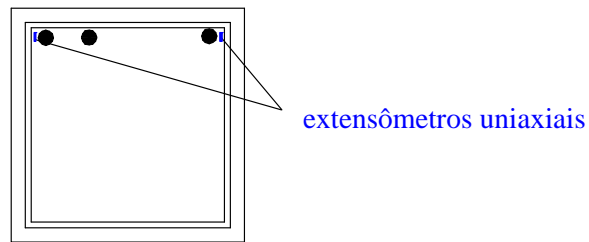


Figura 5.20 - Posicionamento dos extensômetros na armadura de flexão do consolo.

Instrumentação dos chumbadores

Os chumbadores foram instrumentados para avaliar as tensões atuantes e as deformações dos mesmos. Nos dois chumbadores das extremidades do consolo (chumbadores n.º 1 e 4) foram colados extensômetros elétricos de resistência uniaxiais em apenas uma seção, nos chumbadores n.º 2 e 3 quatro seções (A, B, C e D) foram instrumentadas, conforme representa a Figura 5.21, nela os pontos azuis simbolizam os extensômetros elétricos de resistência.

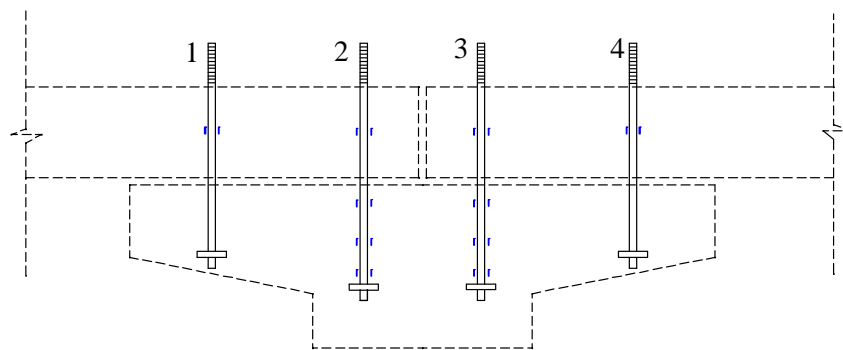
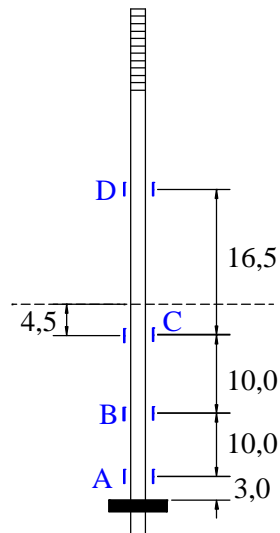


Figura 5.21 - Instrumentação dos chumbadores.



A posição exata dos extensômetros fixados nos chumbadores 2 e 3 está mostrada na Figura 5.22. Nos chumbadores 1 e 4 os extensômetros foram colados em um ponto correspondente à metade da altura da viga, aproximadamente.

Figura 5.22 - Posição dos extensômetros dos chumbadores 2 e 3.

b. Instrumentação externa

A instrumentação externa foi feita de acordo com a Figura 5.23. Nela só a metade do modelo é apresentada uma vez que a instrumentação foi simétrica.

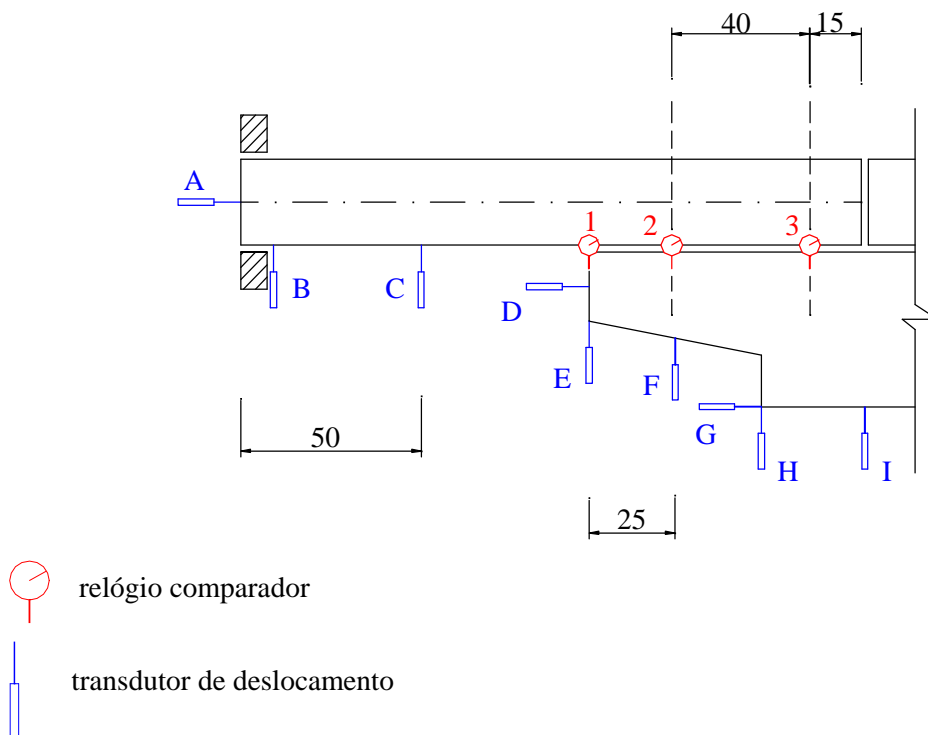


Figura 5.23 - Instrumentação externa do modelo.

Os transdutores de deslocamento colocados na região dos apoios têm a finalidade de medir possíveis deslocamentos horizontais e verticais destas regiões. O modelo foi apoiado em placas de neoprene que, apesar de parcialmente, liberam os deslocamentos em ambas as direções. Os demais 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 5.24 está ilustrado o posicionamento dos transdutores de deslocamento e na Figura 5.25 dos relógios comparadores.

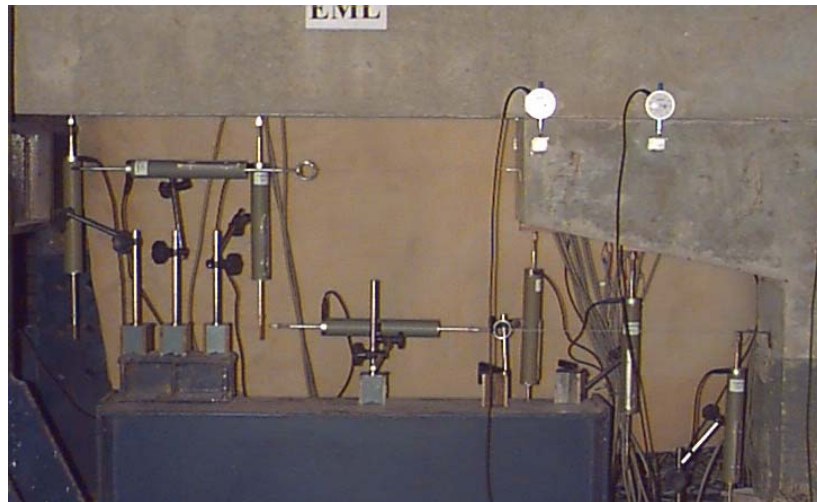


Figura 5.24 - Transdutores de deslocamento.

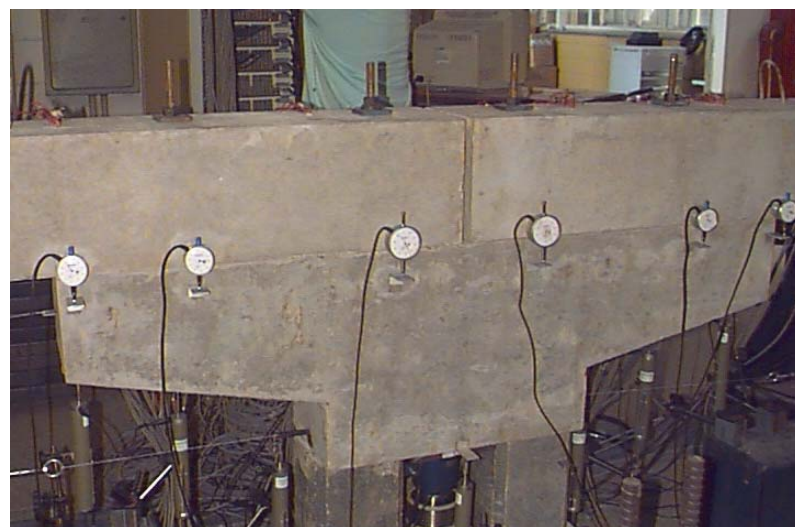


Figura 5.25 - Relógios comparadores.

5.3.6 Procedimento de ensaio

Primeiramente realizou-se quatro ciclos de carga e descarga para observar as acomodações do conjunto modelo/estrutura de reação. Nesta fase do ensaio a força atingiu 24 kN⁷, aproximadamente 25% da força prevista para a ruptura, sendo aplicada em etapas de 2,0 kN. Desta forma, também foi possível avaliar, em parte, a influência da repetitividade do carregamento no comportamento em serviço da ligação.

Depois levou-se o modelo à ruína. A ruína ocorreu para uma força de aproximadamente 95 kN. Esta força foi alcançada, primeiramente através de incrementos de força de 2,0 kN (até aproximadamente 26,0 kN) e posteriormente em etapas de 5,0 kN.

O ensaio teve 135 minutos de duração, sendo que, após o aparecimento da primeira fissura, cada estágio de carregamento consumiu em média 3 minutos, para marcar e observar a abertura das fissuras.

A leitura e gravação dos deslocamentos, deformações e força foram realizadas, para cada etapa de carregamento, com o auxílio do sistema de aquisição de dados.

⁷ Quando um determinado valor do carregamento aplicado no ensaio for citado no texto, deste já terá sido descontado o peso-próprio do modelo, exceto quando mencionado o contrário.

5.3.7 Apresentação e análise dos resultados

Considerações iniciais

Convém mencionar que, durante a análise dos resultados experimentais foram descontadas as fases de carregamento referentes ao peso-próprio do modelo. As acomodações ocorridas no ensaio, que também ocorrem na prática, são peculiares a cada sistema de montagem e variam significativamente de um processo construtivo para outro, sendo, portanto, desconsideradas na análise dos resultados. Contudo, considerou-se oportuna a inclusão destas etapas nas descrições dos deslocamentos do modelo, fornecidos pelos transdutores de deslocamento e pelos relógios comparadores.

Sendo o modelo simétrico, nas análises utilizou-se a média entre os valores obtidos do lado esquerdo do seu eixo de simetria com os do lado direito. Valores médios também foram admitidos nas seções onde se localizaram mais de um instrumento de medição do mesmo tipo.

Salienta-se também que, devido ao caráter qualitativo do ensaio, durante as análises apenas é mostrado o comportamento dos elementos (consolo, vigas e chumbadores) que compõem o modelo, tendo em vista a observação do ensaio e as leituras dos instrumentos utilizados em sua realização. No entanto, conclusões são estabelecidas e também são elaboradas algumas recomendações de projeto que podem ser encontradas no capítulo 6.

a Fissuração do modelo

A primeira fissura visível apareceu quando a força aplicada no ensaio atingiu 46 kN, aproximadamente. Porém, quando os resultados foram analisados concluiu-se que a força que provoca as primeiras micro-fissuras, não visíveis, no concreto é da ordem de 26,0 kN. A partir desta etapa de carregamento o modelo assume um comportamento não-linear.

Observando-se os resultados e os gráficos traçados em sua função, nota-se que a partir de uma força de aproximadamente 80 kN o modelo sofre uma grande redução de rigidez, sem contudo, entrar em ruína por escoamento dos chumbadores 2

e 3, a qual ocorre para uma força de aproximadamente 95 kN. Este valor é bastante próximo do previsto teoricamente (100 kN).

Na Figura 5.26 foi representada a configuração das fissuras depois de terminado o ensaio. Na Figura 5.27 foi ampliada a região do consolo para permitir uma melhor visualização das fissuras nesta região.

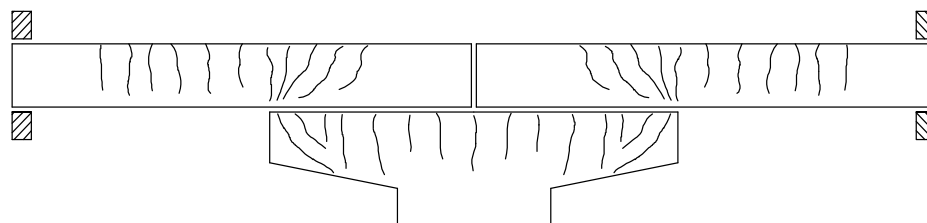


Figura 5.26 - Representação do modelo fissurado.

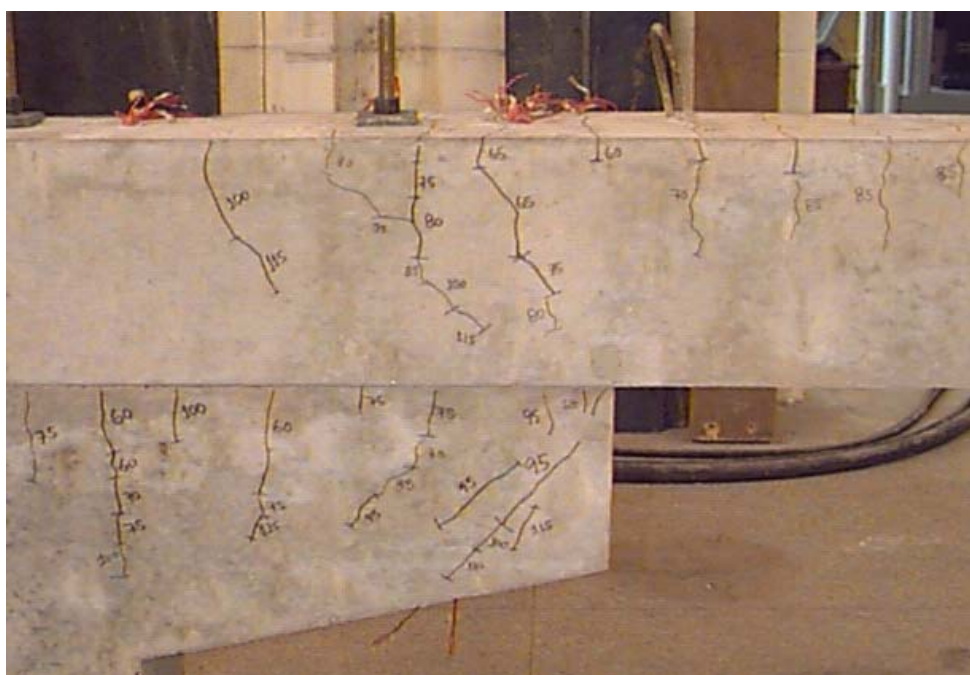


Figura 5.27 - Fissuração na região do consolo.

b Comportamento dos chumbadores

Força atuante nos chumbadores x força (F) aplicada no ensaio

No Gráfico 5.8 estão representadas as relações entre a força (F) aplicada no ensaio, mostrada na Figura 5.8, e a força atuante na seção D dos chumbadores 2 e 3 (Figuras 5.21 e 5.22), obtidas experimentalmente e através de dois cálculos

analíticos. O primeiro está apresentado no Anexo B e é aquele utilizado no dimensionamento do modelo. O segundo método encontra-se no capítulo 6 (item 6.3) e tem como base o procedimento analítico proposto por FERREIRA (1993).

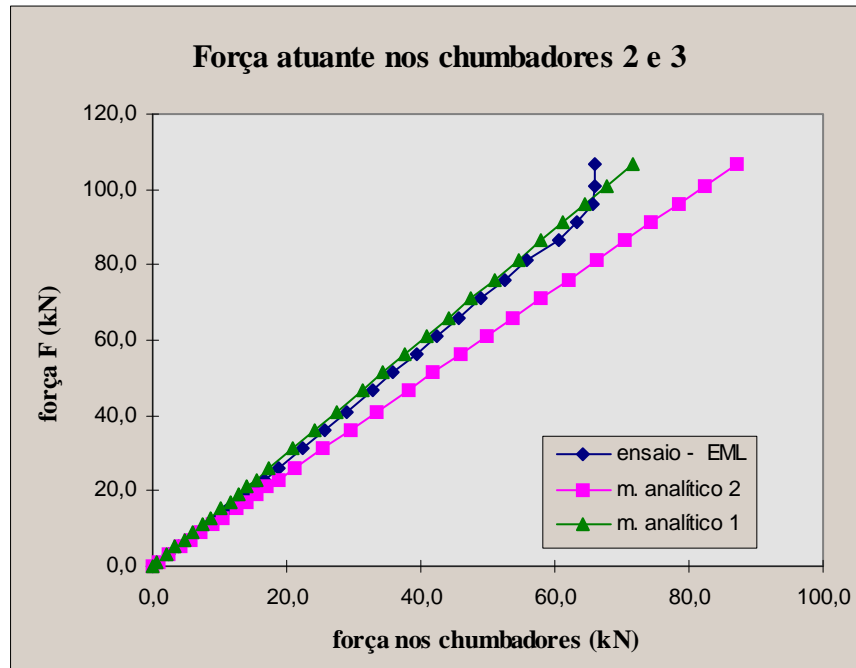


Gráfico 5.8 - Força atuante nos chumbadores 2 e 3 em função da força (F).

Com base nos resultados experimentais constatou-se que o método analítico utilizado para dimensionar o modelo, no Gráfico 5.8 denominado de modelo analítico 1, apresentou valores bastante próximos aos obtidos experimentalmente. No entanto, os valores teóricos são menores que os experimentais, sendo portanto, contra a segurança.

Sabe-se que, ao contrário do que propõe o modelo analítico 1, existe uma região de contato entre a viga e o consolo. Desta forma, o ponto de rotação não deve ser considerado como sendo a extremidade do consolo. Visto isso, considerou-se adequada a utilização do modelo analítico 2, conforme menciona o Gráfico 5.8. Nele a região de contato existente entre a viga e o consolo é considerada.

Os valores da força atuante nos chumbadores 2 e 3 obtidos através do modelo analítico 2 são um pouco maiores que os obtidos experimentalmente. Esta pequena diferença pode ser justificada, em parte, pelo fato de que nos modelos analíticos não

é considerada a redistribuição de esforços que ocorre na estrutura devido à fissuração.

O Gráfico 5.9 representa as relações entre a força (F) aplicada no ensaio, mostrada na Figura 5.8, e a força atuante nos chumbadores 1 e 4 (Figura 5.21), obtidas experimentalmente e através dos cálculos analíticos 1 e 2.

De acordo com Gráfico 5.9 nota-se que, ao contrário dos chumbadores 2 e 3, a determinação da força atuante nos chumbadores 1 e 4 analiticamente forneceu valores bastante diferentes dos obtidos experimentalmente. Esta diferença entre os valores é devida, em parte, à simplificação utilizada nos métodos analíticos em se considerar os elementos de concreto infinitamente rígidos e também à não consideração da redistribuição de esforços proveniente da fissuração do modelo. A flexão da viga e do consolo influenciaram significativamente na força transmitida aos chumbadores 1 e 4.

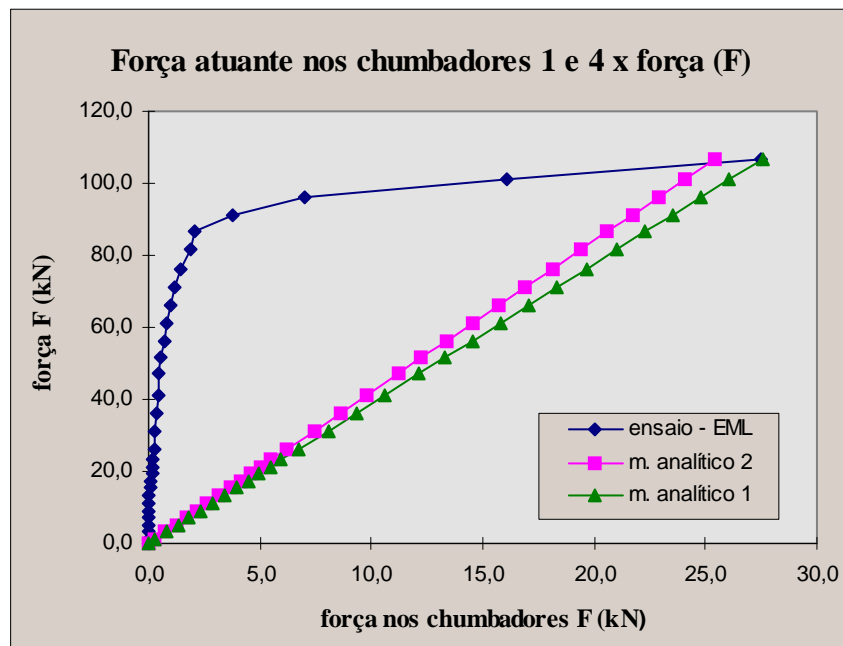


Gráfico 5.9 - Força atuante nos chumbadores 1 e 4 em função da força (F).

Segundo o Gráfico 5.9 constata-se ainda que a região de contato entre a viga e o consolo, neste caso, foi maior que a prevista através do modelo analítico 2. Pode-se perceber que, durante quase todo o ensaio o comprimento da região de compressão do consolo (simbolizada pela letra x no modelo analítico 2) se estendeu

às proximidades dos chumbadores 1 e 4. Apenas momentos antes da ruptura o centro de rotação da ligação foi deslocado para a extremidade do consolo.

Força atuante x deformação nos chumbadores

O Gráfico 5.10 representa a relação entre a força atuante e a deformação, nas seções A, B, C e D dos chumbadores 2 e 3, (ver Figura 5.22).

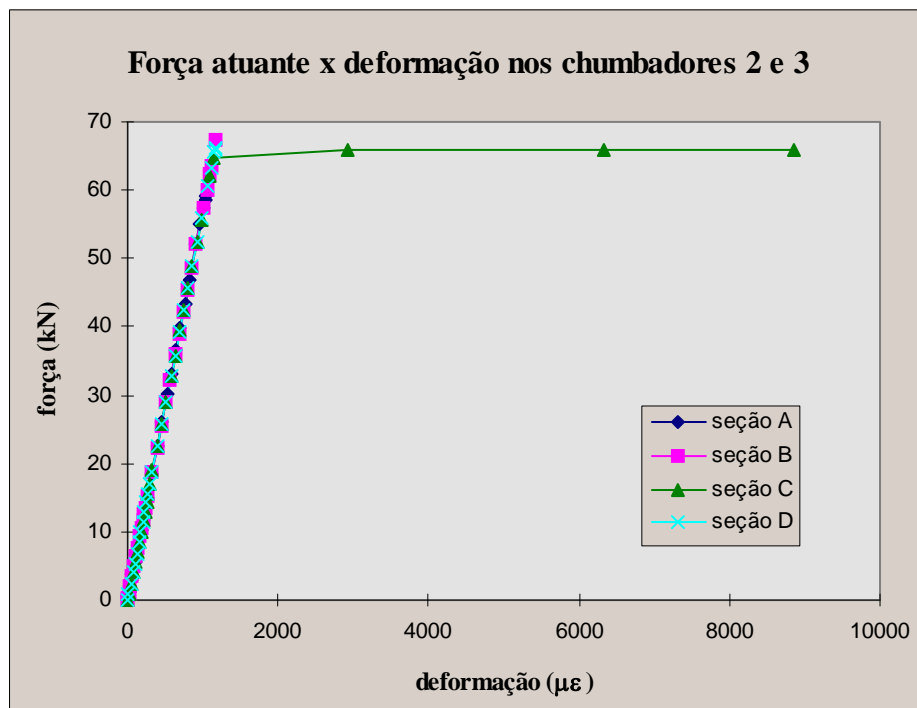


Gráfico 5.10 - Força atuante nos chumbadores nº 2 e 3 em função de sua deformação.

Com base no Gráfico 5.10 percebe-se que ambos os chumbadores 2 e 3 escoaram na seção C, ou seja, a estricção da seção transversal da barra ocorreu aproximadamente em seu ponto médio.

O escoamento dos chumbadores 2 e 3 ocorreu para uma força média em torno de 67 kN. Este valor equívale a uma força (F) aplicada no consolo de aproximadamente 95 kN, que é considerada a força que provocou a ruína do modelo.

O Gráfico 5.11 representa a relação entre a força atuante e a deformação dos chumbadores 1 e 4. Observando-se o Gráfico 5.11 percebe-se que ambos os chumbadores 1 e 4 não atingiram sua tensão de escoamento, permanecendo no regime linear.

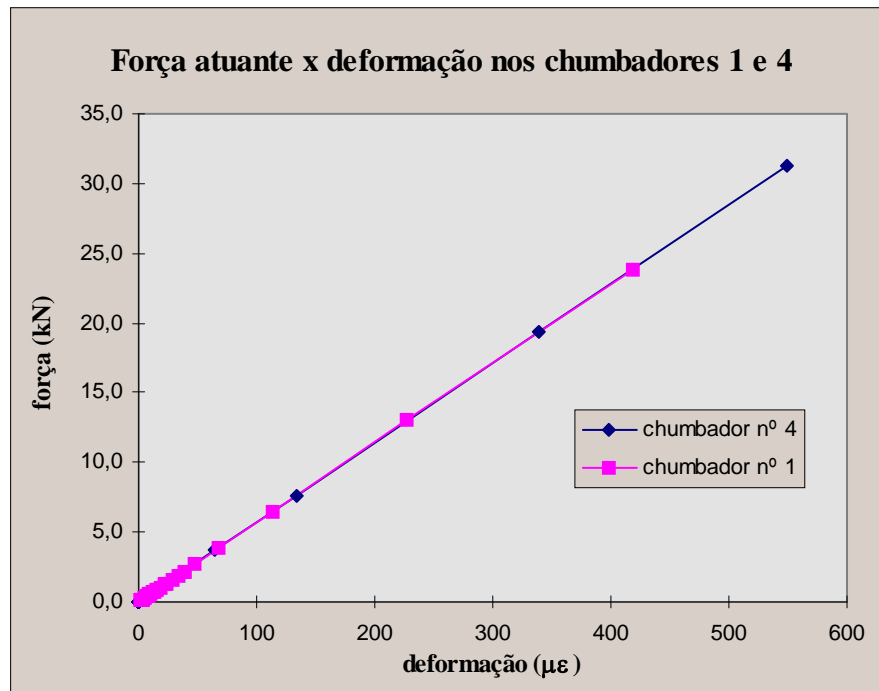


Gráfico 5.11 - Força nos chumbadores 1 e 4 em função de suas respectivas deformações.

c Comportamento da armadura de flexão do consolo

Com base nos resultados obtidos constatou-se que as regiões da armadura de flexão do consolo mais solicitadas foram as seções D e E, representadas na Figura 5.19. Desta forma, representou-se graficamente apenas o comportamento destas seções.

No Gráfico 5.12 foi representada a relação entre a força atuante na armadura de flexão do consolo e a força (F) aplicada no ensaio, obtida experimentalmente e através dos métodos analíticos 1 e 2.

Observando-se o Gráfico 5.12 percebe-se que até a força de fissuração do modelo (aproximadamente 26,0 kN) a armadura foi pouco solicitada, pois o concreto ainda resistia à tração.

Através do Gráfico 5.12 nota-se que existe uma diferença entre os valores teóricos e experimentais. Esta diferença pode ser justificada, em parte, pela simplificação adotada na determinação dos valores teóricos, que considera os elementos concreto infinitamente rígidos para o cálculo da força vertical atuante no consolo (ver Anexo B e item 6.3). A não consideração da redistribuição de esforços

proveniente da fissuração do modelo nos cálculos analíticos é outro fator responsável pela diferença entre os valores teóricos e experimentais. Cabe ressaltar também que o consolo foi dimensionado para uma resistência à compressão do concreto igual a 30,0 MPa, e o modelo, no dia do ensaio, se encontrava com uma resistência à compressão de 35,8 MPa.

A diferença é maior quando os valores teóricos são determinados através do método analítico 1, que considera o ponto de rotação da ligação na extremidade do consolo. Quando o consolo é calculado com base no método analítico 2 a diferença diminui e as retas teórica e experimental ficam aproximadamente paralelas.

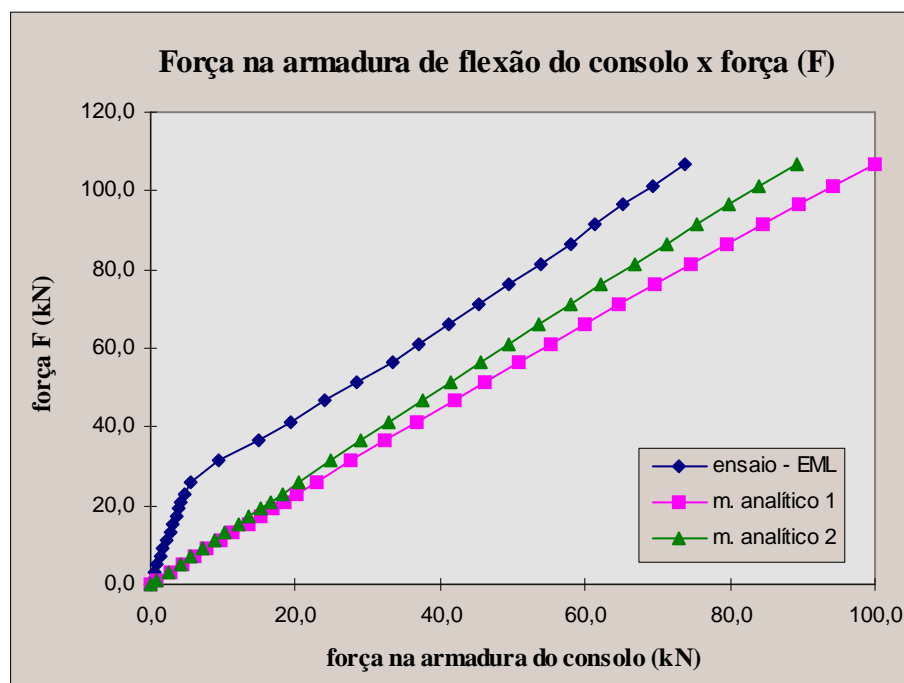


Gráfico 5.12 - Relação entre a força atuante na armadura de flexão do consolo e a força (F).

No Gráfico 5.13 foi representada a relação entre a força atuante e a deformação na armadura de flexão do consolo. De acordo com o Gráfico 5.13 nota-se que a armadura de flexão do consolo não atinge sua tensão de escoamento, permanecendo no regime linear. O consolo foi superdimensionado pois quando os chumbadores entraram em escoamento a deformação de sua armadura de flexão ainda estava em torno de 70% da deformação de escoamento (ϵ_y). Neste caso, o dimensionamento através do método analítico 2 se mostra mais adequado.

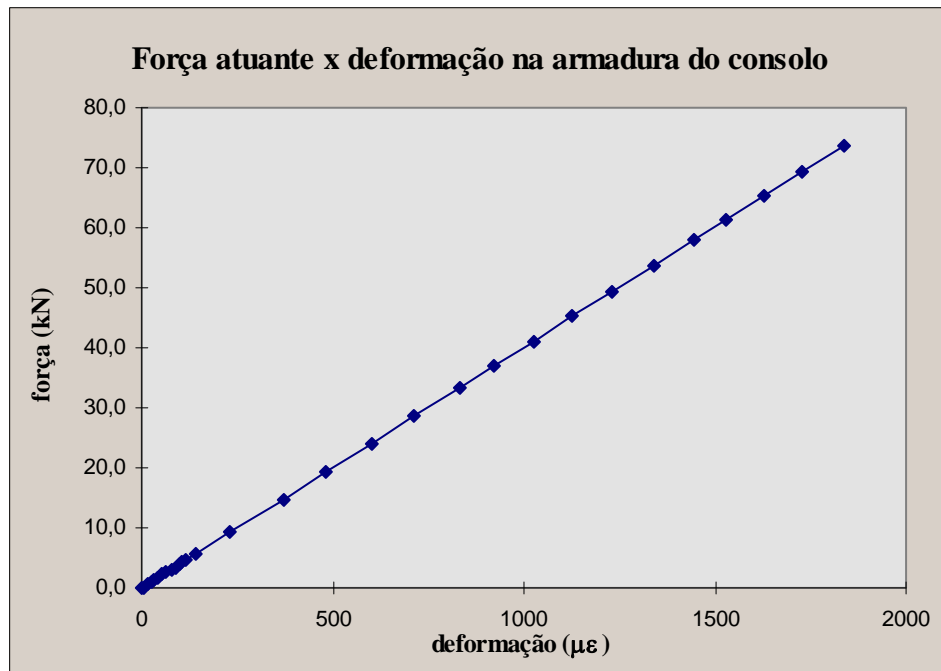


Gráfico 5.13 - Relação entre a força atuante e a deformação da armadura do consolo Seções D e E.

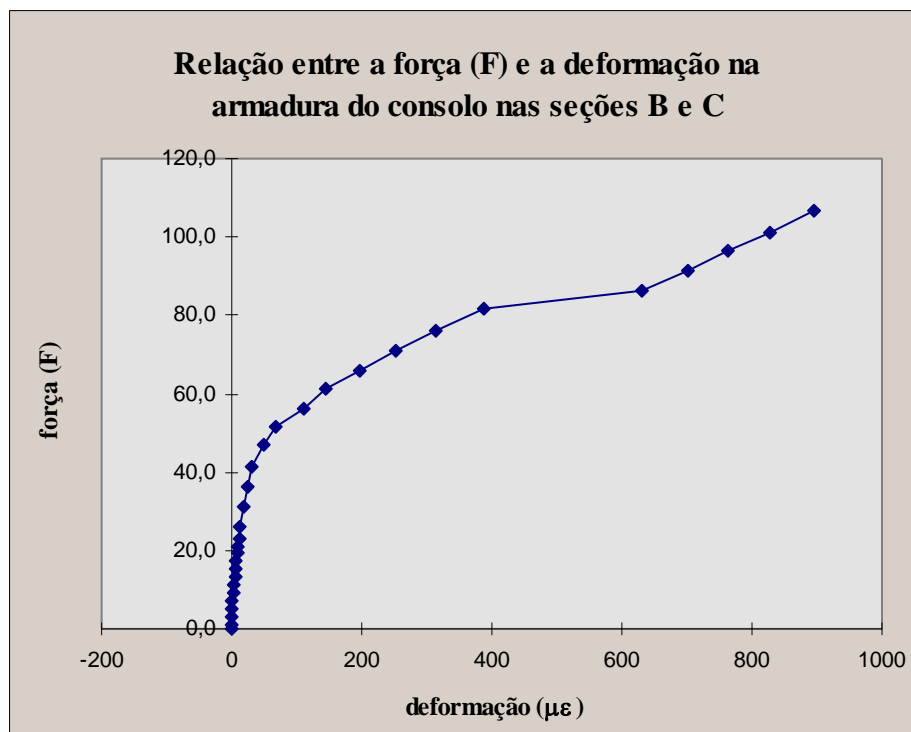


Gráfico 5.14 - Relação entre a força (F) e a deformação na armadura do consolo nas seções B e C.

No item (a) menciona-se uma redução brusca na rigidez do modelo quando o carregamento atinge aproximadamente 80 kN. Com isto, a abertura de uma das fissuras situadas nas extremidades do consolo aumentou significativamente. Consequentemente a deformação da armadura de flexão nas seções B e C, da Figura 5.19, aumentou abruptamente, conforme mostra o Gráfico 5.14 que relaciona a força (F) aplicada no ensaio com a deformação da armadura de flexão do consolo, nestas seções.

d Comportamento da armadura transversal do consolo

O efeito do aumento da abertura da fissura próxima à extremidade do consolo, aos 80 kN aproximadamente, também foi transmitido aos estribos do consolo. No Gráfico 5.15 representou-se a relação entre a força (F) aplicada no ensaio e a deformação nos estribos localizados nas seções B/C e F/G, ilustradas na Figura 5.19.

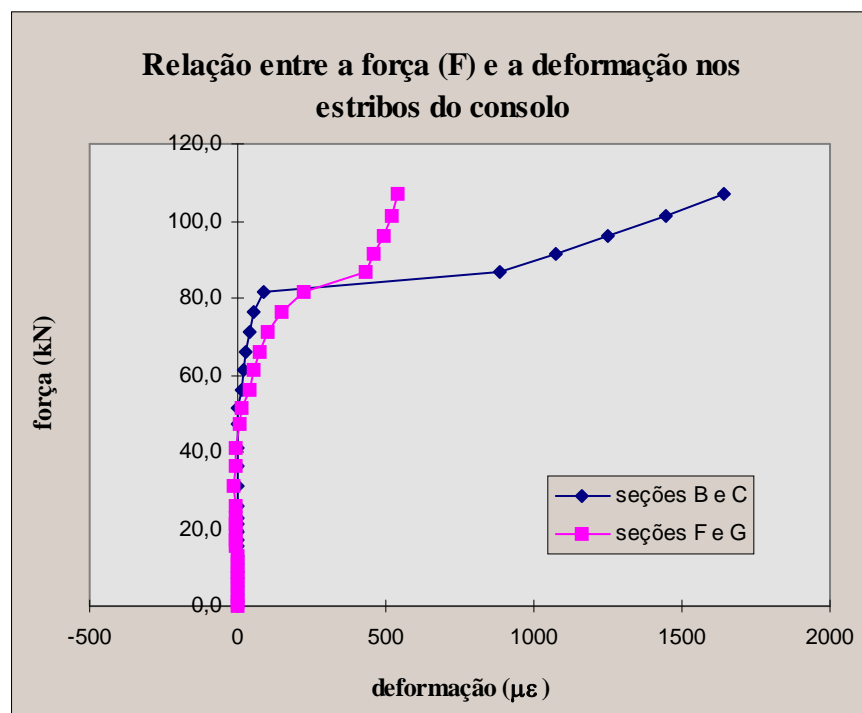


Gráfico 5.15 - Relação entre a força (F) e a deformação dos estribos do consolo.

O Gráfico 5.15 mostra que os estribos localizados nas seções B e C (mais externas) sofreram uma grande deformação quando a força atingiu aproximadamente 80 kN, proveniente da redução de rigidez sofrida pelo modelo. Este efeito foi menos influente no comportamento dos estribos localizados nas seções F e G. Contudo, nenhum estribo do consolo atingiu sua tensão de escoamento, permanecendo em regime linear.

Observando-se o Gráfico 5.15 nota-se que os estribos praticamente não foram solicitados durante boa parte do ensaio. Este fato indica que o concreto resistiu aos esforços de cisalhamento até momentos antes da ruína. Os estribos foram dimensionados considerando-se a resistência do concreto à compressão igual à 30,0 MPa, no entanto, o concreto, no dia do ensaio, apresentou aproximadamente 35,8 MPa de resistência à compressão. Esta diferença pode ter contribuído para os baixos valores de solicitação transmitidos aos estribos.

e Comportamento da armadura de flexão das vigas

O Gráfico 5.16 representa a relação entre a força atuante na armadura tracionada das vigas, nas seções A, B, C e D da Figura 5.17, e a força (F) aplicada no ensaio.

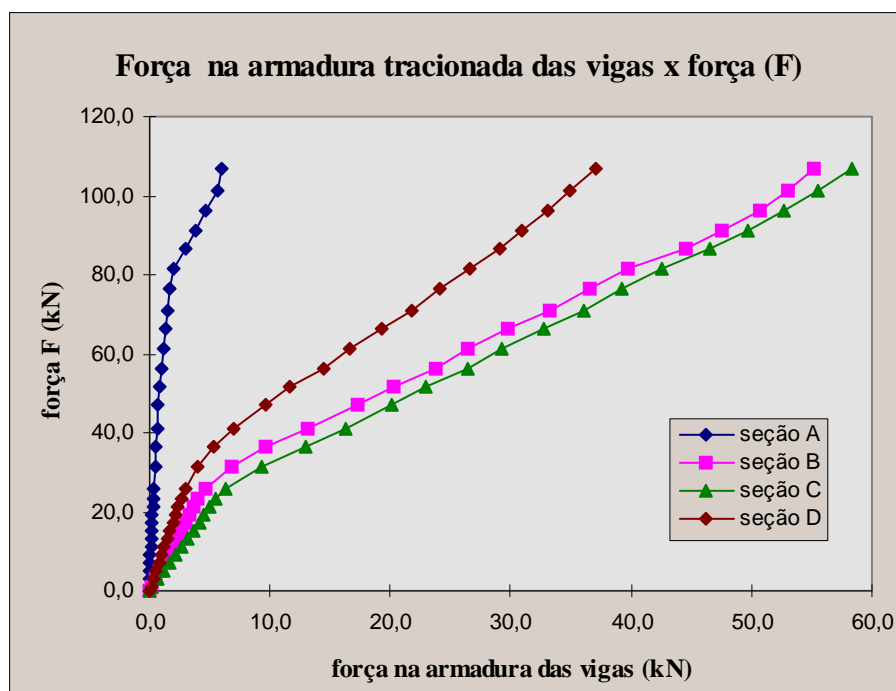


Gráfico 5.16 - Força (F) x força atuante na armadura das vigas.

De acordo com o Gráfico 5.16 percebe-se que a seção da viga mais solicitada à flexão foi a seção C, localizada na extremidade do consolo. A seção A, próxima aos chumbadores 2 e 3, praticamente não foi solicitada, pois tinha grande deslocabilidade. A seção D, localizada a 50,0 cm do apoio, sofreu deformações intermediárias, que eram esperadas. As seções B e C foram as mais solicitadas.

Em todas as curvas observa-se que até a força de fissuração, a armadura das vigas foi pouco solicitada, pois o concreto ainda resistia à tração.

No Gráfico 5.17 está representada a relação entre a força atuante e a deformação na armadura das vigas, na seção C.

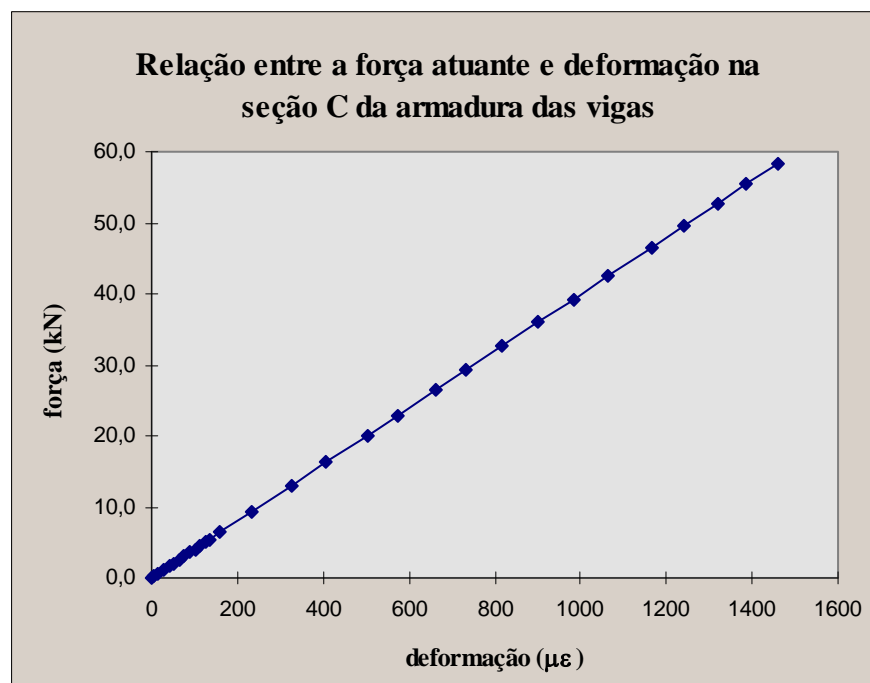


Gráfico 5.17 - Força atuante x deformação na armadura de flexão das vigas.

Observando-se o Gráfico 5.17 nota-se que a armadura de flexão das vigas, assim como a do consolo, não atingiu sua tensão de escoamento. Sua deformação máxima foi da ordem de 55 % de ϵ_y .

Segundo o Anexo B, as vigas foram superdimensionadas para evitar o rompimento do modelo fora da região da ligação. Mesmo assim elas alcançaram

deformações relativamente próximas às da armadura do consolo, representada no Gráfico 5.13. Conclui-se, portanto, que neste tipo de ligação as vigas tendem a se deformarem mais, pois o consolo é mais rígido.

f Leituras dos transdutores de deslocamento

A Figura 5.23 mostra o posicionamento dos transdutores de deslocamentos colocados no modelo.

Convém mencionar que os transdutores posicionados horizontalmente não acusaram grandes deslocamentos, sendo portanto, desconsiderados nas análises.

Nos Gráficos 5.18, 5.19, 5.20, 5.21 e 5.22 estão representadas as leituras dos transdutores de deslocamentos localizados nas seções C, E, F, H e I, respectivamente. Nas seções E, F, H, e I os transdutores tiveram suas bases instaladas no consolo.

Nestes gráficos foram representados todos os ciclos de carregamento para permitir a visualização das acomodações ocorridas durante a execução do ensaio. Neles as leituras negativas correspondem às fases de carregamento referentes ao peso-próprio do modelo.

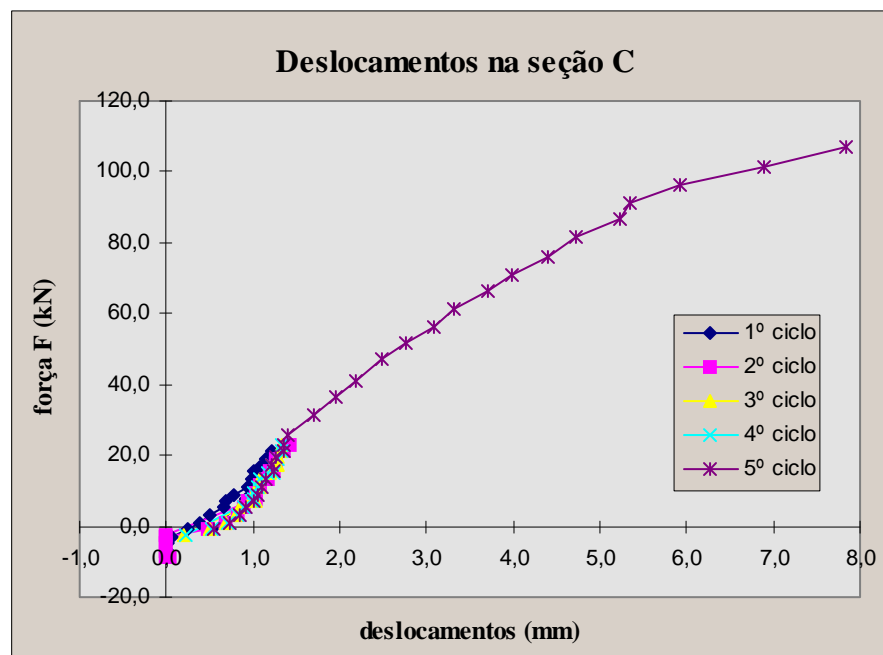


Gráfico 5.18 - Deslocamentos da seção C.

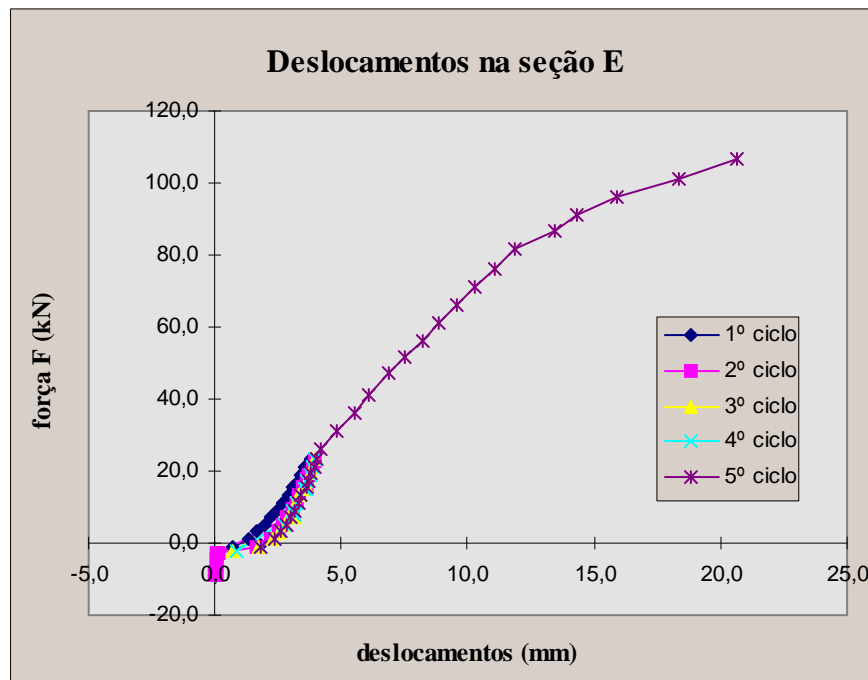


Gráfico 5.19 - Deslocamentos da seção E.

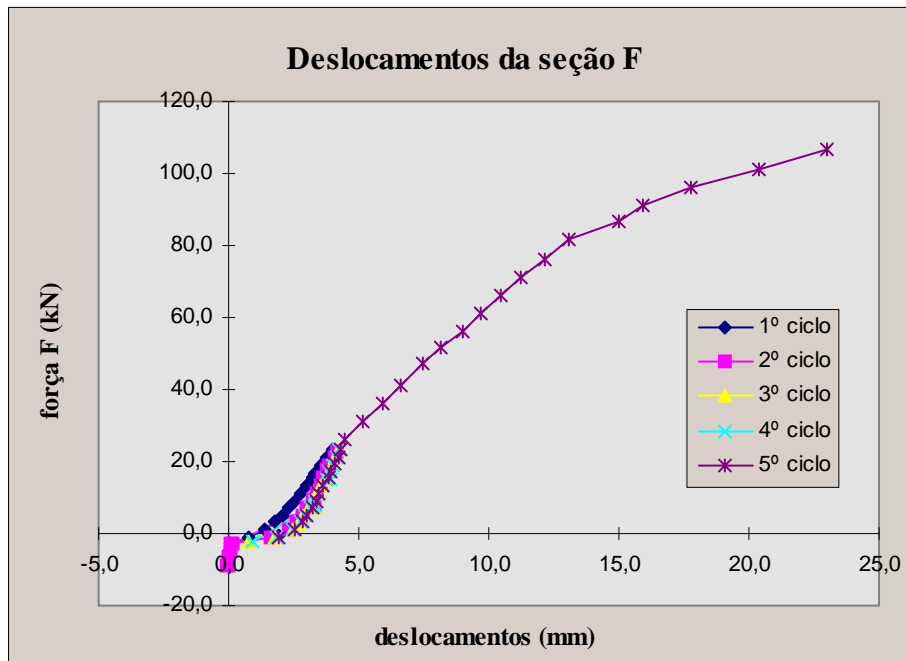


Gráfico 5.20 - Deslocamentos da seção F.

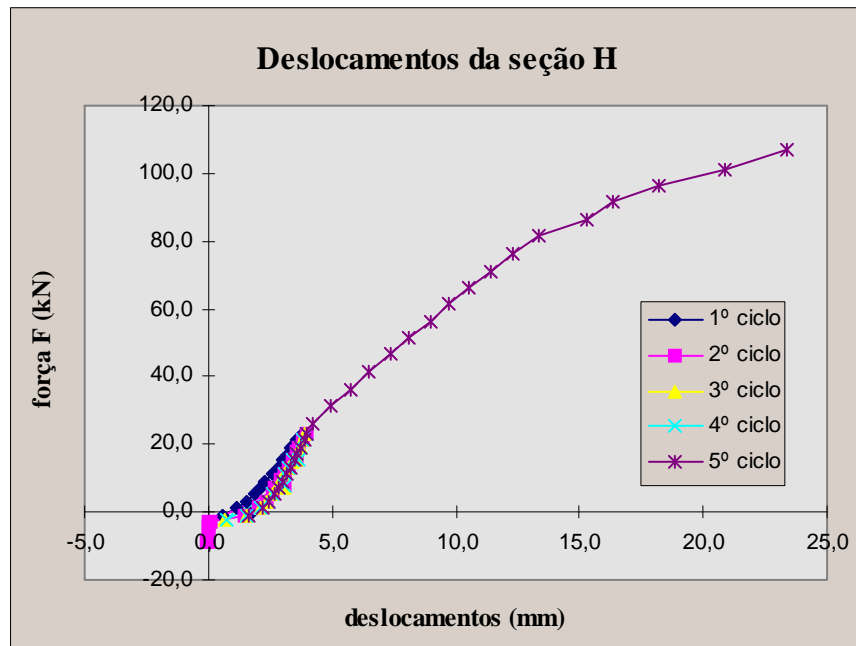


Gráfico 5.21 - Deslocamentos da seção H.

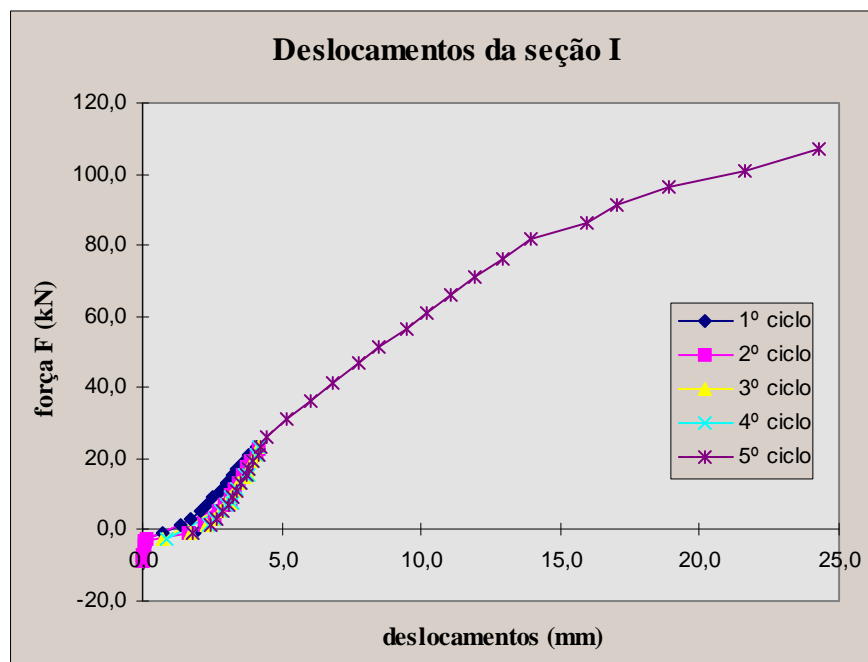


Gráfico 5.22 - Deslocamentos da seção I.

De acordo com os Gráficos 5.18, 5.19, 5.20, 5.21 e 5.22 percebe-se que até o carregamento se igualar ao peso-próprio do modelo, praticamente não houve deslocamentos nas seções C, E, F, H e I, respectivamente. Depois ocorre um

aumento nos deslocamentos sem um aumento significativo na força aplicada no modelo. Conclui-se, portanto, que nesta fase do ensaio houve acomodações relativamente grandes do modelo e possivelmente dos equipamentos de ensaio.

Nestes gráficos também é visível o instante em que ocorre a fissuração do modelo. Ultrapassado o carregamento de fissuração a inclinação da reta sofre uma mudança, caracterizando a diminuição da rigidez da estrutura.

Comparação com a análise teórica

Para possibilitar uma comparação da deformação do modelo obtida experimentalmente simulou-se, com o auxílio do programa de computador LUSAS (1995), o modelo ensaiado através do esquema representado na Figura 5.28.

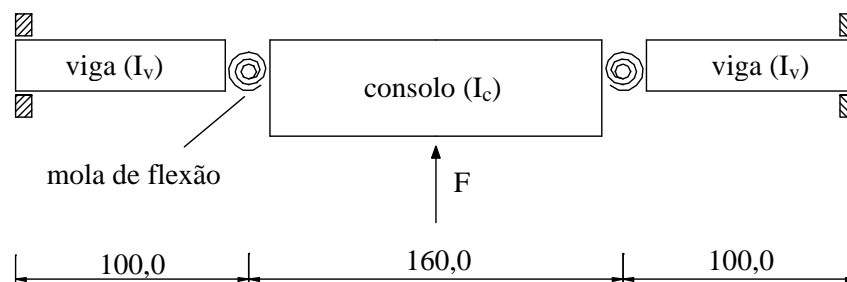


Figura 5.28 - Modelo simulado (dimensões em cm).

Na simulação, as vigas e o consolo foram considerados como sendo elementos de viga (BEAM) e as molas de flexão foram simuladas através do elemento de ligação (JPH3), descrito no capítulo 6. Este elemento é composto por duas molas de translação nas direções x e y e uma mola de rotação em torno de z (Figura 6.3).

Para as molas de translação nas direções x e y foram utilizados coeficientes de rigidez infinitamente grandes, descartando a possibilidade de movimentação relativa entre os elementos nestas direções. A mola de rotação em torno de z representa a ligação semi-rígida. Desta forma, o coeficiente de rigidez da mola de rotação em z (K_z) corresponde à rigidez da ligação.

O momento de inércia do consolo I_c foi determinado sem a consideração da contribuição das vigas apoiadas sobre ele, ou seja, I_c só considera a rigidez do consolo. Para determinar I_c foi feita a média ponderada entre as inércias da região (a) e da região (b), apresentadas na Figura 5.29.

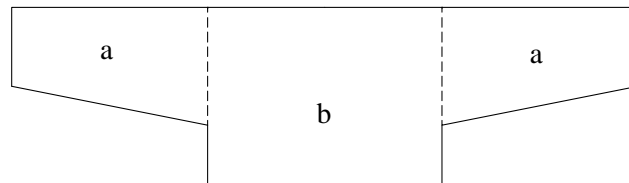


Figura 5.29 - Determinação do momento de inércia do consolo.

Desta forma $I_c \cong 1,0E - 03 m^4$ e $I_v \cong 3,3E - 04 m^4$.

Os elementos de viga foram considerados de concreto com módulo de elasticidade igual ao do modelo ensaiado.

Foi realizada uma análise linear, contudo, para cada força aplicada no modelo simulado, utilizou-se a respectiva rigidez da ligação (apresentada no item 5.3.9 deste capítulo) como coeficiente de rigidez da mola de flexão.

Os Gráficos 5.23, 5.24, 5.25 e 5.26 representam a deformação do modelo ensaiado obtida experimentalmente e numericamente, para forças (F) iguais a 21,1 kN ($K_z = 14085$ kN.m/rad), 26,0 kN ($K_z = 14085$ kN.m/rad), 71,1 kN ($K_z = 8960$ kN.m/rad), e 101,1 kN ($K_z = 4643$ kN.m/rad), respectivamente. Apenas as duas primeiras forças são inferiores àquela que provoca a fissuração do modelo. Os deslocamentos foram tomados nos pontos referentes às seções C, E, F, H e I.

De acordo com os Gráficos 5.23 e 5.24 os valores numéricos são bastante próximos dos valores experimentais. Isto ocorre porque os elementos se encontram em regime linear. Observando-se o Gráfico 5.23 percebe-se que o modelo sofreu uma rotação em seu plano, segundo este gráfico o ponto de rotação é a extremidade esquerda do consolo. De acordo com o Gráfico 5.24 este ponto é deslocado para o ponto médio do consolo.

Nos Gráficos 5.25 e 5.26 a rotação sofrida pelo modelo não é visível face à ordem de grandeza dos valores. Nestes gráficos os valores numéricos não são

próximos aos valores experimentais, devido à fissuração do concreto que ocasionou a perda de rigidez do modelo. Este comportamento não-linear, conforme já adiantado, não foi considerado na análise numérica.

Contudo, para a fase linear, o modelo apresentado na Figura 5.28 representa adequadamente o comportamento da estrutura ensaiada.

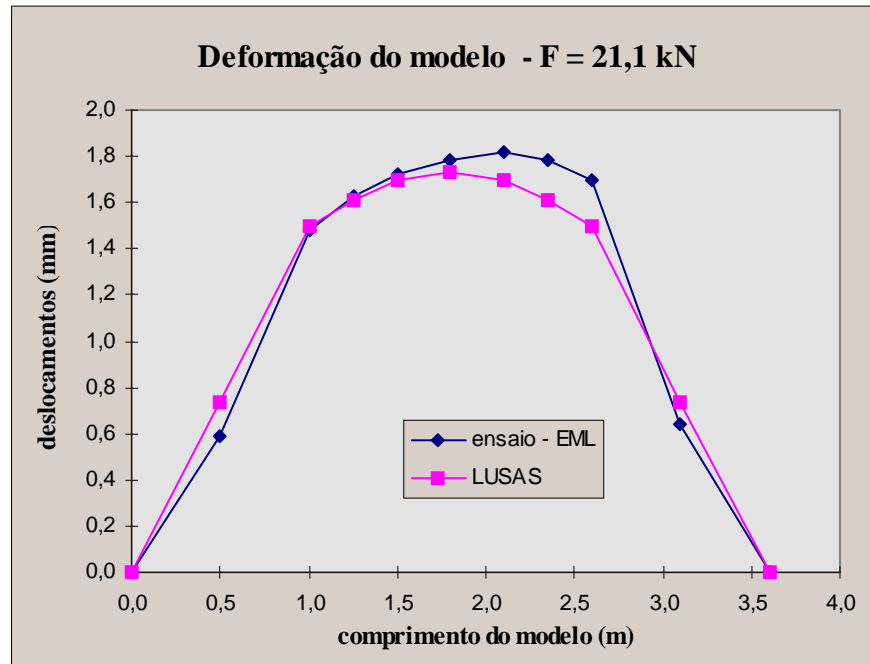


Gráfico 5.23 - Deformação do modelo ensaiado para F = 21,1 kN.

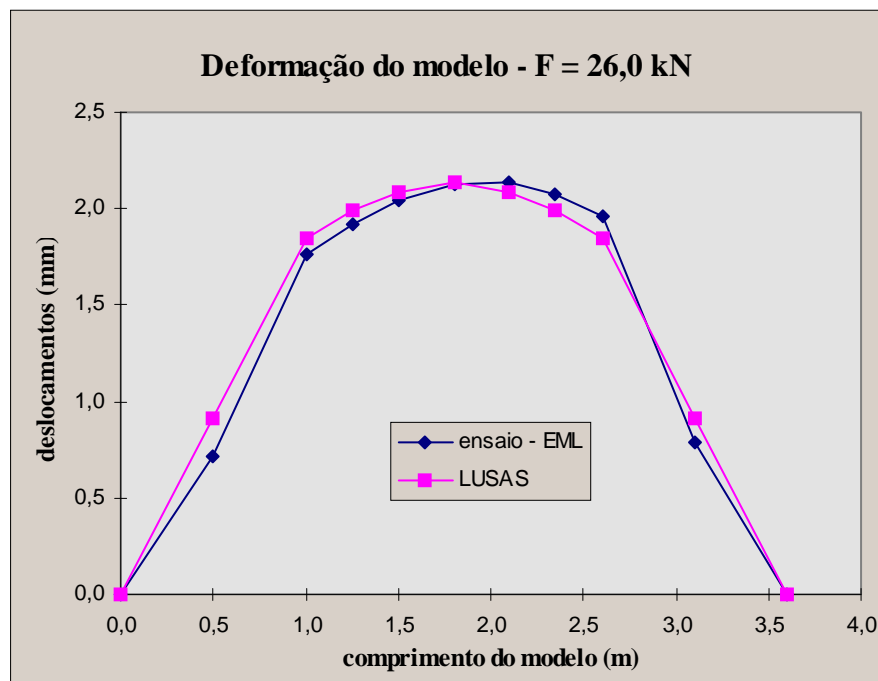
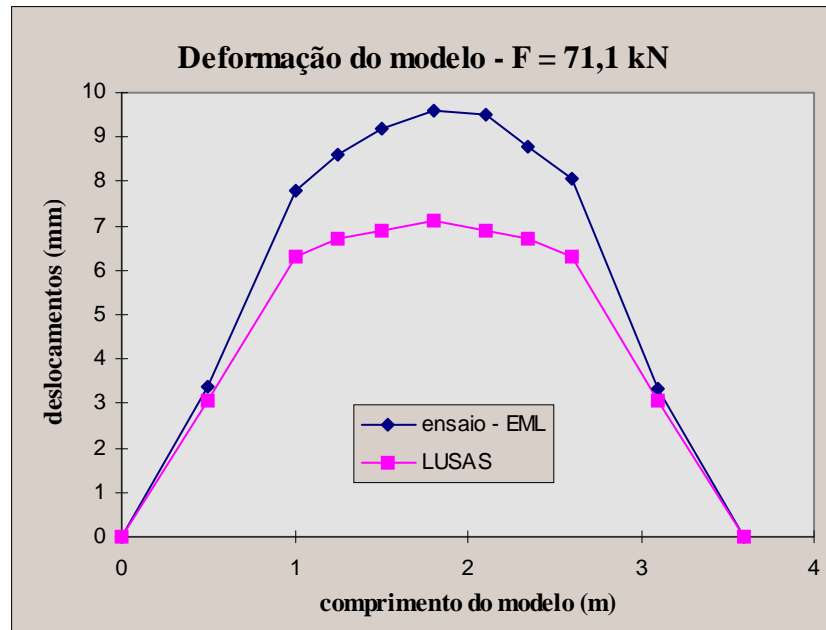
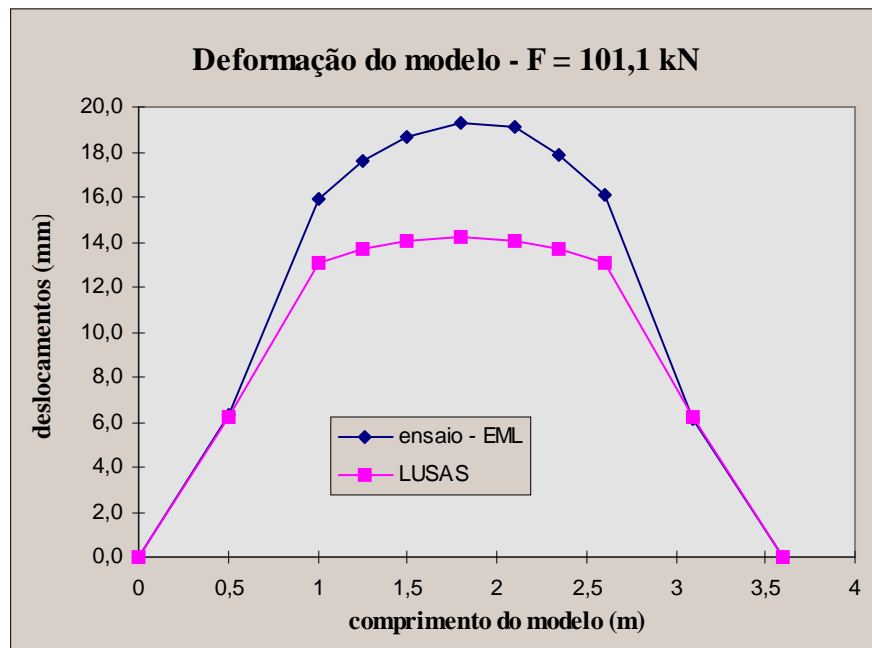


Gráfico 5.24- Deformação do modelo ensaiado para $F = 26,0$ kN.Gráfico 5.25 - Deformação do modelo ensaiado para $F = 71,1$ kN.Gráfico 5.26 - Deformação do modelo ensaiado para $F = 101,1$ kN.

g Leitura dos relógios comparadores

A Figura 5.30 mostra a deformação da viga em relação ao consolo para um carregamento de aproximadamente 85 kN e na Figura 5.31 a região do relógio comparador de nº 3 foi ampliada.

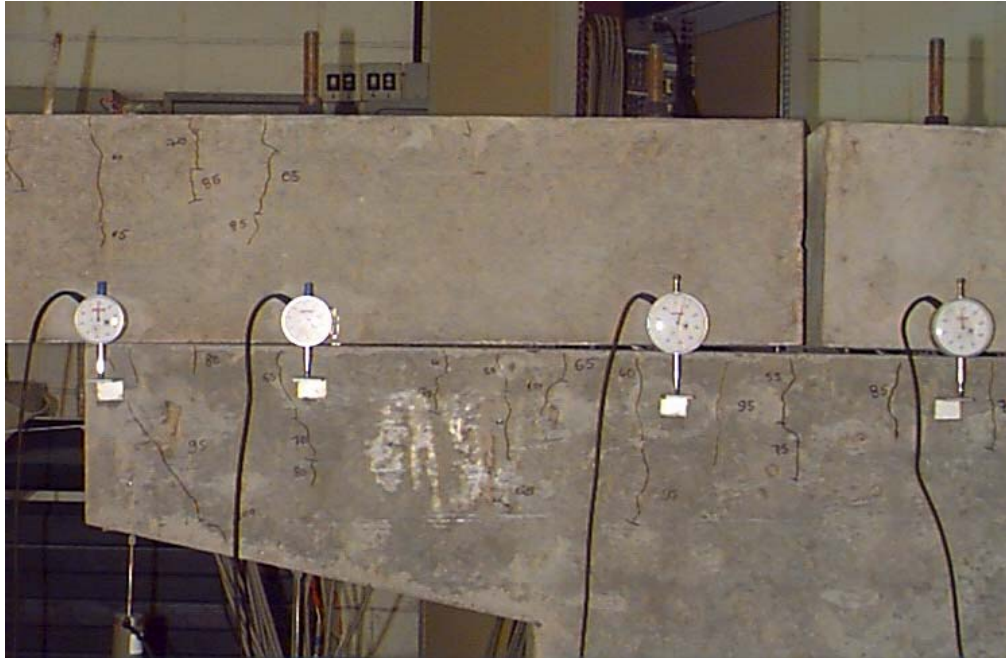


Figura 5.30 - Observação da junta viga-consolo.

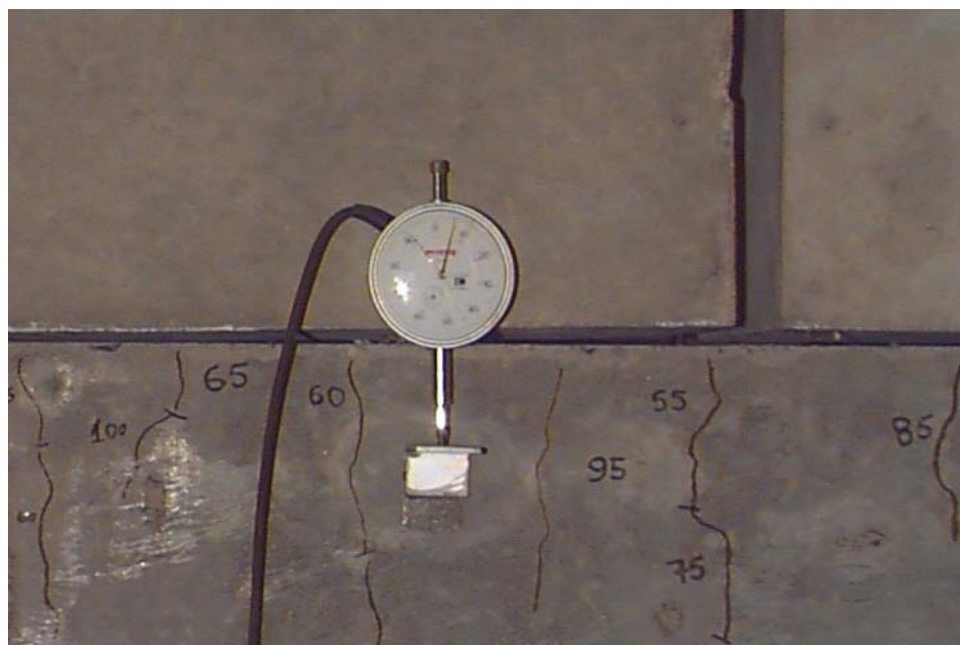


Figura 5.31 - Separação da junta viga-consolo (ampliação).

O posicionamento dos relógios comparadores colocados no modelo está apresentado na Figura 5.23.

Nos Gráficos 5.27, 5.28 e 5.29 estão representadas as leituras do deslocamento relativo entre a viga e o consolo fornecidas pelos relógios comparadores de números 1, 2 e 3, respectivamente. Nestes gráficos foram lançados todos os ciclos de carregamento para permitir a visualização das acomodações ocorridas durante a execução do ensaio. Neles as leituras negativas das forças referem-se às etapas de carregamento equivalentes ao peso-próprio do modelo.

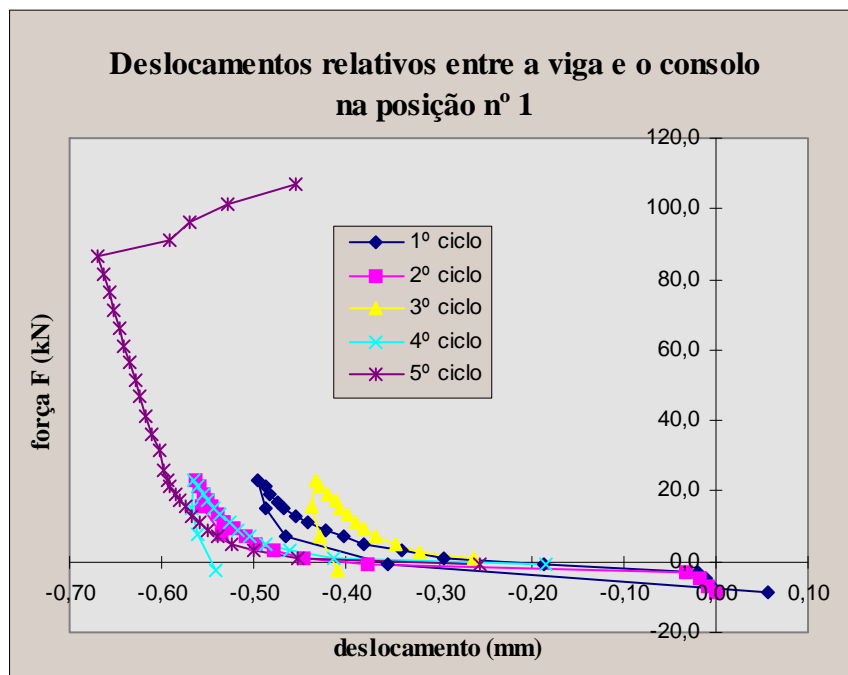


Gráfico 5.27 - Deslocamentos relativos entre a viga e o consolo na posição nº 1.

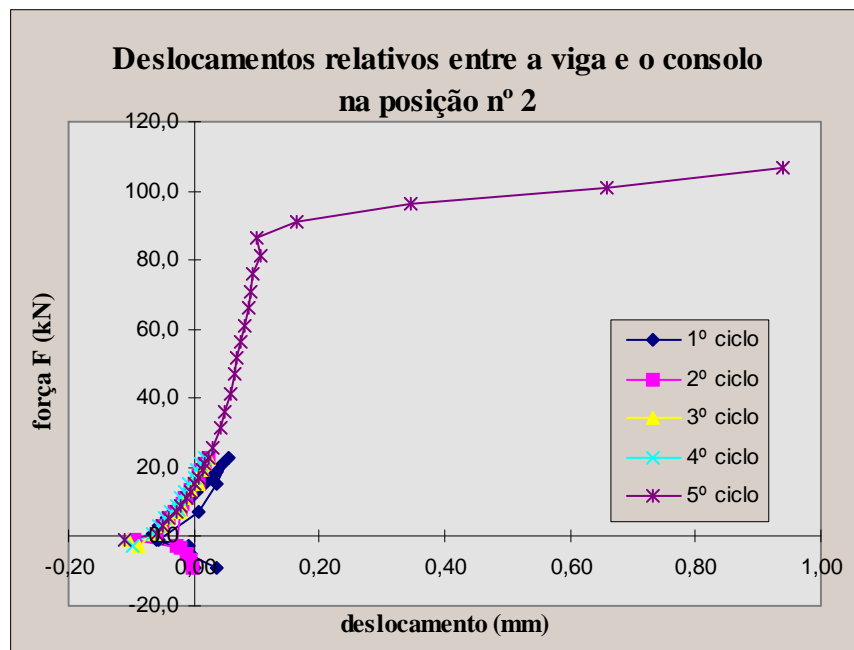


Gráfico 5.28 - Deslocamentos relativos entre a viga e o consolo na posição nº 2.

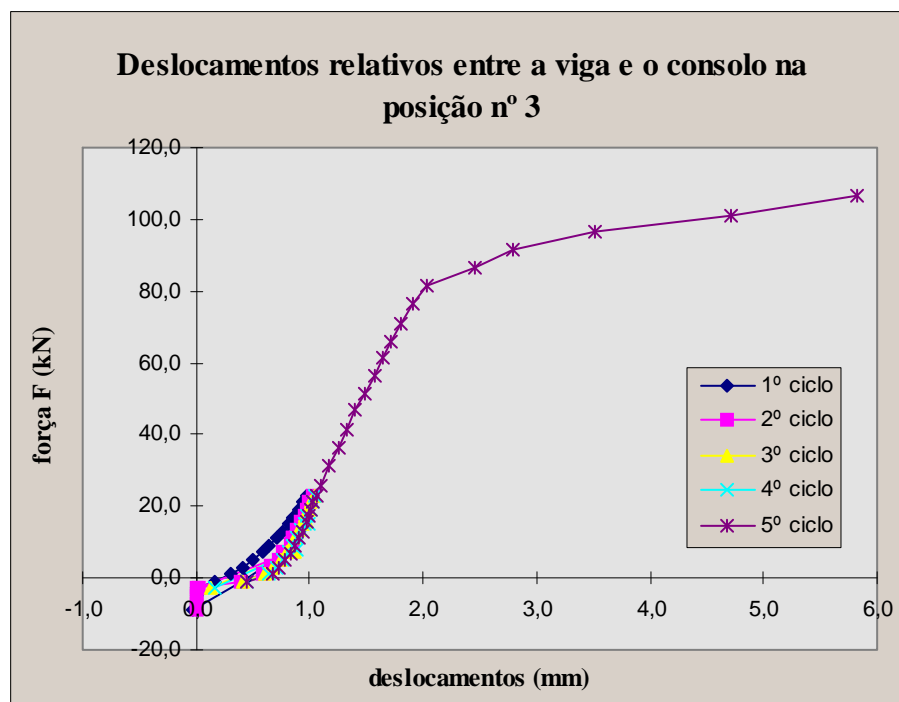


Gráfico 5.29 - Deslocamentos relativos entre a viga e o consolo na posição nº 3.

Nos Gráficos 5.27, 5.28 e 5.29 os valores negativos dos deslocamentos indicam que houve uma aproximação das superfícies do consolo e da viga e, portanto, os valores positivos indicam um afastamento destas superfícies.

De acordo com o Gráfico 5.27, até um carregamento próximo ao referente ao peso-próprio do modelo praticamente não houve deslocamentos relativos entre a viga e o consolo. Depois ocorre um aumento nos deslocamentos sem um aumento significativo na força aplicada no modelo. Conclui-se, portanto, que nesta fase do ensaio houve acomodações relativamente grandes do modelo e possivelmente dos equipamentos de ensaio. Cabe ressaltar que para cada ciclo de carregamento as acomodações tiveram intensidade diferentes. Este fato comprova a dificuldade em se considerar as acomodações na análise dos resultados.

Observando-se o Gráfico 5.27 percebe-se que até um carregamento em torno de 20,0 kN, houve além das acomodações, citadas anteriormente, uma espécie de compactação dos materiais nas superfícies do consolo e da viga. Depois ocorreu uma deformação linear devido à compressão destas superfícies. Por último, a partir do carregamento de aproximadamente 85 kN as superfícies tenderam a se afastar, o que é caracterizado pela mudança de direção na curva.

Sabendo-se que o relógio comparador nº 1 situava-se a aproximadamente 3,0 cm da extremidade do consolo e tendo em vista os resultados obtidos no ensaio, constata-se que o comportamento descrito se estende a uma região e não apenas ao ponto de extremidade do consolo.

Segundo o Gráfico 5.28, até o carregamento equivalente ao peso-próprio do modelo, as superfícies da viga e do consolo se aproximaram. Depois de equilibrado o peso-próprio, estas superfícies começam a se afastar lentamente. Quando o carregamento atinge aproximadamente 85 kN, os deslocamentos aumentam significativamente.

Observando-se o Gráfico 5.29 nota-se que até um carregamento próximo ao referente ao peso-próprio do modelo não houve deslocamentos relativos entre a viga e o consolo. Depois ocorre um aumento nos deslocamentos sem um aumento significativo na força aplicada no modelo, como consequência das acomodações do modelo e dos equipamentos de ensaio. Os deslocamentos, então, voltam a ser pequenos, até atingir a força de aproximadamente 85 kN. Ultrapassado este nível de carregamento ocorre um aumento nos deslocamentos relativos entre a viga e o consolo, caracterizando a diminuição da rigidez do modelo.

5.3.8 Comparação com o ensaio de arrancamento (EA)

O efeito da repetitividade do carregamento na deformabilidade à tração do chumbador inserido no concreto foi avaliado, em parte, através da realização dos 4 ciclos de carregamento e descarregamento durante a execução do ensaio EML. Cada ciclo atingiu um carregamento máximo de 24 kN.

Para facilitar a visualização da influência da repetitividade do carregamento na deformação do chumbador confeccionou-se os Gráficos 5.30, 5.31 e 5.32. Neles estão representados os valores das deformações médias dos extensômetros do chumbador n.º 2, em função da força de tração nele atuante, correspondentes às seções A, B e C respectivamente (Figura 5.22). Os 4 ciclos de carregamento foram apresentados, incluindo o que levou o modelo a ruína, chamado de 5º ciclo. Para possibilitar uma comparação entre o comportamento da barra inserida no concreto, e o comportamento da região da barra não inserida no concreto representou-se nos gráficos a relação força-deformação para esta parte da barra (chamada de barra livre).

Com base nos resultados nota-se que a cada ciclo de carregamento as deformações são maiores. Isto significa que a cada ciclo mais ligações entre o concreto e o chumbador foram quebradas.

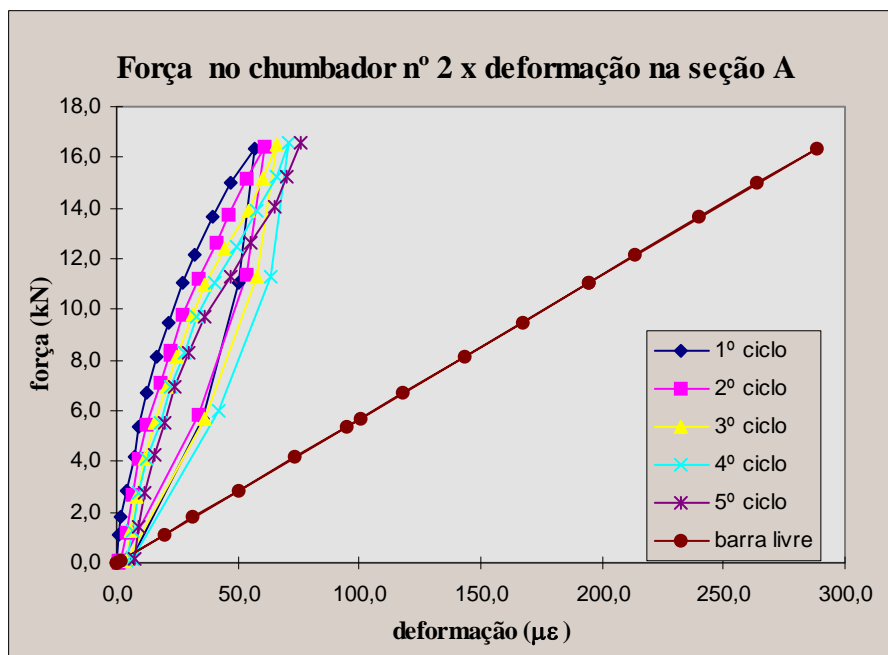


Gráfico 5.30 - Deformações dos extensômetros da seção A e da barra livre.

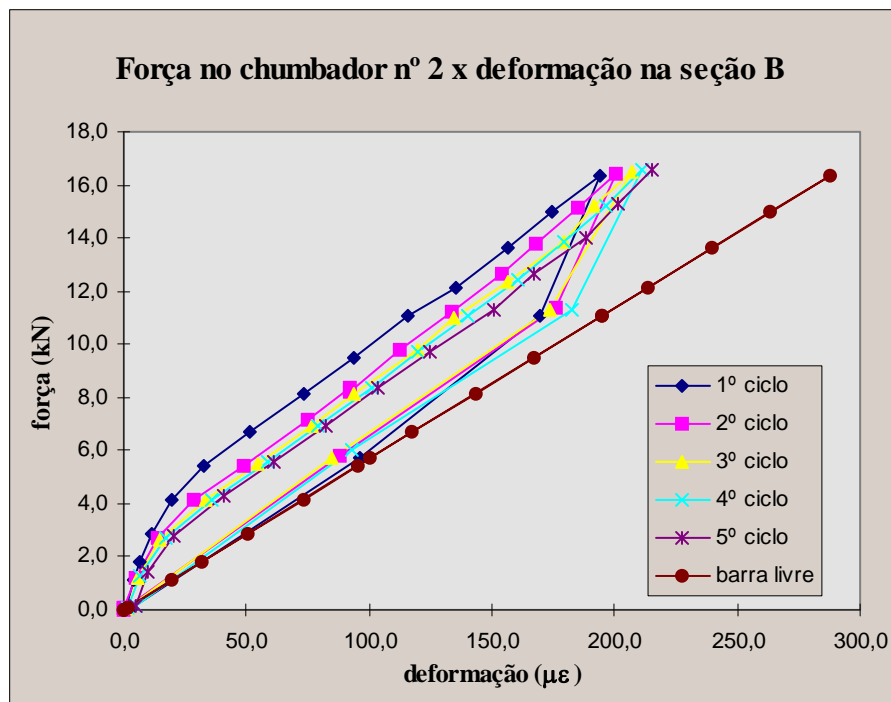


Gráfico 5.31 - Deformações dos extensômetros da seção B e da parte de barra livre.

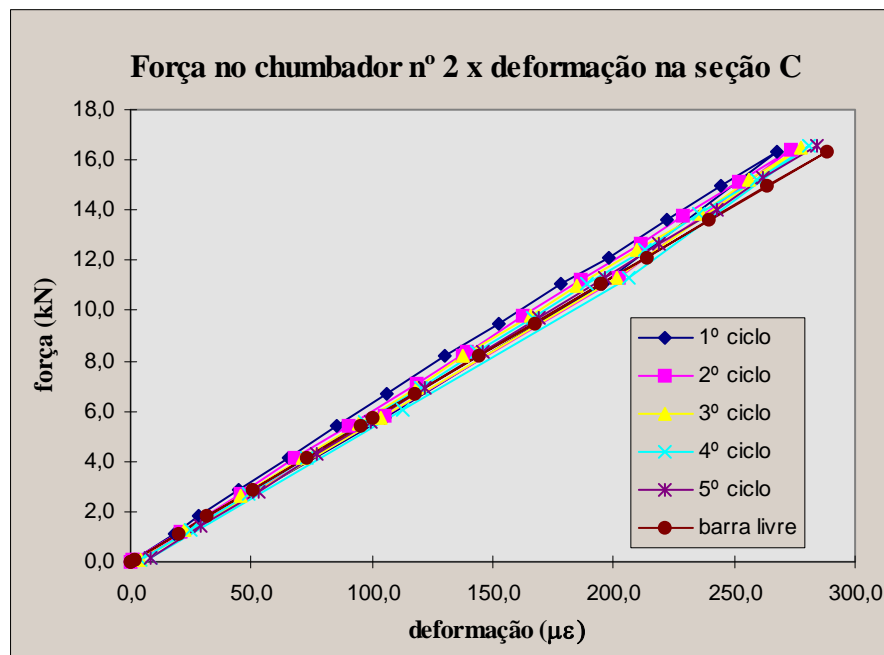


Gráfico 5.32 - Deformações dos extensômetros da seção C e da parte de barra livre.

Através dos Gráficos 5.30 a 5.32 percebe-se uma semelhança ao comportamento observado no ensaio EA.

Para permitir a comparação dos resultados obtidos no ensaio EML com os obtidos no ensaio EA foram determinados os comprimentos equivalentes, para cada etapa de cada ciclo de carregamento. Os valores dos comprimentos equivalentes em termos de porcentagem do comprimento do chumbador inserido no concreto estão representados no Gráfico 5.33.

Com base no Gráfico 5.33 nota-se que para a fase inicial do carregamento existe uma diferença entre valores da relação $\lambda_{eq}/\lambda_{emb}$ encontrados através do ensaio EA e do ensaio EML. Esta diferença pode ter ocorrido devido à aplicação prévia de um carregamento de tração de aproximadamente 25,0 kN no chumbador de n.º 2. Este carregamento foi aplicado nos chumbadores durante a execução de um ensaio de tração que, posteriormente foi desconsiderado nas análises. Isto pode explicar, em parte, a inclinação das retas do Gráfico 5.31 que precocemente ficam paralelas a da barra livre, se comparadas ao EA.

Contudo, para carregamentos de serviço (da ordem de 40 kN) a relação $\lambda_{eq}/\lambda_{emb}$ é de aproximadamente 80% para ambos os ensaios.

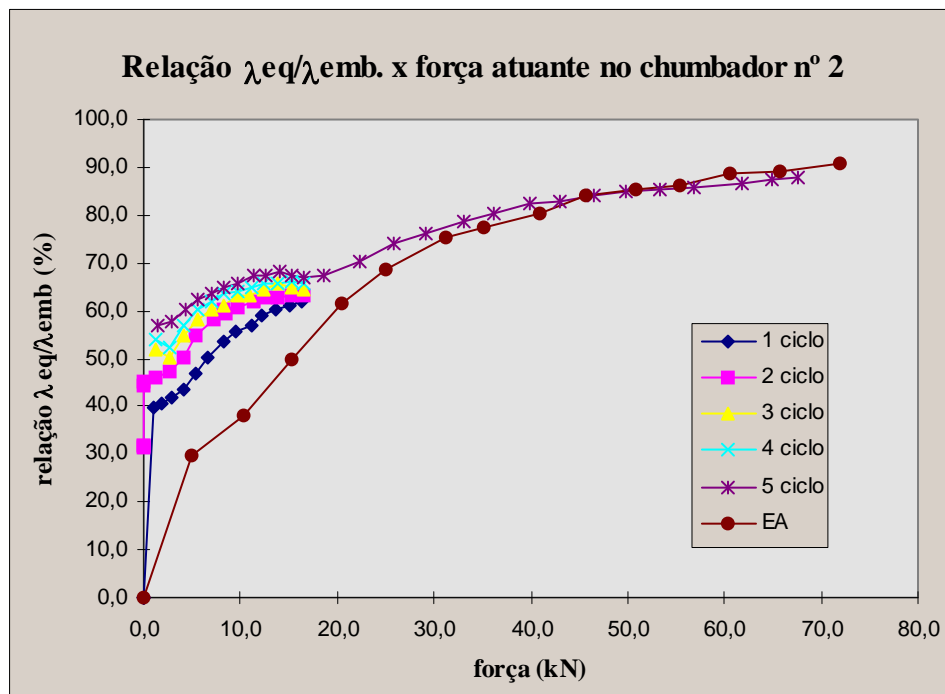


Gráfico 5.33 - Relação $\lambda_{eq}/\lambda_{emb}$ em função da força de tração aplicada no chumbador.

5.3.9 Deformabilidade da ligação viga-pilar em análise

Vale lembrar que para a determinação da deformabilidade da ligação ensaiada foram descontadas as leituras dos instrumentos referentes ao carregamento equivalente ao peso-próprio do modelo e às acomodações do modelo e do equipamento de ensaio. Este tratamento nos resultados foi realizado para permitir a comparação com as análises teóricas.

A deformabilidade à flexão da ligação foi obtida de maneira semelhante àquela usada na sua determinação a partir dos resultados numéricos, apresentada no item 4.5.3.

Para obter a configuração deformada dos eixos da ligação, representados na Figura 5.32, foram utilizadas as leituras fornecidas pelos transdutores de deslocamentos e relógios comparadores posicionados na região da ligação, conforme ilustrado na Figura 5.23. Com estas leituras foi possível desenhar os eixos deformados da ligação. Como o modelo é simétrico apenas foi necessário desenhar o eixo deformado da viga, como mostra a Figura 5.33.

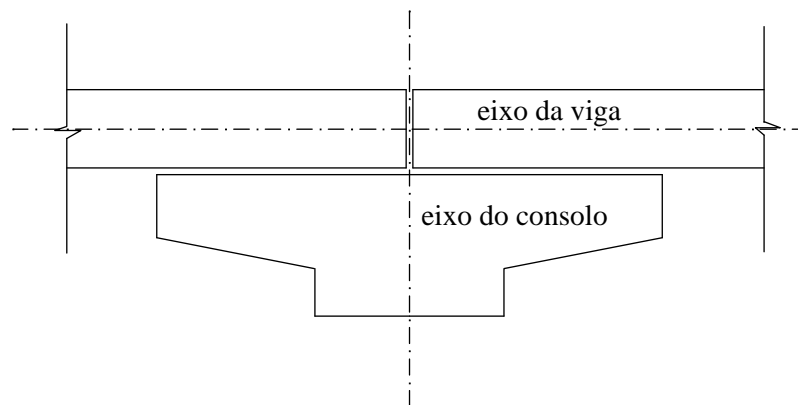


Figura 5.32 - Eixos da ligação ensaiada.

Foi utilizada a média entre os valores fornecidos pelos instrumentos localizados no lado esquerdo do eixo do modelo com os daqueles localizados no lado direito. Ambos os lados tiveram um comportamento esperado, porém forneceram valores um pouco diferenciados devido a uma rotação do modelo em seu plano. Com

a média, os efeitos (deslocamentos de corpo rígido) da rotação do modelo foram anulados, ou pelo menos atenuados.

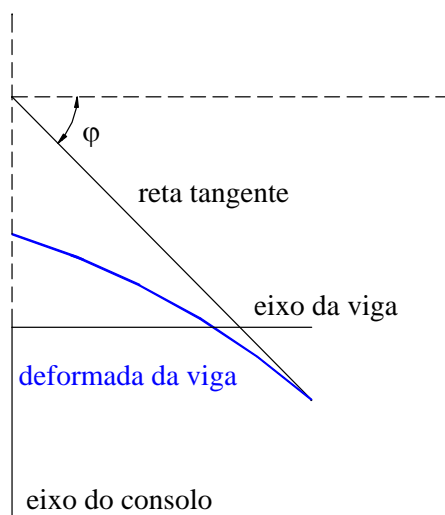


Figura 5.33 - Eixo deformado da viga.

A deformada da viga foi aproximada a uma reta, pois esta foi a melhor aproximação obtida através de regressões lineares. Com isto a rotação (φ) da ligação foi facilmente calculada com base na Figura 5.33.

O momento fletor atuante na ligação (M) foi determinado através do diagrama de momentos fletores representado na Figura B.2. Através dele nota-se que $M = F/2$.

No Gráfico 5.34 foi representado o *diagrama momento-rotação* da ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador, objeto de análise deste trabalho.

Observando-se o diagrama momento-rotação percebe-se que a rigidez inicial ou melhor, rigidez tangencial da ligação, considerada até a carga de fissuração do modelo ($\cong 26,0$ kN), é de aproximadamente 14085 kN.m/rad. A partir deste carregamento o valor da rigidez da ligação diminui com o aumento da força aplicada.

O Gráfico 5.34 comprova o comportamento não-linear da ligação ensaiada. No entanto, o diagrama momento-rotação pode ser simplificado a uma aproximação tri-linear, utilizada por muitos autores para representar o comportamento não-linear das ligações entre elementos pré-moldados de concreto.

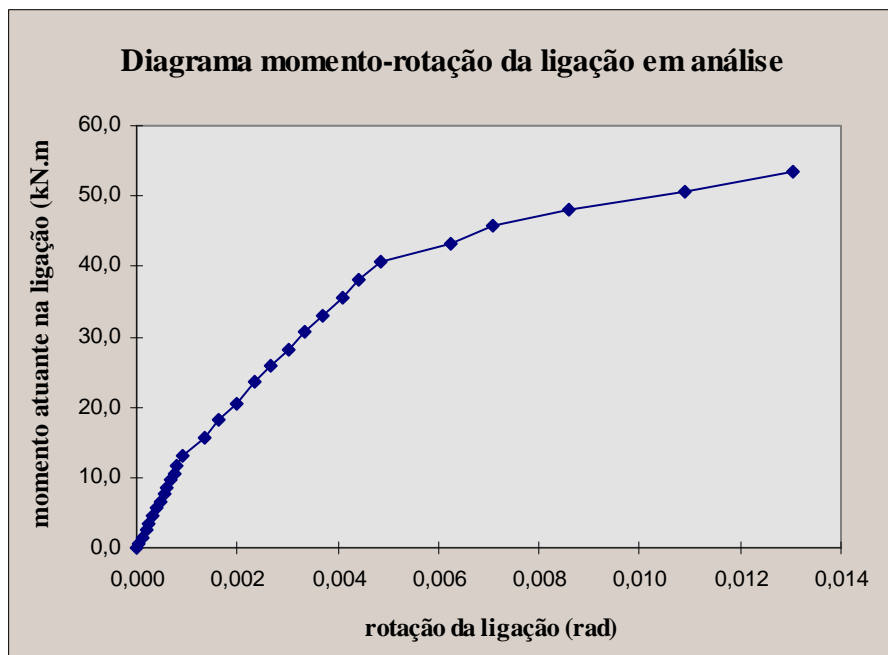


Gráfico 5.34 - Diagrama momento-rotação da ligação viga-pilar em estudo.

Sabe-se que a utilização da rigidez tangencial de uma ligação parcialmente rígida significa superestimar sua rigidez. Por isso no capítulo 3 são propostas algumas aproximações que determinam uma rigidez secante para a ligação.

A primeira seria considerar a rigidez secante equivalente a uma rotação de 0,01 radianos. Neste caso a rigidez secante da ligação ensaiada seria aproximadamente igual a 4643 kN.m/rad. Esta rigidez é muito pequena pois a rotação de 0,01 radianos ocorreu momentos antes da ruína da ligação devido ao escoamento dos chumbadores.

Uma outra maneira de aproximar o comportamento não-linear da ligação é determinar a rigidez secante referente ao momento de projeto da ligação. O valor da rigidez secante da ligação determinada desta forma é o mesmo daquele obtido anteriormente, uma vez que o momento fletor de projeto da ligação é igual a 50,0 kN.m.

Por último é sugerido que a rigidez secante seja referente à rotação da ligação na interseção da reta correspondente à rigidez inicial com a linha do momento último da ligação. Neste caso a rigidez secante da ligação assume o valor aproximadamente

de 8960 kN.m/rad. Este valor coincide com o valor da rigidez determinada para o momento de serviço da ligação em estudo ($\cong 32$ kN.m).

Comparação com a análise teórica

No capítulo 4 a deformabilidade da ligação em análise foi determinada com a consideração dos elementos de concreto infinitamente rígidos, através do procedimento analítico proposto por FERREIRA (1993) e com o auxílio de simulações numéricas. Os valores obtidos para a deformabilidade da ligação se encontram na Tabela 4.9. Nela a ligação 2 tem as mesmas dimensões da ligação ensaiada experimentalmente.

No Gráfico 5.35 representou-se a relação momento-rotação obtida experimentalmente e as obtidas teoricamente.

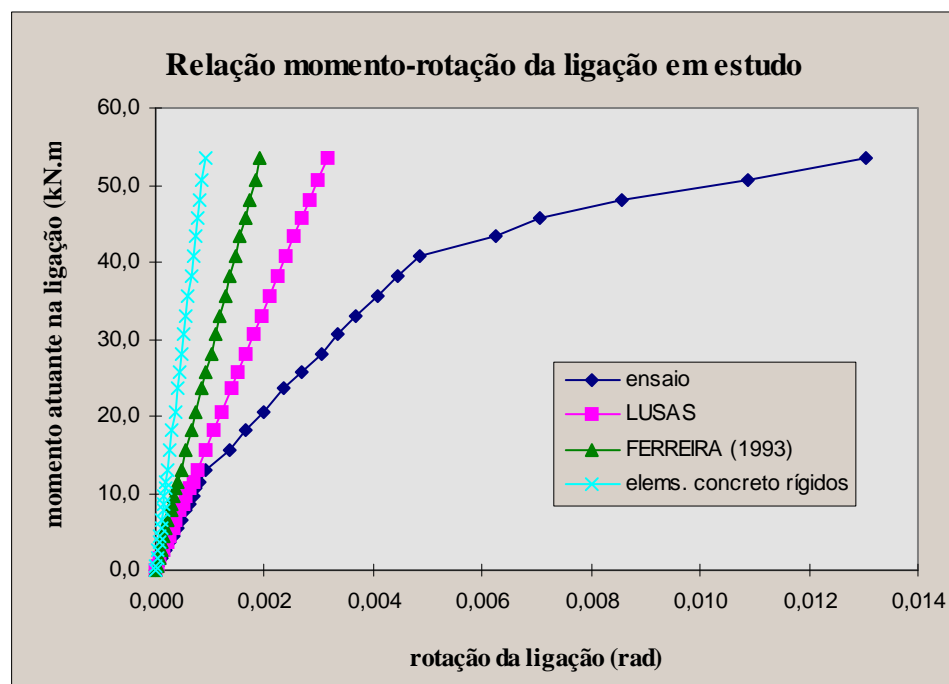


Gráfico 5.35 - Diagrama momento rotação da ligação viga-pilar em estudo (comparação).

Com base no Gráfico 5.35 conclui-se que a simulação numérica forneceu valores bastante próximos aos experimentais quando o modelo se encontrava em regime linear. A partir da carga de fissuração aumenta-se a inclinação da reta experimental, caracterizando a perda de rigidez sofrida pela estrutura, o que não

ocorre com as retas teóricas. Na simulação numérica foi realizada uma análise linear a qual não pode ser considerada depois de fissurada a peça, que assume um comportamento não-linear.

O Gráfico 5.35 mostra que tanto o procedimento proposto por FERREIRA (1993) e aquele que considera os elementos de concreto infinitamente rígidos subestimam o valor da deformabilidade da ligação em análise até mesmo na fase linear.

A título de comparação determinou-se a rigidez segundo as 4 análises. Estes valores encontram-se na Tabela 5.17 e estão em kN.m/rad.

Tabela 5.17 - Rigidez da ligação - kN.m/rad (todos os métodos).

A	B	C	D	E	F
59326	27687	17055	14085	8960	4643

Na Tabela 5.17 as letras maiúsculas referem-se às seguintes considerações:

- A - elementos de concreto infinitamente rígidos;
- B - procedimento analítico desenvolvido por FERREIRA (1993);
- C - análise numérica com a utilização do programa LUSAS (1995);
- D - fase linear do ensaio no modelo da ligação (EML);
- E - fase em serviço do ensaio no modelo da ligação (EML);
- F - momentos antes da ruptura do modelo da ligação (EML);

De acordo com a Tabela 5.17 percebe-se as diferenças entre os valores da rigidez da ligação em estudo fornecidos pelas 4 análises. As principais razões destas diferenças são:

- A análise A apenas considera o alongamento do chumbador como mecanismo de deformação da ligação, portanto superestima a sua rigidez;
- A análise B considera o alongamento do chumbador e a flexão do consolo como mecanismos de deformação da ligação, porém não considera a ligação trabalhando

em conjunto. Conforme já comentado, os mecanismos de deformação interferem uns nos outros;

- A análise C conduziu a um valor de rigidez da ligação próximo ao da análise D. Isto comprova que a análise numérica representou adequadamente a fase linear do ensaio EML;
- Depois de fissurado o concreto o modelo sofre uma contínua perda de rigidez, que é mostrada através dos valores apresentados nas colunas E e F da Tabela 5.17.

Estas diferenças parecem grandes, principalmente entre o valor da rigidez da ligação quando os elementos de concreto são rígidos e o valor obtido experimentalmente, decaindo à medida em que a análise se aproxima do comportamento real da ligação, caso do desenvolvimento de FERREIRA (1993) e das simulações numéricas. Porém, o importante a saber é a influência destes valores de rigidez da ligação viga-pilar no comportamento da estrutura dos galpões, o que é feito no capítulo 6.

6 RECOMENDAÇÕES DE PROJETO DOS GALPÕES PRÉ-MOLDADOS

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No Brasil, a pré-fabricação é tratada como um novo processo construtivo, de forma que a concepção e o dimensionamento de uma edificação pré-moldada quase sempre está cercada de dúvidas e receios.

Dentre algumas características do sistema estrutural pré-moldado, pode-se citar:

- Consiste de um grande número de elementos unidos por *ligações* cuja função é transmitir forças de tração, compressão e cisalhamento, momentos fletores e de torção (possivelmente combinados) de um elemento para outro.
- Sua condição de serviço pode ser muito afetada por uma possível separação da estrutura ao longo da interface de uma *ligação*.
- A distribuição de forças no sistema e as deformações de seus elementos e ligações sob ações diversas depende, na maioria da vezes, da deformabilidade das *ligações* e do *processo de montagem* do sistema.
- Sua capacidade suporte global e de suas partes depende da resistência dos componentes da *ligação* (pinos e insertos metálicos, camadas de argamassa, etc.) e também, com grande frequência, da precisão do *processo de montagem*.
- O sistema está sujeito a um possível colapso progressivo, como consequência da ruína acidental de um de seus elementos resistentes.

Pode-se notar que a existência de ligações e o fato de ser uma estrutura montada a partir de elementos previamente produzidos são as duas principais características das estruturas pré-moldadas de concreto.

Projeto

O projeto é um estágio muito importante no processo de produção das estruturas pré-moldadas.

No projeto, todos os parâmetros estruturais, tolerâncias e folgas devem ser determinados. O estabelecimento de tolerâncias e folgas é necessário para levar em conta, no projeto dos elementos, os desvios de produção, de locação e verticalidade dos elementos. A NBR 9062 (1985) traz os valores para as tolerâncias recomendados para as estruturas pré-moldadas de concreto. A fixação das tolerâncias é muito importante e visa assegurar construtibilidade e boa aparência à edificação.

Como nas estruturas pré-moldadas não são permitidas improvisações, também deverão ser previstas no projeto, as interações da estrutura com as outras partes da construção: instalações (elétricas, hidráulicas, sanitárias, águas pluviais, ar condicionado, etc.), esquadrias, etc. Deve-se, inclusive, procurar tirar proveito da pré-moldagem para racionalizar os aspectos correspondentes às outras partes da construção. No caso de galpões, a iluminação zenital, caminhos de rolamento ou ainda de águas pluviais podem estar integrados na estrutura.

Análise estrutural

Em um sistema pré-moldado, a análise estrutural deve ser feita para as várias etapas de execução. Portanto, no projeto e análise das estruturas formadas de elementos pré-moldados de concreto devem ser levados em conta os seguintes aspectos:

a) Comportamento dos elementos isoladamente:

Os elementos pré-moldados devem ser projetados para satisfazerem todas as etapas transitórias: desmoldagem, armazenamento, transporte e montagem. Nestas situações devem ser consideradas as resistências efetivas do concreto. Especial

atenção deve ser dispendida para a fase de *desmoldagem* que é realizada, geralmente, antes do concreto ter atingido a resistência de projeto.

Nestas etapas, também deve ser considerado o efeito dinâmico devido à movimentação dos elementos. Este efeito é normalmente transformado em um *carregamento estático equivalente* obtido através de um coeficiente que afeta o peso do elemento (β_a - coeficiente de amplificação dinâmica). Desta forma, segundo a NBR 9062 (1985), determina-se:

$$g_e = \beta_a \cdot g \quad (6.1)$$

g - carga estática permanente no transporte (peso dos elementos)

g_e - carga estática equivalente

β_a - coeficiente de amplificação dinâmica

Os valores do coeficiente de amplificação dinâmica podem ser encontrados na NBR 9062 (1985), no CEB (1991) e no PCI (1992).

b) Possíveis mudanças de esquema estático:

Durante sua produção, as estruturas pré-moldadas passam por diferentes estágios e, conseqüentemente, por diferentes esquemas estáticos. As ligações também podem ser realizadas por etapas acarretando esquemas estáticos diferentes da situação final. O projeto estrutural deve prever as mudanças de esquema estático que poderão ocorrer na estrutura, durante sua produção.

c) Comportamento da estrutura montada:

A determinação das deformações e dos esforços solicitantes que ocorrem nas estruturas pré-moldadas deve ser feita em função da interação existente entre os elementos através de suas ligações deformáveis.

d) Incertezas na transmissão das forças nas ligações:

Desvios de geometria e do posicionamento dos elementos e dos apoios, variações volumétricas que ocorrem nos elementos e ainda a falta de conhecimento do comportamento de certos tipos de ligações, conduzem a dúvidas com relação à transmissão das forças nas ligações. Estas incertezas devem ser consideradas tanto no dimensionamento das ligações como no dos elementos.

e) Introdução de coeficientes de segurança:

A utilização de coeficientes de segurança no dimensionamento e verificação das estruturas pré-moldadas é feita para prevenir possíveis erros no processo de análise, projeto, produção dos elementos, montagem e uso.

As regras na introdução dos coeficientes de segurança no cálculo das estruturas pré-moldadas, geralmente, são as mesmas às aplicadas para as estruturas moldadas no local. Porém, devido às particularidades destas estruturas, pode ser necessária a modificação de alguns coeficientes ou até mesmo a introdução de outros coeficientes de segurança. Como exemplo pode-se citar o *coeficiente de ponderação das resistências dos materiais* que pode ser reduzido, desde que haja um rigoroso controle de qualidade na execução dos elementos e também das estruturas pré-moldadas.

f) Disposições construtivas:

As disposições construtivas (dimensões mínimas, armaduras mínimas, espaçamentos máximos e mínimos da armadura, cobrimento da armadura, etc.) são, basicamente, as mesmas das estruturas moldadas no local. Certamente, existem algumas disposições construtivas específicas às estruturas pré-moldadas de concreto, como por exemplo no detalhamento de alguns tipos de ligações.

Ligações

O *dimensionamento* das ligações, basicamente, envolve as seguintes etapas:

- 1 - Estudo das possíveis solicitações em serviço e também na fase de montagem.

- 2 - Realização de uma clara identificação dos mecanismos de transferência dos esforços atuantes na ligação e de todos os possíveis modos de ruptura da ligação e de sua vizinhança (partes dos elementos junto às ligações).
- 3 - Avaliação quantitativa da resistência de cada componente do sistema de vinculação da ligação, de modo a chegar numa correta classificação da resistência dos vários modos de ruptura.

As ligações das estruturas pré-moldadas têm a função de transmitir com eficiência os esforços entre os elementos, organizando-os estruturalmente. A resistência e a ductilidade da ligação devem assegurar à estrutura: rigidez, estabilidade e segurança às solicitações da análise estrutural. Deve ainda ser capaz de acomodar seus deslocamentos até a mobilização de sua resistência.

Vale ressaltar a importância da ductilidade das ligações, caracterizada pela capacidade da ligação apresentar grandes deformações, antes de atingir a ruína. Esta é uma característica importante com relação à capacidade de redistribuição de esforços da estrutura.

A durabilidade é importante em todos os tipos de construção, porém, ela merece particular atenção nas ligações nas quais são empregados conectores metálicos ou outros materiais susceptíveis à deterioração.

Projeto dos galpões leves

No projeto dos galpões pré-moldados, além da consideração dos aspectos mencionados anteriormente, existe o desafio de conciliar de um lado soluções econômicas, peças esbeltas e estruturas articuladas e do outro, segurança, rigidez e durabilidade.

Os galpões devem ser projetados visando a rapidez na fabricação e montagem das peças e também, quando necessário, possibilitar desmontagem rápida. Pode ser necessária a previsão de futuras ampliações, da execução de fechamento lateral, de instalação de ponte rolante, etc.

A normalização dos procedimentos construtivos visa garantir a execução de construções seguras, duráveis e com boa aparência. Porém a aplicação de

procedimentos padronizados na Construção Civil não é respeitada por todos no Brasil.

Não se conhece o nível de segurança de muitos dos galpões pré-moldados construídos, apesar de ainda resistirem aos esforços solicitantes. Tal fato justifica-se pela elaboração de projetos sem a devida fundamentação teórica.

Alguns dos resultados de projetos mal elaborados estão listados a seguir:

- Construções com péssima aparência;
- Estrutura com movimentação excessiva;
- Trincas exageradas nas alvenarias de fechamento;
- Quebra constante de telhas de fibrocimento;
- Alongamento dos furos de fixação das telhas metálicas;
- Cobrimento insuficiente das armaduras;
- Deterioração precoce das estruturas, necessitando manutenção constante;

Na Figura 6.1 está ilustrada a solução adotada por uma fábrica de galpões pré-moldados para reduzir os grandes deslocamentos da estrutura.



Figura 6.1 - Estrutura com movimentação excessiva - solução adotada.

Infelizmente, as conseqüências não se resumem às situações descritas. Estruturas deterioradas precocemente, quando sob a ação de ventos fortes, entram em colapso e desabam ocasionando perdas irreparáveis (Figuras 6.2 e 1.2).

De acordo com o exposto, reafirma-se a necessidade de se desenvolver um projeto fundamentado teoricamente, baseado em normas nacionais e internacionais e em resultados experimentais. Os galpões de elementos pré-moldados de concreto são muito utilizados no Brasil, porém, projetados, não raras vezes, de maneira duvidosa.



Figura 6.2 - Desabamento de um galpão pré-moldado.

6.2 ANÁLISE DOS ESFORÇOS NA ESTRUTURA DOS GALPÕES

A determinação dos esforços solicitantes da estrutura dos galpões pode ser feita através do cálculo manual ou com o emprego de programas de computador, que proporcionam uma análise mais próxima do comportamento real da estrutura.

O cálculo manual consiste no desmembramento dos pórticos em vigas e pilares, sendo estes calculados separadamente. As vigas podem ser consideradas simplesmente apoiadas ou engastadas nos pilares e engastadas ou articuladas entre si e os pilares podem ser engastados ou articulados na fundação, dependendo dos tipos de ligações utilizados.

Os programas de computador, comumente utilizados nos escritórios de cálculo admitem as uniões entre os elementos como sendo nós rígidos. Alguns permitem a possibilidade da consideração de articulações entre os elementos. Porém, as ligações entre elementos pré-fabricados de concreto não têm um comportamento perfeitamente rígido e nem perfeitamente articulado. A NBR 9062 (1985) recomenda a consideração da influência de um engastamento parcial, no cálculo, sempre que a condição de engastamento perfeito não for garantida.

A rigidez parcial das ligações não pode ser considerada no cálculo manual nem com a utilização dos programas de computador, acima mencionados. Programas mais sofisticados, onde a deformabilidade das ligações pode ser incorporada na análise da estrutura, são raramente utilizados no projeto dos galpões leves pré-moldados.

Portanto, através da utilização do programa de computador LUSAS - *Finite Element Analysis System* (1995) versão 11, foram realizadas simulações do comportamento dos galpões sob a influência das ligações semi-rígidas. Este estudo foi feito com o objetivo de avaliar, mesmo que em parte, tal influência.

Para isto, a união entre a viga e o pilar foi realizada através de um *elemento de ligação*. O elemento de ligação é usado para conectar dois nós em elementos finitos adjacentes, sendo capaz de simular um engastamento parcial entre os nós conectados.

Na modelagem foi utilizado o elemento de ligação (JPH3) composto por duas molas de translação nas direções x e y e uma mola de rotação em torno de z (Figura

6.3). Este elemento foi escolhido em função da necessidade de compatibilidade com o elemento finito (BEAM) utilizado para simular as vigas, os pilares e o tirante.

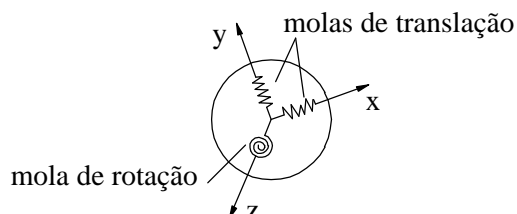


Figura 6.3 - Elemento de ligação JPH3.

Para as molas de translação nas direções x e y foram utilizados coeficientes de rigidez infinitamente grandes, descartando a possibilidade de movimentação relativa entre os elementos nestas direções. A mola de rotação em torno de z representa a ligação semi-rígida. Desta forma, o coeficiente de rigidez da mola de rotação em z (K_z) corresponde à rigidez da ligação.

A ligação viga-viga foi considerada uma articulação e a ligação pilar-fundação, primeiramente foi considerada um engaste perfeito. Posteriormente incorporou-se a deformabilidade da fundação de forma análoga à deformabilidade da ligação viga-pilar. Os tipos de fundação utilizados nos galpões em estudo, geralmente são, em maior ou menor grau, deformáveis. Desta forma, concluiu-se ser interessante uma análise da estrutura dos galpões sob a influência da deformabilidade da fundação. Esta análise, contudo, foi realizada de uma forma relativamente superficial, uma vez que o estudo da deformabilidade da fundação não é objetivo do trabalho, o qual enfatiza a análise da ligação viga-pilar e a influência da sua deformabilidade à flexão no comportamento da estrutura dos galpões.

6.2.1 Simulações - fundação rígida (série “a”)

O esquema estático, carregamentos e dimensões da estrutura utilizados na análise dos pórticos sem considerar a deformabilidade da fundação, estão representados na Figura 6.4 e na Tabela 6.1. Na Tabela 6.2 encontram-se as características referentes aos elementos estruturais.

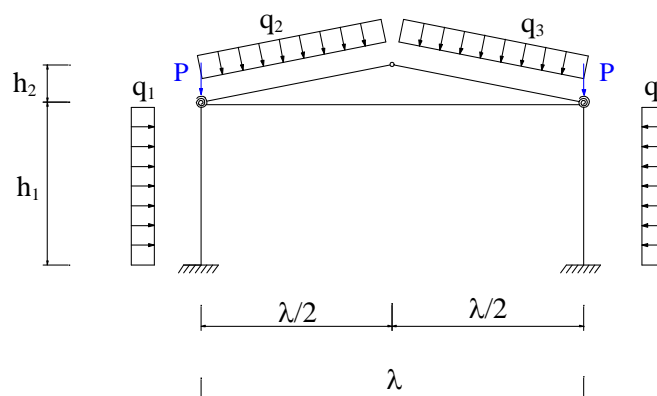


Figura 6.4 - Esquema estático.

Tabela 6.1 - Dimensões e carregamento aplicado à estrutura em análise (fundação rígida).

Esquem a estático	Exemplo	λ (m)	h_1 (m)	h_2 (m)	q_1 (kN/m)	q_2 (kN/m)	q_3 (kN/m)	q_4 (kN/m)	P (kN)
a	1a	10	7	1	0	3,75	3,75	0	4,0
	2a	10	7	1	-0,72	2,72	2,72	-0,72	4,0
	3a	10	7	1	0,28	2,50	2,86	-0,58	4,0
	4a	16	7	1,6	0	3,75	3,75	0	7,0
	5a	16	7	1,6	0	1,94	2,56	0	7,0
	6a	20	8	2	0	3,75	3,75	0	12,0
	7a	20	8	2	-0,70	2,64	2,64	-0,7	12,0
	8a	20	8	2	0,312	2,33	2,96	-0,54	12,0

Tabela 6.2 - Características dos elementos estruturais (fundação rígida).

Exemplo	Elemento	Área (m ²)	I (m ⁴)	Material	E (MPa)	ν
1a/2a/3a	pilar	1,97 E-2	9,54 E-5	concreto	30000	0,2
	viga	1,70 E-2	7,13 E-5	concreto	30000	0,2
	tirante	2,00 E-4	3,22 E-9	aço	200000	0,3
4a/5a	pilar	3,35 E-2	4,32 E-4	concreto	30000	0,2

Exemplo	Elemento	Área (m ²)	I (m ⁴)	Material	E (MPa)	ν
4a/5a	viga	2,45 E-2	1,07 E-4	concreto	30000	0,2
	tirante	2,00 E-4	3,22 E-9	aço	200000	0,3
6a/7a/8a	pilar	4,94 E-2	7,42 E-4	concreto	30000	0,2
	viga	4,78 E-2	8,63 E-4	concreto	30000	0,2
	tirante	2,00 E-4	3,22 E-9	aço	200000	0,3

As dimensões da estrutura e dos elementos foram determinadas com base em plantas de fôrma da Empresa CSM - Componentes, Sistemas e Máquinas para Concreto (1996). As seções transversais dos elementos, segundo estas fôrmas, não são constantes. No entanto, no presente trabalho foram tomados valores equivalentes para a área (A) e para o momento de inércia (I).

O carregamento foi calculado para a combinação freqüente de ações, uma vez que esta representa melhor o carregamento de serviço das estruturas. O peso-próprio dos elementos estruturais e não-estruturais, a sobrecarga e o vento foram considerados na determinação destes carregamentos. Os demais tipos de ações não foram considerados nesta análise ora por não ocasionarem solicitações significativas neste tipo de sistema estrutural, caso da retração e variação de temperatura, ora por serem muito particulares a determinados sistema estrutural e funcionalidade da obra, caso dos recalques de apoios e solicitações causadas por movimentação de equipamentos.

Os exemplos 1, 2, 3, 6, 7 e 8 são galpões com fechamento lateral e os exemplos 4 e 5 são galpões abertos lateralmente.

Para analisar o comportamento da estrutura variou-se o coeficiente de rigidez (K_z) da mola de rotação do elemento de ligação (que representa as ligações semi-rígidas) de um valor muito grande para um muito pequeno. Assim, para valores de K_z muito grandes a ligação se torna praticamente rígida e para valores de K_z muito pequenos a ligação se torna praticamente articulada.

Para cada valor de K_z foram selecionados os respectivos momentos fletores nas ligações viga-pilar (pontos 2 e 3 da Figura 6.5), nas ligações pilar-fundação

(pontos 1 e 4 da Figura 6.5), a flecha na ligação viga-viga (ponto 5 da Figura 6.5) e a força de tração atuante no tirante. Com isto foram traçados os seguintes gráficos cujas formas são semelhantes para todos os exemplos.

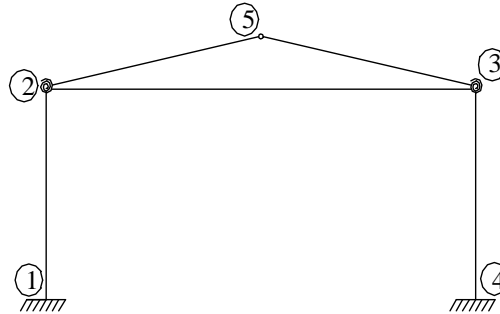


Figura 6.5 - Pontos da estrutura onde foram analisados os esforços e deslocamento.

O Gráfico 6.1 mostra o comportamento do momento na ligação viga-pilar em função de sua deformabilidade à flexão. Através dele e dos demais gráficos traçados percebe-se que para valores de $\lambda_\varphi > 0,1$ rad/kN.m a ligação pode ser considerada uma articulação perfeita e para valores de $\lambda_\varphi < 0,00001$ rad/kN.m a ligação pode ser considerada perfeitamente rígida. Estes valores limites foram determinados através da observação dos exemplos estudados, adequando-se muito bem em todos eles.

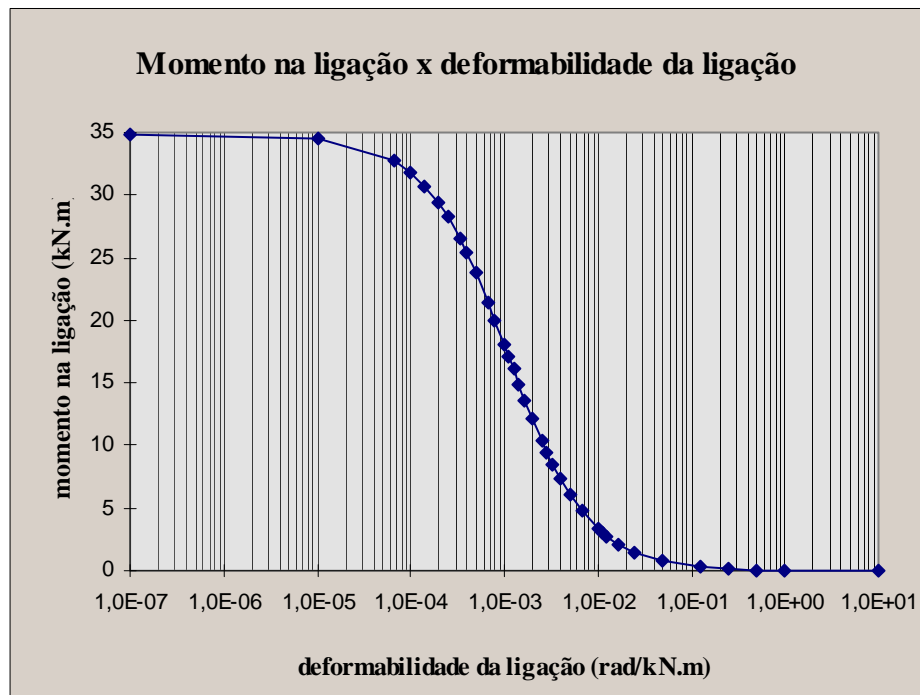


Gráfico 6.1 - Momento x deformabilidade da ligação viga-pilar (exemplo 4a).

Semelhante comportamento pode ser observado no Gráfico 6.2 que representa a variação do momento fletor atuante na fundação, quando a ligação viga-pilar passa de perfeitamente rígida para perfeitamente articulada. Esta variação pode ser pouco significativa, da ordem de 10%, ou extrema, chegando o momento fletor variar em torno de 4 vezes, como é o caso do exemplo 3a, e até mudar de sinal, como ocorreu no exemplo 8a. No exemplo representado no Gráfico 6.2 a redução foi de aproximadamente 50%. Estes diferentes comportamentos se devem às diferentes geometrias e carregamentos atuantes nos pórticos.

Observando-se os resultados percebe-se que o momento fletor na fundação pode aumentar ou diminuir seu valor, em função da deformabilidade da ligação viga-pilar, em proporções extremamente variadas, conforme há pouco mencionado. Constatou-se, no entanto que, se o momento fletor na fundação tiver o mesmo sinal que o momento fletor na ligação viga-pilar seu valor aumenta com o aumento da deformabilidade da ligação, caso contrário seu valor diminui (Figura 6.6).

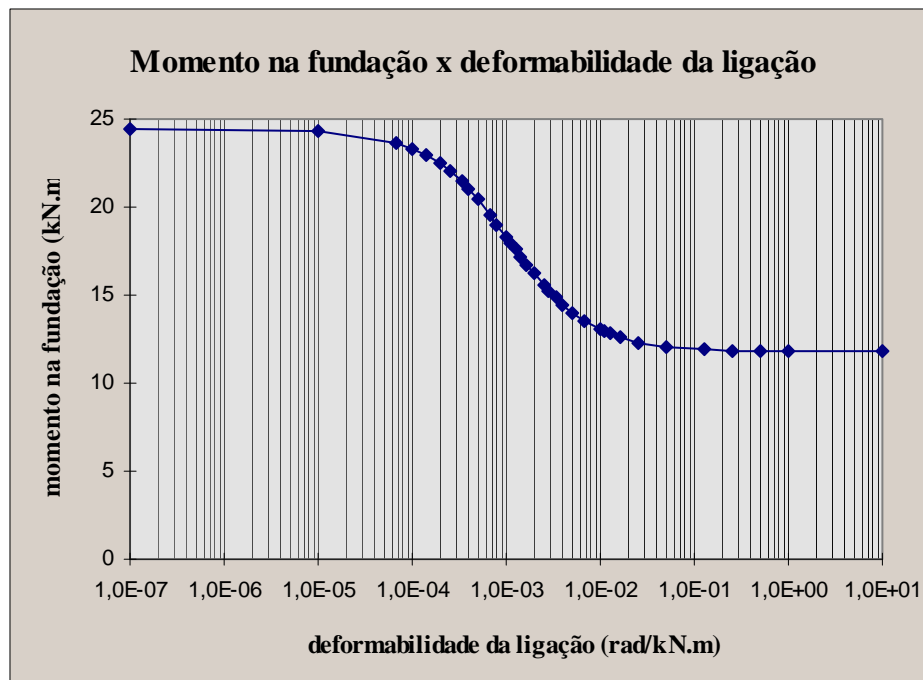


Gráfico 6.2 - Momento na fundação x deformabilidade da ligação viga-pilar (exemplo 4a).

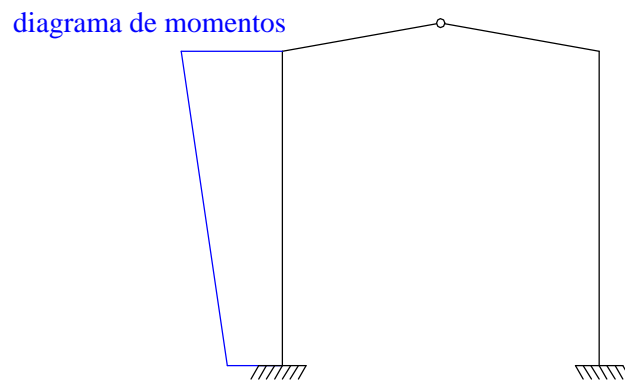


Figura 6.6 - Momento na fundação com mesmo sinal que o momento na ligação.

No Gráfico 6.3 está representado o comportamento da flecha em função da deformabilidade da ligação viga-pilar. Observando-se os resultados nota-se que a flecha sofre mais a influência da deformabilidade da ligação viga-pilar nos exemplos de maiores vãos. Para estes exemplos (vãos de 20,0 m) a variação da flecha quando a ligação viga-pilar passa de perfeitamente rígida para perfeitamente articulada é de aproximadamente 95%. Nos exemplos de vãos de 16,0 m e 10,0 m esta diferença é de 65% e 35% respectivamente.

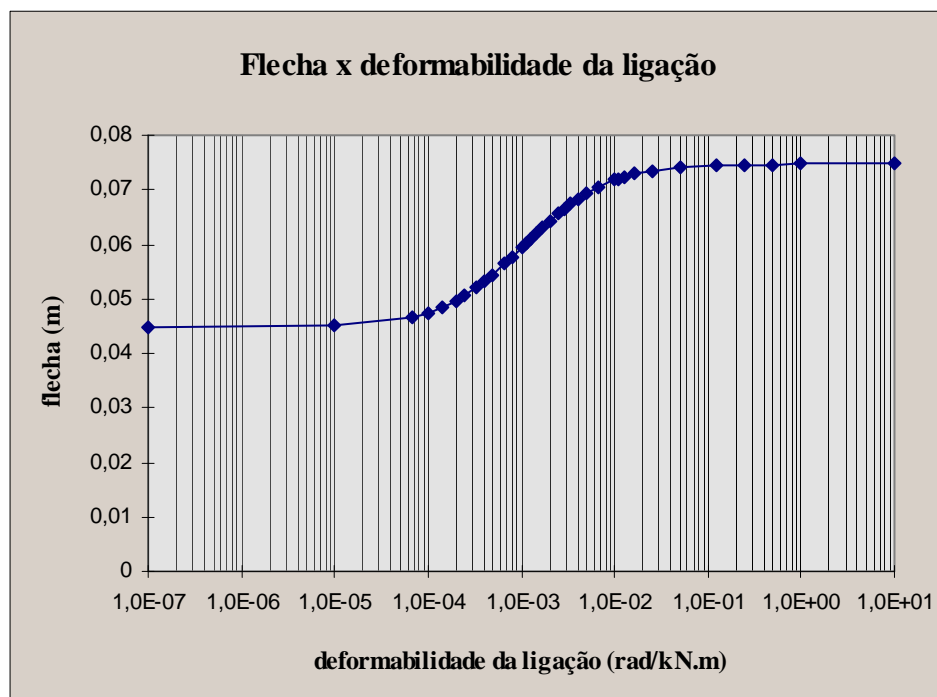


Gráfico 6.3 - Flecha na articulação x deformabilidade da ligação viga-pilar (exemplo 4a).

O Gráfico 6.4 mostra a variação do esforço normal atuante no tirante em função da deformabilidade da ligação viga-pilar. Da mesma forma que para a flecha a influência da deformabilidade da ligação é mais acentuada nos galpões de maiores vãos. Para os exemplos com vãos de 20,0 m a diferença foi em torno de 98% para os de 16,0 m e 10,0 m de 68% e 40% respectivamente.

Com base nos resultados percebe-se que tanto a flecha como a força no tirante aumentam seus valores de acordo com o aumento da deformabilidade da ligação viga-pilar.

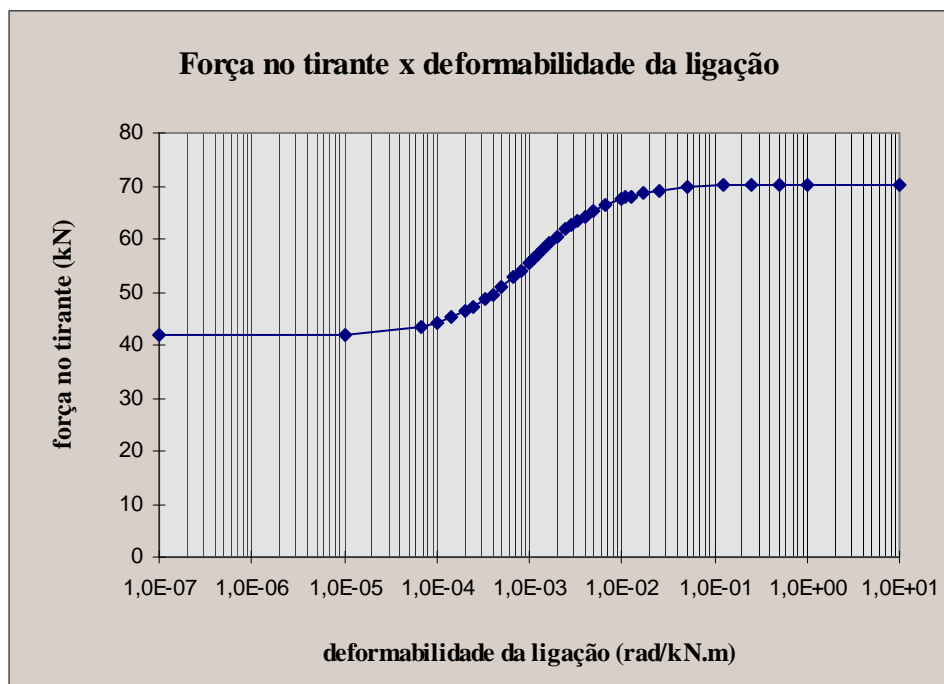


Gráfico 6.4 - Força normal no tirante x deformabilidade da ligação viga-pilar (exemplo 1a).

Influência da deformabilidade da ligação em estudo no comportamento dos pórticos

No capítulo 4 a deformabilidade da ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador foi determinada de três maneiras diferentes. Na primeira os elementos de concreto foram considerados infinitamente rígidos, na segunda utilizou-se o procedimento analítico proposto por FERREIRA (1993) e, finalmente, determinou-se a deformabilidade da ligação numericamente, com o auxílio do programa LUSAS (1995). Quatro ligações com dimensões diferentes foram

analisadas e os valores obtidos para a deformabilidade à flexão estão reunidos na Tabela 4.9.

No capítulo 5 determinou-se experimentalmente a deformabilidade da ligação em análise cujas dimensões equivalem às da ligação 2 (apresentada no capítulo 4). Foram obtidos os valores da deformabilidade da ligação para a fase linear, para a fase em serviço e momentos antes da ruptura do modelo.

Tendo em vista os valores obtidos para a deformabilidade da ligação elaborou-se as Tabelas 6.3, 6.4, 6.5 e 6.6. Nelas são apresentadas as variações (aumentos ou reduções) nos valores dos momentos fletores nas ligações viga-pilar e nas ligações pilar-fundação, da flecha na ligação viga-viga e da força de tração atuante no tirante para os diferentes valores da deformabilidade à flexão da ligação, em relação à condição de engastamento total entre a viga e o pilar.

Vale ressaltar que a ligação 1 refere-se aos exemplos 1a, 2a e 3a, a ligação 2 aos exemplos 4a e 5a e as ligações 3 e 4 correspondem aos exemplos 6a, 7a e 8a.

Tabela 6.3 - Redução nos momentos fletores.

ligação	momento fletor na ligação viga-pilar			momento fletor na fundação		
	A	B	C	A	B	C
1	6 %	8 %	11 %	3 %	4 %	5 %
3	-	6 %	6 %	-	3 %/16 % ⁸	3 %/16 % ⁸
4	-	6 %	14 %	-	3 %/16 % ⁸	7 %/40 % ⁸

Tabela 6.4 - Aumento da flecha e da força no tirante.

ligação	flecha na ligação viga-viga			força atuante no tirante		
	A	B	C	A	B	C
1	6 %	8 %	11 %	6 %	8 %	11 %
3	-	3 %	3 %	-	3 %	3 %
4	-	3 %	6 %	-	3 %	6 %

Tabela 6.5 - Redução nos momentos fletores (ligação 2).

⁸ Os valores 16 e 40 % correspondem a aumentos no valor do momento fletor atuante na ligação pilar-fundação. Estas porcentagens apesar de parecerem altas referem-se a valores de momento fletores de baixa ordem de grandeza (momentos fletores em torno de 2,0 kN.m).

momento fletor na ligação viga-pilar						momento fletor na fundação					
A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
-	5 %	6 %	6 %	12 %	19 %	-	3 %	3 %	3 %	6 %	10 %

Tabela 6.6 - Aumento da flecha e da força no tirante (ligação 2).

flecha na ligação viga-viga						força atuante no tirante					
A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
-	4 %	4 %	4 %	8 %	13 %	-	4 %	4 %	4 %	8 %	13 %

Nas Tabelas 6.3 a 6.6 as letras maiúsculas referem-se às seguintes considerações:

- A - elementos de concreto infinitamente rígidos;
- B - procedimento analítico desenvolvido por FERREIRA (1993);
- C - análise numérica com a utilização do programa LUSAS (1995);
- D - fase linear do ensaio no modelo da ligação (EML);
- E - fase em serviço do ensaio no modelo da ligação (EML);
- F - momentos antes da ruptura do modelo da ligação (EML);

Nas Tabelas 6.3 e 6.4 constam apenas os valores referentes às ligações 1, 3 e 4 pois para elas a deformabilidade foi determinada apenas teoricamente. As Tabelas 6.5 e 6.6 referem-se à ligação 2 cuja deformabilidade também foi determinada experimentalmente.

De acordo com as Tabelas 6.3 a 6.6 percebe-se que quando os elementos de concreto são considerados infinitamente rígidos praticamente não há alteração nos valores dos momentos fletores na ligação viga-pilar e na fundação, na flecha e na força atuante no tirante. Apenas no caso da ligação 1, com maiores dimensões e utilizada em galpões com maiores vãos, ocorre uma pequena redução nos valores momentos fletores atuantes na ligação viga-pilar e na fundação, e um pequeno aumento na flecha e na força atuante no tirante, quando a ligação é considerada deformável.

Para as ligações 2 e 3 os valores da deformabilidade das ligações determinados a partir do desenvolvimento analítico proposto por FERREIRA (1993)

e das simulações numéricas conduziram a variações aproximadamente iguais nos valores dos momentos na ligação viga-pilar e na fundação, na flecha e na força atuante no tirante. No caso da ligação 2, ensaiada experimentalmente, a fase linear do ensaio EML também proporciona valores percentuais próximos aos das análises numéricas e do desenvolvimento de FERREIRA (1993).

Para as ligações 1 e 4 este fato não ocorre. Os galpões analisados com as ligações 1 e 4 sofreram maiores variações nos valores do momento fletor na ligação viga-pilar, na flecha e na força atuante no tirante quando a deformabilidade da ligação utilizada nas análises foi a obtida numericamente. A ligação 1 tem as dimensões maiores, sendo portanto, mais rígida. Consequentemente é utilizada em pórticos de maiores vãos onde a influência da deformabilidade da ligação é mais pronunciada. Em contrapartida, a ligação 4 que, apesar de ser utilizada em pórticos de menores vãos, tem dimensões muito pequenas que conduzem a uma maior deformabilidade e consequentemente a maiores variações. Tendo em vista o acima exposto, salienta-se a necessidade da realização de mais ensaios físicos e numéricos com a inclusão da análise não-linear para uma melhor avaliação da deformabilidade destas ligações pois, a análise linear não retrata o comportamento real da ligação. Através destes ensaios poderão ser obtidos valores percentuais maiores que os determinados com as análises teóricas, aqui essencialmente lineares.

As Tabelas 6.5 e 6.6 mostram que para o carregamento de serviço o momento na ligação viga-pilar é em torno de 12 % menor daquele determinado com a consideração da ligação rígida. Por outro lado a flecha e a força atuante no tirante são aproximadamente 8 % maiores.

Na ruptura o momento fletor na ligação e o momento fletor atuante na fundação são em torno de 19 % e 10 % menores que aqueles determinados com a consideração da ligação rígida, respectivamente. A flecha e a força atuante no tirante, por sua vez, são aproximadamente 13 % maiores.

Recomenda-se que os valores percentuais apresentados nas Tabelas 6.3 a 6.6 sejam considerados como parâmetros de referência durante o dimensionamento e verificação dos pórticos, cabendo ao projetista a avaliação da influência destes valores e seus ajustes para adequação a cada caso de projeto dos galpões pré-moldados de concreto.

Destas análises pode-se concluir que a deformabilidade da ligação viga-pilar obtida através da consideração dos elementos de concreto infinitamente rígidos conduz a valores muito baixos para a deformabilidade da ligação, que não condizem com o comportamento real da ligação.

Os valores da deformabilidade das ligações determinados pelo procedimento analítico proposto por FERREIRA (1993), através das simulações numéricas e para a fase linear do ensaio EML são diferentes porém suas influências no comportamento dos galpões são praticamente iguais para as ligações 2 e 3. Para as ligações 1 e 4, cujos exemplos são mais sensíveis à diferentes valores de deformabilidades, existe diferença entre as variações percentuais determinadas a partir da análise numérica e do desenvolvimento de FERREIRA (1993). Sendo, no entanto, todas estas análises lineares, ficou comprovado que elas não traduzem o comportamento real da ligação.

As deformabilidades da ligação nas fases de serviço e de ruptura do ensaio EML conduziram a variações mais significativas e mais realísticas nos valores dos esforços solicitantes e nos deslocamentos da estrutura dos galpões pré-moldados de concreto.

6.2.2 Simulações - Fundação deformável (série “b”)

A deformabilidade da fundação foi definida com base em FERREIRA (1993) que determinou, analiticamente, a deformabilidade à flexão de fundações diretas, blocos rígidos sobre duas linhas de estacas e estacas solicitadas por momento fletor e força cortante.

O tipo de fundação utilizado nos galpões pré-moldados varia, principalmente com a taxa admissível do terreno.

A fundação geralmente utilizada para terreno seco, com razoável resistência, é simples e econômica: o pilar é enterrado no solo ($\cong 2,0\text{m}$). Este tipo de fundação é de fácil execução, porém não oferece rigidez.

Para fundação em terreno com baixa resistência, normalmente se utiliza o cálice de concreto (espécie de sapata que permite o encaixe do pilar), que é dimensionado de acordo com a tensão admissível do solo. Em casos de solos muito fracos utilizam-se estacas. Nestas situações o cálice é usado como o elemento de

ligação entre as estacas e o pilar. Este tipo de fundação é muito caro e mais trabalhoso que o anterior, contudo oferece rigidez.

Com base no que foi exposto, escolheu-se a fundação menos rígida para a análise, ou seja, aquela que consiste no enterramento de parte do pilar no solo. Este tipo de fundação foi considerado como sendo uma estaca curta.

Segundo uma adaptação do Método de Werner (1970), apresentada em FERREIRA (1993), a deformabilidade à flexão de uma estaca solicitada por momento fletor é dada pela expressão 6.2.

$$\lambda_{\phi f} = \frac{\beta}{E \cdot I} \cdot C_m^s \quad (6.2)$$

$\lambda_{\phi f}$ - deformabilidade à flexão da fundação

E - módulo de elasticidade do material da estaca

I - momento de inércia à flexão da estaca

C_m^s - coeficiente adimensional devido à aplicação do momento

fletor

(tabelado - CINTRA, 1983)

β - fator de rigidez relativa estaca-solo

O fator de rigidez relativa estaca-solo relaciona a rigidez do solo com a rigidez da estaca, e é dado pela expressão 6.3.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E \cdot I}{K_\lambda}} \quad (6.3)$$

K_λ - valor do módulo de reação do solo na ponta da estaca

O módulo de reação do solo (K_s) varia em função do tipo de solo. Para as argilas K_s é constante, para as areias K_s varia linearmente com a profundidade. Portanto, tem-se que:

$K_\lambda = K_s$ para as argilas (tabelado - CINTRA, 1983)

$K_\lambda = n_h \cdot z$ para as areias

n_h - coeficiente de reação horizontal do solo (tabelado - CINTRA, 1983)

1b	10	7	1	0,28	2,50	2,86	-0,58	4,0	2500
2b	16	7	1,6	0	3,75	3,75	0	7,0	6500
3b	20	8	2	0,312	2,33	2,96	-0,54	12,0	7750

Tabela 6.8 - Características dos elementos estruturais (fundação flexível).

Exemplo	Elemento	Área (m ²)	I (m ⁴)	Material	E (MPa)	v
1b	pilar	1,97 E-2	9,54 E-5	concreto	30000	0,2
	viga	1,70 E-2	7,13 E-5	concreto	30000	0,2
	tirante	2,00 E-4	3,22 E-9	aço	200000	0,3
2b	pilar	3,35 E-2	4,32 E-4	concreto	30000	0,2
	viga	2,45 E-2	1,07 E-4	concreto	30000	0,2
	tirante	2,00 E-4	3,22 E-9	aço	200000	0,3
3b	pilar	4,94 E-2	7,42 E-4	concreto	30000	0,2
	viga	4,78 E-2	8,63 E-4	concreto	30000	0,2
	tirante	2,00 E-4	3,22 E-9	aço	200000	0,3

Da mesma forma que para as simulações com fundação rígida analisou-se o comportamento da estrutura através da variação do coeficiente de rigidez (K_z) da mola de rotação do elemento de ligação, utilizado para unir a viga e o pilar, de um valor muito grande para um muito pequeno.

Para cada valor de K_z foram selecionados os respectivos momentos fletores nas ligações viga-pilar (pontos 2 e 3 da Figura 6.5) e nas ligações pilar-fundação (pontos 1 e 4 da Figura 6.5), a flecha na ligação viga-viga (ponto 5 da Figura 6.5) e a força de tração atuante no tirante. Com isto foram traçados os mesmos gráficos obtidos através da simulação com a fundação rígida.

A título de comparação representou-se nos mesmos gráficos os valores obtidos quando a fundação foi considerada rígida e quando esta foi admitida deformável à flexão. Estes gráficos, cujas formas são semelhantes em todos os exemplos, são mostrados a seguir.

O Gráfico 6.5 ilustra a influência da deformabilidade da fundação no comportamento do momento na ligação viga-pilar em função de sua deformabilidade. Através dele percebe-se que, neste caso, não existe diferença significativa entre o comportamento do momento na ligação viga-pilar quando a fundação passa a ser deformável.

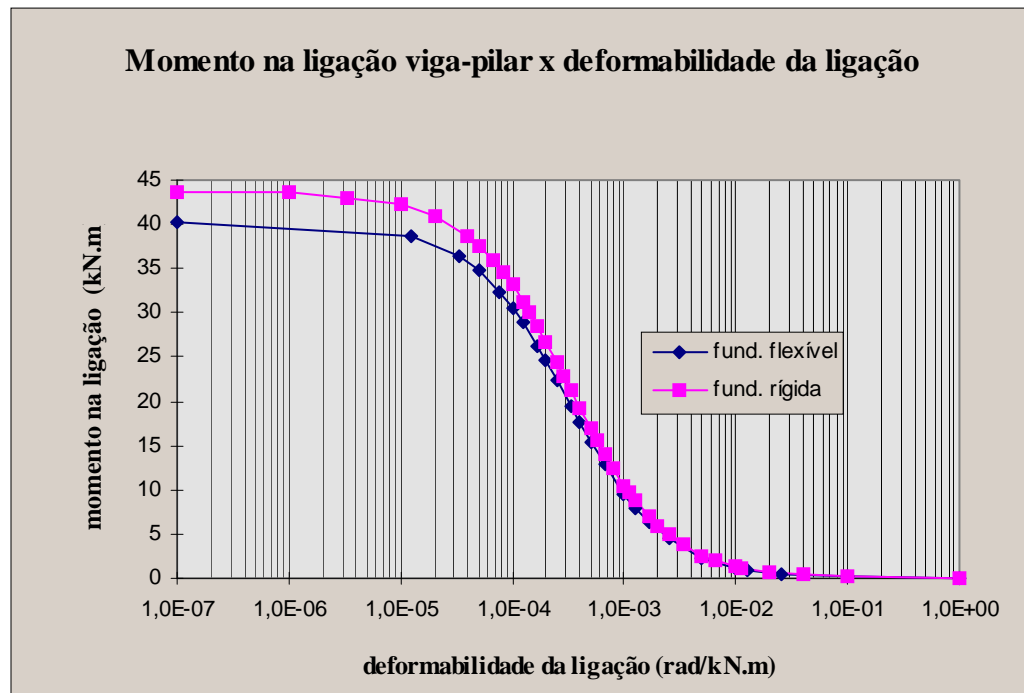


Gráfico 6.5 - Momento na ligação em função da sua deformabilidade (exemplo 3b).

Observando-se os resultados obtidos nota-se que o momento na ligação viga-pilar para o exemplo 2b não se altera quando a fundação passa a ser flexível. Isto ocorre devido a ausência de carregamento lateral neste exemplo. Já no exemplo 3b (representado no Gráfico 6.5) o momento na ligação viga-pilar foi reduzido em 10%. No exemplo 1b a redução foi de aproximadamente 23%. Neste exemplo ocorreu uma maior variação no momento na ligação viga-pilar porque este pórtico é mais esbelto que os demais ($h_1/\lambda = 0,7$ - Figura 6.4). No entanto, em todos os casos a diferença foi reduzida a partir de $\lambda_\varphi > 0,0001$ rad/kN.m.

No Gráfico 6.6 está representada a variação do momento na fundação, em função da deformabilidade da ligação viga-pilar, tanto para a fundação rígida quanto

para a fundação flexível. Também neste gráfico percebe-se que a diferença é mais acentuada para valores de $\lambda_{\phi} > 0,0001 \text{ rad/kN.m}$.

O momento na fundação varia, em função de sua deformabilidade, de maneira distinta em cada exemplo. Esta variação, no entanto, depende principalmente do carregamento e das características geométricas da estrutura. No exemplo representado no Gráfico 6.6 o momento fletor atuante na fundação foi reduzido para aproximadamente 40 % de seu valor quando a fundação é considerada rígida. No exemplo 2b e 1b as reduções foram de aproximadamente 32 % e 22 %, respectivamente.

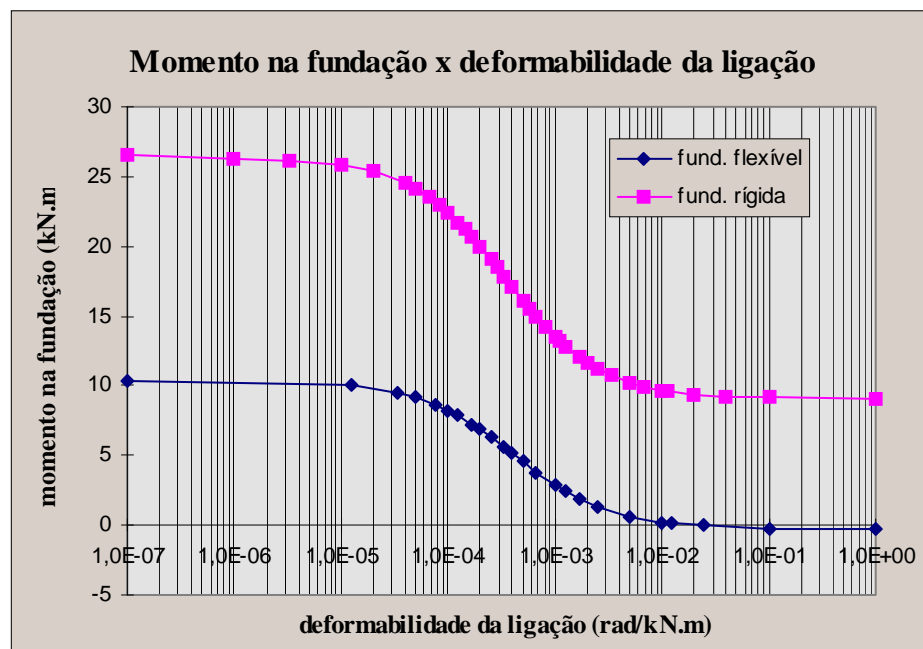


Gráfico 6.6 - Momento na fundação em função da deformabilidade da ligação (exemplo 3b).

Pode-se perceber, em todos os exemplos, que a diferença entre o momento na fundação quando a ligação viga-pilar é rígida e quando esta ligação é articulada é mais suave quando a fundação é flexível.

Com base nos resultados obtidos nota-se que os valores das flechas obtidas com a consideração da fundação flexível não diferem significativamente daqueles obtidos com a fundação rígida, chegando a uma diferença máxima de 10% (exemplo 3b). Nos três exemplos o comportamento representado no Gráfico 6.7 se repetiu.

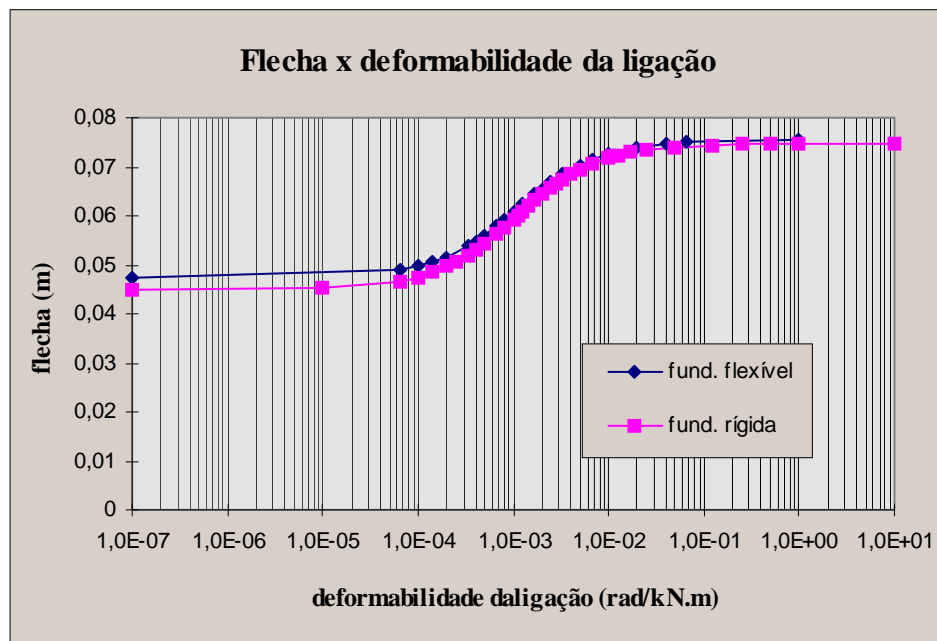


Gráfico 6.7 - Flecha em função da deformabilidade da ligação viga-pilar (exemplo 2b).

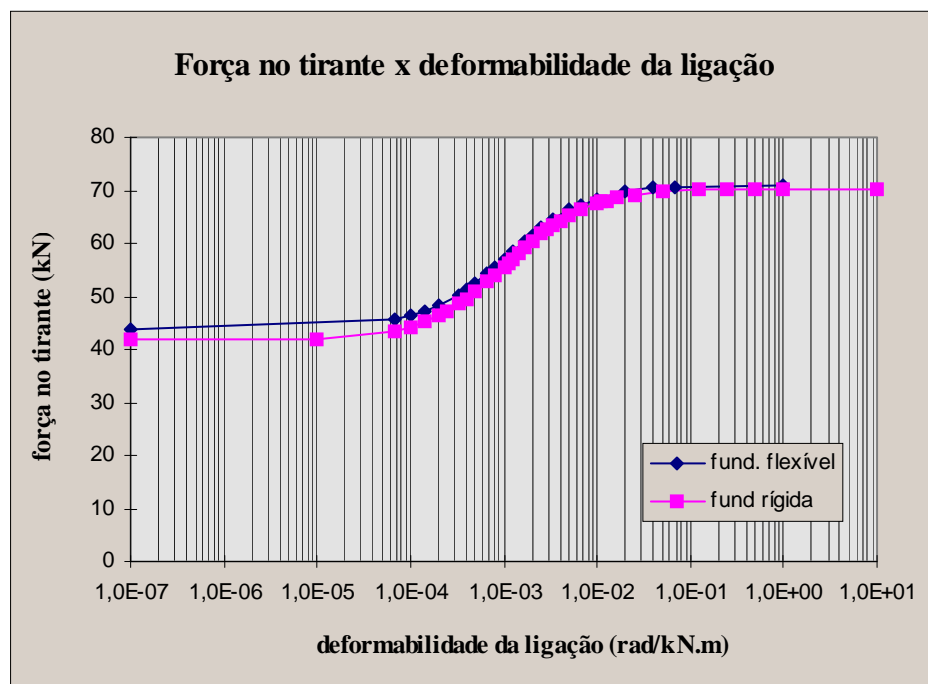


Gráfico 6.8 - Força normal no tirante em função da deformabilidade da ligação (exemplo 2b).

Da mesma forma que as flechas, os valores dos esforços normais atuantes nos tirantes também não variaram significativamente. Apenas no exemplo 3b a variação

chegou a um máximo de 10%. Cabe ressaltar que o exemplo 3b é o exemplo de maior vão desta série (20,0 m). O comportamento do esforço no tirante em função da deformabilidade da ligação viga-pilar, com e sem a consideração da fundação deformável está representado no Gráfico 6.8.

Com base nas análises realizadas conclui-se que a deformabilidade da fundação exerce uma pequena influência nos valores do momento fletor na ligação viga-pilar. Esta influência é mais significativa quando existe carregamento lateral e também quando o pórtico é esbelto. Nestes casos a deformabilidade da fundação deve ser considerada.

Os valores das flechas e da força atuante no tirante não sofreram grandes alterações quando a fundação passou de rígida para flexível.

Com relação ao momento atuante na fundação, a influência é significativa e varia, conforme comentado anteriormente, em função da deformabilidade da fundação e das características geométricas e do carregamento do pórtico.

Apesar das análises realizadas terem sido superficiais e os resultados limitados aos exemplos calculados, eles mostram a necessidade de se desenvolver um estudo aprofundado a respeito da deformabilidade da fundação e de sua influência na distribuição dos esforços solicitantes e nos deslocamentos da estrutura dos galpões pré-moldados de concreto.

6.3 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR EM ESTUDO

Tendo em vista os resultados obtidos com a realização do ensaio no modelo da ligação viga-pilar executada mediante consolo e chumbador EML, foram estabelecidas algumas conclusões e elaboradas algumas recomendações sobre o dimensionamento deste tipo de ligação viga-pilar:

- Primeiramente recomenda-se que o dimensionamento da ligação (consolo e chumbadores), ao contrário do que é apresentado no Anexo B, considere a região de contato existente entre as superfícies do consolo e da viga. Desta forma, propõe-se o, aqui denominado, modelo analítico nº 2, que está representado na Figura 6.8. Este modelo é baseado no procedimento proposto por FERREIRA (1993).

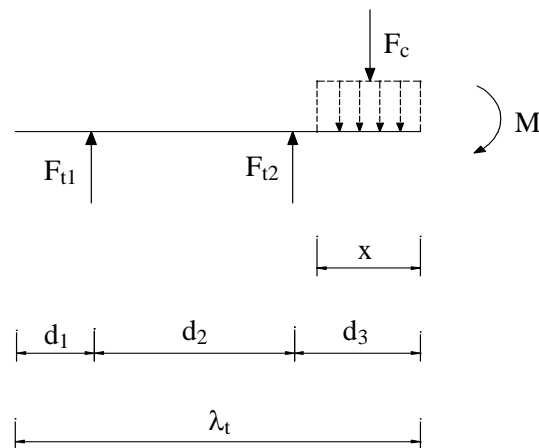


Figura 6.8 - Esquema estático - cálculo de F_{t1} , F_{t2} e F_c - modelo analítico 2.

Como se pode perceber o modelo analítico 2 é semelhante ao 1, utilizado no dimensionamento do modelo da ligação viga-pilar. A única diferença é que o modelo 2 considera uma região de compressão no consolo, simbolizada pela letra x . FERREIRA (1993) sugere $x = 0,26.(d_2 + d_3)$.

- Recomenda-se também que para a determinação do alongamento dos chumbadores mais tracionados (de números 2 e 3 no ensaio EML) seja utilizado um comprimento em torno de 80 % do comprimento de embutimento acrescido do comprimento de uma eventual parte livre.

- Pelo ensaio pôde-se perceber que as seções da viga mais próximas à extremidade do consolo e aos chumbadores 1 e 4 são as seções mais solicitadas. Ficou constatado também que as vigas são os elementos mais flexíveis da ligação (e também da estrutura dos galpões como um todo). A armadura adotada em seu dimensionamento foi muito superior à necessária, e mesmo assim as vigas sofreram deformações significativas em sua armadura de flexão. Desta forma, recomenda-se que as vigas nas estruturas dos galpões sejam cuidadosamente dimensionadas, considerando-se adequadamente todos os esforços solicitante, inclusive a possibilidade da inversão destes esforços.

7 CONCLUSÕES

Tendo em vista os resultados obtidos com o desenvolvimento do trabalho foram estabelecidas algumas conclusões. São elas:

- A metodologia de análise da deformabilidade e segurança da ligação foi realizada segundo seus mecanismos elementares de deformação. Assim como a deformabilidade de uma ligação pode ser obtida através da determinação da deformabilidade de cada mecanismo básico de deformação desta ligação, sua segurança pode ser determinada pela definição da segurança de cada mecanismo básico resistente presente na ligação. Esta metodologia de análise parece ser muito consistente e constitui uma tendência para trabalhos futuros.

- O estudo da deformabilidade da ligação através das simulações numéricas provou que a análise linear de ligações entre elementos pré-moldados de concreto não é representativa do comportamento em serviço da ligação. Este resultado era esperado, no entanto, como uma primeira aproximação considerou-se válida a simulação realizada, uma vez que para a fase linear, ela representou adequadamente o comportamento da ligação. Estudos futuros podem levar a um modelo de análise não-linear que represente fielmente o comportamento da ligação.

- O ensaio de arrancamento (EA) mostrou que para a determinação do alongamento de um chumbador inserido no concreto, submetido à tração, o comprimento utilizado nos cálculos deve ser em torno de 80 % do comprimento de embutimento acrescido do comprimento de uma eventual parte livre. Este percentual também foi obtido através do ensaio no modelo a ligação viga-pilar (EML), que inclusive levou em consideração, em parte, a repetitividade do carregamento.

- O ensaio no modelo da ligação viga-pilar executada mediante consolo e chumbador (EML) conduziu à determinação de sua deformabilidade à flexão. O valor da deformabilidade da ligação é constante para a fase linear e, depois de fissurado o concreto, a deformabilidade da ligação aumenta em função do momento atuante na ligação.

- Pelo ensaio EML verificou-se que existe uma região de contato entre a viga e o consolo, que deve ser considerada no dimensionamento da ligação viga-pilar. Esta região de contato é devida, primeiramente, a uma compactação dos materiais nas superfícies da viga e do consolo e, posteriormente, à deformação por compressão entre estas superfícies. Após todas as acomodações e deformações localizadas da região de contato, o ponto de rotação se desloca gradativamente para a extremidade do consolo. Conclui-se, portanto, que é mais correto dimensionar a ligação viga-pilar executada mediante consolo e chumbador segundo o item 6.3.1 do presente trabalho e não conforme mostra o Anexo B.

- Analisando-se os resultados do ensaio EML observou-se que o conjunto modelo/estrutura de reação sofreu acomodações significativas durante a aplicação do carregamento inicial, o que era previsível.

- Com base no comportamento do modelo ensaiado (EML), percebe-se que a viga é o elemento menos rígido da estrutura dos galpões pré-moldados de concreto.

- 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 os casos analisados, os valores de rigidez parcial da ligação viga-pilar superiores a 100.000 kN.m/rad traduzem um comportamento de ligação perfeitamente rígida e valores inferiores a 10 kN.m/rad traduzem um comportamento de ligação perfeitamente articulada.

- As simulações numéricas realizadas nas estruturas dos galpões pré-moldados mostraram que a influência da deformabilidade da ligação viga-pilar deve ser considerada no projeto destes galpões. Com base nos resultados obtidos constatou-se que, para carregamento de serviço, a redução no momento fletor atuante na ligação viga-pilar é da ordem de 12 %, com relação à condição de engastamento perfeito.

Cabe salientar que os resultados obtidos são restritos aos exemplos estudados e não levam em consideração as acomodações da estrutura, que ocorrem desde sua fase de montagem. Contudo, os valores apresentados nas Tabelas 6.3 a 6.6 podem ser consultados como parâmetros de referência para projeto.

- Com a realização das simulações numéricas nas estruturas dos galpões considerando a fundação flexível, ficou comprovado que a deformabilidade da fundação também deve ser considerada na análise das estruturas de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto. Sua influência na distribuição dos esforços na estrutura dos galpões varia em função do carregamento atuante e das dimensões da estrutura utilizada e, principalmente, do tipo de fundação utilizado.

Visto isto, ficam cumpridos os objetivos do trabalho e desenvolvidas as premissas estabelecidas. Entretanto, o tema é mais amplo e necessita de muita investigação científica. Tendo em vista estas conclusões são feitas algumas sugestões para pesquisas futuras:

- Desenvolver uma modelagem da ligação viga-pilar analisada considerando-se seu comportamento não-linear e estender esta modelagem para outros tipos de ligações entre elementos pré-moldados de concreto.

- Realizar outros ensaios em modelos da ligação viga-pilar analisada e estender o estudo experimental das ligações entre elementos pré-moldados de concreto. Muitos trabalhos estão sendo desenvolvidos no exterior, porém, no Brasil eles ainda estão em fase inicial. 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.

- Realizar um estudo do comportamento de pinos (chumbadores) inseridos no concreto sobretudo com a aplicação de carregamentos cíclicos.

- Ampliar o estudo realizado sobre a influência da deformabilidade da ligação viga-pilar no comportamento estrutural dos galpões pré-moldados, para a obtenção de resultados representativos para a maioria dos galpões comercializados no Brasil.

- Estudar a deformabilidade das fundações e sua influência na distribuição dos esforços solicitantes na estrutura do galpões, com a realização de ensaios físicos e numéricos.

Finalmente ressalta-se que, com a realização do trabalho ficou comprovada sua importância e justificada a sua realização. Os estudos experimental e numérico forneceram muitas informações que esclareceram, ainda que parcialmente, o comportamento da ligação viga-pilar executada mediante consolo e chumbador e da estrutura dos galpões pré-moldados de concreto. Junto com os resultados vieram outras dúvidas, algumas das quais foram traduzidas em sugestões para pesquisas futuras, completando neste momento mais um ciclo do mecanismo da pesquisa científica.

ANEXO A - ANÁLISE TEÓRICA - Ensaio de arrancamento do chumbador

A.1 Dimensionamento do bloco de concreto

O bloco de concreto armado foi dimensionado segundo o modelo de bielas e tirantes. De acordo com este modelo a armadura necessária é obtida através da expressão A.1.

$$A_s = \frac{F_v \cdot a}{f_y \cdot 0,9 \cdot d \cdot 4} \quad (\text{A.1})$$

A_s - armadura do tirante

F_v - força vertical aplicada no chumbador

f_y - tensão de escoamento do aço CA 50 $A = 500$ MPa (teórica)

d - altura útil considerada

a - distância do ponto de aplicação da força ao centro do bloco

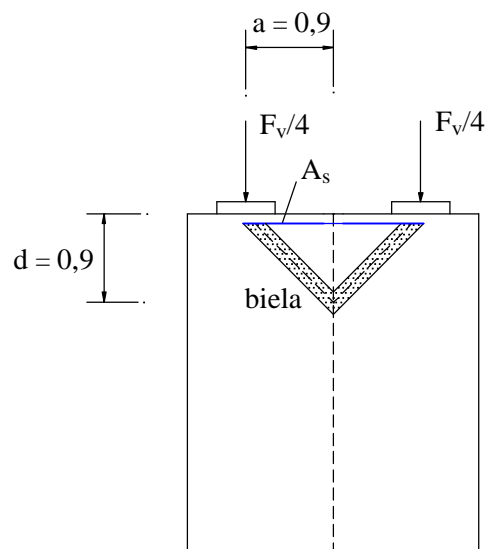


Figura A.1 - Determinação de A_s - modelo de bielas e tirantes.

Para a determinação da força F_v a ser aplicada no chumbador considerou-se a ruptura do chumbador. Desta forma, determina-se o valor de F_v :

$$F_v = 2.85E - 04 \cdot f_u \quad \text{com} \quad f_u = 400 \text{ MPa (teórica)} \quad (\text{A.2})$$

$$F_v = 114 \text{ kN}$$

Com isto, determina-se a armadura do bloco - $A_s = 0,64 \text{ cm}^2$. Majorando-se a armadura em 50%, para não haver a ruptura prematura do bloco, tem-se que:

$$A_s = 0,96 \text{ cm}^2 \quad - \quad 4 \phi 6,3 \text{ mm}$$

Esta armadura foi disposta como mostra a Figura 5.2.

Verificação da biela comprimida

A biela de compressão (Figura A.1) deve ser verificada através da expressão A.3.

$$\sigma_c = \frac{F_v \cdot 5,5}{b \cdot 4 \cdot d} \cdot \sqrt{0,9^2 + 1} \leq f_{cd} \quad (\text{A.3})$$

b - largura do bloco

f_{ck} - 20 MPa (teórico)

$$\sigma_c = 11,25 \leq 14,3 \text{ MPa} \quad \text{ok!!}$$

b) Previsão da força de escoamento e ruptura da barra

A força que provoca o escoamento da barra é calculada segundo a expressão A.4.

$$F_y = 2,85E - 04 \cdot f_y \quad - \quad F_y = 70,7 \text{ kN} \quad (\text{A.4})$$

F_y - força que provoca o escoamento do chumbador.

f_y - tensão de escoamento do chumbador = 248 MPa (obtida experimentalmente)

Com isto definem-se as etapas de carregamento: 5,0 em 5,0 kN.

A força que provoca a ruptura barra é calculada segundo a expressão A.5.

$$F_u = 2,85E - 04 \cdot f_u \quad - \quad F_u = 121,8 \text{ kN} \quad (\text{A.5})$$

F_u - força que provoca a ruptura do chumbador.

f_u - tensão de ruptura do chumbador = 427,5 MPa (obtida experimentalmente)

c) Previsão das deformações nos extensômetros

Como não se conhece o comportamento da parte do chumbador inserida no concreto, com precisão, fez-se uma previsão apenas das deformações nos extensômetros 7 e 8, que estão na porção da barra não inserida no concreto. Os valores estimados para as deformações nestes extensômetros para cada etapa de carregamento estão na Tabela A.1.

Tabela A.1 - Deformações teóricas para os extensômetros 7 e 8.

Força (kN)	tensão (MPa)	deformação teórica ($\mu\epsilon$)
0	0	0
5,0	17,6	88
10,3	36,2	181
15,2	53,3	267
20,5	71,9	361
25,0	88,0	441
31,2	109,7	551
35,1	123,2	618,7
40,8	143,4	720,1

força	tensão	deformação teórica
-------	--------	--------------------

(kN)	(MPa)	($\mu\epsilon$)
45,6	160,0	803
50,7	178,1	894
55,4	194,6	977
60,6	212,8	1068
65,8	230,9	1159
68,4	240,2	1206
69,3	243,3	1221
72,1	253,2	1271

A deformação foi obtida através da expressão A.6:

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} \quad \text{com} \quad \sigma = \frac{F_{\text{aplicada}} \cdot 4}{\pi \cdot \phi^2} \quad (\text{A.6})$$

E - módulo de elasticidade longitudinal do chumbador = 200185 MPa (obtido experimentalmente)

ϕ - diâmetro do chumbador

ϵ - deformação da barra

σ - tensão normal atuante na barra

ANEXO B - ANÁLISE TEÓRICA

Ensaio do modelo da ligação viga-pilar (EML)

B.1 Dimensionamento do modelo

Como foi apoiado apenas nas extremidades a e b (Figura B.1) o modelo teve um esquema estático isostático, representado na Figura B.2. Cabe ressaltar que este esquema é uma aproximação, pois na verdade, as peças não se comportam como uma viga monolítica.

Para dimensionar as peças foram traçados os diagramas de momento fletor (M) e força cortante (Q) apresentados na Figura B.2.

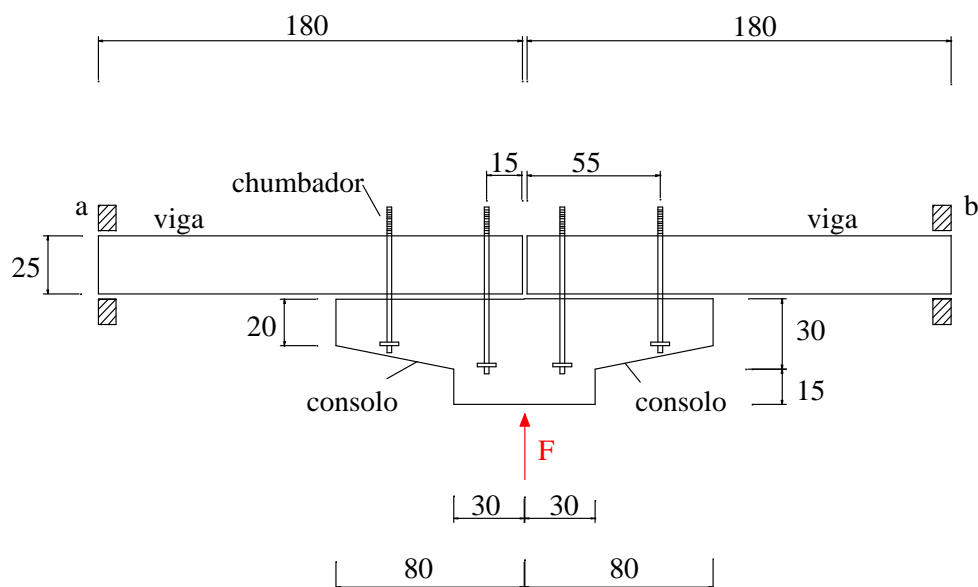


Figura B.1 - Características do modelo.

O carregamento devido ao *peso-próprio* do modelo foi desconsiderado em seu dimensionamento.

Para determinar o valor da força F calculou-se um pórtico com dimensões e carregamentos usuais, obtendo-se, então, um valor prático para o momento último atuante na ligação ($M_u \cong 50 \text{ kN.m}$). Com este valor de momento e o esquema estático da Figura B.2 determinou-se $F = 100 \text{ kN}$.

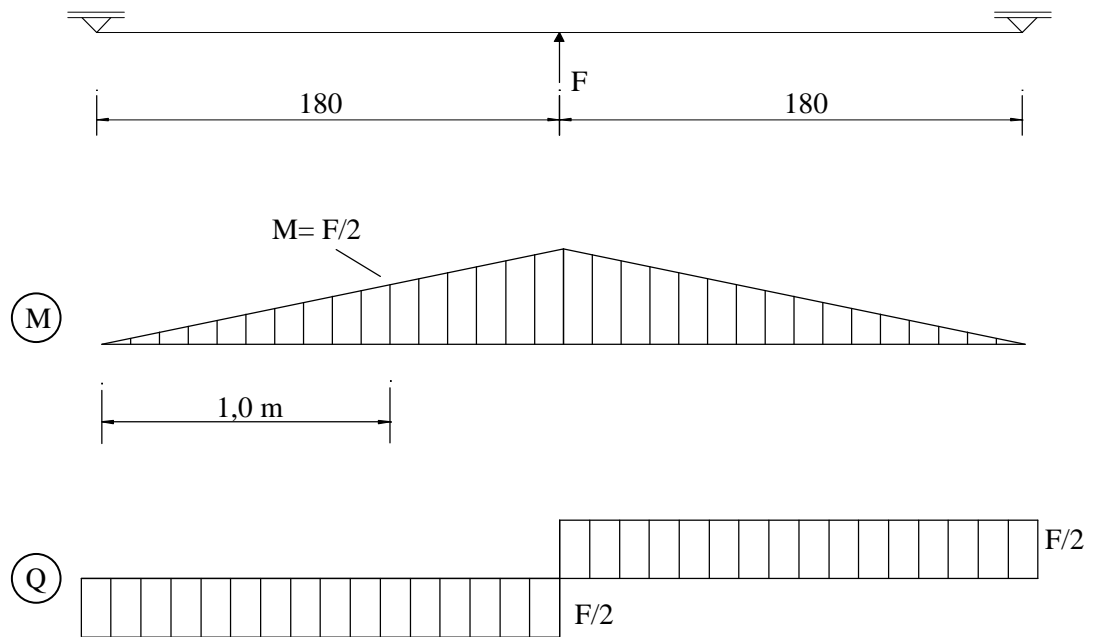


Figura B.2 - Esquema estático e diagramas de esforços.

Dimensionamento do consolo e chumbadores

Definido o valor da força F dimensionou-se o modelo de forma que a ruptura ocorresse na *região da ligação* e não nos trechos das vigas. Para isto, foi considerado que ambos o chumbador e o consolo entram em ruína com a aplicação da força F . A ruptura do **chumbador** foi considerada no instante em que este atinge sua tensão de escoamento.

Na ligação viga-pilar ensaiada atuam um esforço cortante ($V = F/2$) e um momento fletor ($M = F/2$). Conforme mostra a Figura B.3.

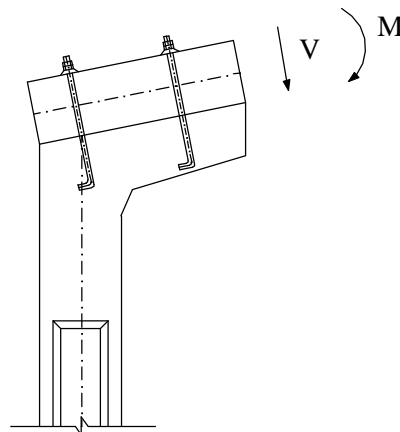


Figura B.3 - Esforços atuantes na ligação viga-pilar.

Um modelo para representar, esquematicamente, o esforço de flexão atuante na ligação é exposto na Figura B.4:

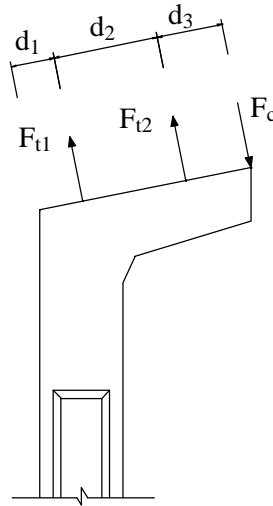


Figura B.4 - Representação do esforço de flexão atuante na ligação.

Através da Figura B.4 percebe-se que o momento fletor (M) foi aproximado a um sistema de forças. A compressão do consolo, devido à ação do momento fletor, ocorrerá numa região, porém, para fins de dimensionamento admitiu-se a resultante de compressão (F_c) aplicada na extremidade do consolo.

Desta forma, calculam-se as forças atuantes nos chumbadores de acordo com o esquema representado na Figura B.5:

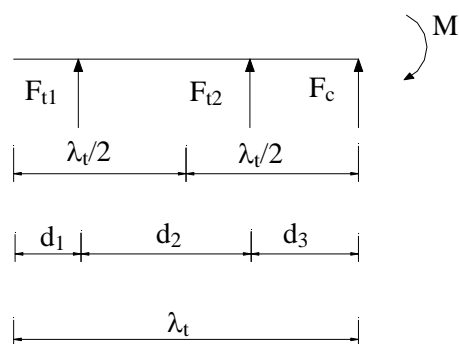


Figura B.5 - Esquema estático - cálculo de F_{t1} , F_{t2} e F_c .

Para a determinação das forças F_{t1} e F_{t2} são necessárias três equações que são, segundo os sentidos arbitrados na Figura B.5:

- 1) Equação de equilíbrio de forças;

$$F_{t1} + F_{t2} + F_c = 0 \quad (\text{B.1})$$

2) Equação de equilíbrio de momentos;

$$M - F_{t1} \cdot d_1 - F_{t2} \cdot (d_2 + d_1) - F_c \cdot (d_3 + d_2 + d_1) = 0 \quad (\text{B.2})$$

3) Equação de compatibilidade de deslocamentos;

A equação de compatibilidade de deslocamentos foi determinada considerando a viga um corpo rígido, ou seja, a deformação por flexão da viga foi desconsiderada. Esta aproximação foi feita para evitar a hiperestaticidade do problema, uma vez que busca-se um dimensionamento prático. Desta forma, de acordo com a Figura B.5:

$$F_{t1} \cdot d_3 = F_{t2} \cdot (d_2 + d_3) \quad (\text{B.3})$$

M - momento atuante na ligação

F_{t1} - resultante de tração no chumbador nº 1

F_{t2} - resultante de tração no chumbador nº 2

F_c - resultante de compressão atuante no consolo

λ_t - comprimento total do consolo

d_1 - distância entre o chumbador nº 1 e a extremidade esquerda do consolo

d_2 - distância entre o chumbador nº 2 e o chumbador nº 1

d_3 - distância entre o chumbador nº 2 e a extremidade direita do consolo

Com estas três equações determinam-se as forças resultantes nos chumbadores. Os dois chumbadores foram dimensionados para resistir à maior força de tração (F_{t1}), estando a favor da segurança. Seria contra a segurança dimensionar os chumbadores com suas respectivas solicitações de cálculo, pois os valores destas solicitações foram obtidos através de simplificações.

Considerando que o chumbador mais solicitado entre em escoamento, tem-se que:

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \cdot F_{t1}}{\pi \cdot f_y}} \quad (\text{B.4})$$

ϕ - diâmetro dos chumbadores

f_y - tensão de escoamento do aço

Sabendo-se que:

M_u - 50,0 kN.m

λ_t - 80,0 cm

d_1 - 15,0 cm

d_2 - 40,0 cm

d_3 - 25,0 cm

f_y - 248,0 MPa (obtida experimentalmente no ensaio EA)

Tem-se que: $\phi = 18,57 \cong 19,05$ mm (diâmetro comercial).

O comprimento de ancoragem do chumbador deveria ser calculado conforme recomenda a NBR 6118 (1978). No entanto, geralmente os chumbadores têm diâmetros muito elevados, então a necessidade de grandes comprimentos de ancoragem aliada à dificuldade de realização dos ganchos conduz à utilização de dispositivos especiais para garantir a eficiência da ancoragem. Exemplos onde se utilizam pedaços de barras ou chapas soldadas na extremidade do chumbador são comumente encontrados na prática.

Para o dimensionamento do *consolo* foi considerada a força F_c acrescida da força V representadas nas Figura B.4 e B.3, respectivamente. Estas forças provocam um momento fletor (na seção do engaste do consolo no pilar) de $M \cong 71$ kN.m.

De acordo com suas dimensões o consolo foi dimensionado como viga, o que conduziu a $A_s \cong 5,61 - 3 \phi 16,0$ mm (para C30 MPa e aço CA - 50 A).

Para ancorar esta armadura a NBR 9062 (1985) recomenda que se utilize uma barra, de mesmo diâmetro das barras da armadura do consolo, soldada transversalmente a estas. O PCI (1988), no entanto é mais conservador e recomenda uma barra de 25,40 mm para este fim. Com isto, optou-se por uma solução intermediária que resultou na utilização de uma barra de 20,0 mm.

A armadura transversal do consolo também foi determinada para a força F_c acrescida da força V (total $\cong 143,0$ kN). Desta forma, a armadura transversal do consolo é igual a $A_{sw} = \phi 8,0$ mm c/ 10,0 cm.

Ainda foram dispostas barras construtivas na região do pilar. O detalhamento da armadura do consolo se encontra na Figura 5.9. Além da armadura detalhada na Figura 5.9 foram colocadas 6 barras de 10,0 mm na região do consolo referente ao pilar: uma barra em cada canto do pilar e uma no ponto médio de cada uma de suas faces laterais. Estas barras foram colocadas com o intuito de simular a armadura do pilar existente na prática.

Dimensionamento das vigas

As vigas foram dimensionadas para o momento de 50,0 kN, com isto $A_s = 5,0$ cm² (para C30 MPa e aço CA - 50 A). Porém, como se deseja que o modelo entre em colapso na região da ligação majorou-se esta armadura em 50%. Logo $A_s = 7,4$ cm² - 4 $\phi 16,0$ mm.

A armadura de flexão das vigas foi disposta de maneira simétrica, ou seja, a armadura de flexão encontrada também foi colocada na face inferior da viga. Esta solução foi tomada para proporcionar uma semelhança com a armadura utilizada nas fábricas dos galpões, que prevêem, corretamente, a possibilidade de inversão dos esforços.

A armadura transversal das vigas foi determinada para uma força $V = 50$ kN. Desta forma, a armadura transversal das vigas é igual a $A_{sw} = \phi 6,3$ mm c/ 10,0 cm. Para o cálculo desta armadura foi desconsiderada a contribuição do concreto (τ_c) para descartar a possibilidade de uma ruptura por cisalhamento das vigas.

A armadura das vigas também está detalhada na Figura 5.9.

B.2 Previsão da força máxima a ser aplicada no modelo

Toda a armadura do modelo foi calculada com as resistências características dos materiais. Portanto, a força máxima a ser aplicada no modelo é aquela que provoca a ruptura da região da ligação, ou seja, 100 kN.

APÊNDICE 1 - Tabela referente às leituras dos instrumentos utilizados no ensaio EA

Chan 20 - força aplicada no ensaio

Chan 21 - extensômetro 1

Chan 22 - extensômetro 2

Chan 23 - extensômetro 3

Chan 24 - extensômetro 4

Chan 25 - extensômetro 5

Chan 26 - extensômetro 6

Chan 27 - extensômetro 7

Chan 28 - extensômetro 8

Record No.	Scan Date	Time	Secs. past midnight	Chan 20 kN	Chan 21 ue	Chan 22 ue
1	23-Out-97	9:27:16 AM	34036,5	0	0	0
2	23-Out-97	9:28:48 AM	34128,7	-5	2	2
3	23-Out-97	9:35:13 AM	34513,8	0	0	0
4	23-Out-97	9:35:58 AM	34558,1	-5	3	3
5	23-Out-97	9:36:27 AM	34587,2	-10	8	8
6	23-Out-97	9:37:55 AM	34675,9	-10	9	8
7	23-Out-97	9:39:48 AM	34788,5	-15	50	52
8	23-Out-97	9:40:41 AM	34841,1	-21	145	152
9	23-Out-97	9:41:14 AM	34874,2	-25	234	244
10	23-Out-97	9:41:48 AM	34908,3	-31	356	372
11	23-Out-97	9:42:19 AM	34939,4	-35	425	442
12	23-Out-97	9:43:04 AM	34985,0	-41	531	551
13	23-Out-97	9:43:39 AM	35019,8	-46	642	667
14	23-Out-97	9:45:52 AM	35152,5	-51	737	764
15	23-Out-97	9:46:50 AM	35210,3	-55	816	846
16	23-Out-97	9:47:47 AM	35268,0	-61	923	953
17	23-Out-97	9:48:46 AM	35326,8	-66	1005	1033
18	23-Out-97	9:49:32 AM	35372,3	-68	1080	1106
19	23-Out-97	9:49:39 AM	35379,8	-69	1095	1119
20	23-Out-97	9:49:59 AM	35399,4	-72	1129	1152
21	23-Out-97	9:50:55 AM	35455,8	-64	1140	1154
22	23-Out-97	9:53:02 AM	35582,8	-63	1118	1130
23	23-Out-97	9:55:30 AM	35730,1	-63	3,008E+37	3,008E+37
24	23-Out-97	10:02:09 AM	36129,5	-72	3,008E+37	3,008E+37
25	23-Out-97	10:03:21 AM	36201,3	-80	3,008E+37	3,008E+37
26	23-Out-97	10:04:08 AM	36248,4	-84	3,008E+37	3,008E+37
27	23-Out-97	10:04:44 AM	36284,4	-84	3,008E+37	3,008E+37
28	23-Out-97	10:05:05 AM	36305,9	-83	3,008E+37	3,008E+37
29	23-Out-97	10:05:51 AM	36351,7	-78	3,008E+37	3,008E+37

APÊNDICE 2 - Tabelas referentes às leituras dos instrumentos utilizados no ensaio EML

- Chan 0 - força aplicada no ensaio
- Chan 1 a 16 e 21 a 36 - extensômetros localizados na armadura longitudinal das vigas
- Chan 17 a 20 e 37 a 40 - extensômetros localizados na armadura transversal das vigas
- Chan 41 a 44 - extensômetros localizados no chumbadores 1 e 4
- Chan 45 a 60 - extensômetros localizados no chumbadores 2 e 3
- Chan 61 a 74 - extensômetros localizados na armadura de flexão do consolo
- Chan 75 a 82 - extensômetros localizados na armadura transversal do consolo
- Chan 83 a 100 - transdutores de deslocamento
- Chan 101 a 112 - relógios comparadores

Record No.	Scan Date	Time	Secs. past midnight	Chan 0 kN	Chan 1 ue	Chan 2 ue	Chan 3 ue
1	29-Jan-80	9:51:43 AM	35503,8	0	0	-1	0
2	29-Jan-80	9:52:53 AM	35573,1	2	0	0	0
3	29-Jan-80	9:53:33 AM	35613,9	4	0	0	0
4	29-Jan-80	9:54:04 AM	35644,0	6	0	-1	0
5	29-Jan-80	9:55:18 AM	35718,4	8	0	0	0
6	29-Jan-80	9:56:57 AM	35817,4	0	0	0	1
7	29-Jan-80	9:57:59 AM	35880,0	0	-1	1	0
8	29-Jan-80	9:58:45 AM	35925,4	2	0	1	0
9	29-Jan-80	9:59:20 AM	35960,9	4	0	1	0
10	29-Jan-80	9:59:53 AM	35993,4	6	0	1	0
11	29-Jan-80	10:00:36 AM	36036,6	8	0	1	0
12	29-Jan-80	10:03:11 AM	36191,3	0	0	1	1
13	29-Jan-80	10:04:20 AM	36260,9	0	0	0	0
14	29-Jan-80	10:05:36 AM	36336,2	2	0	-1	0
15	29-Jan-80	10:06:16 AM	36376,7	4	0	0	-1
16	29-Jan-80	10:06:57 AM	36417,4	6	0	-1	-1
17	29-Jan-80	10:07:34 AM	36454,4	8	0	0	-2
18	29-Jan-80	10:08:22 AM	36502,3	0	0	-1	-1
19	29-Jan-80	10:09:23 AM	36563,5	0	0	0	0
20	29-Jan-80	10:10:11 AM	36611,9	2	-1	0	0

21	29-Jan-80	10:10:52 AM	36652,6	4	-1	0	0
22	29-Jan-80	10:11:29 AM	36689,1	6	-1	0	-1
23	29-Jan-80	10:12:29 AM	36749,6	8	0	1	-1
24	29-Jan-80	10:13:29 AM	36809,0	10	2	2	-2
25	29-Jan-80	10:14:09 AM	36849,7	12	2	3	-2
26	29-Jan-80	10:16:10 AM	36970,9	14	3	3	-2
27	29-Jan-80	10:16:48 AM	37008,7	16	3	4	-3
28	29-Jan-80	10:17:17 AM	37037,9	18	4	4	-3
29	29-Jan-80	10:18:07 AM	37087,1	20	4	5	-3
30	29-Jan-80	10:18:48 AM	37128,3	22	5	5	-3
31	29-Jan-80	10:19:29 AM	37169,7	24	6	6	-4
32	29-Jan-80	10:20:05 AM	37205,1	26	7	6	-4
33	29-Jan-80	10:20:37 AM	37237,6	28	7	7	-4
34	29-Jan-80	10:21:20 AM	37280,8	30	8	7	-5
35	29-Jan-80	10:22:06 AM	37326,5	32	9	8	-5
36	29-Jan-80	10:23:07 AM	37387,2	24	7	6	-4
37	29-Jan-80	10:24:11 AM	37451,1	16	4	4	-2
38	29-Jan-80	10:24:46 AM	37486,9	8	3	2	-1
39	29-Jan-80	10:25:17 AM	37517,5	0	0	1	3
40	29-Jan-80	10:26:29 AM	37589,6	0	-1	0	1
41	29-Jan-80	10:27:09 AM	37629,6	2	0	0	0
42	29-Jan-80	10:27:38 AM	37658,0	4	0	0	0
43	29-Jan-80	10:28:05 AM	37685,3	6	0	0	0
44	29-Jan-80	10:28:37 AM	37717,5	8	2	2	-3
45	29-Jan-80	10:29:11 AM	37751,0	10	2	3	-4
46	29-Jan-80	10:29:41 AM	37781,8	12	3	3	-4
47	29-Jan-80	10:30:12 AM	37812,3	14	3	4	-4
48	29-Jan-80	10:30:42 AM	37842,4	16	4	4	-5
49	29-Jan-80	10:31:06 AM	37866,9	18	5	4	-5
50	29-Jan-80	10:31:35 AM	37895,9	20	5	5	-5
51	29-Jan-80	10:33:38 AM	38018,6	20	5	5	-5
52	29-Jan-80	10:33:59 AM	38039,6	22	6	5	-5
53	29-Jan-80	10:34:23 AM	38063,8	24	7	6	-6
54	29-Jan-80	10:34:51 AM	38091,7	26	7	7	-6
55	29-Jan-80	10:35:18 AM	38118,1	28	8	7	-6
56	29-Jan-80	10:35:42 AM	38142,6	30	9	8	-7
57	29-Jan-80	10:36:08 AM	38168,8	32	9	9	-7
58	29-Jan-80	10:37:00 AM	38220,0	24	7	6	-5
59	29-Jan-80	10:38:01 AM	38281,8	16	5	5	-4
60	29-Jan-80	10:38:57 AM	38337,7	6	1	1	2
61	29-Jan-80	10:39:52 AM	38392,1	8	3	3	-2
62	29-Jan-80	10:40:34 AM	38434,3	10	3	4	-3
63	29-Jan-80	10:41:07 AM	38467,2	12	4	4	-3
64	29-Jan-80	10:41:42 AM	38503,0	14	4	5	-3
65	29-Jan-80	10:42:14 AM	38534,9	16	5	5	-4
66	29-Jan-80	10:42:36 AM	38556,8	18	6	6	-4
67	29-Jan-80	10:42:56 AM	38576,6	20	6	6	-4
68	29-Jan-80	10:43:29 AM	38609,4	22	7	7	-4
69	29-Jan-80	10:43:52 AM	38632,5	24	7	7	-5
70	29-Jan-80	10:44:16 AM	38656,5	26	8	8	-5
71	29-Jan-80	10:45:05 AM	38705,6	28	9	8	-5
72	29-Jan-80	10:45:29 AM	38729,7	30	9	9	-5
73	29-Jan-80	10:45:52 AM	38752,2	32	9	9	-6

ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue
0	0	-1	0	0	0	0	0	0
0	0	0	-1	-1	0	0	-1	0
0	0	0	-1	-1	0	0	-1	-1
-1	1	0	-1	-1	1	0	-2	-1
0	4	3	-4	-3	5	6	-6	-3
0	1	0	1	0	0	-1	2	0
1	0	1	1	0	-1	0	0	0
1	0	1	0	0	0	1	0	1
0	0	1	0	0	0	1	-1	1
0	1	1	-1	0	1	2	-2	0
1	4	4	-4	-2	6	8	-7	-2
1	1	1	1	1	0	1	1	2
1	0	1	0	1	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	-1	0	1	1	0	0
0	0	1	-2	0	1	1	-1	0
0	3	4	-6	-3	5	7	-7	-3
0	-1	0	0	0	-1	-1	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	-1	0	0	1	0	0
-1	0	0	-1	-1	0	1	-1	0
-1	0	0	-2	-1	1	1	-2	-1
0	4	4	-6	-3	6	7	-7	-3
-1	15	11	-11	-10	12	14	-14	-11
-1	25	21	-16	-16	18	22	-21	-20
-2	34	30	-21	-22	26	31	-27	-28
-2	42	38	-25	-27	31	39	-34	-37
-2	50	47	-29	-32	37	47	-41	-45
-2	62	60	-34	-38	46	61	-48	-54
-2	72	70	-40	-44	55	72	-55	-63
-3	85	82	-44	-49	64	86	-63	-73
-3	95	92	-49	-54	72	97	-69	-80
-3	108	106	-55	-61	82	112	-78	-91
-4	123	120	-61	-67	95	128	-86	-102
-4	141	134	-66	-74	110	146	-95	-114
-2	111	105	-48	-55	88	116	-70	-85
-1	76	71	-29	-34	62	82	-44	-54
-1	36	34	-9	-11	35	44	-12	-19
1	24	25	-1	-4	25	34	-3	-9
0	0	0	0	0	0	0	-1	0
0	0	0	0	0	1	0	-1	1
0	0	1	-1	0	1	1	-1	0
0	1	1	-1	-1	2	1	-2	0
-1	9	7	-8	-6	9	9	-9	-6
-1	16	15	-11	-10	14	17	-16	-13
-1	27	25	-17	-17	22	26	-24	-22
-2	36	33	-22	-22	28	34	-30	-31
-2	45	43	-27	-27	35	44	-37	-39
-2	57	53	-32	-33	44	54	-44	-49
-2	65	62	-37	-39	49	62	-51	-57
-2	65	62	-36	-38	49	62	-50	-56

-2	75	71	-42	-44	57	72	-58	-65
-2	85	80	-47	-49	64	81	-64	-74
-3	95	90	-52	-55	71	91	-72	-82
-3	102	97	-57	-59	78	98	-78	-89
-3	112	107	-62	-64	85	109	-84	-97
-3	122	115	-66	-69	93	118	-91	-105
-2	93	87	-48	-51	71	90	-67	-78
-1	56	52	-28	-29	44	55	-41	-45
1	4	5	1	0	6	6	0	0
0	12	10	-7	-6	14	14	-8	-6
0	21	19	-10	-10	20	23	-16	-13
0	29	27	-16	-16	27	30	-23	-22
0	40	37	-21	-22	33	40	-29	-31
0	50	47	-27	-27	41	49	-36	-40
-1	61	57	-31	-32	48	59	-44	-48
-1	68	64	-35	-37	54	67	-49	-56
-1	80	75	-41	-44	62	78	-57	-65
-2	88	83	-45	-48	68	86	-62	-73
-2	97	93	-51	-53	76	96	-70	-81
-2	108	102	-56	-60	83	106	-78	-90
-2	116	111	-61	-63	90	115	-83	-98
-2	126	120	-65	-69	97	125	-90	-105
-1	96	90	-47	-50	75	95	-66	-77
0	58	54	-27	-29	47	59	-39	-44
2	8	9	0	-1	10	10	0	-1
1	15	13	-7	-6	17	17	-7	-6
1	23	22	-10	-10	23	26	-15	-13
1	33	30	-15	-15	30	35	-22	-22
0	43	41	-21	-21	38	44	-28	-30
0	53	49	-26	-27	44	54	-35	-39
0	62	59	-30	-31	52	63	-42	-48
0	73	68	-35	-37	59	73	-48	-56
0	82	78	-40	-43	66	82	-55	-64
0	92	87	-45	-47	73	92	-61	-73
-1	101	97	-50	-52	80	101	-68	-80
-1	111	105	-55	-58	88	111	-75	-89
-1	120	115	-60	-63	96	120	-81	-97
-1	130	124	-64	-68	102	131	-88	-104
0	98	93	-45	-48	80	99	-63	-75
1	62	59	-27	-28	53	64	-38	-44
4	11	11	1	0	14	14	3	0
2	18	16	-6	-5	21	22	-5	-5
2	26	25	-9	-9	27	30	-13	-11
2	35	33	-14	-15	34	39	-20	-20
2	45	43	-20	-21	42	49	-26	-29
2	55	52	-25	-26	48	58	-33	-38
1	64	62	-28	-30	55	67	-40	-46
1	75	71	-34	-36	62	77	-46	-55
1	84	80	-39	-42	70	87	-53	-63
1	96	91	-44	-47	79	97	-61	-72
1	105	100	-49	-52	85	107	-67	-80
1	115	110	-54	-57	93	117	-74	-88
1	122	117	-59	-62	99	126	-80	-95

1	132	127	-63	-67	106	135	-86	-102
1	149	143	-70	-75	120	153	-96	-115
0	200	201	-87	-91	168	213	-127	-142
-1	270	296	-103	-108	239	287	-155	-169
-1	336	405	-118	-121	323	363	-179	-191
-2	415	522	-136	-134	419	457	-206	-213
-3	479	615	-149	-146	491	528	-227	-226
-2	564	723	-161	-158	583	615	-251	-240
-2	632	803	-171	-170	649	681	-271	-255
-3	736	902	-180	-180	756	763	-289	-270
-4	846	997	-186	-189	842	857	-307	-286
-4	928	1101	-199	-194	915	962	-324	-301
-5	1005	1202	-209	-202	984	1069	-341	-316
-4	1120	1313	-224	-212	1097	1186	-362	-340
-2	1203	1393	-238	-212	1189	1264	-384	-357
-2	1277	1480	-243	-213	1275	1346	-405	-372
0	1330	1557	-225	-201	1345	1425	-424	-385
2	1382	1638	-220	-196	1398	1514	-445	-401
15	237	247	54	53	297	226	29	47

Chan 13	Chan 14	Chan 15	Chan 16	Chan 17	Chan 18	Chan 19	Chan 20	Chan 21
ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue
-1	-1	0	0	0	0	0	0	0
-1	-1	-1	-1	0	0	0	-1	0
0	-1	-1	-1	0	0	0	-1	0
0	0	-1	-2	0	0	0	-1	1
2	3	-4	-3	0	1	1	-4	1
1	0	1	0	2	2	1	2	2
1	1	1	0	0	0	0	0	0
1	1	1	1	0	1	0	0	0
1	1	1	0	0	1	0	0	0
1	2	0	0	1	1	0	0	1
4	6	-3	-1	0	1	1	-3	1
2	2	3	2	1	2	1	2	2
0	0	0	1	1	0	1	0	0
0	0	0	0	1	1	1	0	1
0	0	-1	0	1	0	0	-1	0
-1	0	-2	0	1	0	0	-1	0
2	3	-5	-2	0	0	1	-5	0
-1	-1	-1	0	1	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	-1	0	0	0	-1	-1
0	0	-1	-1	0	0	0	-1	0
-1	0	-1	-1	0	0	0	-2	0
2	4	-4	-3	0	0	0	-4	1
8	8	-8	-7	1	0	-2	-4	2
13	13	-12	-11	1	-1	-7	-5	2
20	18	-17	-16	1	-1	-10	-5	4
26	22	-21	-21	1	-1	-13	-6	5
31	27	-25	-26	1	-1	-16	-7	5

38	32	-29	-30	1	-1	-19	-8	6
45	38	-34	-35	1	-1	-20	-10	7
53	44	-40	-41	1	-1	-23	-12	7
58	50	-44	-45	1	-1	-25	-13	9
65	57	-48	-50	1	-1	-27	-15	9
74	64	-54	-55	1	-2	-29	-17	10
83	72	-59	-61	1	-2	-32	-20	11
64	55	-43	-45	2	-1	-26	-16	9
42	37	-26	-27	2	0	-18	-12	6
17	16	-7	-8	2	1	-6	-5	4
10	10	0	-2	2	1	-3	-3	3
-1	0	0	1	0	1	0	0	0
0	0	0	1	0	1	0	-1	0
0	1	-1	1	0	1	1	-1	0
0	1	-1	0	0	1	1	-1	1
4	6	-5	-3	1	1	-1	-3	2
9	10	-9	-8	1	0	-5	-4	2
16	15	-14	-12	1	1	-9	-5	3
22	20	-18	-17	1	0	-10	-5	4
27	25	-22	-22	1	0	-13	-6	5
35	30	-27	-27	1	0	-16	-7	5
41	35	-31	-31	1	-1	-18	-9	6
41	34	-30	-30	1	0	-17	-9	6
47	40	-35	-36	1	0	-20	-10	7
53	45	-40	-41	1	0	-22	-11	8
60	50	-44	-45	1	-1	-24	-12	9
64	55	-48	-49	1	-1	-25	-14	9
71	61	-53	-54	1	-1	-27	-15	10
77	65	-58	-58	1	-1	-29	-16	11
58	49	-42	-42	2	0	-22	-12	8
35	30	-24	-24	2	1	-14	-7	6
4	4	1	2	2	3	2	1	3
8	9	-3	-2	3	3	1	-1	4
13	13	-8	-7	3	3	-3	-2	5
19	18	-12	-10	3	3	-7	-3	5
26	24	-16	-16	3	2	-9	-4	6
32	28	-21	-21	3	2	-11	-5	7
39	33	-25	-26	3	2	-14	-6	8
44	38	-29	-29	3	2	-16	-6	8
51	44	-34	-35	3	2	-18	-8	9
56	48	-38	-39	3	2	-20	-9	10
62	53	-44	-44	2	1	-22	-10	11
69	59	-47	-48	3	1	-25	-12	12
75	63	-52	-53	2	1	-26	-13	12
80	69	-56	-57	2	1	-28	-14	13
61	52	-40	-41	3	2	-21	-10	10
37	32	-22	-22	4	3	-11	-5	7
7	7	2	1	3	4	3	2	5
10	10	-2	-2	4	4	2	0	5
15	16	-7	-6	5	4	-2	-1	5
22	21	-10	-10	4	4	-5	-2	6
28	26	-15	-14	4	4	-7	-3	8
35	31	-19	-19	5	4	-9	-3	9

41	36	-24	-24	5	4	-12	-4	10
47	42	-27	-28	5	4	-14	-5	10
53	46	-32	-33	5	4	-16	-6	11
60	51	-37	-38	5	4	-18	-6	12
66	57	-41	-42	5	4	-20	-8	13
72	62	-45	-46	5	3	-22	-9	14
79	67	-49	-50	5	3	-25	-10	15
84	73	-54	-55	5	3	-26	-12	16
64	56	-38	-39	6	5	-19	-7	13
42	37	-20	-21	6	6	-9	-3	11
10	10	5	4	6	7	6	5	7
13	14	1	1	7	7	4	3	8
19	20	-5	-3	7	7	1	1	9
26	24	-9	-8	7	7	-2	1	9
32	29	-13	-13	7	7	-6	0	11
37	34	-17	-17	7	6	-8	-1	11
44	39	-22	-22	7	6	-10	-2	12
50	44	-26	-27	7	6	-12	-3	13
57	50	-30	-31	7	6	-14	-4	14
63	56	-35	-36	7	6	-16	-5	15
70	61	-40	-40	7	6	-18	-6	16
76	66	-44	-45	7	6	-20	-7	16
81	71	-47	-48	7	6	-22	-8	17
87	77	-51	-53	7	6	-24	-9	18
97	86	-58	-59	8	6	-26	-11	19
120	107	-73	-73	7	6	-30	-14	22
151	149	-88	-88	7	5	-16	-5	24
189	198	-105	-101	6	4	0	-5	26
252	282	-125	-117	6	4	15	3	29
305	335	-138	-130	6	3	22	12	33
377	401	-154	-141	7	4	25	21	39
440	451	-167	-153	7	4	19	25	44
527	516	-178	-169	7	3	6	26	49
598	585	-192	-182	7	3	0	28	57
659	645	-206	-193	7	2	-9	28	63
722	703	-220	-205	7	3	-16	28	75
785	757	-230	-216	8	3	-25	25	120
829	803	-240	-226	9	4	-26	23	145
881	852	-251	-236	9	5	-27	23	181
928	898	-262	-245	9	6	-29	21	202
980	948	-274	-256	10	7	-31	18	213
198	192	11	9	14	18	23	28	120

Chan 22	Chan 23	Chan 24	Chan 25	Chan 26	Chan 27	Chan 28	Chan 29	Chan 30
ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue
0	0	1	0	0	1	1	1	0
0	0	1	1	0	1	1	1	0

0	0	1	1	0	1	1	1	0
0	0	1	1	1	0	1	1	0
0	-1	1	5	5	-3	-2	5	5
0	1	3	-2	-1	4	4	-1	-2
1	0	1	1	1	1	1	1	0
1	0	1	2	1	1	0	1	0
1	0	1	2	2	1	0	1	0
1	0	1	2	2	0	0	2	1
2	-1	0	7	7	-5	-5	6	7
2	1	2	2	2	2	2	1	1
1	1	0	1	0	0	1	0	0
0	1	1	1	0	0	1	1	0
1	1	0	2	1	0	1	2	0
0	0	0	2	1	0	1	2	1
1	-2	-1	8	6	-6	-5	6	7
0	0	0	1	0	0	2	1	0
0	0	0	0	0	1	1	1	0
0	0	0	0	1	1	1	1	1
0	0	0	1	1	0	0	2	1
0	0	0	1	2	0	0	2	1
1	-2	0	7	6	-6	-5	7	7
3	-2	-1	18	14	-11	-13	18	18
4	-2	-2	30	21	-18	-21	31	27
5	-3	-2	43	30	-24	-29	47	39
5	-3	-3	53	36	-31	-37	58	48
6	-3	-4	64	44	-36	-44	72	59
7	-4	-4	77	53	-43	-51	90	73
8	-4	-5	89	60	-48	-58	108	85
9	-4	-5	101	70	-55	-67	132	103
10	-5	-5	113	77	-60	-72	150	116
10	-5	-5	130	88	-65	-80	184	138
11	-5	-5	146	101	-71	-89	224	163
13	-5	-6	173	116	-76	-97	270	199
10	-4	-5	143	96	-58	-76	222	161
7	-2	-3	105	71	-35	-51	165	116
4	0	1	53	39	-7	-16	92	62
3	2	2	37	28	2	-5	74	48
0	0	1	1	0	1	0	0	0
0	0	1	1	0	1	0	0	0
0	0	0	1	0	0	0	0	0
0	0	0	2	1	0	-1	1	1
2	-2	-1	12	9	-7	-8	9	10
3	-3	-1	24	17	-14	-16	24	21
4	-3	-2	37	24	-20	-25	41	33
5	-4	-3	48	32	-26	-32	58	47
5	-4	-3	60	39	-33	-39	75	58
6	-5	-4	74	47	-39	-48	96	73
7	-5	-4	84	54	-45	-55	111	85
7	-5	-4	83	54	-44	-54	110	84
8	-5	-5	94	61	-50	-61	127	97
9	-5	-5	106	69	-56	-68	144	110
10	-5	-5	117	75	-61	-75	161	124
10	-5	-5	125	81	-65	-80	174	134

11	-6	-5	137	88	-71	-86	193	148
12	-6	-6	149	96	-75	-92	211	163
9	-5	-5	118	76	-58	-71	164	125
6	-3	-3	77	50	-35	-45	101	76
2	2	2	10	6	2	-1	9	7
3	-1	1	19	15	-6	-8	17	18
4	-1	0	30	22	-12	-15	32	30
5	-2	0	42	30	-18	-23	48	41
6	-2	-1	56	38	-25	-31	68	54
7	-3	-1	68	45	-31	-38	86	67
7	-3	-2	80	53	-37	-46	104	81
8	-3	-2	90	59	-42	-52	119	91
9	-4	-3	103	68	-48	-60	140	107
10	-4	-3	112	73	-53	-66	153	118
11	-4	-4	123	81	-59	-73	171	131
12	-5	-4	135	88	-65	-80	189	146
13	-5	-5	145	95	-70	-86	204	157
14	-5	-5	156	102	-75	-91	221	172
10	-4	-3	123	81	-56	-69	171	132
7	-2	-1	79	54	-34	-42	104	82
4	3	3	16	11	3	-2	16	13
5	0	2	24	19	-5	-7	22	22
5	0	1	35	26	-11	-15	36	34
6	-1	1	48	34	-17	-22	54	47
7	-1	1	60	42	-22	-30	73	60
8	-1	0	73	50	-29	-37	91	73
9	-1	0	85	58	-34	-45	110	87
10	-2	-1	96	65	-40	-51	128	100
11	-2	-1	108	72	-47	-58	145	113
12	-2	-1	119	80	-52	-65	163	127
13	-3	-2	130	86	-57	-71	179	140
14	-3	-2	141	94	-62	-78	196	153
15	-3	-2	152	101	-68	-84	212	166
16	-3	-2	162	109	-73	-89	229	180
13	-1	0	129	87	-54	-68	177	139
10	0	2	87	60	-32	-41	113	90
5	5	5	21	17	5	0	20	19
7	3	5	28	24	-2	-5	26	27
8	2	4	39	32	-8	-13	41	40
9	2	4	52	39	-14	-20	58	52
10	1	3	65	47	-20	-28	79	66
10	1	3	77	55	-26	-35	96	78
11	1	2	89	62	-33	-42	114	92
13	0	2	100	70	-38	-49	133	106
13	0	2	112	77	-44	-56	151	120
15	0	1	125	86	-50	-64	171	135
16	0	1	136	93	-55	-70	187	148
16	-1	1	147	100	-61	-76	204	162
16	-1	0	156	106	-65	-81	218	173
17	-1	0	166	113	-70	-87	235	187
19	-2	0	186	128	-78	-96	267	216
21	-3	-2	247	174	-95	-114	357	320
23	-3	-3	315	249	-112	-131	447	448

26	-4	-4	402	349	-127	-144	520	546
27	-5	-5	513	457	-138	-161	603	646
30	-5	-5	586	542	-147	-172	671	725
35	-5	-5	668	637	-159	-182	754	818
38	-6	-5	730	702	-169	-193	819	892
42	-7	-6	803	777	-179	-205	894	978
47	-8	-6	876	864	-189	-216	966	1058
51	-9	-6	947	944	-199	-226	1042	1131
59	-10	-6	1017	1019	-208	-239	1117	1211
78	-10	-5	1110	1178	-191	-267	1197	1301
88	-10	-4	1160	1254	-179	-277	1256	1373
99	-10	-2	1240	1327	-174	-262	1323	1449
114	-8	0	1295	1357	-175	-238	1386	1513
121	-7	1	1333	1387	-176	-236	1455	1588
62	18	18	236	293	77	58	130	186

Chan 31	Chan 32	Chan 33	Chan 34	Chan 35	Chan 36	Chan 37	Chan 38	Chan 39
ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue
0	0	0	0	0	-1	0	0	0
0	0	0	0	1	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	1	0	-1	0	-1	1
-4	-2	2	3	-1	-1	2	0	1
3	3	-1	0	3	2	2	1	2
0	0	0	0	0	1	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	1
0	0	0	0	0	0	0	0	1
-1	0	1	1	0	0	0	0	0
-6	-4	3	4	-3	-2	1	0	1
1	2	1	1	1	1	1	1	1
0	0	0	0	0	0	1	1	1
0	0	0	0	0	0	1	1	1
0	-1	1	0	0	0	0	0	1
0	-2	1	0	0	-1	0	0	1
-7	-6	3	4	-3	-3	1	0	1
0	-1	0	0	0	0	0	0	1
0	0	0	0	0	1	1	0	0
1	0	0	1	0	0	1	-1	0
0	-1	0	1	0	0	1	-1	0
0	-1	0	1	0	0	1	-1	0
-6	-6	3	5	-4	-2	2	-1	1
-13	-15	8	9	-8	-6	2	0	2
-20	-26	14	15	-11	-11	1	-1	3
-29	-38	20	20	-16	-16	1	-1	4
-36	-48	26	25	-20	-20	1	-1	6
-44	-58	32	31	-24	-24	0	-1	7
-53	-70	38	36	-28	-30	0	-1	10
-61	-80	45	42	-33	-34	0	-2	13
-72	-93	52	49	-39	-40	0	-2	17
-78	-102	58	54	-42	-44	0	-2	19

-88	-115	65	61	-47	-48	0	-2	25
-98	-130	73	69	-52	-54	0	-2	35
-106	-147	84	77	-58	-60	0	-2	47
-77	-114	65	59	-42	-43	1	-1	47
-46	-75	46	40	-25	-25	2	0	43
-9	-28	21	17	-6	-6	3	2	31
2	-16	16	11	0	0	3	2	29
0	1	0	0	0	0	0	1	0
0	1	0	0	0	0	0	1	0
0	0	1	0	0	0	0	1	0
0	0	1	0	0	-1	0	1	0
-8	-7	5	6	-4	-4	2	1	1
-17	-18	10	10	-9	-8	1	1	3
-25	-30	17	16	-13	-13	1	0	5
-33	-41	22	21	-17	-19	1	0	7
-40	-51	28	26	-21	-22	1	0	10
-50	-64	35	33	-26	-28	1	0	13
-58	-73	40	37	-29	-33	0	0	15
-57	-73	40	37	-29	-33	1	0	15
-65	-84	46	43	-34	-37	0	0	17
-74	-95	52	48	-39	-42	0	0	18
-83	-105	58	54	-43	-46	0	-1	20
-89	-113	62	59	-46	-50	0	0	20
-97	-124	69	64	-51	-55	0	-1	22
-104	-133	74	70	-55	-59	0	-1	24
-77	-101	57	52	-40	-44	1	0	24
-45	-60	35	33	-23	-24	2	2	19
3	-1	6	4	2	1	2	4	5
-7	-7	9	8	-2	-2	4	4	6
-15	-18	15	14	-7	-7	4	4	7
-22	-28	20	20	-10	-11	4	3	10
-31	-40	27	25	-15	-16	4	3	13
-39	-51	33	30	-19	-20	3	3	16
-47	-62	39	35	-24	-26	3	3	19
-55	-72	44	40	-27	-30	3	3	20
-64	-85	51	47	-32	-35	3	3	22
-72	-94	55	51	-36	-39	3	2	24
-80	-104	61	57	-41	-44	2	2	25
-89	-115	68	63	-45	-49	2	2	27
-96	-125	73	68	-50	-53	2	2	28
-103	-134	78	73	-54	-58	2	2	30
-75	-100	60	55	-38	-41	3	3	29
-43	-58	38	34	-21	-22	4	5	22
3	-2	9	7	3	2	5	6	8
-5	-7	13	11	-1	-1	6	6	8
-14	-17	19	17	-6	-5	6	6	10
-21	-27	24	22	-9	-9	6	6	14
-30	-39	30	27	-13	-14	6	6	17
-37	-50	36	33	-17	-20	6	6	20
-46	-61	42	38	-22	-24	6	6	22
-54	-73	47	44	-26	-29	6	6	25
-61	-83	54	49	-30	-33	6	5	27
-70	-93	60	55	-35	-37	6	6	30

-78	-103	65	60	-39	-42	6	5	31
-87	-113	71	66	-43	-46	6	6	32
-94	-124	77	72	-47	-51	6	6	33
-101	-132	83	77	-51	-55	6	6	35
-73	-99	64	60	-35	-38	7	7	34
-41	-58	43	39	-18	-20	8	8	27
6	0	14	10	6	5	8	10	13
-2	-5	17	15	2	3	9	9	13
-11	-14	22	20	-3	-2	9	9	16
-19	-25	28	25	-7	-7	9	9	19
-27	-37	34	31	-11	-12	9	9	21
-35	-48	40	36	-15	-16	9	9	24
-43	-60	46	41	-19	-21	9	9	27
-51	-70	52	47	-24	-25	9	9	31
-60	-81	58	53	-27	-30	9	9	33
-69	-93	64	60	-32	-35	9	9	34
-76	-102	70	65	-37	-39	9	9	36
-85	-113	75	71	-41	-44	9	9	38
-92	-121	81	75	-44	-47	9	9	39
-99	-130	87	81	-48	-51	9	9	40
-112	-145	97	91	-55	-58	9	9	44
-138	-176	121	113	-69	-72	9	9	58
-162	-198	160	142	-82	-86	8	8	55
-183	-220	200	174	-97	-99	8	8	42
-207	-244	268	224	-115	-116	7	7	39
-226	-261	327	270	-129	-129	7	7	38
-245	-281	403	332	-145	-143	8	8	35
-261	-299	460	377	-156	-157	9	9	34
-279	-318	520	436	-166	-171	9	8	36
-298	-334	574	491	-178	-183	9	7	38
-316	-352	629	545	-192	-196	9	7	39
-335	-371	689	613	-205	-208	9	7	42
-344	-406	745	688	-215	-218	9	7	47
-360	-431	786	741	-226	-228	10	8	47
-374	-452	835	802	-237	-236	11	8	48
-387	-468	884	856	-248	-245	12	9	47
-404	-489	934	912	-260	-255	12	10	46
47	73	205	188	15	8	20	23	45

Chan 40	Chan 41	Chan 42	Chan 43	Chan 44	Chan 45	Chan 46	Chan 47	Chan 48
ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue
0	1	0	0	1	0	1	1	0
0	2	-1	0	0	0	1	1	0
0	2	-2	0	0	-1	1	1	1
0	3	-3	0	0	-1	1	1	1
0	28	-29	4	1	1	3	5	5
2	-2	6	5	0	2	1	1	2
0	0	1	1	0	1	1	1	1

0	1	0	0	1	1	1	1	1
0	1	0	0	1	1	1	1	0
0	2	-2	1	2	1	2	1	1
-1	32	-34	1	3	3	3	5	5
1	4	-2	3	1	3	2	2	3
1	0	1	0	0	1	0	1	0
1	0	0	-1	1	1	0	1	1
1	0	0	-1	1	0	1	1	0
1	2	-2	-1	1	0	0	1	0
-1	32	-34	-2	2	1	2	4	4
1	1	-1	1	0	0	0	1	0
0	1	0	0	0	0	0	1	1
0	1	0	-1	1	-1	0	1	0
0	1	-1	-2	2	-1	0	0	0
0	2	-3	-2	1	-2	0	1	0
-1	32	-34	-4	3	0	2	4	4
-4	40	-42	-5	3	1	3	6	6
-6	43	-44	-5	4	4	5	11	12
-6	44	-45	-4	4	7	7	18	20
-8	45	-46	-4	4	9	9	31	34
-9	46	-47	-4	5	12	13	49	53
-9	50	-50	-6	6	17	17	72	74
-9	53	-53	-9	8	22	21	92	95
-8	57	-57	-11	12	27	27	113	118
-6	60	-59	-14	15	33	32	132	139
-4	65	-63	-16	18	41	39	151	162
0	69	-68	-18	20	48	45	166	183
6	74	-71	-19	22	59	55	183	205
8	60	-59	-12	13	52	49	160	179
9	42	-41	-2	3	36	34	91	101
13	36	-35	-1	5	6	6	5	2
14	-50	66	24	-18	6	5	4	2
0	0	0	0	1	1	0	0	0
1	-1	-1	-3	4	1	0	0	0
1	-2	-3	-6	6	0	1	0	0
1	12	-20	-10	9	1	1	0	0
-1	87	-100	-22	21	1	2	0	0
-3	88	-101	-19	20	4	4	5	5
-4	89	-101	-19	21	7	6	13	15
-5	89	-101	-21	21	9	8	26	31
-5	89	-101	-21	23	13	12	46	53
-5	89	-101	-24	26	19	17	69	80
-5	89	-102	-26	29	23	21	86	98
-4	89	-102	-26	28	24	21	86	98
-4	90	-103	-28	30	28	26	105	120
-4	92	-104	-30	33	35	32	124	144
-3	94	-106	-32	36	43	40	143	165
-3	96	-109	-33	38	48	45	156	180
-2	99	-110	-34	40	56	51	172	198
-1	101	-112	-36	40	63	58	187	214
0	93	-104	-31	33	56	51	165	187
0	89	-101	-19	20	36	32	83	94
4	-35	32	-11	13	4	2	0	2

3	80	-90	-23	22	5	3	1	2
1	85	-96	-20	24	7	5	5	6
0	87	-97	-21	25	9	6	14	16
0	88	-99	-24	27	13	10	30	36
0	89	-99	-26	29	18	14	50	59
0	90	-99	-28	33	23	19	70	83
1	90	-100	-30	36	26	22	86	101
1	91	-100	-31	38	34	29	110	130
2	92	-101	-32	40	39	33	123	146
2	92	-102	-32	40	47	42	143	169
3	93	-102	-32	42	58	52	165	193
3	94	-103	-32	44	63	57	177	206
4	95	-104	-32	45	70	62	191	223
5	90	-99	-35	40	61	55	161	187
5	88	-98	-19	22	39	33	79	91
6	-45	40	-17	20	6	2	0	3
6	63	-71	-19	22	6	3	0	4
4	75	-83	-19	23	9	5	5	8
4	81	-88	-20	24	11	7	15	19
4	83	-91	-22	26	15	10	32	40
5	85	-93	-24	29	21	15	53	64
5	87	-94	-26	31	26	19	71	87
6	88	-95	-27	34	31	24	91	110
6	89	-96	-28	36	37	30	109	132
7	90	-96	-28	38	44	37	127	154
7	91	-97	-28	40	54	45	146	175
7	92	-98	-27	40	62	53	164	195
8	94	-99	-26	42	71	60	180	213
10	95	-100	-25	43	77	65	194	228
11	90	-95	-31	40	68	58	168	197
10	86	-91	-19	26	46	37	85	101
12	-61	60	-15	21	9	4	1	8
11	42	-45	-16	23	10	4	1	8
9	58	-61	-19	24	13	6	6	14
9	67	-70	-20	25	15	8	16	25
9	72	-76	-22	27	20	12	36	46
9	76	-80	-25	29	24	16	54	69
10	79	-82	-27	32	28	19	73	92
11	81	-83	-28	35	34	25	92	115
12	83	-85	-28	37	42	32	111	138
12	84	-87	-28	39	53	42	135	166
13	86	-88	-27	40	60	49	151	184
14	87	-89	-26	41	72	58	171	206
14	89	-90	-25	42	77	63	183	220
16	91	-91	-25	43	83	69	196	235
19	93	-93	-24	45	98	83	220	263
9	96	-96	-23	47	154	135	276	320
13	99	-96	-24	50	230	208	346	368
34	103	-99	-22	51	298	274	413	402
45	107	-101	-21	53	383	353	496	453
55	110	-104	-19	56	450	421	573	489
69	118	-107	-18	62	528	500	661	539
76	121	-109	-15	63	579	556	723	580

84	129	-112	-9	66	643	621	795	628
93	140	-118	-4	70	705	681	862	676
99	153	-124	4	74	769	743	933	727
109	171	-132	13	81	835	805	1003	778
104	230	-156	-78	154	929	894	1103	851
103	287	-158	-40	176	994	950	1183	891
103	432	-164	19	210	1053	998	1248	928
106	708	-31	148	307	1098	1024	1228	1000
107	946	153	321	515	1118	1028	1192	1049
104	-123	199	105	3	-14	-61	-40	67

Chan 49	Chan 50	Chan 51	Chan 52	Chan 53	Chan 54	Chan 55	Chan 56	Chan 57
ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue
1	0	0	0	0	0	0	0	1
2	0	0	1	0	-1	0	0	0
3	0	0	2	0	-1	0	0	-2
5	0	0	4	0	-1	-1	0	-3
41	-2	-9	44	2	1	2	2	-28
-3	6	4	-7	1	1	1	2	20
2	1	0	0	0	0	0	1	0
2	0	0	-1	0	1	0	1	0
3	0	0	-1	0	1	0	1	0
4	-2	1	0	1	1	0	1	-1
49	-9	-9	49	2	2	3	3	-41
3	3	1	1	2	3	2	2	4
0	1	0	0	0	0	0	0	1
1	1	0	0	1	0	1	0	0
1	1	0	0	1	0	1	0	0
1	0	0	0	1	-1	0	0	-2
47	-10	-9	48	2	0	2	2	-44
0	1	0	0	1	0	0	0	7
0	0	0	0	0	0	0	0	-1
0	0	0	0	0	-1	0	0	-1
0	0	0	0	0	-1	-1	0	-1
0	-1	0	0	0	-1	-1	0	-3
47	-11	-9	48	1	0	2	2	-48
71	-14	-12	76	4	2	9	9	-88
109	-19	-17	118	6	5	18	18	-98
155	-25	-25	171	9	8	32	30	-107
200	-29	-29	219	13	11	59	49	-105
245	-32	-32	268	18	17	93	78	-100
294	-33	-34	322	25	24	126	111	-93
336	-31	-31	366	31	30	154	139	-82
380	-25	-23	412	40	40	183	166	-70
413	-17	-15	443	47	46	203	186	-61
451	-8	2	478	56	56	227	209	-49
483	6	24	503	66	65	250	231	-36
516	20	49	527	82	81	272	254	-23
396	-5	-25	414	74	73	232	226	-89
226	-16	-32	233	54	52	148	148	-138

12	-8	-1	4	-3	-1	13	15	-123
0	5	-2	5	-19	-16	-1	-1	-14
0	0	1	0	0	0	0	0	0
1	0	1	0	0	0	1	0	0
1	-1	1	0	0	0	1	0	0
2	-1	2	0	0	0	1	0	1
2	-1	2	0	2	1	4	4	-54
50	-9	-14	56	5	4	14	13	-87
110	-19	-28	124	8	7	28	24	-89
164	-28	-38	183	10	10	47	38	-83
215	-35	-44	236	16	15	77	64	-75
276	-39	-49	300	23	23	112	100	-61
315	-37	-45	341	29	29	135	124	-50
311	-36	-47	336	29	29	135	123	-53
354	-29	-37	381	38	38	161	149	-36
393	-19	-24	419	49	49	187	177	-21
427	-5	-5	450	63	63	211	200	-7
452	6	11	473	75	74	227	217	6
483	22	33	500	91	89	249	238	20
509	37	55	523	103	101	268	257	33
396	9	-26	425	95	93	232	230	-41
226	-15	-44	250	70	68	137	140	-98
2	4	1	2	-6	-5	-2	-2	3
4	2	2	1	-4	-4	1	2	-44
47	-2	-17	61	-2	-1	11	11	-77
99	-9	-30	122	1	2	24	21	-81
160	-17	-43	187	5	6	45	37	-75
214	-26	-50	245	10	11	77	66	-65
267	-30	-56	301	17	18	106	97	-53
306	-30	-55	342	24	25	128	120	-42
354	-22	-46	391	36	38	163	156	-26
383	-13	-31	418	44	46	181	174	-12
416	3	-11	447	63	64	206	200	2
449	23	12	477	86	86	234	228	17
476	36	34	500	96	96	251	244	33
504	51	57	524	109	108	271	264	48
389	13	-28	426	99	98	226	231	-28
216	-9	-50	251	70	69	130	134	-94
3	5	1	2	-11	-9	-5	-3	5
5	3	2	1	-10	-9	-1	0	-43
45	4	-17	62	-8	-6	9	9	-70
103	-5	-31	128	-4	-3	23	21	-75
159	-12	-43	188	-1	2	45	37	-66
213	-20	-50	246	6	8	77	69	-57
264	-25	-55	299	12	15	105	99	-44
312	-26	-55	348	21	25	132	129	-29
353	-20	-47	390	32	35	158	155	-13
385	-7	-29	419	47	50	183	181	3
416	10	-8	446	68	70	207	205	18
445	26	16	472	86	87	230	229	35
474	44	40	497	101	102	253	251	51
502	60	62	520	113	113	271	269	67
387	26	-25	422	104	104	232	239	-16

228	-3	-51	263	75	75	134	143	-79
6	9	2	4	-12	-9	-4	-1	8
8	9	3	3	-10	-8	0	3	-31
45	13	-19	68	-8	-5	10	13	-58
101	6	-33	131	-5	-1	25	24	-63
159	-4	-44	194	-1	3	47	42	-54
210	-11	-51	247	5	9	76	71	-43
260	-16	-55	299	11	15	104	101	-29
306	-15	-53	346	21	25	131	131	-13
347	-9	-44	387	32	37	159	160	3
386	8	-25	423	58	61	190	193	21
417	21	-5	449	75	78	211	214	38
447	39	18	476	96	97	236	239	54
472	52	40	498	106	108	253	255	70
500	68	62	521	117	118	271	275	85
545	94	97	557	143	143	304	310	108
629	131	173	609	213	215	349	403	146
706	176	261	643	308	294	384	497	182
771	224	352	670	372	349	421	571	217
842	288	468	691	439	414	469	650	264
894	342	566	704	496	466	509	715	301
958	411	687	711	566	532	560	796	348
1017	458	779	732	617	581	599	857	391
1081	513	882	749	677	635	642	926	439
1150	560	976	771	734	688	685	992	489
1221	610	1075	797	794	741	727	1062	549
1297	656	1148	847	853	795	772	1133	613
1340	779	1168	999	961	883	856	1251	1042
1288	952	1146	1132	996	922	884	1291	1070
1261	1077	1197	1179	1024	966	992	1233	3651
4016	1457	1226	1189	1004	996	1010	1258	3,008E+37
10652	3936	1267	1153	1006	1011	1166	1342	3,008E+37
8500	6249	-11	33	-131	-96	2410	48	3,008E+37

Chan 58	Chan 59	Chan 60	Chan 61	Chan 62	Chan 63	Chan 64	Chan 65	Chan 66
ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue
1	0	0	0	0	0	0	0	1
3	1	0	0	0	0	0	1	1
5	1	1	0	0	0	0	2	1
7	2	0	0	0	0	0	2	2
51	13	7	1	0	3	3	6	5
-24	-6	2	2	0	2	1	2	-1
0	0	0	0	0	1	0	0	0
1	0	1	1	1	1	0	1	1
1	0	1	1	1	1	1	1	2
3	1	1	1	1	2	1	2	3
70	17	11	2	2	4	5	6	7
0	2	2	2	2	3	1	2	1

0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1	1	1	0	1	1	1	1
2	1	0	1	1	1	1	1	1
3	1	0	1	1	0	1	2	2
75	17	11	1	1	2	4	5	7
-6	-2	3	0	1	1	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	-1	0	0	0	0	1
1	0	0	0	0	0	1	1	2
3	0	-1	0	0	0	1	1	2
79	17	11	0	0	2	4	5	7
205	34	71	1	1	5	6	12	12
286	41	126	3	2	11	11	20	19
365	55	179	5	1	17	16	30	26
427	71	222	7	1	23	20	39	32
482	91	260	9	1	28	24	47	39
537	115	296	11	1	34	29	61	48
582	137	327	11	1	40	33	72	58
627	161	359	14	1	46	39	84	70
657	177	380	16	1	52	43	94	79
695	199	406	17	1	58	48	107	92
729	219	431	18	1	64	58	119	107
761	241	452	20	2	72	65	134	128
638	154	354	15	2	54	50	107	158
480	79	226	9	3	34	34	75	122
170	44	0	4	3	12	15	39	78
21	6	-1	4	3	9	14	28	67
0	0	-1	0	0	-1	-1	0	0
0	0	-1	0	0	-1	0	1	0
0	0	0	0	1	0	0	2	1
0	0	0	0	1	0	0	3	2
85	9	19	1	2	3	3	7	8
199	12	88	2	3	7	7	15	16
278	24	147	4	1	13	11	25	25
336	39	191	7	-1	18	15	33	34
386	56	228	9	-1	25	19	42	44
441	81	269	11	-2	32	24	53	56
479	102	297	12	-2	37	27	61	66
476	100	292	12	-1	36	27	61	65
517	126	325	15	-2	42	32	70	75
557	150	354	17	-2	48	36	80	87
595	174	381	18	-2	54	41	88	98
622	193	402	20	-2	59	45	96	108
657	215	426	22	-2	64	50	105	123
690	235	450	24	-1	69	54	115	142
580	144	361	18	-1	52	40	88	115
424	58	239	11	0	31	25	54	74
1	2	2	3	2	4	3	8	13
78	9	20	4	4	6	6	13	20
185	9	89	4	4	11	11	20	29
256	16	142	7	3	16	15	29	38
321	32	192	10	2	23	19	39	49
373	51	232	11	2	29	23	49	61

421	74	266	13	1	34	27	58	73
457	94	292	15	1	39	31	65	82
506	122	325	18	1	46	36	76	97
537	144	349	18	1	51	40	83	106
576	169	376	21	1	57	44	93	118
616	196	404	23	1	63	50	103	132
646	219	425	25	1	68	54	111	143
680	241	449	26	1	74	59	120	159
566	145	358	20	1	55	44	92	127
409	50	236	13	3	33	27	57	82
4	3	3	5	4	7	5	13	20
81	9	25	6	4	9	8	17	26
180	6	91	6	5	13	14	24	36
254	14	147	9	4	19	17	33	47
310	30	192	11	4	25	22	43	58
362	51	230	14	4	32	25	52	71
407	73	263	16	3	38	30	61	83
449	97	294	18	4	44	34	71	96
489	124	323	20	3	49	39	80	107
527	149	349	22	3	55	44	89	119
563	175	375	25	3	61	48	98	131
599	201	399	26	4	67	53	107	144
633	227	424	28	4	73	58	116	155
665	250	447	30	4	78	63	126	170
554	149	356	24	4	60	47	97	137
407	57	243	18	5	39	32	63	92
6	6	6	9	6	11	8	17	25
76	12	28	10	8	12	12	21	31
173	9	94	10	9	18	17	28	41
246	18	148	12	8	24	21	38	53
304	35	193	14	7	30	25	47	65
350	55	228	17	6	35	29	56	77
394	78	260	18	6	40	34	65	90
435	103	290	21	6	46	38	75	103
476	130	318	23	6	53	43	84	116
520	160	350	25	6	60	48	94	130
553	184	374	27	6	65	53	104	142
589	211	399	29	7	71	58	113	154
619	234	421	31	7	76	62	120	165
650	256	444	32	8	82	66	129	179
699	290	478	36	9	92	75	148	210
787	350	540	40	11	132	110	227	307
869	407	597	48	16	250	197	365	438
943	464	648	63	22	354	272	493	540
1024	537	700	84	36	487	379	634	657
1093	599	742	107	53	580	466	764	760
1167	680	783	144	99	686	589	903	876
1234	750	821	169	125	763	674	1001	963
1300	838	847	206	159	856	784	1116	1062
1358	933	861	254	190	951	905	1227	1163
1412	1045	863	318	224	1055	1040	1338	1267
1462	1169	854	408	254	1161	1202	1454	1372
1317	1180	1008	918	352	1283	1382	1570	1469

1357	1221	1048	1000	386	1342	1488	1656	1548
5843	1263	1070	1040	438	1423	1609	1761	1639
3,008E+37	1268	1047	1095	500	1525	1761	1868	1736
11004	1278	1038	1161	568	1657	1952	1992	1845
8584	15	18	56	-35	263	622	336	244

Chan 67	Chan 68	Chan 69	Chan 70	Chan 71	Chan 72	Chan 73	Chan 74	Chan 75
ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	1	0	0	1	0	0	0
2	1	1	0	1	1	0	0	1
3	2	2	1	1	1	0	0	0
4	6	4	5	2	3	1	2	1
1	-1	1	0	1	1	1	2	1
0	1	1	0	0	0	0	0	0
1	2	2	1	0	0	0	0	0
2	4	2	1	0	0	0	1	0
2	4	3	2	0	0	0	0	0
4	9	5	7	1	3	1	2	1
1	3	2	2	1	1	2	2	1
0	1	0	0	0	0	0	1	1
0	2	1	1	0	0	0	1	0
2	3	1	2	0	0	1	1	0
2	4	1	2	0	1	1	0	0
4	8	4	6	1	3	1	1	0
0	1	0	0	0	1	1	0	0
0	0	0	0	0	1	0	0	0
1	1	1	0	0	1	0	-1	0
2	2	1	0	0	1	0	-1	0
3	3	2	0	0	1	0	-1	0
4	8	4	5	1	3	0	0	0
11	14	11	10	4	6	1	2	-1
18	20	19	16	6	9	2	3	-1
26	27	27	22	10	13	3	3	-2
33	33	34	27	13	16	3	4	-2
40	40	42	32	17	19	4	4	-1
49	50	54	40	20	23	5	6	-1
57	60	63	46	25	28	6	6	-1
65	73	79	54	30	33	6	7	-1
71	83	92	61	34	38	8	9	-1
79	97	116	76	40	44	9	11	-1
88	111	141	97	45	51	10	12	-1
103	126	171	125	52	59	13	15	0
85	101	143	102	39	43	10	12	0
61	74	108	75	24	28	7	10	0
34	42	65	45	10	10	6	5	1
27	30	54	37	8	7	6	3	1
-1	0	0	0	0	0	0	0	0
0	1	0	0	-1	0	0	0	0
1	2	1	1	0	0	0	0	0

2	3	2	2	0	1	0	0	0
5	9	5	7	1	4	1	2	-1
11	16	13	14	4	6	3	3	-1
18	23	24	21	6	9	4	3	-1
25	30	34	28	10	13	4	4	-1
31	37	45	34	14	17	4	4	-1
39	46	57	42	17	21	5	5	-1
45	53	67	49	22	25	5	7	-1
45	53	67	50	22	26	5	7	-1
52	61	77	57	26	30	6	7	-1
59	68	89	64	30	35	6	8	0
66	76	99	73	36	40	8	10	0
71	82	108	79	40	44	9	11	0
78	91	119	87	44	49	10	13	0
85	99	133	97	49	54	11	14	0
65	77	103	75	35	40	7	12	0
40	49	63	47	19	23	5	9	0
8	7	10	7	3	3	2	3	1
11	14	12	14	4	6	4	5	1
17	21	21	20	6	10	4	6	1
23	27	31	27	9	13	4	6	0
30	35	43	34	13	17	5	6	0
37	43	54	42	17	20	6	7	1
44	51	66	50	21	25	6	7	1
49	57	75	56	24	29	6	8	1
58	67	89	65	29	34	7	10	1
63	73	97	72	33	38	8	11	1
70	81	108	80	38	42	9	13	1
77	90	119	88	43	48	10	14	1
83	97	129	95	48	52	11	16	2
90	104	141	104	52	57	12	17	1
69	82	109	80	38	42	9	14	2
43	53	68	52	23	26	6	11	2
12	11	14	12	5	6	5	5	2
15	17	17	18	6	8	5	6	2
20	24	25	25	9	12	6	7	2
27	32	36	32	12	16	6	7	2
33	39	48	40	16	19	6	8	2
40	47	60	48	20	23	7	9	2
47	54	71	55	24	28	8	11	3
54	62	82	64	28	32	9	12	3
61	70	94	71	32	37	10	13	3
68	78	104	79	37	41	11	15	3
75	86	116	87	41	46	12	16	4
81	94	126	95	46	52	14	18	4
88	102	137	103	51	56	15	20	4
95	110	148	111	55	62	16	21	4
74	87	116	87	41	46	13	19	4
49	59	75	59	27	30	10	15	4
17	15	18	18	8	9	8	9	5
19	21	22	24	9	12	8	10	5
25	28	31	31	13	17	9	12	4
32	36	41	39	16	19	9	12	5

38	43	54	46	19	23	10	12	4
45	51	65	53	23	27	10	13	5
51	59	76	61	27	31	11	14	5
58	67	89	69	31	36	12	16	5
65	75	100	77	35	40	14	18	5
73	84	112	87	40	46	15	19	5
80	92	123	95	45	51	16	21	6
86	100	134	103	50	56	17	22	6
92	106	143	110	53	60	18	23	6
99	114	154	119	59	65	19	25	6
111	130	178	138	67	75	22	28	7
146	183	282	225	87	98	25	34	7
219	262	447	343	129	145	28	42	7
392	377	558	442	190	222	32	50	15
567	506	675	558	283	338	42	70	21
669	590	771	664	430	464	60	95	28
811	693	884	791	590	610	111	134	39
905	762	971	872	705	717	156	174	44
1013	849	1071	964	849	839	234	233	50
1112	935	1173	1056	975	932	317	295	58
1215	1025	1280	1152	1107	1028	405	355	67
1316	1120	1392	1257	1248	1113	509	424	83
1425	1215	1498	1355	1451	1137	755	533	1019
1503	1287	1582	1439	1519	1211	870	585	1263
1590	1370	1680	1539	1599	1311	968	642	1387
1675	1455	1781	1641	1731	1448	1065	689	1553
1771	1546	1890	1747	1867	1584	1170	721	1769
365	243	286	314	347	297	269	99	200

Chan 76	Chan 77	Chan 78	Chan 79	Chan 80	Chan 81	Chan 82	Chan 83	Chan 84
ue	ue	ue	ue	ue	ue	ue	mm	mm
0	1	0	1	-1	-1	0	0	0
0	0	-1	0	-1	-1	0	0	0
0	1	0	0	-1	-1	0	0	0
0	0	0	0	0	-1	0	0	0
-1	1	0	0	0	0	1	0	0
1	1	1	2	1	1	1	0	0
0	0	0	0	0	0	1	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	1	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
-1	0	0	-1	0	0	1	0	0
0	1	1	0	1	1	1	0	0
0	0	0	0	0	1	0	0	0
0	0	0	0	0	1	-1	0	0
0	0	0	0	0	1	0	0	0
-1	-1	0	0	0	0	-1	0	0
-1	-1	-1	-1	0	1	0	0	0

0	-1	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	-1	0	0	0
0	0	0	0	0	-1	-1	0	0
-1	0	0	-1	0	-1	-1	0	0
-1	0	-1	-2	0	-1	-1	0	0
-1	-1	0	-3	-1	-2	0	0	0
-1	-2	0	-4	-1	-3	-2	0	0
-1	-2	0	-5	-1	-3	-4	0	0
-1	-3	0	-6	-1	-3	-5	0	0
-1	-4	0	-6	-1	-3	-6	0	0
-2	-4	0	-7	-2	-2	-7	0	0
-2	-5	0	-9	-2	-2	-7	0	0
-2	-6	0	-9	-2	-1	-8	0	0
-2	-6	0	-10	-2	0	-9	0	0
-2	-6	-1	-11	-2	0	-9	0	0
-2	-8	-2	-13	-3	1	-10	0	0
-2	-10	-3	-14	-4	2	-11	0	0
-2	-7	-3	-13	-3	1	-8	0	0
-1	-5	-2	-9	-2	-1	-3	0	0
0	-3	-1	-5	-1	-1	0	0	0
1	-1	-1	-2	0	0	0	0	0
0	0	0	0	-2	0	0	0	0
0	1	0	0	-2	0	0	0	0
0	0	0	0	-2	0	0	0	0
0	0	0	0	-2	0	0	0	0
0	-1	0	-2	-2	0	0	0	0
0	-1	0	-3	-2	-1	0	0	0
-1	-2	0	-5	-2	-1	-1	0	0
-1	-3	0	-6	-2	-1	-3	0	0
-2	-3	0	-6	-2	-1	-3	0	0
-2	-4	0	-7	-3	0	-5	0	0
-2	-5	-1	-8	-3	1	-6	0	0
-2	-5	0	-8	-3	1	-5	0	0
-2	-5	0	-9	-3	1	-7	0	0
-2	-6	-1	-10	-3	2	-8	0	0
-2	-6	-1	-10	-3	2	-9	0	0
-2	-7	-1	-11	-3	3	-9	0	0
-2	-8	-1	-11	-4	3	-10	0	0
-2	-9	-2	-12	-4	3	-10	0	0
-1	-6	-1	-11	-3	3	-7	0	0
-1	-3	0	-7	-3	2	-3	0	0
1	1	1	0	-1	1	1	0	0
1	0	1	-1	-1	1	1	0	0
1	0	1	-3	-1	1	1	0	0
0	-1	1	-4	-1	1	0	0	0
0	-2	0	-5	-1	1	-2	0	0
0	-3	0	-6	-2	2	-3	0	0
0	-4	0	-7	-2	2	-4	0	0
-1	-4	0	-8	-2	3	-5	0	0
-1	-5	0	-9	-2	3	-6	0	0
-1	-6	0	-9	-3	3	-7	0	0
-1	-6	0	-10	-3	4	-8	0	0

-1	-7	-1	-11	-3	4	-9	0	0
-1	-7	-1	-11	-3	4	-9	0	0
-1	-8	-1	-12	-3	5	-10	0	0
0	-6	0	-10	-3	5	-6	0	0
0	-3	0	-7	-2	4	-2	0	0
1	1	2	0	0	2	1	0	0
1	1	2	-1	0	2	2	0	0
1	0	1	-2	0	2	2	0	0
1	-1	2	-3	0	2	1	0	0
1	-2	1	-5	-1	3	0	0	0
1	-2	2	-6	0	3	-1	0	0
1	-3	1	-6	-1	4	-3	0	0
1	-4	1	-7	-1	4	-3	0	0
1	-5	1	-8	-1	5	-4	0	0
1	-6	1	-9	-1	5	-5	0	0
1	-6	1	-10	-1	6	-6	0	0
1	-6	0	-10	-2	6	-7	0	0
1	-7	0	-11	-2	6	-7	0	0
1	-8	0	-11	-2	7	-8	0	0
2	-6	1	-10	-1	6	-4	0	0
2	-2	2	-6	0	6	0	0	0
3	2	3	1	1	4	4	0	0
3	1	3	0	1	4	5	0	0
3	1	3	-1	1	4	4	0	0
3	0	3	-2	1	4	3	0	0
3	-1	3	-4	1	5	2	0	0
2	-2	3	-5	1	5	1	0	0
2	-3	3	-6	1	5	0	0	0
2	-3	2	-6	0	6	-1	0	0
2	-4	2	-7	1	7	-3	0	0
2	-5	2	-8	0	7	-3	0	0
2	-6	2	-8	0	7	-4	0	0
3	-6	2	-9	0	8	-5	0	0
2	-6	2	-9	-1	9	-6	0	0
3	-7	1	-10	-1	9	-6	0	0
3	-9	0	-11	-2	9	-7	0	0
1	-7	-5	-17	-10	9	-9	0	0
-1	13	-8	-17	-14	9	-11	0	0
0	25	-6	-18	-16	8	-12	0	0
2	43	17	-18	-13	8	-16	0	0
6	50	34	-18	1	13	-19	0	0
15	53	64	2	35	28	-16	0	0
18	56	87	17	53	46	-15	0	0
24	60	122	34	79	71	-13	0	0
33	64	166	56	123	99	-11	0	0
48	76	230	105	177	128	-10	0	1
98	114	325	194	251	194	-12	0	1
1051	263	532	466	479	603	871	0	1
1291	275	556	502	520	703	1058	0	1
1529	287	576	538	565	856	1243	0	1
1754	303	587	571	611	1042	1443	1	2
1936	316	599	596	655	1257	1632	1	2
497	133	192	208	223	473	346	1	0

-2	-2	-3	-3	0	0	-5	-5	-5
-2	-2	-3	-3	0	0	-5	-6	-5
-2	-2	-3	-4	0	0	-5	-6	-5
-2	-2	-3	-4	0	0	-5	-6	-6
-2	-2	-3	-4	0	0	-5	-6	-6
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-6	-6
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-7	-6
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-7	-6
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-7	-7
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-7	-7
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-7	-6
-2	-2	-3	-4	0	0	-5	-6	-5
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	-1	-1	0	0	-2	-2	-2
-1	-1	-2	-2	0	0	-3	-4	-3
-2	-2	-2	-3	0	0	-4	-4	-4
-2	-2	-3	-3	0	0	-4	-5	-5
-2	-2	-3	-3	0	0	-5	-5	-5
-2	-2	-3	-3	0	0	-5	-6	-5
-2	-2	-3	-4	0	0	-5	-6	-6
-2	-2	-3	-4	0	0	-6	-6	-6
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-6	-6
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-7	-6
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-7	-7
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-7	-7
-3	-3	-4	-4	0	0	-7	-7	-7
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-7	-6
-2	-2	-3	-4	0	0	-5	-6	-6
0	0	0	0	0	0	-1	-1	-1
0	0	-1	-1	0	0	-2	-2	-2
-1	-1	-2	-2	0	0	-3	-4	-4
-2	-2	-2	-3	0	0	-4	-5	-4
-2	-2	-3	-3	0	0	-5	-5	-5
-2	-2	-3	-3	0	0	-5	-5	-5
-2	-2	-3	-3	0	0	-5	-6	-5
-2	-2	-3	-4	0	0	-5	-6	-6
-2	-3	-4	-4	0	0	-6	-6	-6
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-6	-6
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-7	-6
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-7	-7
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-7	-7
-3	-3	-4	-4	-1	0	-7	-7	-7
-3	-3	-4	-4	-1	0	-6	-7	-6
-2	-3	-3	-4	-1	0	-5	-6	-6
0	0	0	-1	0	0	-1	-1	-1
0	0	-1	-1	0	0	-2	-2	-2
-1	-1	-2	-2	0	0	-3	-4	-4
-2	-2	-3	-3	0	0	-4	-5	-4
-2	-2	-3	-3	0	0	-5	-5	-5
-2	-2	-3	-3	0	0	-5	-5	-5
-2	-2	-3	-3	0	0	-5	-6	-5
-2	-2	-3	-4	0	0	-5	-6	-6
-3	-3	-4	-4	0	0	-6	-6	-6

-1	0	0	-1	-1	-1	-1	1	0
-3	0	0	-2	-2	-3	-1	1	0
-4	0	0	-3	-3	-4	-2	1	0
-4	0	0	-4	-4	-5	-3	1	0
-5	0	0	-4	-4	-5	-3	1	0
-5	0	0	-4	-5	-6	-4	1	0
-5	0	0	-5	-5	-6	-4	1	0
-6	0	0	-5	-6	-6	-5	1	0
-6	0	0	-5	-6	-7	-5	1	0
-6	0	0	-5	-6	-7	-5	1	0
-7	0	0	-6	-6	-7	-5	1	0
-7	0	0	-6	-7	-8	-6	1	0
-7	0	0	-6	-7	-8	-6	1	0
-7	0	0	-6	-6	-7	-5	1	0
-6	0	0	-5	-6	-6	-5	1	0
-3	0	0	-2	-3	-4	-1	1	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
-2	0	0	-1	-2	-2	-1	1	0
-4	0	0	-3	-3	-5	-2	1	0
-4	0	0	-4	-4	-5	-3	1	0
-5	0	0	-4	-5	-6	-4	1	0
-5	0	0	-5	-5	-6	-4	1	0
-6	0	0	-5	-5	-7	-4	1	0
-6	0	0	-5	-6	-7	-5	1	0
-6	0	0	-5	-6	-7	-5	1	0
-6	0	0	-5	-6	-7	-5	1	0
-6	0	0	-6	-6	-7	-5	1	0
-7	0	0	-6	-6	-7	-5	1	0
-7	0	0	-6	-7	-8	-5	1	0
-7	0	0	-6	-7	-8	-6	1	0
-7	0	0	-6	-7	-8	-6	1	0
-7	0	0	-6	-6	-8	-5	1	0
-6	0	0	-5	-6	-7	-4	1	0
0	0	0	0	0	0	0	0	-1
-2	0	0	-2	-2	-2	-1	1	-1
-4	0	0	-3	-3	-5	-2	1	-1
-5	0	0	-4	-4	-6	-3	1	-1
-5	0	0	-4	-5	-6	-4	1	-1
-5	0	0	-5	-5	-6	-4	1	-1
-6	0	0	-5	-5	-7	-4	1	-1
-6	0	0	-5	-6	-7	-4	1	-1
-6	0	0	-6	-6	-7	-5	1	-1
-6	0	0	-6	-6	-7	-5	1	-1
-7	0	0	-6	-6	-8	-5	1	-1
-7	0	0	-6	-7	-8	-6	1	-1
-7	0	0	-6	-7	-8	-6	1	-1
-7	0	0	-7	-7	-8	-6	1	-1
-7	0	0	-6	-6	-8	-5	1	-1
-6	0	0	-5	-6	-7	-4	1	-1

1	-1	0	-2	0	-2	1	-1	2	0
1	-1	0	-2	0	-2	1	-1	2	0
1	-1	-1	-2	0	-2	1	-1	2	0
1	-1	-1	-2	0	-2	1	-1	2	0
1	-1	-1	-2	0	-3	1	-1	2	0
1	-1	-1	-2	-1	-3	1	-1	2	0
1	-1	-1	-2	-1	-3	1	-1	2	0
0	-1	-1	-2	-1	-3	1	-1	2	0
0	-1	-1	-2	-1	-3	1	-1	2	0
0	-1	-1	-2	-1	-3	1	-1	2	0
0	-1	-1	-3	-1	-3	1	-1	2	0
0	-1	-1	-3	-1	-3	1	-1	2	0
1	-1	-2	-3	-1	-4	1	-1	2	0
1	-1	-2	-3	-2	-4	1	-1	2	-1
0	-1	-2	-4	-3	-5	1	-2	2	-1
0	-1	-3	-5	-4	-6	1	-2	2	-1
0	-2	-5	-7	-5	-7	1	-2	2	-1
-1	-1	0	0	0	0	0	-1	-1	-2