

Análise Experimental de Pórtico Pré-fabricado de Concreto, em Escala Real, com Ligação Viga-Pilar com Chumbadores

Marcos Souza Amaral

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos referente à obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas

ORIENTADOR: Prof. Dr Narbal Ataliba Marcellino

**Florianópolis
2007**

Agradecimentos

Primeiramente ao Prof. Dr Narbal Ataliba Marcellino pela orientação e disponibilidade em todos os momentos da realização deste trabalho.

Aos meus pais Sergio Batista do Amaral e Crispiniana de Souza Amaral que me apoiaram e me deram suporte desde o momento que decidi sair de Salvador para ir estudar em Florianópolis.

Aos meus irmãos Maurício e Carolina Amaral pelo incentivo durante os momentos difíceis longe de casa.

À toda minha família que me sempre me incentivou a prosseguir nos estudos e conclusão do mestrado.

Aos grandes amigos e colegas de pós-graduação Rodrigo da Mata, Fábio Ascenco, Marcio Moura, Francisco Dorneles, David Pedroso e Carlos Menegazzo que me ajudaram de forma significativa nas exaustivas atividades de montagem e preparação dos modelos no laboratório.

Aos Professores do departamento de estruturas Daniel Domingues Loriggio, Henriette Lebre La Rovere, Ivo Padaratz pela ajuda em diversos momentos da elaboração e estudo do modelo.

Ao Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira da Universidade Federal de São Carlos e Prof. Dr. Mounir Calil El Debs pela disponibilidade e ajuda na interpretação dos resultados do experimento.

Aos amigos Marcelo Reato, Walfredo Antunes e Victor Hugo pela companhia e apoio durante toda a minha estadia em Florianópolis.

Aos funcionários da UFSC que contribuíram direta e indiretamente à realização dos trabalhos.

Às empresas RZA pré-moldados e Metalfix que forneceram todo o material usado para confecção dos modelos a serem ensaiados.

À CAPES pelo auxílio financeiro sob a forma de bolsa de estudos.

Ao Laboratório de Experimentação de Estruturas por disponibilizar os instrumentos de medição e equipamentos indispensáveis à realização dos ensaios.

À Universidade Federal de Santa Catarina por viabilizar a oportunidade de realização deste trabalho.

Resumo

AMARAL, M. S. - *Análise experimental de pórtico pré-fabricado de concreto, em escala real, com ligação viga-pilar com chumbadores*. Dissertação de Mestrado, PPGEC – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis – SC, 2007.

Este trabalho de dissertação tem o objetivo de contribuir para a melhor compreensão do funcionamento de um tipo de ligação viga-pilar típica e um modelo de pórtico muito usado nas estruturas pré-fabricadas de concreto para galpões. Para isso foi desenvolvido um trabalho experimental com ensaio em escala real do pórtico e conseqüentemente sua ligação viga-pilar com chumbadores.

Os ensaios contemplaram a aplicação de cargas verticais no pórtico visando simular esforços causados pelo vento e cargas gravitacionais. Para isso instrumentou-se interna e externamente a estrutura e desta forma foram medidos dados que serviram para uma melhor caracterização dos mecanismos de deformabilidade e resistência à flexão da ligação. Esses parâmetros foram determinados também por meio de métodos analíticos propostos para complemento da avaliação do experimento, posterior comparação de resultados e verificação de discrepâncias entre resultados analíticos e experimentais.

Adicionalmente ao estudo da ligação, também foram analisados, com auxílio dos dados medidos, o comportamento da estrutura como um todo em serviço e seu modo de ruptura. Assim, pode-se levar em conta a interação entre todas as partes da superestrutura ensaiada.

Por fim, a partir dos resultados encontrados foram feitas observações que resultaram em algumas recomendações de cunho teórico-prático para o projeto de estruturas desse tipo e para trabalhos de pesquisa futuros.

Palavra-chave: Estruturas de concreto pré-moldado, ligações viga-pilar semi-rígidas com chumbadores, trabalho experimental, estruturas pré-fabricadas de concreto, ruptura de pórticos pré-fabricados, galpões pré-fabricados de concreto.

Abstract

AMARAL, M. S. – *Experimental analysis of real scale precast concrete frame with steel bolts beam-column connections. Msc. Thesis.*, PPGEC –Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis – SC, 2007.

This Msc. Thesis consists in a study whose objective is to contribute with more knowledge for a better utilization and application of a specific connection used in many precast concrete structures. Some experimental tests were developed, in real scale, of precast concrete frame with steel bolts beam-column connections used in typical structures of sheds constructions.

The experimental procedure contemplated a vertical load application on the frame to simulate wind and gravitational loads efforts. The structure was internal and external instrumented and the measured data served to characterize the mechanisms of deformation and resistance of the connection when submitted to a bend moment. These parameters were also determined by analytical methods for experiment evaluation complement, posterior comparison of results and verification of discrepancies.

Additionally to the study of the connection, the behavior of the whole structure in service and its way of rupture had been analyzed with support of the measured data, considering, thus, the interaction of all the parts of the structure tested.

Finally, from the joined results comments, some theoretic and practical recommendations for project and design of this type of structures and future research works are suggested.

Key-words: Precast concrete structures, semi-rigid beam-column connections with steel bolts, experimental study, precast concrete structures, Rupture of precast concrete frame used on shed constructions.

Lista de Figuras

- Figura 2.0** – Conceito de Deformabilidade de uma Ligação - EL DEBS (2000)
- Figura 2.1** – Curvas Representativas de rigidez de uma ligação
- Figura 2.2** – Curva momento fletor x rotação – parâmetros [BERNUZZI et al (1991a)]
- Figura 3.1** – Distribuição de tensões e equilíbrio de forças na ligação
- Figura 3.2** – Compatibilidade dos deslocamentos dos componentes da ligação
- Figura 3.3** – Modelo mecânico para ligações mistas, proposto no EUROCODE 4 (1996)
- Figura 3.4** – Momentos genéricos atuantes numa viga
- Figura 3.5** - Aplicação da analogia de Mohr
- Figura 3.6** – Deslocamentos devido aos momentos solicitantes
- Figura 3.7** - Momentos de engastamento perfeito
- Figura 3.8** – Reta beam-line no gráfico momento x rotação
- Figura 3.9** – Exemplo de curva momento x rotação e reta beam-line
- Figura 4.1** – Ligação Viga-Pilar com Chumbadores
- Figura 4.2** – Prensa Shimatzu UH-2000KNA
- Figura 4.3** – Corpo-de-prova em ensaio de resistência a compressão simples
- Figura 4.4** – Dimensões dos pilares do pórtico
- Figura 4.5** – Detalhes geométricos das vigas
- Figura 4.6** – Croqui do Pórtico em 3(três) dimensões
- Figura 4.7** – Detalhes do tirante e chumbadores da ligação viga-pilar
- Figura 4.8** – Detalhes do posicionamento e dimensões dos chumbadores e tipo de tirante utilizado
- Figura 4.9** – Detalhe da ligação viga-viga
- Figura 4.10** – Detalhe das armaduras da viga
- Figura 4.11** – Detalhe das armaduras do Pilar
- Figura 4.12** – Detalhe das armaduras da cabeça do pilar
- Figura 4.13** – Esquema de encaixe e travamento da base do pórtico no perfil metálico da laje de reação
- Figura 4.14** – Sistema Aplicador de Carga
- Figura 4.15** – Sistema de transferência de carga do macaco hidráulico para o pórtico
- Figura 4.16** – Controladores de pressão dos cilindros hidráulicos
- Figura 4.17** – Sistema de aquisição de dados
- Figura 4.18** – Localização dos LVDTs e Régua Potenciométricas na ligação viga-Pilar
- Figura 4.19** – Régua potenciométricas no meio do vão do pórtico
- Figura 4.20** – Posicionamento dos relógios marcadores
- Figura 4.21** – Posicionamento dos extensômetros
- Figura 4.22** – Extensômetros colados no Chumbador

-
- Figura 4.23** – Armaduras instrumentadas com os extensômetros
- Figura 4.24** – Tubos colocados para furo usado na ligação dos pilares com a laje de reação
- Figura 4.25** – Armaduras montadas e instrumentadas das peças do pórtico
- Figura 4.26** – Formas metálicas das vigas e pilares
- Figura 4.27** – Armaduras da viga e do pilar dentro das formas metálicas
- Figura 4.28** – Concretagem , vibração e adensamento da viga
- Figura 4.29** – Viga e pilar concretados
- Figura 4.30** - Encaixe do pilar na laje de reação e travamento inicial
- Figura 4.31** - Pilar encaixado na laje de reação
- Figura 4.32** – Içamento da segunda viga a ser encaixada
- Figura 4.33** – Verificação do comprimento exato do vão do pórtico
- Figura 4.34** – Pórtico montado
- Figura 4.35** – Instrumentação externa posicionada
- Figura 4.36** – Croqui do pórtico instrumentado a ser ensaiado e sistema aplicador de carga
- Figura 4.37** – Modelo Montado
- Figura 5.1** – Sistema de forças resultantes na ligação
- Figura 5.2** – Esquema estático para cálculo das forças F_{1A} , F_{1B} , F_c
- Figura 5.3** – Deslocamento da viga considerada infinitamente rígida
- Figura 6.1** – Gráfico de evolução de cargas com tempo no experimento1 simulando cargas gravitacionais
- Figura 6.2** - Gráfico de evolução de cargas com tempo no experimento1 simulando cargas de sucção
- Figura 6.3** - Gráfico de evolução de cargas com tempo no experimento2 simulando cargas gravitacionais
- Figura 6.4** - Gráfico de evolução de cargas com tempo no experimento2 simulando cargas de sucção
- Figura 6.5** - Gráfico de evolução de cargas com tempo no experimento3 simulando cargas gravitacionais
- Figura 6.6** - Gráfico de evolução de cargas com tempo no experimento3 simulando cargas de sucção
- Figura 6.7** – Fissura ao Longo das estruturas
- Figura 6.8** – Ruptura localizada na ligação viga-viga
- Figura 6.9** – Ruptura localizada no ponto de aplicação das cargas
- Figura 6.10** – Vista diagonal do pórtico deformado após as rupturas localizadas
- Figura 6.11** – Vista Frontal do pórtico deformado
- Figura 6.12** – Mecanismo de travamento da ligação viga-viga
- Figura 6.13** – Concentração de tensão no encontro entre as vigas
- Figura 6.14** – Deslocamento relativo na ligação viga pilar
- Figura 6.15** – Relação momento x rotação no primeiro pórtico ensaiado nos lados 1e 2 para cargas gravitacionais
- Figura 6.16** - Relação momento x rotação no segundo pórtico ensaiado nos lados 1 e 2 para cargas gravitacionais

Figura 6.17 - Relação momento x rotação no terceiro pórtico ensaiado nos lados 1 e 2 para cargas gravitacionais

Figura 6.18 – Relação momento x rotação no primeiro pórtico ensaiado nos lados 1 e 2 para cargas de sucção

Figura 6.19 – Relação momento x rotação no segundo pórtico ensaiado nos lados 1 e 2 para cargas de sucção

Figura 6.20 - Relação momento x rotação no terceiro pórtico ensaiado no lado 2 para cargas de sucção

Figura 6.21 – Relação momento x rotação do primeiro pórtico ensaiado com carregamentos de sucção e gravitacionais

Figura 6.22 - Relação momento x rotação do segundo pórtico ensaiado com carregamentos de sucção e gravitacionais

Figura 6.23 - Relação momento x rotação do segundo pórtico ensaiado com carregamentos de sucção e gravitacionais

Lista de Tabelas

Tabela 4.1 – Resistência à compressão simples

Tabela 5.1 – Esforços e deformações teóricos nos chumbadores considerando zona de compressão

Tabela 5.2 – Esforços e deformações teóricos nos chumbadores considerando rigidez infinita dos elementos

Tabela 6.1 – Valores teóricos de esforço e deformação específica nos tirantes devida a carga aplicada no pórtico

Tabela 6.2 – Valores experimentais de deformações específicas, tensões nos chumbadores e comparação com valores teóricos

Lista de Símbolos

- a – Distância entre face do pilar e eixo neutro
- d – Distância da borda comprimida até a força de tração
- d_2 – Distância entre os chumbadores
- f_{c28} – Resistência do concreto à compressão aos 28 dias
- f_{cj} – Resistência do concreto à compressão aos j dias
- f_{ck} – Resistência característica do concreto à compressão
- A – Área da seção do chumbador
- E – Módulo de elasticidade do material
- E_s – Módulo de elasticidade teórico longitudinal do Aço do chumbador e do Tirante
- F – Força aplicada ao pórtico
- F_C – Resultante de compressão atuante na cabeça do pilar
- F_{cc} – Força resultante de compressão exercida pela viga
- F_i – Força na mola i
- F_r – Força resultante de compressão ou tração que compõe o binário e atua nas molas
- F_T – Resultante de tração no chumbador
- F_t – Força de tração no tirante
- F_{tA} – Resultante de tração no chumbador A
- F_{tB} – Resultante de tração no chumbador B
- F_{tb} – Força de tração aplicada ao chumbador
- I – Inércia da seção da viga
- K – Rigidez da ligação à flexão
- K_{des} – Rigidez ao carregamento
- K_i – Coeficiente de rigidez do componente i
- K_{ini} – Rigidez inicial
- K_y – Rigidez no trecho plástico
- l_1 – Distância do chumbador A à extremidade mais externa da cabeça do pilar em relação ao vão
- l_2 – Distância do chumbador A ao chumbador B
- l_3 – Distância do chumbador B à extremidade mais interna da cabeça do pilar em relação ao vão
- l_c – Distância entre a face interna do pilar e a extremidade da cabeça do pilar
- L – Comprimento do vão da viga analisada pelo método da beam-line

-
- ℓ_S – Comprimento da barra do chumbador considerado para cálculo
- ℓ_O – Comprimento livre do chumbador
- ℓ_{embut} – Comprimento do chumbador embutido no concreto
- M - Momento atuante numa ligação
- M_A – Momento genérico atuante no apoio A
- M_B – Momento genérico atuante no apoio B
- M_{FA} – Momento de engastamento perfeito para carga genérica no apoio A
- M_{FB} - Momento de engastamento perfeito para carga genérica no apoio B
- M_{ini} - Momento limite de proporcionalidade
- M_{res} – Momento final resistente da ligação calculado pelo método da beam-line
- M_u – Momento último
- M_y – Momento de plastificação
- R_A – Reação apoio A
- R_B – Reação no apoio B
- x – Zona de compressão distribuída na cabeça do pilar
- z – Distância entre o centro de tração e o centro de compressão
- λ_ϕ – Deformabilidade à flexão
- Δh – Deslocamento relativo vertical total na ligação
- Δh_s – Alongamento no chumbador
- Δ_i – Deformação da mola i
- δ_A – Deslocamento relativo na localidade do chumbador A
- δ_B – Deslocamento relativo na localidade do chumbador B
- δ_b – Deslocamento vertical da borda da cabeça do pilar considerando-a como viga em balanço
- $\epsilon_{\text{Exp } 2}$ – Deformação específica média medida no experimento 2
- $\epsilon_{\text{Exp } 3}$ – Deformação específica média medida no experimento 3
- $\epsilon_{\text{Exp,méd}}$ – Deformação específica média experimental
- ϵ_T – Deformação específica teórica no Tirante
- ϕ – Rotação relativa numa ligação
- ϕ_1 – Giro na ligação
- ϕ_u – Rotação última
- ϕ_y – Rotação correspondente relativa ao momento de plastificação
- θ_A – Rotação no apoio A devido ao momento atuante
- θ_B – Rotação no apoio B devido ao momento atuante

σ_c – Distribuição aproximada da carga de compressão

σ_s – Tensão atuante no chumbador

σ_T – Tensão de tração no Tirante

$\sigma_{T\text{ exp}}$ – Tensão de tração experimental no tirante

σ_y – Tensão de Escoamento do aço do chumbador

σ_z – Distribuição da carga de compressão

Sumário

Resumo	I
Abstract.....	II
Lista de Figuras	III
Lista de Tabelas	IV
Lista de Símbolos.....	V
1. INTRODUÇÃO.....	1
CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.1.1 HISTÓRICO.....	2
JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	5
OBJETIVO GERAL.....	7
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	7
2. CONCEITOS SOBRE DEFORMABILIDADE.....	8
2.1 CONCEITOS INICIAIS.....	8
3. MODELOS ANALÍTICOS DE DEFORMABILIDADE PARA A LIGAÇÃO.....	11
3.1 REVISÃO TEÓRICA.....	11
3.1.1 APROXIMAÇÃO A UMA CURVA (“CURVE FITTING”).....	11
3.1.2 ANÁLISE VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	11
3.1.3 MODELOS MECÂNICOS.....	12
3.1.4 MODELOS ANALÍTICOS SIMPLIFICADOS.....	12
3.1.5 MÉTODO DOS COMPONENTES.....	13
a) APROXIMAÇÃO MECÂNICA GERAL.....	16
b) APROXIMAÇÃO ANALÍTICA.....	16
3.1.6 MÉTODO DA “BEAM-LINE”.....	18
4. ANÁLISE E PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL.....	23
4.1 CONCEPÇÃO DO ESPERIEMNTO.....	23
4.2 MODELO EXPERIMENTAL.....	24
4.2.1 MATERIAIS UTILIADOS	25
o CONCRETO.....	25
o AÇO.....	27
4.2.2 ESTRUTURA DO MODELO.....	28
4.2.3 TRAVAMENTO DO PÓRTICO.....	33
4.2.4 APLICADORES DE CARGA.....	35
4.3 INSTRUMENTAÇÃO.....	36
4.4 EXECUÇÃO DO MODELO EXPERIMENTADO.....	41
4.4.1 PREPARAÇÃO DAS ARMADURAS E INSTRUMENTAÇÃO INTERNA.....	41
4.4.2 CONCRETAGEM.....	43
4.4.3 MONTAGEM DO MODELO.....	46
4.5 PLANO DE APLICAÇÃO DE CARGAS.....	50
5. RESULTADOS ANALÍTICOS.....	51
5.1 CÁLCULO TEÓRICO DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES NOS CHUMBADORES.....	51

5.1.1 DEFORMAÇÕES TEÓRICAS NO CHUMBADORES CONSIDERANDO ZONA DE COMPRESSÃO.....	51
5.1.2 DEFORMAÇÕES TEÓRICAS NOS CHUMBADORES CONSIDERANDO ELEMENTOS INFINITAMENTE RÍGIDOS.....	54
5.2 CÁLCULO TEÓRICO DAS DEFORMABILIDADES.....	55
5.2.1 DEFORMABILIDADE CONSIDERANDO ZONA DE COMPRESSÃO.....	55
5.2.2 DEFORMABILIDADE CONSIDERANDO RIGIDEZ INFINITA DOS ELEMENTOS.....	57
5.2.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS TEÓRICOS.....	58
6. ANÁLISE E RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	59
6.1 CARREGAMENTO APLICADO.....	59
6.2 FISSURAÇÃO DO PÓRTICO.....	62
6.3 RUPTURA DO MODELO.....	63
6.4 DETERMINAÇÃO DO GRÁFICO MOMENTO x ROTAÇÃO NA LIGAÇÃO VIGA PILAR.....	67
6.5 ESFORÇOS NOS TIRANTES.....	77
6.6 ESFORÇOS NOS CHUMBADORES.....	80
7. CONCLUSÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	81
7.1 CONCLUSÕES FINAIS	81
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	83
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	84
ANEXO A – ENVOLTÓRIA DE CARREGAMENTO PARA DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DO PÓRTICO.....	87

1. Introdução

1.1 Considerações Iniciais

O estudo dos sistemas estruturais pré-fabricados diferencia-se dos sistemas estruturais monolíticos principalmente em razão da existência das ligações entre os elementos estruturais.

Por tratar-se de uma região de elevada concentração de tensões e de complexo mecanismo de deformação e resistência, a ligação é uma parte bastante importante das estruturas de concreto pré-fabricado. Devido ao seu comportamento próprio as ligações promovem a redistribuição dos esforços nos elementos e, ainda, modificações no deslocamento final. O mau funcionamento das ligações, frente a determinadas ações, pode provocar tanto acréscimos expressivos de esforços nos elementos adjacentes como em última instância até o colapso progressivo da estrutura.

Em ORDOÑEZ *et al* (1974), é comentado que a influência das ligações nas construções pré-fabricadas é decisiva e de tal importância, que alguns especialistas afirmam que a questão das ligações é que tem impedido a superação dos métodos construtivos convencionais pelos pré-moldados. Segundo esses autores, o bom funcionamento de um sistema estrutural pré-moldado e seu conseqüente êxito comercial está diretamente relacionado com o desempenho de suas ligações. Os autores comentam que do ponto de vista econômico, é bem visível à influência das ligações, já que, por exemplo, ligações com montagens complicadas podem encarecer a obra devido aos materiais e mão-de-obra especializados necessários.

Considerando-se que a maior parte das estruturas pré-fabricadas é empregada em edificações de pequena altura, tem-se a tendência de maior utilização das ligações articuladas. Todavia, com relação a pórticos em galpões e construções industriais, têm-se adotado algumas soluções de ligações resistentes à flexão.

As ligações dos elementos não pré-fabricados geralmente são consideradas pelos projetistas como perfeitamente rígidas ou 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. Esse comportamento intermediário das ligações, seja com maior ou com menor deformabilidade, denomina-se semi-rígido.

A consideração da deformabilidade das ligações é muito importante para que a análise estrutural esteja o mais próximo possível do comportamento real da estrutura.

Ao se pensar na eficiência das ligações resistentes à flexão aplicadas em sistemas estruturais pré-fabricados de edifícios de múltiplos pavimentos, é importante que se tenha também um bom desempenho com relação à rigidez e a ductilidade dessas ligações. A falta de conhecimento do real comportamento das ligações inviabiliza um maior desenvolvimento destes sistemas estruturais e ainda a consolidação e difusão dos seus processos de análise estrutural.

O equacionamento dos fatores que interferem no comportamento de uma determinada ligação favorece o planejamento de estudos experimentais e ainda mostra-se de grande utilidade para o desenvolvimento de critérios de dimensionamento, verificação e detalhamento desta ligação.

Dentro desse contexto se inserem trabalhos como os desenvolvidos em FERREIRA (1993), SOARES (1998), FERREIRA (1999) e MIOTTO (2002). O desenvolvimento desses trabalhos, de uma forma geral, buscou uma avaliação mais próxima do real comportamento das ligações de concreto pré-moldado e sua influência nas estruturas.

1.1.1 Histórico

Historicamente, as primeiras tentativas de utilização da pré-fabricação datam de 1891, com a execução das vigas de concreto do Cassino de Biarritz em Paris. A partir de 1900 são executadas algumas obras nos Estados Unidos com lajes e painéis pré-fabricados. Estas primeiras experiências são difundidas pelo mundo, surgindo a partir delas, iniciativas isoladas em diversos países, notadamente na Europa.(BALLARIN(1993))

O desenvolvimento da pré-fabricação no Brasil é descrito detalhadamente por VASCONCELOS (1988) e VASCONCELOS (2004).

Embora vivenciando um processo mundial de considerável progresso, a construção pré-fabricada enfrenta ainda alguns problemas que têm limitado o seu maior uso por parte dos projetistas engenheiros e arquitetos.

Dentre esses problemas (modulação das construções, uso de equipamentos de transporte e montagem sofisticados e de custo elevado etc...) destacam-se as ligações.

No estudo do tipo de ligação mais adequada a adotar, os técnicos são obrigados a lidar com uma multiplicidade de variáveis bastante diversificada. Existem ligações entre os mais diversos elementos estruturais (fundação-pilar, viga-pilar, laje-viga, laje-parede, parede-fundação, pilar-pilar, viga-viga), solicitadas à flexão, tração, compressão, cisalhamento, etc. Logo, cada tipo de ligação entre determinado elemento e que é solicitada a determinado esforço tem um mecanismo próprio e específico de funcionamento.

Essas características próprias de cada ligação não só dificultam a escolha da melhor tipo de ligação a ser usada como direcionam as pesquisas a terem que desenvolver trabalhos para cada tipo de ligação.

A investigação sobre o comportamento estrutural das ligações não têm acompanhado a expansão da utilização das estruturas pré-fabricadas. Embora nas últimas décadas alguns países venham realizando estudos experimentais sistemáticos sobre determinados tipos de ligação, o volume de informações disponíveis é ainda pequeno. Isto faz com que muitas das ligações que não foram testadas experimentalmente recorram, para análise, e modelagens muito simplificadas.

São poucos os países que dispõem atualmente de textos normalizadores do assunto. Na maioria dos casos, os países pioneiros no estudo das ligações apresentam bases teóricas e experimentais para o assunto através de manuais, editados por suas instituições como, por exemplo, o PCI – Prestressed Concrete Institute e ACI – American Concrete Institute, dos Estados Unidos, o ISE – Institution of Structural Engineers da Inglaterra, e a fib – Federation Internationale du Béton.

No âmbito internacional estas instituições configuram as principais “escolas” no assunto. Contudo, muitas das tendências por elas reveladas em suas recomendações não se adequam perfeitamente aos condicionantes das práticas nacionais. A título de exemplo, O PCI recomenda em grande parte das ligações o uso de soldagem em campo ou parafusamento. No Brasil tal prática é utilizada em casos excepcionais, onde outras opções como a concretagem *in loco* e o apoio simples com almofadas de elastômero não são disponíveis.

No Brasil algumas universidades têm se destacado na última década, por desenvolverem trabalhos de pesquisa bastante importantes na linha de estudo das ligações e comportamentos semi-rígidos. Porém essa linha de pesquisa ainda se encontra em fase inicial. São exemplos a Escola Politécnica de São Paulo –USP, Escola de Engenharia de São Carlos - EESC – USP, a Universidade Federal de São Carlos – UFSCAR e Universidade Federal de Santa Catarina, que têm seus trabalhos publicados em forma de dissertações, teses e artigos.

Um histórico dos primeiros estudos relacionados às ligações semi-rígidas é apresentado em LI & CHOO (1995).

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

Já nos anos 30 foram feitos estudos de características semi-rígidas de ligações viga-coluna e seus efeitos no comportamento da estrutura. Em 1931 Batho e Rowan propuseram o

método da linha-viga (“beam-line”), que é um método gráfico para prever a restrição final para conexões em que a curva momento / rotação (M/Φ) é obtida experimentalmente.

Também na década de 30, Baker e Rathbun foram os primeiros a aplicar métodos convencionais da inclinação da deformada e da distribuição do momento na análise das estruturas semi-rígidas. Em seguida diversas contribuições para esses métodos convencionais foram feitas por outros autores como Johnston e Mount, Stewart, Young e Jackson, Baker e Williams e Sorouchnicoff. Jones fez uma revisão bem detalhada do rápido desenvolvimento na análise de estruturas semi-rígidas.

Mais tarde na década de 60 com a evolução dos computadores estabeleceu-se a prática de utilização do método da matriz de rigidez na análise estrutural. Em 1963 os efeitos das conexões semi-rígidas foram incorporados no método da matriz de rigidez por Monforton e Wu. Sua modificação proposta consistia em modificar a matriz de rigidez das vigas levando-se em conta a semi-rigidez das ligações na estrutura. Gere e Wever e Livesley propuseram também procedimentos semelhantes praticamente na mesma época. Esses métodos de análise admitiam uma relação linear M/ϕ (momento-curvatura), sendo usado, então, para modificar as matrizes de rigidez da viga, um fator linear de conexão semi-rígida $Z = \phi/M$.

Pode-se citar como precursor, também, o programa de pesquisa experimental em ligações de estruturas pré-moldadas de concreto realizado na década de 60 pela Portland Cement Association (PCA).

Lionberger e Weaver em 1969 estudaram o comportamento dinâmico das estruturas semi-rígidas assim como Suko e Adams em 1971. Nestas análises o comportamento elasto-plástico das ligações foi modelado através de molas equivalentes. O problema da estabilidade das estruturas com nós semi-rígidos foi abordado em 1970 por Romstad e Subramanian. Em 1974, Lightfoot e Le Messurier fizeram investigações sobre a análise de deformação axial e cortante nas ligações semi-rígidas. Diversas contribuições e aperfeiçoamentos a respeito da análise de estruturas com nós semi-rígidos foram feitas, usando então, o método da matriz de rigidez.

Estudos e pesquisas a respeito do comportamento não linear das ligações semi-rígidas (relação momento-rotação) foram desenvolvidos na década de 80. Cabe mencionar também que em 1986 o PCI- SFRAD (Specially Funded Reserch and Development) realizou um programa de pesquisa intitulado “Moment Resistant Connections and Simple Connections”. ENGSTROM (1985) realizou testes em modelos em escala natural, da ligação viga-pilar articulada realizada com apoio da viga sobre o pilar com elastômero não fretado e chumbador.

Em 1990 a indústria de pré-moldados da França (French Precast Concrete Industry) iniciou um programa de pesquisa intitulado: “ Investigation of the Behaviour of Semi-Rígid Connections”.

Preocupações não só com o comportamento das ligações semi-rígidas, mas a influência de sua rigidez parcial na estabilidade das estruturas pré-moldadas de concreto, fizeram surgir trabalhos como LINDBERG & KERONEN (1992). Este desenvolveu 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 aparelho de elastômero. VIRDI & RAGUPATHY (1992) realizaram uma serie de ensaios em estruturas pré-moldadas de concreto para estudar sua estabilidade, utilizando 5 tipos de ligações viga-pilar diferentes. ELLIOTT *et al* (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, os autores desenvolveram um estudo teórico para avaliar a influência da semi-rigidez das ligações na estabilidade da estrutura.

Ferreira em 1993 desenvolveu um estudo bastante abrangente sobre vários métodos analíticos aproximados para determinação das deformabilidades de diversos tipos de ligações pré-moldadas. Assim como é sugerido um algoritmo para modificação de modelos que utilizam o método dos deslocamentos, visando assim adaptá-lo para análise de pórticos planos com nós semi-rígidos.

Uma ligação semelhante à ensaiada em ENGSTROM (1985) foi estudada em FERREIRA (1999) no qual foram feitos ensaios de cisalhamento, flexão e torção.

Para efeito de informação, em SILVA JR. (2000) é apresentado um histórico mais completo a respeito do desenvolvimento da análise semi-rígida em ligações metálicas.

1.2. Justificativa da Pesquisa

O comportamento estrutural tem grande importância no desenvolvimento dos sistemas construtivos de estruturas pré-fabricadas de concreto, permitindo assim a viabilização de construções específicas, bem como construções mais seguras, mais arrojadas e economicamente mais baratas. Dentre as prioridades de pesquisa nesta área, as ligações entre os elementos estruturais pré-fabricados, como já comentado, são o tema de maior interesse.

Os sistemas construtivos de pré-fabricados caracterizam-se pela execução das peças integrantes da estrutura (vigas, pilares, etc) em separado e pela posterior montagem da estrutura no canteiro de obra. Essa montagem pode contar ou não com alguma solidarização *in loco* para a unificação das partes da estrutura, sendo imprescindível, contudo, algum tipo de conexão entre

as peças para que os elementos da estrutura possam transferir os esforços até às fundações. A conexão das peças de estruturas pré-fabricadas de concreto é feita com diversos tipos de ligações e cada ligação tem um comportamento específico e diferenciado. Para que esses comportamentos sejam considerados é necessário caracterizar todos os tipos de ligações. Desta forma os projetistas e construtores podem idealizar e executar suas estruturas mais eficientemente e com mais segurança.

A análise das estruturas tem sido tradicionalmente realizada com duas concepções: ligações rígidas e ligações rotuladas. Nos ensaios experimentais o comportamento das ligações é caracterizado pela relação momento fletor versus rotação. Os ensaios mostram que várias das estruturas devem ser classificadas como outro tipo de ligação, denominada semi-rígida, na qual as conexões apresentam certa flexibilidade ao invés de um comportamento de rigidez completa ou mesmo de liberação total à rotação, deslocamento e deformação. Esse fato demonstra a importância de se desenvolver soluções de como incorporar o comportamento real das conexões na análise e projeto de estruturas. A partir das constatações feitas fica evidente a necessidade de trabalhos que sirvam como base científica para melhor entendimento do comportamento semi-rígido das ligações em suas diversas formas e mecanismos.

Especificamente, os ensaios com pórticos mais completos e em escala real a serem realizados fornecerão resultados que servirão para melhor entendimento dos mecanismos dessa ligação usada em larga escala em galpões e edificações industriais. Sendo essa uma boa oportunidade de se realizar testes com modelos analíticos em confronto com resultados experimentais.

1.3 Objetivo Geral

O objetivo geral desta dissertação é estudar o comportamento semi-rígido de um tipo de ligação viga-pilar muito usada nas estruturas pré-fabricadas de concreto tendo em vista que esta, assim como outras ligações de estruturas pré-fabricadas, têm um comportamento muito específico e intermediário aos comportamentos tradicionalmente considerados: rotulados ou totalmente rígidos.

O propósito do trabalho é contribuir para a consolidação da metodologia de consideração da semi-rigidez nas ligações das estruturas pré-fabricadas de concreto e caracterizar melhor os mecanismos de rotação da ligação a ser estudada, por meio de procedimento experimental.

1.3.1 Objetivos Específicos

Pode-se destacar como objetivos específicos do trabalho:

- Realizar ensaios experimentais, até a ruptura, de pórticos em escala real com duas ligações viga-pilar com chumbadores para medir deformações nas armaduras, deslocamentos relativos entre as peças, e deslocamentos globais. Com esses dados, então, determinar a rigidez e deformabilidade da ligação.
- Analisar, pelo procedimento experimental, os mecanismos de rigidez e resistência dos componentes da ligação e sua influência na ligação propriamente dita.
- Determinar por métodos analíticos alternativos a deformabilidade e rigidez da própria ligação.
- Observar os resultados experimentais e confrontá-los com os resultados analíticos, observando possíveis discrepâncias e suas causas.
- Difundir método de cálculo usado em ligações semi-rígidas de estruturas de concreto pré-fabricado.
- Estudar mecanismo de ruptura dos pórticos estudados.

2. Conceitos Sobre Deformabilidade

2.1 Conceitos Iniciais

Em EL DEBS (2000), define-se como deformabilidade de uma ligação, o deslocamento relativo entre os elementos que compõem a ligação, causado por um esforço unitário atuante na direção deste deslocamento. Assim, a deformabilidade ao momento fletor em uma ligação viga-pilar está associada à rotação da viga em relação á forma indeformada do nó como mostra a Figura 2.0:

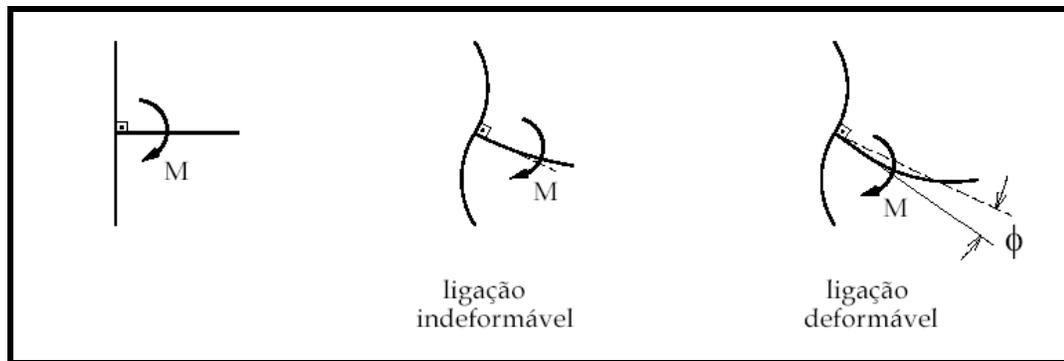


Figura 2.0 – Conceito de Deformabilidade de uma Ligação - EL DEBS (2000)

Algebricamente a deformabilidade ao momento fletor pode ser definida como:

$$\lambda_{\theta} = \frac{\phi}{M} \text{ que equivale, por definição, ao inverso da rigidez } K = \frac{M}{\phi}$$

onde:

λ_{θ} é a deformabilidade à flexão

ϕ é a rotação relativa na ligação

M é o momento atuante na ligação

K é a rigidez da ligação à flexão

Uma maneira bastante representativa do comportamento de deformação das ligações é a relação momento-rotação. Cada ligação através de seus mecanismos típicos tem uma curva característica que representa sua deformabilidade frente a um momento solicitante que atua na ligação. A Figura 2.1 exemplifica 3 curvas características de ligações perfeitamente rígidas, perfeitamente articuladas e uma ligação semi-rígida.

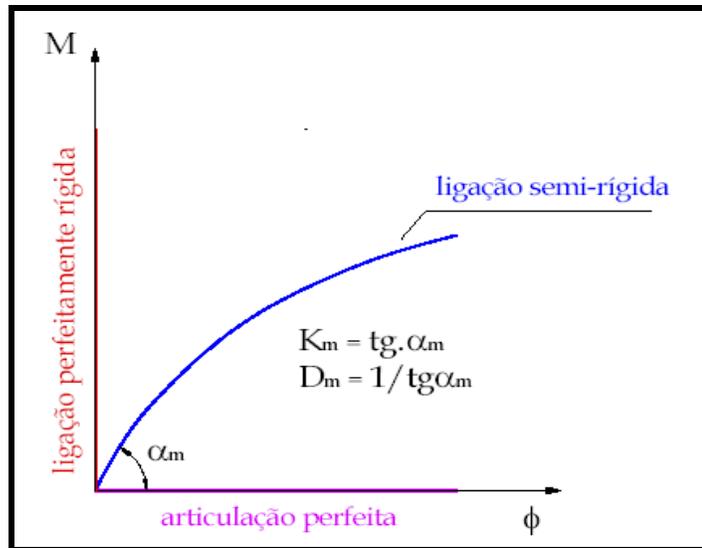


Figura 2.1 – Curvas Representativas de rigidez de uma ligação – MIOTTO(2002)

O conhecimento das curvas momento–rotação das ligações ou aproximações dos parâmetros chave dessas curvas possibilitam aos projetistas levar em consideração o comportamento das ligações semi-rígidas em projeto. Alguns parâmetros chave apontados em BERNUZZI *et al* (1991a), são demonstrados na Figura 2.2. Os quais segundo ele podem caracterizar o comportamento de uma ligação semi-rígida à flexão, quando esta for submetida a carregamentos monotônicos.

São os parâmetros:

- K_{ini} é a Rigidez inicial
- M_{ini} é o momento limite de proporcionalidade
- M_y é o momento de plastificação e ϕ_y a rotação correspondente
- K_y é a rigidez no trecho plástico
- M_u e ϕ_u representam o momento último e rotação última respectivamente
- K_{des} é a rigidez ao carregamento

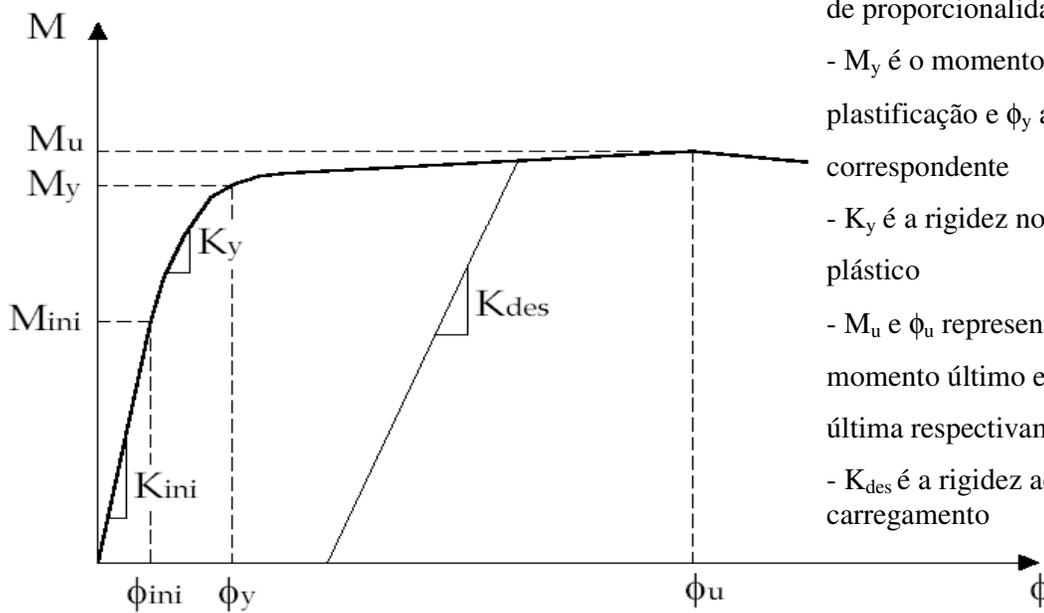


Figura 2.2 – Curva momento fletor x rotação – parâmetros [BERNUZZI et al (1991a)]

Em FERREIRA (1993) foi feita uma abordagem bastante interessante sobre a aplicabilidade do método dos deslocamentos com consideração da semi-rigidez nas ligações. Ele foi baseado nos trabalhos desenvolvidos por MONFORTON & WU (1963). Sendo que MONFORTON & WU só considerou a deformabilidade à flexão da ligação e em FERREIRA (1993) foi complementada a consideração do efeito da deformabilidade axial.

O método desenvolvido por MONFORTON & WU (1963) foi empregado posteriormente por BRUN & PICARD (1976) e FAFARD & PICARD (1990). Segundo MONFORTON, os estudos sobre o assunto iniciaram-se na América do Norte e na Inglaterra, sendo que os primeiros trabalhos experimentais, aplicados às estruturas metálicas, na década de 30. Segundo este autor, os primeiros equacionamentos foram propostos por LOTHERS em 1951.

O comportamento de uma ligação semi-rígida é baseado na relação momento-rotação que, sabe-se, é não-linear. Porém para a análise em regime de serviço uma consideração de linearidade fornece aproximação razoável.

Segundo FAFARD (1990), vários autores já propuseram métodos aproximados considerando a linearidade. Porém, autores como, BRUN & PICARD (1976) consideraram a não-linearidade da relação momento-rotação nas ligações através de processos iterativos. Outros como Blandford em 1980 e Savard em 1989, simularam a não-linearidade, discretizando as ligações para a análise por meio de elementos finitos.

Uma vez definido o método de análise numérica para o problema deve-se determinar as flexibilidades nas ligações, que constitui um fator fundamental nesta análise.

3. Modelos Analíticos de Deformabilidade para a Ligação

3.1 Revisão Teórica

A deformabilidade pode ser determinada através de ensaios físicos e modelagem matemática. Em MIOTTO (2002) foi feita uma boa abordagem a respeito da determinação analítica das deformabilidades.

A melhor forma de avaliar a deformabilidade e a resistência das ligações é a experimentação em laboratório. O uso dessa técnica não é muito aplicável comercialmente na prática, já que requer dinheiro e tempo, sendo, portanto usualmente limitada a atividades de pesquisa. Portanto devem ser definidos métodos capazes de determinar o comportamento nodal, sob carregamentos estáticos e cíclicos para uso em projetos. JASPART & MAQUOI (1992) classificam os modelos matemáticos utilizados nas análises de deformabilidade segundo os subitens a seguir.

3.1.1 Aproximação a uma curva (“curve fitting”)

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

Expressões matemáticas são precisas e têm a vantagem de serem extremamente simples e imediatamente implementáveis em programas de análise estrutural. Porém, são limitadas a ligações semelhantes às que calibraram a fórmula, dependendo dos parâmetros geométricos e mecânicos, o tipo de comportamento da ligação, assim como, a contribuição de cada componente no seu comportamento global, pode mudar significativamente.

3.1.2 Análise via Método dos Elementos Finitos

A determinação da curva momento-rotação é realizada através de simulações numéricas através do método dos Elementos Finitos. Esse método é capaz de simular o comportamento não linear e tridimensional das ligações incluindo problemas de ação de chumbadores, contato, escorregamento, etc.

Apesar de ser usado desde os anos 70 para simular o comportamento de ligações viga-pilar em estruturas metálicas, as limitações e dificuldades inerentes ao desenvolvimento dos modelos ainda impedem uma maior utilização do método por parte dos engenheiros projetistas.

3.1.3 Modelos mecânicos

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

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

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

3.1.4 Modelos analíticos simplificados

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

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

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

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

Cabe destacar que os dois últimos procedimentos (4.4.2 e 4.4.3), para a determinação da curva momento-rotação de ligações deformáveis são baseados no método dos componentes ou Component Method segundo a literatura internacional.

3.1.5 Método dos componentes

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

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

Para utilização desse método é necessário o conhecimento do comportamento dos componentes básicos. Combinações apropriadas desses componentes permitem a determinação do comportamento de uma grande variação de configurações de ligações o que satisfaria a necessidade dos projetistas.

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

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

Em FERREIRA (1993) foi determinada analiticamente a deformabilidade de diversos tipos de ligações, inclusive a ligação em estudo. Pelo método dos componentes analisou-se o mecanismo de deformação dos componentes da ligação e associou-os. Desta forma foi obtida uma formulação para obtenção da deformabilidade como um todo da ligação.

No cálculo analítico da deformabilidade da ligação, que se pretende estudar nesta dissertação, FERREIRA (1993) considera a deformação por alongamento do chumbador tracionado associado à deformação por flexão da viga suporte em balanço. Esta consideração é válida para o caso em que a viga suporte não se comporte como consolo curto. O centro de rotação na ligação dependerá da posição da linha neutra, na seção resistente da ligação, e da deformação elástica da viga-suporte. A Figura 3.1 ilustra bem o esquema de forças e a distribuição de tensões na ligação.

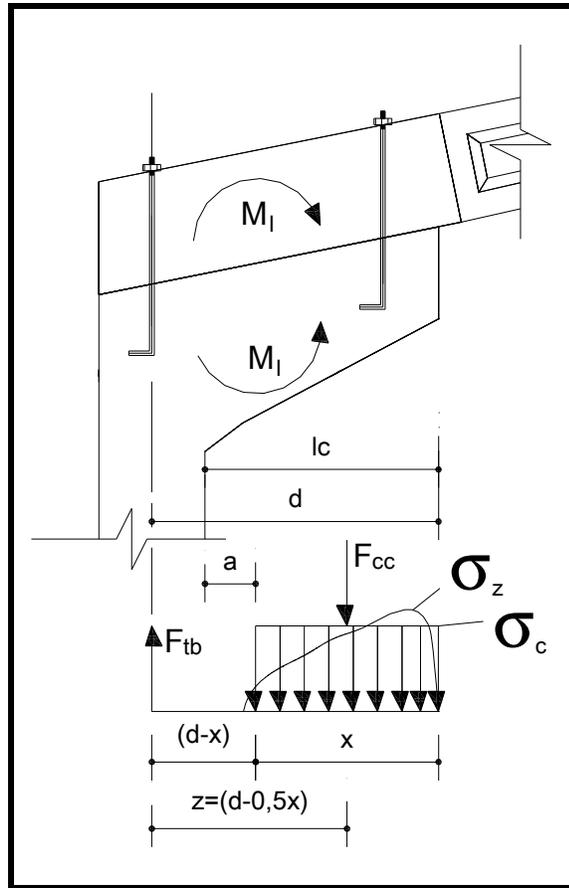


Figura 3.1 – Distribuição de tensões e equilíbrio de forças na ligação - FERREIRA(1993)

Os parâmetros da figura são dados por:

l_c – distancia entre a face interna do pilar e a extremidade da cabeça do pilar

d – distancia entre chumbador tracionado e extremidade da cabeça do pilar

a – distancia entre face do pilar e eixo neutro

F_{cc} – força resultante de compressão exercida pela viga

F_{tb} – força de tração aplicada ao chumbador

z – Distância entre o centro de tração e o centro de compressão

x – Zona de compressão distribuída na cabeça do pilar

A deformabilidade á flexão é dada pela seguinte expressão:

$$\lambda_{\phi_1} = \phi_1 / M_1 \quad (\text{eq.3.1})$$

$$\text{sendo } \phi_1 = \Delta h / d \quad (\text{eq.3.2})$$

Onde :

ϕ_1 – giro na ligação ; Δh – deslocamento relativo vertical total na ligação

d – distância da borda comprimida até a força de tração

A compatibilidade dos deslocamentos demonstrada na Figura 3.2 é dada em função da rotação da ligação.

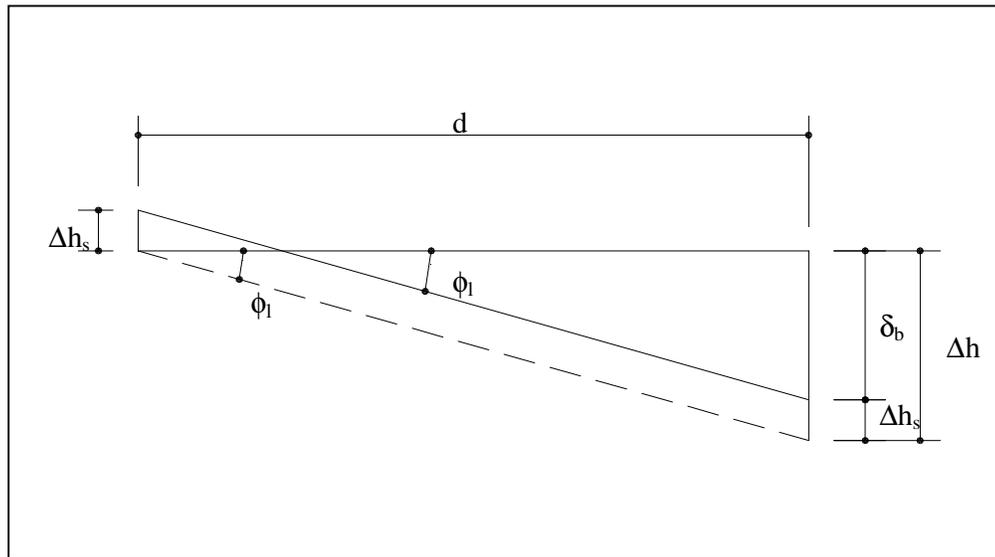


Figura 3.2 – Compatibilidade dos deslocamentos dos componentes da ligação

Pode-se definir o deslocamento relativo vertical total da ligação como :

$$\Delta h = \delta_b + \Delta h_s \quad (\text{eq.3.3})$$

sendo:

δ_b – deslocamento vertical da borda da cabeça do pilar considerando-a como viga em balanço

Δh_s – alongamento no chumbador

O alongamento do chumbador na ligação pode ser calculado pela expressão:

$$\Delta h_s = \frac{\ell_s \cdot F_T}{A \cdot E_s} ; \text{ com} \quad (\text{eq.3.4})$$

ℓ_s – comprimento da barra do chumbador considerado para cálculo

F_T - resultante de tração no chumbador

A – área da seção do chumbador

E_s – módulo de elasticidade longitudinal do chumbador

Em MIOTTO (2002) é feito um estudo experimental de arrancamento de chumbador onde é sugerido que o valor do comprimento da barra a ser considerada no cálculo corresponde ao somatório do comprimento livre do chumbador com 80% do comprimento embutido no concreto da cabeça do pilar. Assim tem-se :

$\ell_s = \ell_o + 0,8 \cdot \ell_{\text{embut}}$; com ℓ_o sendo o comprimento livre do chumbador e ℓ_{embut} sendo o comprimento do chumbador embutido no concreto.

3.1.5 a) Aproximação mecânica geral

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

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

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

Quando um grupo de molas é sujeito a uma força específica, essas podem ser combinadas em série ou paralelo e representadas por uma só, de forma a reduzir o número de molas no modelo. Dessa forma modelos menos complexos podem ser obtidos, o que, em termos de projeto é bem mais interessante.

b) Aproximações analíticas

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

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

Na Figura 3.3 é mostrado o modelo mecânico que tem sido utilizado para avaliar a rigidez elástica de ligações mistas, segundo EUROCODE 4 (1996).

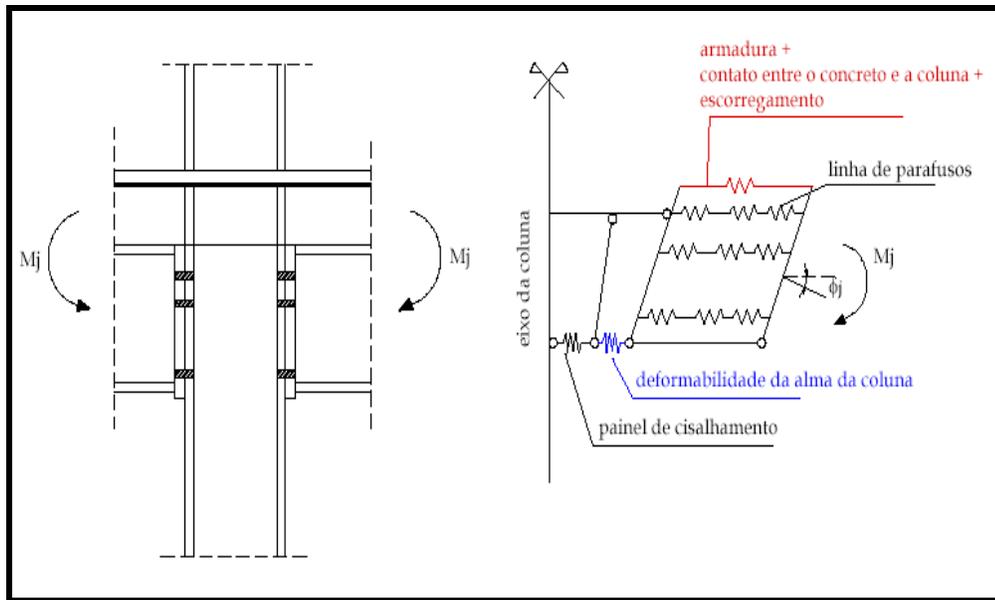


Figura 3.3 – Modelo mecânico para ligações mistas, proposto no EUROCODE 4 (1996)

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

A relação deformação dessa mola é dada por:

$$F_i = K_i \cdot E \cdot \Delta_i \quad (\text{eq.3.5})$$

sendo: F_i a força na mola i

K_i a coeficiente de rigidez do componente i

E o módulo de elasticidade do material

Δ_i a deformação da mola i

O momento M_j atuante da ligação é dado por $M_j = F_r \cdot z$ onde:

F_r é a força resultante de compressão ou tração que compõe o binário e atua nas molas

z é a distância entre o centro de tração e o centro de compressão

A rotação da ligação é dada por:

$$\phi_j = \frac{\sum \Delta_i}{z} \quad (\text{eq.3.6})$$

Em outras palavras a rigidez inicial da ligação pode ser determinada analiticamente da seguinte expressão:

$$K_{j,ini} = \frac{M_j}{\phi_j} = \frac{F_r \cdot z}{\frac{\Delta_1}{z} + \frac{\Delta_2}{z} + \dots + \frac{\Delta_i}{z}} = \frac{F_r \cdot z^2}{\frac{F_r}{E} \cdot \left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \dots + \frac{1}{K_i} \right)} = \frac{E \cdot z^2}{\sum \frac{1}{K_i}} \quad (\text{eq.3.7})$$

3.1.6 Método da “Beam-Line”

O método da “Beam-line”, ou da linha-viga, desenvolvido por BATHO e ROWAN(1931), consiste em um processo analítico de cálculo da resistência final á deformação na flexão de uma ligação semi-rígida a partir de dados experimentais. Nesse método a curva momento-rotação é obtida pela experimentação da ligação e uma reta é traçada através de um equacionamento, mostrado a seguir, definindo as situações extremas de vinculação rígida, articulada e intermediariamente semi-rígida. Embora o método da Beam-Line seja um método aproximado, pois leva em consideração as deformações da ligação com sendo lineares em relação aos momentos aplicados, é uma boa ferramenta de verificação da resistência das ligações e é usada por muitos autores de trabalhos na área. Esse método apresenta função importante principalmente em situação de carregamento e solicitações em serviço, pois nessa situação a estrutura, e conseqüentemente a ligação, se deforma muito próximo a um comportamento linear.

Em MARCELLINO (2001) foi bem deduzido o equacionamento básico do processo da Beam-Line que seguiu a seguinte rotina:

Dada uma viga genérica, mostrada na Figura 3.4 sujeita aos momentos M_A e M_B com rotações nas extremidades θ_A e θ_B .

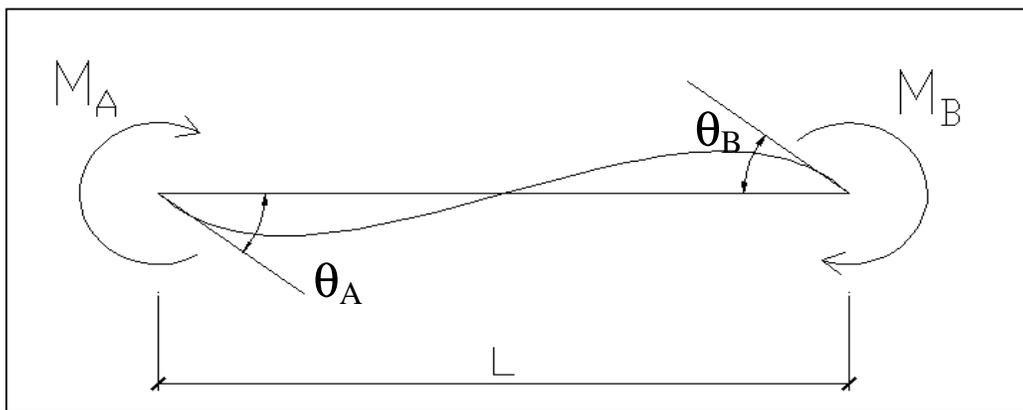


Figura 3.4 – Momentos genéricos atuantes numa viga

Os momentos nas extremidades que correspondem a rotações nulas $\theta_A=\theta_B=0$ são M_{FA} e M_{FB} que correspondem aos momentos de engastamento perfeito para a carga genérica.

Com o uso da Analogia de Mohr pode-se determinar os ângulos θ_A e θ_B . E a partir desta verifica-se que as reações obtidas pela aplicação da carga P^* , que é igual ao momento dividido pelo produto EI , são iguais as rotações respectivas para cada extremidade da viga AB.

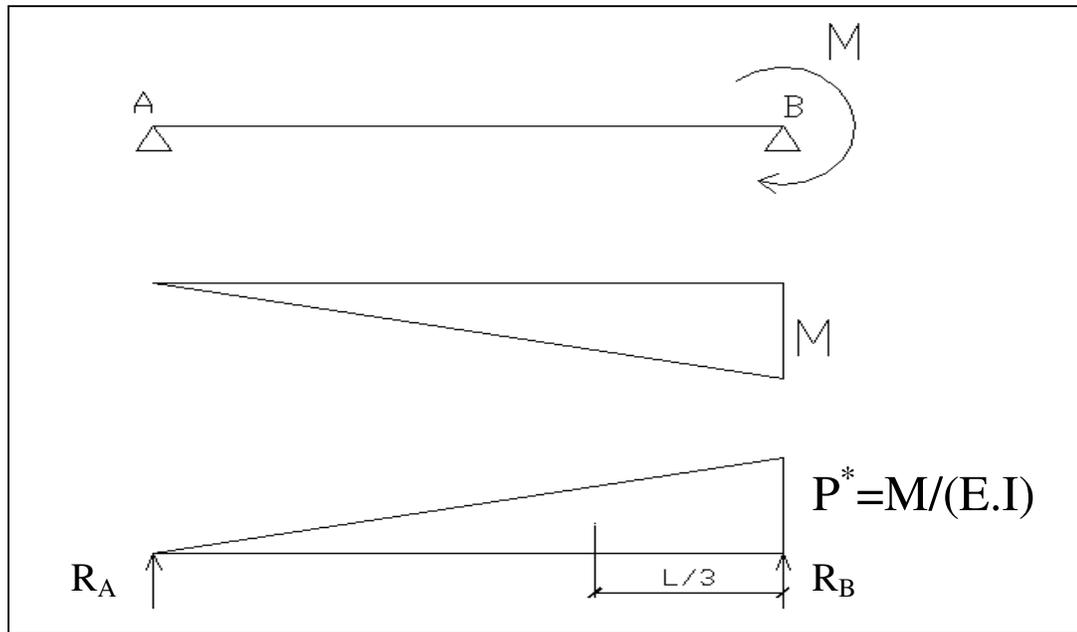


Figura 3.5- Aplicação da analogia de Mohr

$$\sum F_y = 0 \quad R_A + R_B = -P^* \cdot \frac{L}{2} = \frac{M.L}{2.E.I} \quad (\text{eq.3.8})$$

$$\sum M_A = 0 \quad R_B = \frac{M.L}{3.E.I} \quad (\text{eq.3.9})$$

substituindo a equação 3.8 em 3.9 tem-se:

$$R_A = \frac{M.L}{2.E.I} - \frac{M.L}{3.E.I} = \frac{M.L}{6.E.I} \quad (\text{eq.3.10})$$

Por convenção o momento anti-horário é denominado positivo e a rotação no sentido anti-horária também como positiva.

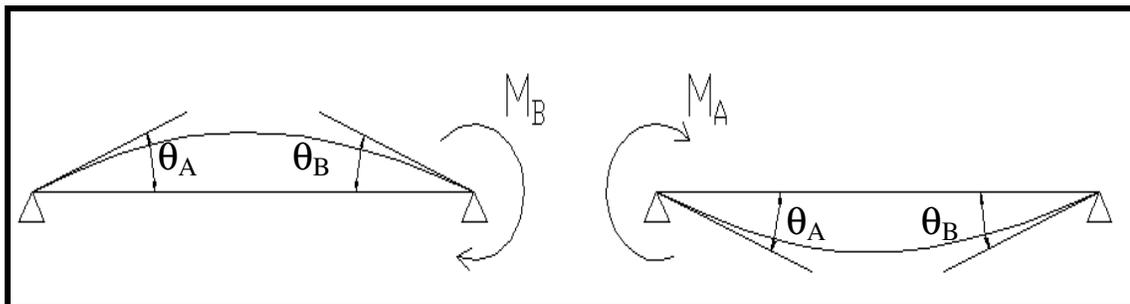


Figura 3.6 – Deslocamentos devido aos momentos solicitantes

tem-se que:

$$\theta_A = +\frac{M_B \cdot L}{6 \cdot E \cdot I} \quad \text{e} \quad \theta_A = -\frac{M_A \cdot L}{3 \cdot E \cdot I}$$

$$\theta_B = -\frac{M_B \cdot L}{3 \cdot E \cdot I} \quad \text{e} \quad \theta_B = +\frac{M_A \cdot L}{6 \cdot E \cdot I}$$

Resolvendo para os momentos M_A e M_B , como mostra a Figura 3.6

$$\theta_A = \frac{M_A \cdot L}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{M_B \cdot L}{6 \cdot E \cdot I} \quad (\text{eq.3.11})$$

$$\theta_B = \frac{M_B \cdot L}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{M_A \cdot L}{6 \cdot E \cdot I} \quad (\text{eq.3.12})$$

Isolando M_A e M_B tem-se $\frac{M_A}{3} = \frac{E \cdot I}{L} \cdot \theta_A + \frac{M_B}{6}$ e $\frac{M_B}{3} = \frac{E \cdot I}{L} \cdot \theta_B + \frac{M_A}{6}$

Substituindo uma equação na outra resultam as seguintes expressões:

$$M_A = \frac{4 \cdot E \cdot I}{L} \cdot \theta_A + \frac{2 \cdot E \cdot I}{L} \cdot \theta_B \quad (\text{eq.3.13}) \quad \text{e} \quad M_B = \frac{4 \cdot E \cdot I}{L} \cdot \theta_B + \frac{2 \cdot E \cdot I}{L} \cdot \theta_A \quad (\text{eq.3.14})$$

Aplicação à viga sujeita a M_{FA} e M_{FB}

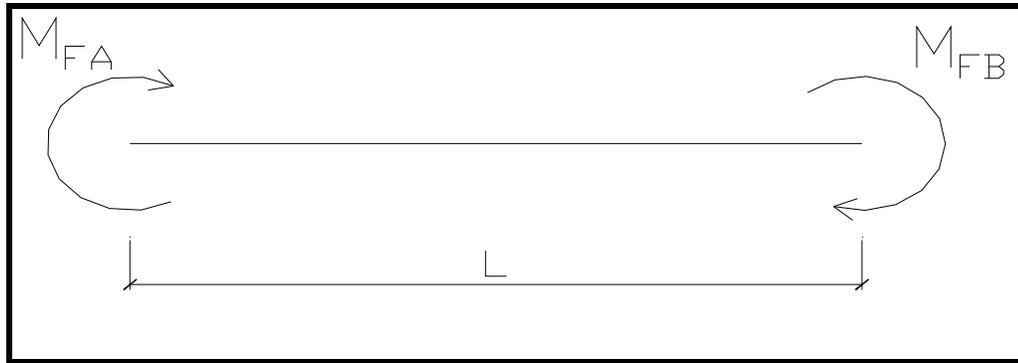


Figura 3.7- Momentos de engastamento perfeito

Tem-se que:

$$M_A = M_{FA} + \frac{4.E.I}{L}.\theta_A + \frac{2.E.I}{L}.\theta_B \quad (\text{eq.3.15})$$

$$M_B = M_{FB} + \frac{4.E.I}{L}.\theta_B + \frac{2.E.I}{L}.\theta_A \quad (\text{eq.3.16})$$

Multiplicando a equação 1.7 por 2 e substituindo na equação 1.8 chega-se a

$$\frac{6.E.I}{L}.\theta_A = 2.(M_A - M_{FA}) - (M_B - M_{FB}) \quad \text{e} \quad \text{analogamente}$$

$$\frac{6.E.I}{L}.\theta_B = 2.(M_B - M_{FB}) - (M_A - M_{FA})$$

Subtraindo uma na outra, tem-se

$$\frac{6.E.I}{L}.\theta_A - \theta_B = 3.(M_A - M_B) - 3.(M_{FA} - M_{FB})$$

Considerando a simetria do carregamento tem-se $M_B = -M_A$; $\theta_B = -\theta_A$ e $M_{FB} = -M_{FA}$

$$\text{Então } \frac{6.E.I}{L}.2.\theta_A = 3.(2.M_A) - 3.(2.M_{FA})$$

$$\text{Que simplificada é } \frac{2.E.I}{L}.\theta_A = M_A - M_{FA} \quad (\text{eq.3.17})$$

$$\text{Logo } M_A = M_{FA} + \frac{2.E.I}{L}.\theta_A \quad (\text{eq.3.18})$$

Sendo a equação 3.18 a equação da Beam-Line.

Pode-se constatar que os dois valores extremos são:

$$\text{vinculação rígida} \quad - \quad \theta_A = 0 \quad M_A = M_{FA}$$

$$\text{vinculação articulada} \quad - \quad M_A = 0 \quad \theta_A = -\frac{M_{FA}.L}{2.E.I}$$

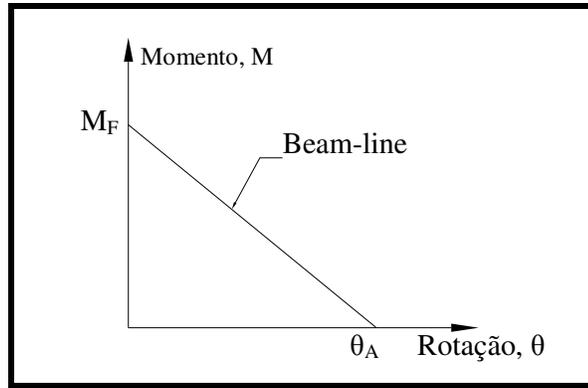


Figura 3.8 – Reta beam-line no gráfico momento x rotação

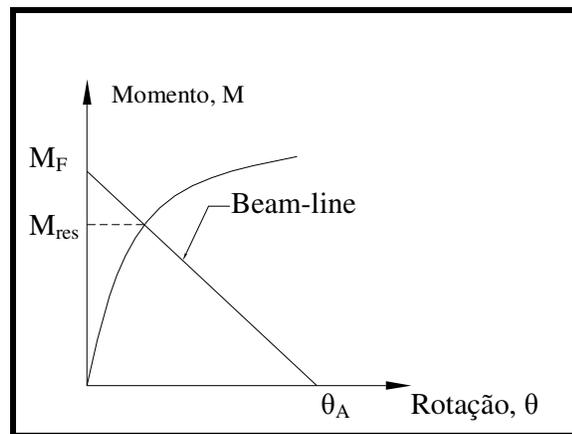


Figura 3.9 – Exemplo de curva momento x rotação e reta beam-line

4. Análise e Procedimento Experimental

4.1. Concepção do Experimento

A idéia principal deste trabalho experimental foi reproduzir em laboratório uma estrutura representativa de um pórtico pré-fabricado de concreto com ligações viga-pilar com chumbadores e avaliar seu comportamento até a ruptura.

Muitos dos trabalhos experimentais já desenvolvidos na área de concreto pré-moldado objetivaram o estudo de ligações viga-pilar, pilar-fundação etc, dada a importância das ligações nas estruturas pré-fabricadas de concreto. Todos esses trabalhos contemplaram ensaios com modelos representativos das ligações ou partes da estrutura e isso trouxe muitos benefícios no entendimento dos mecanismos de funcionamento daquelas partes da estruturas ensaiadas. Porém a interação das partes componentes e o funcionamento global de uma estrutura podem ser estudados de uma forma mais completa com a experimentação de modelos compostos por todas ou quase todas as partes componentes funcionando conjuntamente.

Com o objetivo de estudar a ligação viga-pilar com chumbadores e sua interação com uma estrutura completa de galpão, sem levar em conta problemas nos pilares, chegou-se a idéia de ensaiar um pórtico com tirante em escala real. Um dos grandes impedimentos técnicos de se realizar ensaios de estruturas completas e em escala real é dispor de um laboratório com dimensões compatíveis ao modelo e que disponha de aparelhagem propícia para aplicação das cargas e conseqüente simulação dos esforços. No caso das construções de galpão pré-fabricado de concreto a estrutura principal pode ser resumida a um pórtico plano. Dessa forma a maior dimensão necessária em laboratório é o vão longitudinal desse pórtico. Os galpões pré-fabricados de concreto mais comumente construídos têm vãos transversais (vãos longitudinais dos pórticos principais) de medida entre 8 (oito) e 30 (trinta) metros, podendo se estender a vãos maiores. Optou-se então por ensaiar três pórticos de 8 (oito) metros devido ao comprimento de 10 (metros) da laje de reação do Laboratório de Experimentação em Estruturas da UFSC.

Resolvido o problema das dimensões procurou-se então elaborar um arranjo para poder aplicar cargas verticais no pórtico e assim simular cargas devido ao vento e a carregamentos gravitacionais.

O ensaio do pórtico de duas águas permitiu ensaiar duas ligações viga-pilar levando em conta todas as variáveis existentes nas estruturas reais usadas nesse tipo de construção, o que permite chegar a conclusões mais completas sobre seu mecanismo de funcionamento.

Além de focar um melhor entendimento dos mecanismos desse tipo de ligação objetivou-se também a caracterização do comportamento semi-rígido estabelecendo a relação momento x curvatura com os dados observados e medidos no experimento.

4.2 Modelo Experimental

Os modelos ensaiados tiveram características geométricas, materiais utilizados e detalhamento de armadura baseadas nos pórticos utilizados mais comumente nas construções de galpões. O tipo de ligação viga-pilar com chumbadores da estrutura é ilustrada na Figura 4.1.



Figura 4.1 – Ligação Viga-Pilar com Chumbadores

4.2.1 Materiais Utilizados

O modelo ensaiado foi moldado com concreto de resistência característica à compressão típica usada para o concreto em galpões com vãos de 8 metros ($f_{ck} = 25$ MPa) assim como as armaduras utilizadas foram de aço tipo CA 50A e CA 60B para diâmetros (ϕ) menores que 5.0 mm e aço tipo SAE 1020 para os chumbadores. A seguir segue dados das propriedades mecânicas dos materiais.

- **CONCRETO**

O concreto usado nos modelos foi produzido na central de concretagem da RZA Pré-moldados. Foi feito com areia e brita características da região do Litoral de Santa Catarina e o cimento usado foi o Cimento Portland tipo ARI – Alta Resistência Inicial. Em acordo com a norma NBR 5738/1994 foram moldados 3(três) corpos de prova cilíndricos de 10cm de raio por 20cm de altura para cada betonada produzida. Os ensaios de resistência à compressão foram realizados em uma máquina universal Shimatzu UH-2000KNA (Figura 4.2) no Laboratório de Experimentação em Estruturas da UFSC seguindo recomendações da norma NBR 5739/1994.

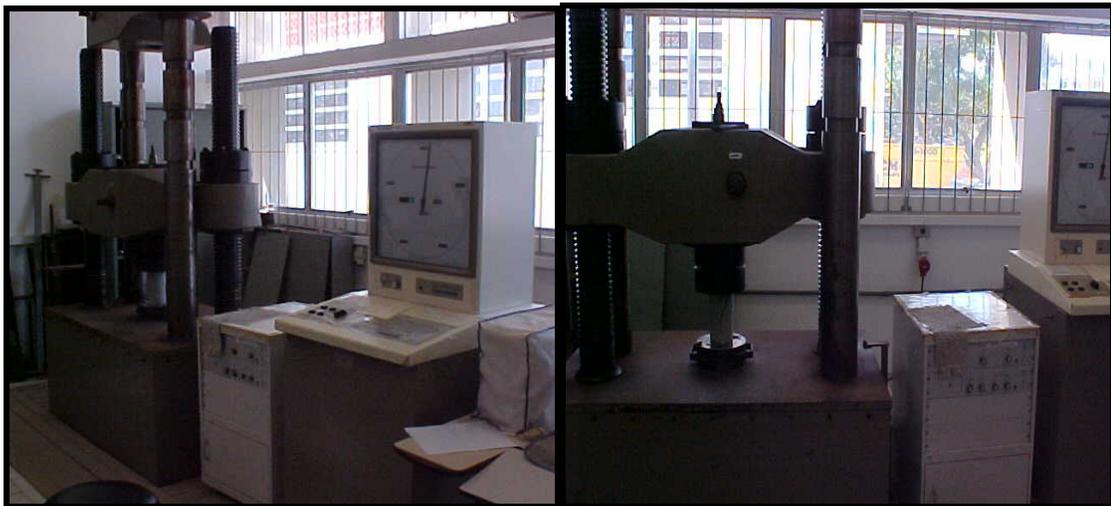


Figura 4.2 – Prensa Shimatzu UH-2000KNA

As concretagens foram realizadas em quatro dias consecutivos já que a empresa tinha uma sequência de produção a ser seguida. Os ensaios de resistência à compressão, contudo,

foram realizados em um único dia para todos os concretos moldados e, logo, com idades de 36, 37, 38 e 39 dias respectivamente. Os resultados são mostrados na Tabela 4.1:

Data da Concretagem	Resistência f_{cj}
18/ Jun	37,21
19/ Jun	38,11
20/ Jun	36,17
21/ Jun	34,70

Resistência média (MPa)	36,55
--------------------------------	--------------

Tabela 4.1 – Resistência à compressão simples (valores médios)

Para o concreto foi usado cimento da marca Cauê tipo Estrutural CPV ARI que segundo o fabricante é indicado para desformas mais rápidas, tal como são executadas as estruturas pré-fabricadas. A resistência do concreto entre 28 e 60 dias aumenta sua resistência em torno de 7% (Relação f_{cj}/f_c - NBR6118 – 2003), logo interpolando os valores de carga resistidos chega-se ao valor de resistência aos 28 dias de aproximadamente **36 MPa**.

Assim:

$f_{c28}=36$ MPa



Figura 4.3 – Corpo-de-prova em ensaio de resistência a compressão simples

- **AÇO**

Chumbadores – Os chumbadores usados nas ligações viga-pilar, como já comentado, foram propositalmente os mesmos usados comumente nos galpões com essas dimensões, pois interessava que o ensaio fosse feito com os materiais mais característicos possíveis de obras dessas dimensões e tipo. Logo, o aço usado foi do tipo SAE 1020 de bitolas $\varnothing=16$ mm para os chumbadores e $\varnothing=12.5$ mm para o tirante. Suas propriedades mecânicas são módulo de elasticidade longitudinal $E = 200$ GPa e tensão de escoamento $\sigma_y = 400$ MPa. (Dados fornecidos pelo fabricante Gerdau)

Armaduras – Os aços usados para armaduras (CA-50A e CA-60B) foram fornecidos pela Siderúrgica Gerdau e suas características geométricas e propriedades físicas foram as constantes do catálogo do fabricante. Considera-se o módulo de elasticidade com valor 210 GPa e tensão de escoamento de 500 MPa e 600 MPa respectivamente.

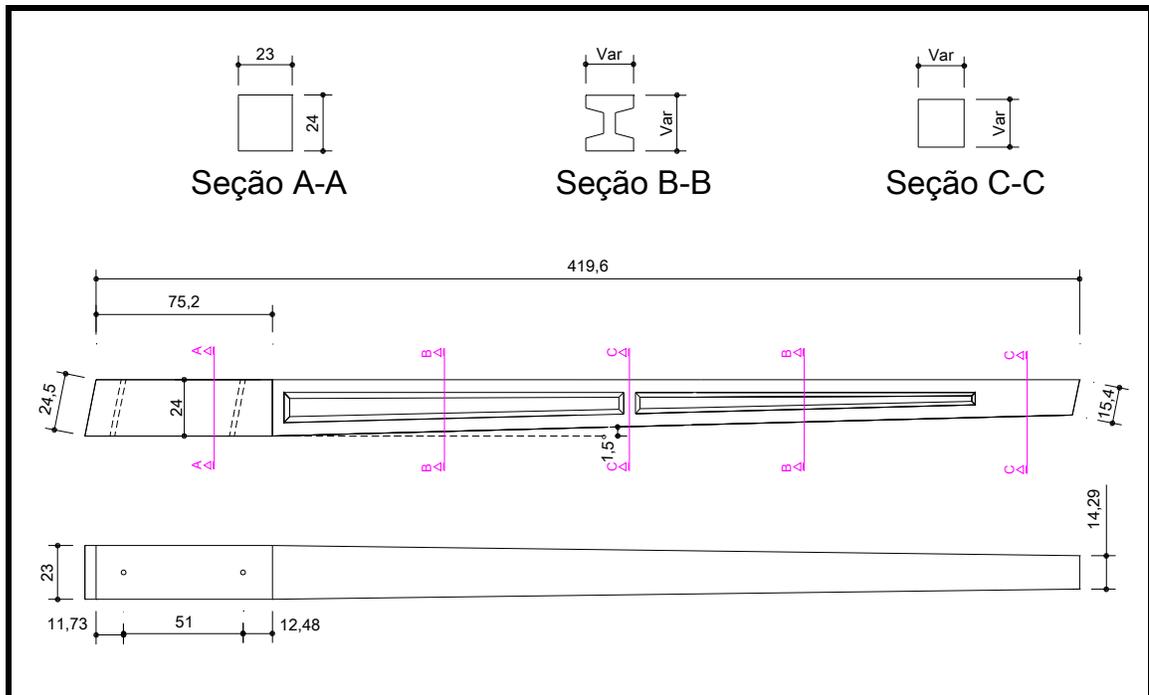


Figura 4.5 – Detalhes geométricos das vigas

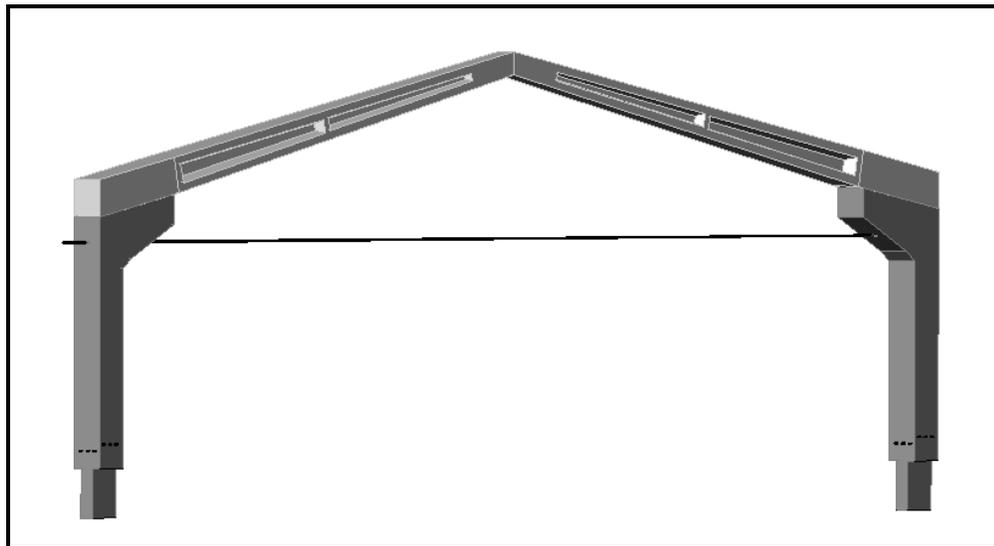


Figura 4.6 – Croqui do Pórtico em 3(três) dimensões

A armadura do pórtico é composta por barras de aço CA 50A para as armaduras de flexão, CA60B para a armadura de esforço cortante, aço tipo SAE 1020 para os chumbadores, chapas e tirantes. A ligação viga-pilar é composta por chumbadores, parafusos e chapas e foi montada sem grauteamento do furo por onde os chumbadores passam nas vigas e sem utilização de almofada de argamassa entre os elementos viga e pilar (Figura 4.7), logo com contato direto entre as duas peças. Esse detalhe foi utilizado no modelo, pois representa um tipo muito comum de ligação usada nas construções desses pórticos.



Figura 4.7 – Detalhes do tirante e chumbadores da ligação viga-pilar

O detalhe das dimensões e locações dos chumbadores e modelo do tirante utilizado no pórtico estão demonstrados na Figura 4.8.

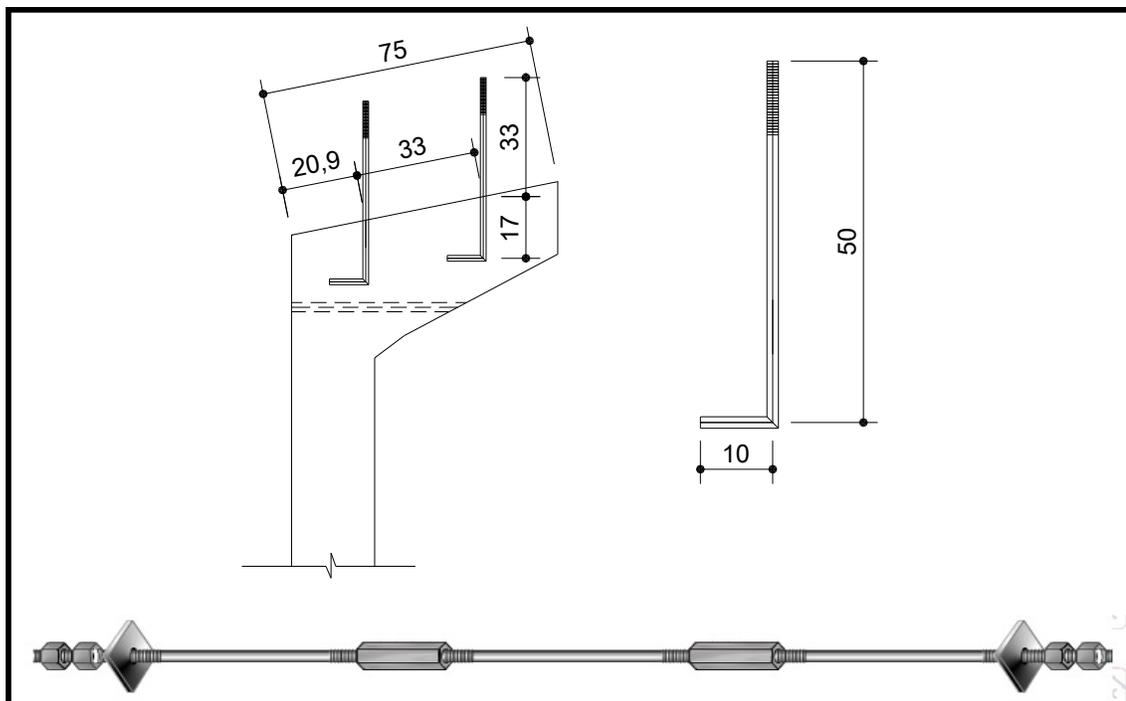


Figura 4.8 – Detalhes do posicionamento e dimensões dos chumbadores e tipo de tirante utilizado

Existem alguns tipos de peças usadas para ligações viga-viga. No presente trabalho usou-se duas chapas metálicas e parafusos com arruelas transversais que são os tipos mais usados pela empresa RZA Pré-moldados. A Figura 4.9 mostra as vigas do experimento com a ligação montada.



Figura 4.9 – Detalhe da ligação viga-viga

O detalhamento das armaduras internas do pórtico seguiu as recomendações da norma NBR 6118/ 2003 e NBR 9062/ 2001. As Figuras 4.10 e 4.11 mostram os detalhes das armaduras da viga e dos pilares respectivamente.

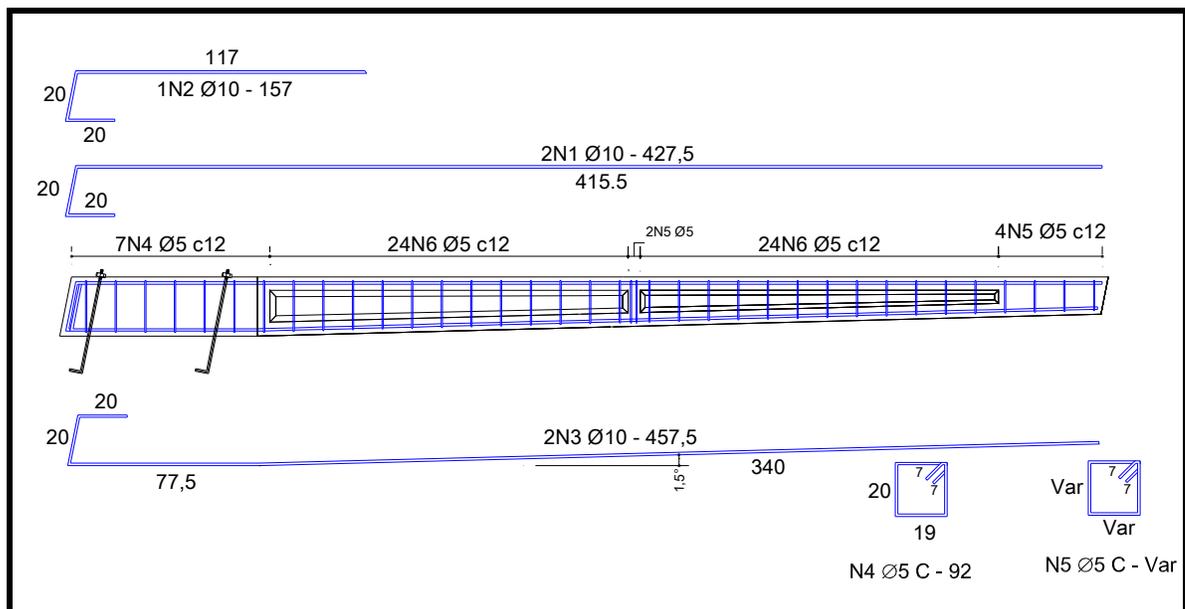


Figura 4.10 – Detalhe das armaduras da viga

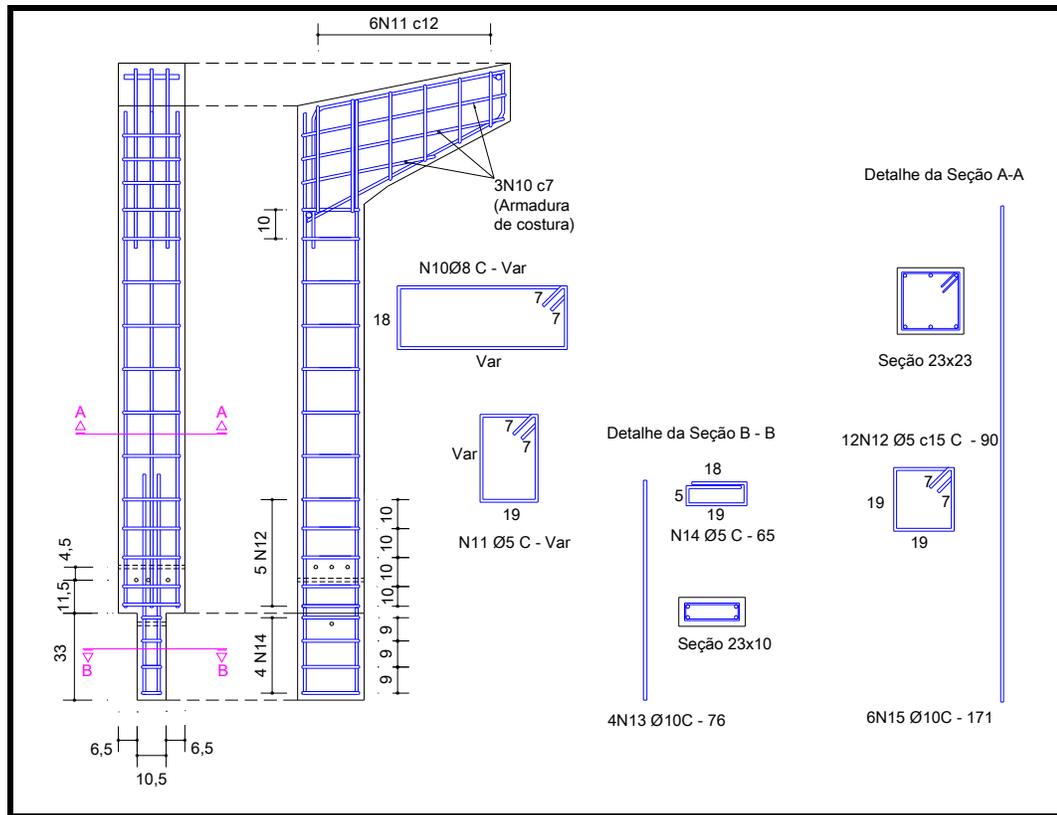


Figura 4.11 – Detalhe das armaduras do Pilar

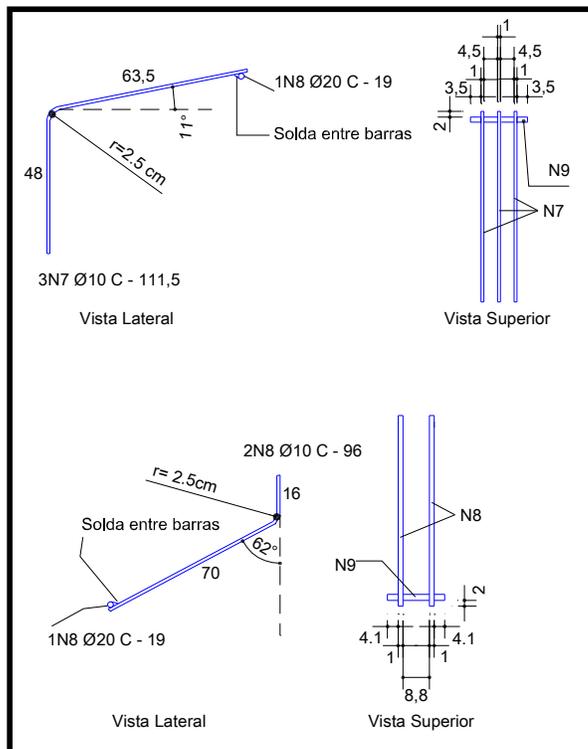


Figura 4.12 – Detalhe das armaduras da cabeça do pilar

As armaduras internas da cabeça do pilar mostradas na Figura 4.12 foram dimensionadas levando-se em conta um pior caso de flexão devido à carga vertical transmitida pela viga. Ou seja, como se esta fosse aplicada na ponta da cabeça do pilar (maior braço de alavanca a ser considerado). Este dimensionamento, porém, abre espaço para uma discussão interessante sobre como se classificar e posteriormente dimensionar a cabeça do pilar, pois as normas recomendam que apoios de viga (neste caso a cabeça do pilar) devem ser classificadas primeiramente de acordo com a relação entre a distância da

resultante de carga aplicada à face do pilar e a altura útil. Desta forma devem ser distinguidas entre consolo muito curto, consolo curto ou viga em balanço. A grande questão neste caso é que a carga resultante proveniente da viga pode variar já que existe uma região de compressão na face superior da cabeça do pilar não bem definida teoricamente (ver figura 3.1).

É importante citar que a estrutura manteve as dimensões padrão das peças usadas em galpões de 8 (oito) metros. Porém, as armaduras foram dimensionadas segundo uma envoltória de esforços provenientes de um carregamento característico, ao qual, construções desse tipo comumente são submetidas. O dimensionamento das armaduras considerou que a ruptura ou o esgotamento da capacidade resistente deveria ocorrer por flexão na viga, na seção da mesma onde termina o apoio da cabeça do pilar.

Para evitar problemas que pudessem interferir nos resultados do ensaio os pilares também foram dimensionados com o cuidado para que não ocorressem problemas de efeito de segunda ordem ou instabilidade com os níveis de carga aplicados. Desse modo eventuais rupturas por instabilidade, ou mesmo por outras deficiências dos pilares não seriam avaliadas por esse estudo.

4.2.3 Travamento do Pórtico

Para que as cargas pudessem ser aplicadas no pórtico e, assim, simular o comportamento da estrutura em serviço, foi necessário adaptar as bases do pilar para ele ser preso à laje de reação e assim o experimento funcionar de modo satisfatório. A adaptação feita consistiu de um dente feito na base do pilar para que esse encaixasse direto na vala da laje de reação e posteriormente fosse travado na direção longitudinal do vão já que seria essa a única direção que os esforços iriam atuar. A Figura 4.13 mostra o esquema de encaixe na laje de reação.

O sistema de travamento foi feito com o auxílio de chapas e barras metálicas usadas em mecanismos de protensão. Cantoneiras foram presas na base do pilar por meio de parafusos inseridos. As cantoneiras faziam a ligação com as chapas metálicas que por sua vez foram fixadas com barras de protensão à laje de reação transferindo os esforços para a mesma. Desta maneira pôde-se representar a ligação do pórtico com elementos de fundação.

O travamento do pórtico teve como objetivo engastar a estrutura na laje de reação. Sabe-se que essa ligação, porém, pode oferecer algum tipo de deslocabilidade aos pilares a depender do nível de esforço que essa conexão seja submetida. Em decorrência disso, foi colocada uma instrumentação para medir deslocamentos nesse ponto como comentado no item 4.3.

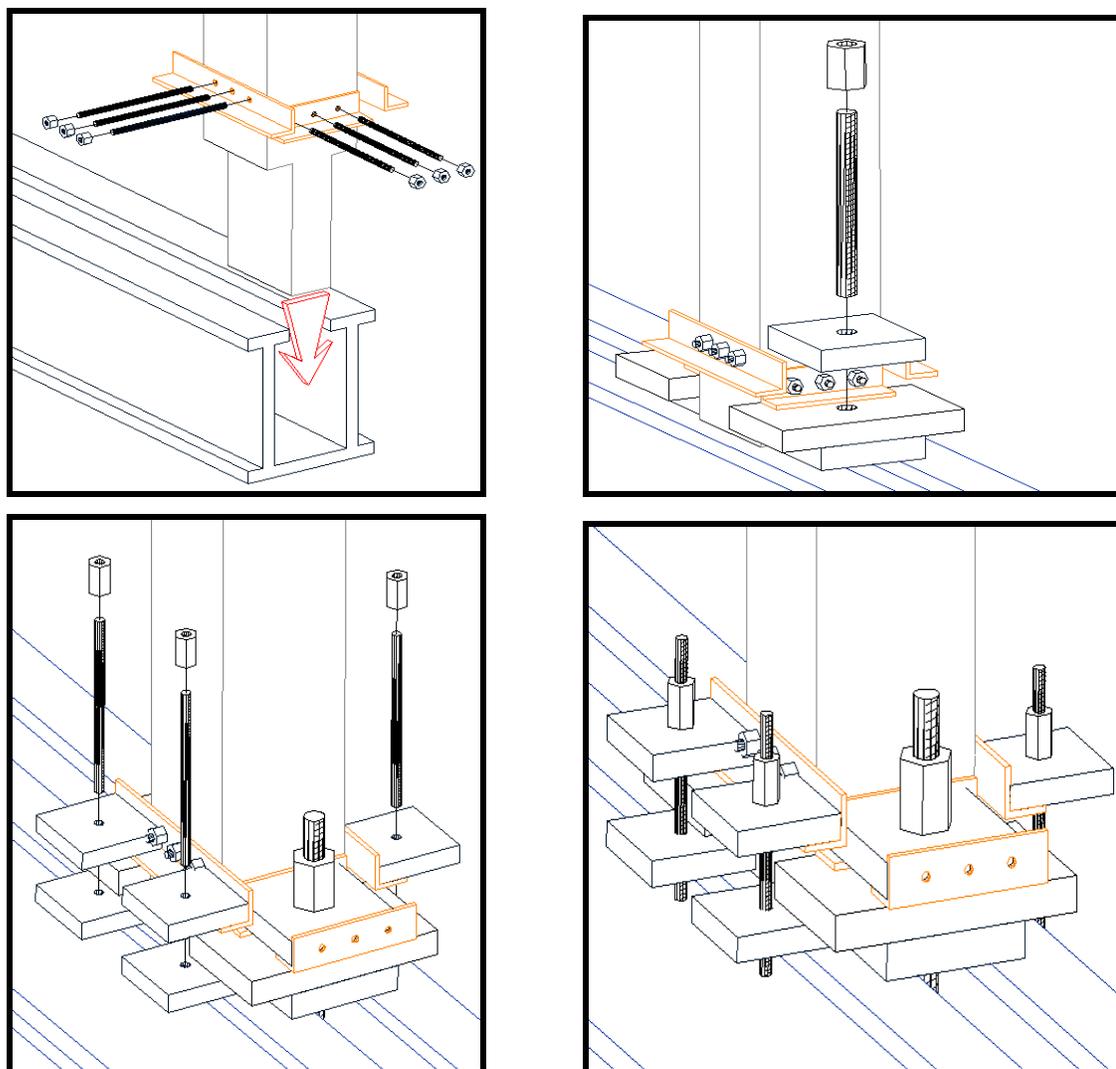


Figura 4.13 – Esquema de encaixe e travamento da base do pórtico no perfil metálico da laje de reação

4.2.4 Aplicadores de Carga

No ensaio realizado procurou-se aplicar cargas verticais no pórtico nos sentidos de cima pra baixo e de baixo pra cima. Com esses sentidos de aplicação de carga simulou-se os esforços devidos ao vento e aos carregamentos verticais, os quais uma estrutura desse tipo deve suportar.

As cargas foram aplicadas por um sistema de macacos hidráulicos presos à laje de reação, que são dotados de um conjunto de barras e tubos que possibilitam aplicar cargas nos dois sentidos (Figura 4.14).



Figura 4.14 – Sistema Aplicador de Carga

Os tubos metálicos serviram para aplicar carga de baixo pra cima e as barras tiveram a função de aplicar carga de cima pra baixo, já que no arranjo do ensaio os macacos hidráulicos foram posicionados abaixo do pórtico.

As cargas foram transferidas ao pórtico por um dispositivo com estrutura metálica composta por tubos e chapas de aço de alta resistência, como mostra a Figura 4.15. Desta forma foi simulado o carregamento que ocorre de forma distribuída na realidade por meio de uma carga pontual equivalente.

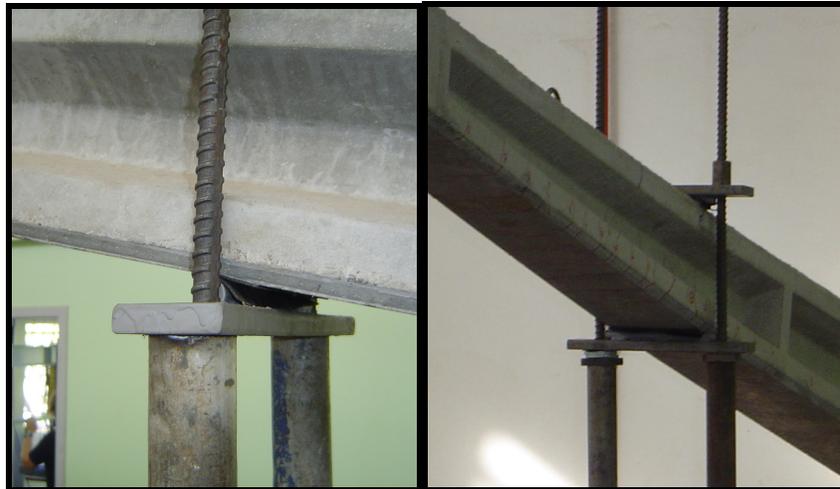


Figura 4.15 – Sistema de transferência de carga do macaco hidráulico para o pórtico

Os aplicadores de carga foram posicionados a 2,25 metros do eixo do pilar. Esses aplicadores hidráulicos têm um controle de emissão de fluido conjunto que possibilita a aplicação da força pelos dois macacos hidráulicos atuando em paralelo ou separadamente. A Figura 4.16 mostra o controlador e o regulador de pressão.



Figura 4.16 – Controladores de pressão dos cilindros hidráulicos

4.3 Instrumentação

Para realizar o experimento foram usados diversos instrumentos e equipamentos com finalidades específicas ao experimento. Pode-se citar como principais:

- Sistema de aquisição de dados – é o equipamento responsável pela coleta e gravação automática no computador dos dados captados pelos instrumentos de medição e aplicação de carga.
- Transdutores de deslocamento – tiveram como finalidade medir deslocamentos do modelo como um todo, assim como, deslocamentos relativos entre as partes componentes da estrutura, sendo no caso entre a viga e a cabeça do pilar.
- Relógios Marcadores Analógicos e Digitais – são os instrumentos que foram utilizados para medir deslocamentos entre a viga e a cabeça do pilar e na base dos pilares.
- Extensômetros elétricos uniaxiais de resistência – tiveram como função medir as deformações nas armaduras internas da viga, da cabeça do pilar, dos chumbadores e do tirante para desta forma avaliar os esforços incidentes nestas partes.
- Cilindro Hidráulico – será usado para aplicação da força no pórtico e conseqüente solicitação do mesmo.
- Célula de Carga – é o equipamento responsável por medir o esforço aplicado á estrutura pelo cilindro hidráulico.

O ensaio foi realizado com o auxilio de equipamento com um sistema de aquisição de dados da Marca HBM com 32 canais. Um computador usando um programa específico (Catman – HBM) pode gravar tudo que foi medido pela instrumentação.



Figura 4.17 – Sistema de aquisição de dados

Os instrumentos usados para fazer medições podem ser classificados como externos e internos, sendo os instrumentos internos aqueles posicionados dentro das peças e com objetivo

de medir deformações das armaduras. Os instrumentos externos foram usados para fazer medições de deslocamentos e foram posicionados externamente às peças. Para instrumentação interna foram usados extensômetros elétricos uniaxiais e para a instrumentação externa foram usados relógios marcadores e transdutores de deslocamento.

Neste trabalho experimental foram usados dois tipos de transdutores: tipo LVDT e do tipo régua potenciométrica, ambos com comprimentos de medição variados. Eles tiveram a mesma função no experimento e foram posicionados de acordo com o espaço disponível no arranjo experimental.

Os LVDTs e réguas potenciométricas foram posicionados na ligação viga-pilar para medir os deslocamentos verticais e horizontais, próximo do apoio, na viga e na cabeça do pilar (ver Figura 4.18). Esse posicionamento na ligação permitiu analisar, posteriormente ao ensaio, como se deu o deslocamento relativo, ou diferencial, entre os dois elementos viga e cabeça do pilar com a evolução das cargas aplicadas. Para medir os deslocamentos no meio do vão do pórtico também foram colocados Réguas Potenciométricas em baixo da cumeeira, como mostra a Figura 4.19.

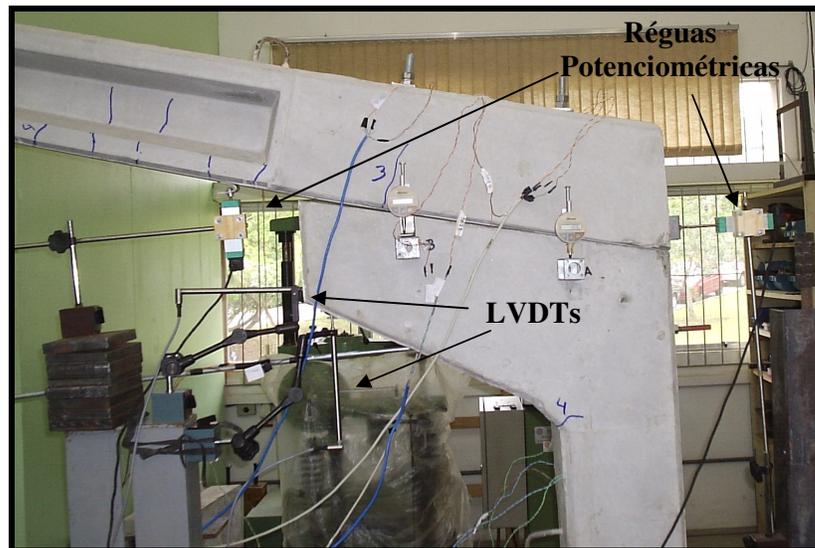


Figura 4.18 – Localização dos LVDTs e Réguas Potenciométricas na ligação viga-Pilar



Figura 4.19 – Réguas potenciométricas no meio do vão do pórtico

Os relógios marcadores foram colocados em três pontos da estrutura. Os analógicos foram posicionados nas bases dos pilares para medir eventuais deslocamentos na ligação do pórtico com a laje de reação. Já os relógios digitais foram colocados na ligação viga-pilar para medir os deslocamentos relativos entre cabeça de pilar e viga. Eles foram locados externamente á viga e exatamente no alinhamento dos chumbadores. A Figura 4.20 mostra os três posicionamentos dos relógios marcadores usados.



Figura 4.20 – Posicionamento dos relógios marcadores

Os relógios marcadores tanto analógicos como digitais não tiveram ligação direta com o sistema de aquisição de dados. E suas medidas foram anotadas durante o ensaio à medida que foram atingidos pré-determinados valores de carga aplicados.

Os extensômetros elétricos de resistências uniaxiais usados foram da marca Excel e Kyowa. Os aparelhos de extensometria foram manuseados seguindo recomendações do manual de Extensometria Básica (2004). Esses extensômetros foram colocados nas barras longitudinais das vigas assim como nos chumbadores, e também na armadura de flexão da cabeça dos pilares. Esses pontos foram escolhidos, pois foram considerados como importantes localizações para medições e acompanhamentos das deformações dos elementos componentes. A escolha baseou-se também em MIOTTO (1998), onde foi feito um experimento com ligação viga-pilar semelhante. A locação do extensômetros é mostrada na Figura 4.21.

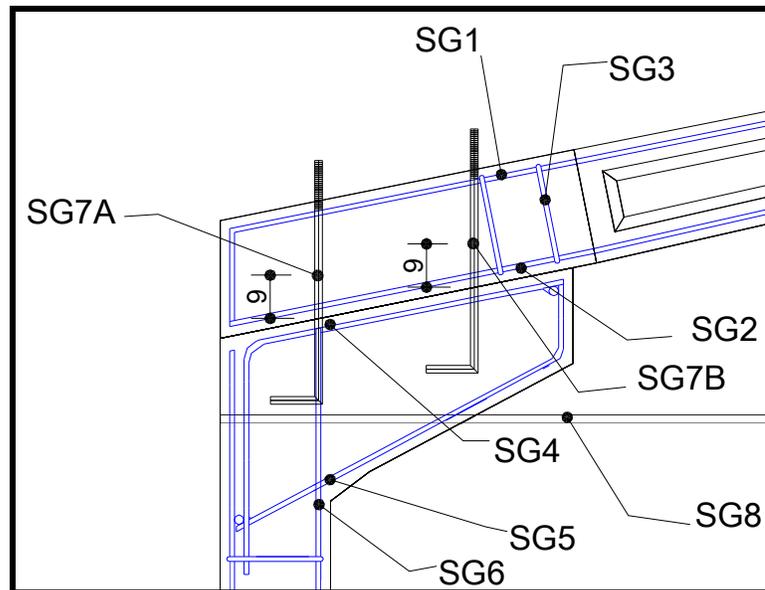


Figura 4.21 – Posicionamento dos extensômetros

Em cada posição foram colocados um par de extensômetros nas armaduras. Eles foram posicionados simetricamente em relação ao eixo longitudinal do vão do pórtico para que fossem confirmadas as medições ou para eventuais falhas em algum desses instrumentos. No caso dos chumbadores foram colocados dois extensômetros em sua superfície lateral, simétricas também em relação ao eixo longitudinal do vão do pórtico. Essa posição foi escolhida, pois nessa ligação ensaiada não houve enxerto posterior de graute ou massa cimentícia entre os chumbadores e viga. Logo, se os extensômetros fossem colocados em faces situadas no eixo longitudinal do vão correria-se o risco de esmagamento desses instrumentos quando a viga se deformasse e os chumbadores encostassem na parede do furo ao serem aplicadas as cargas.



Figura 4.22 – Extensômetros colados no Chumbador

4.4 Execução do Modelo Experimental

A execução das peças de concreto componentes do pórtico foram moldadas na empresa RZA pré-moldados. Pode-se dividir a preparação do ensaio em algumas etapas cronologicamente:

- a)Preparação das armaduras;
- b)Preparação da instrumentação interna;
- c)Concretagem;
- d)Transporte das peças componentes do pórtico até o laboratório da UFSC
- e)Montagem do pórtico no laboratório
- f)Preparação da instrumentação externa e sistema aplicador de carga
- g)Conexão dos instrumentos medidores ao sistema de aquisição de dados

Algumas dessas etapas são descritas nos itens que se seguem.

4.4.1 Preparação das Armaduras e Instrumentação Interna

A armadura das vigas e pilares foi toda dobrada e montada no Laboratório de Experimentação em Estruturas da UFSC sendo depois enviada para a RZA Pré-moldados. As barras de aço CA 50A foram dobradas de acordo com o detalhamento de projeto e seguindo as recomendações da norma NBR 6118/2003. Montou-se então o arranjo de armaduras que seria posicionado inteiro dentro das formas onde se realizaria posteriormente a concretagem.

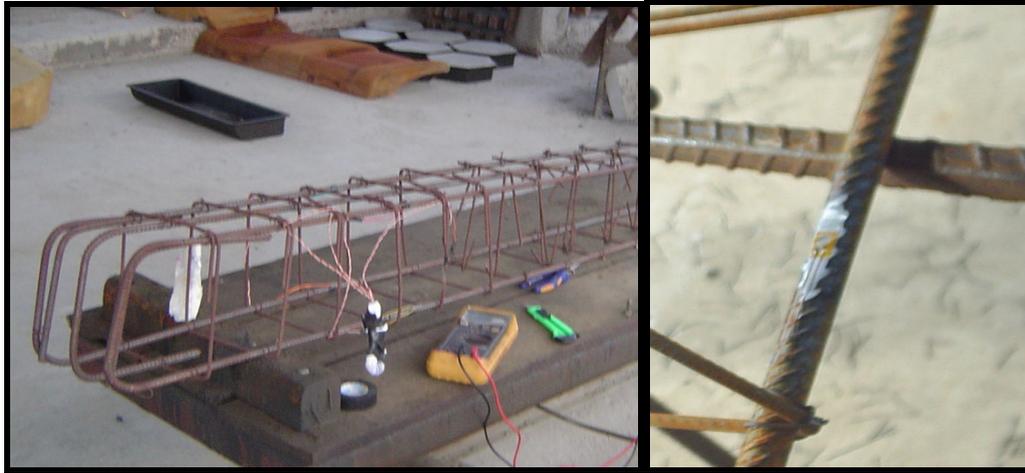


Figura 4.23 – Armaduras instrumentadas com os extensômetros

A colocação dos extensômetros nas armaduras internas foi feita na fábrica da RZA poucos dias antes da concretagem para evitar que houvesse danos aos extensômetros, durante o transporte, já que são instrumentos muito delicados e sensíveis a choques mecânicos. Depois de colados os extensômetros na armadura e protegidos os fios que ficariam como espera fora da peça esses foram devidamente identificados com etiquetas.

Após a colocação dos extensômetros, preparou-se então os tubos que deixariam já prontos os furos para passagem dos parafusos que posteriormente fariam a ligação dos pilares com a laje de reação.



Figura 4.24 – Tubos colocados para furo usado na ligação dos pilares com a laje de reação



Figura 4.25 – Armaduras montadas e instrumentadas das peças do pórtico

Assim as armaduras já instrumentadas foram estocadas para o dia da concretagem.

4.4.2 Concretagem

As concretagens de todas as peças foram feitas em 4 (quatro) dias consecutivos devido à linha de produção da empresa. Uma viga e um pilar foram moldados por dia sendo desformados com 24(vinte e quatro) horas de idade e submetidos à cura por 7 dias. Foram concretadas um total de oito peças sendo quatro vigas e quatro pilares totalizando dois pórticos completos. Foram gastos aproximadamente 0.14m^3 de concreto por viga e 0.13 m^3 por pilar. O total de concreto usado nos dois pórticos finais foi de 1.08 m^3 além dos 0.54m^3 usados para fazer o protótipo piloto inicialmente.



Figura 4.26 – Formas metálicas das vigas e pilares



Figura 4.27 – Armaduras da viga e do pilar dentro das formas metálicas



Figura 4.28 – Concretagem, vibração e adensamento da viga



Figura 4.29 – Viga e pilar concretados

4.4.3 Montagem do Modelo

Depois de concretadas e submetidas a cura hidráulica as peças foram transportadas para o laboratório onde foram posteriormente feitos os ensaios. O processo de montagem do pórtico a ser ensaiado iniciou-se com a fixação dos pilares na laje de reação. O içamento dos pilares, assim como as vigas, foi feito com uma ponte rolante já que as vigas pesam aproximadamente 350 kg e os pilares 325 kg respectivamente.

A Figura 4.30 ilustra a colocação dos pilares nas valas da laje de reação assim como o travamento inicial para que ficasse de pé.



Figura 4.30 - Encaixe do pilar na laje de reação e travamento inicial

Após o levantamento de dois pilares foram verificados os prumos transversais e longitudinais dos mesmos. Antes de içar as vigas para encaixe nos pilares foram colados os extensômetros nos chumbadores. Para proteger os extensômetros durante o encaixe das vigas foram colocados tubos de PVC nos chumbadores com espaçadores entre a parede desses tubos e os chumbadores propriamente ditos. Assim garantiria-se que não haveria contato entre os extensômetros e parede do furo da viga durante a etapa de montagem.



Figura 4.31 - Pilar encaixado na laje de reação

Posteriormente à colação dos extensômetros nos chumbadores partiu-se então para o içamento das vigas e encaixe das mesmas na cabeça dos pilares. A colocação das vigas, porém, teve de ser feita em etapas interativas de verificação. O que ocorre é que assim que uma delas foi posicionada e escorada, teve-se que verificar novamente a prumada dos pilares e se o comprimento do vão completo correspondia ao tamanho das duas vigas encaixadas. Dessa forma precisou-se mover algumas vezes um dos lados do pórtico. Esse processo foi repetido diversas vezes até que se conseguisse o encaixe perfeito das duas vigas juntamente com a prumada dos pilares e o comprimento do pórtico.



Figura 4.32 – Içamento da segunda viga a ser encaixada



Figura 4.33 – Verificação do comprimento exato do vão do pórtico



Figura 4.34 – Pórtico montado

A montagem final do pórtico foi concluída com a colocação das peças componentes da ligação viga-viga e devidos ajuste pra composição final da mesma. Assim que os parafusos da ligação viga-viga foram apertados pode-se finalmente retirar o escoramento.

Depois de montado o pórtico, partiu-se então para a última etapa de preparação do experimento, que consistiu da preparação e posicionamento dos aplicadores de carga e de toda a instrumentação externa de medição.

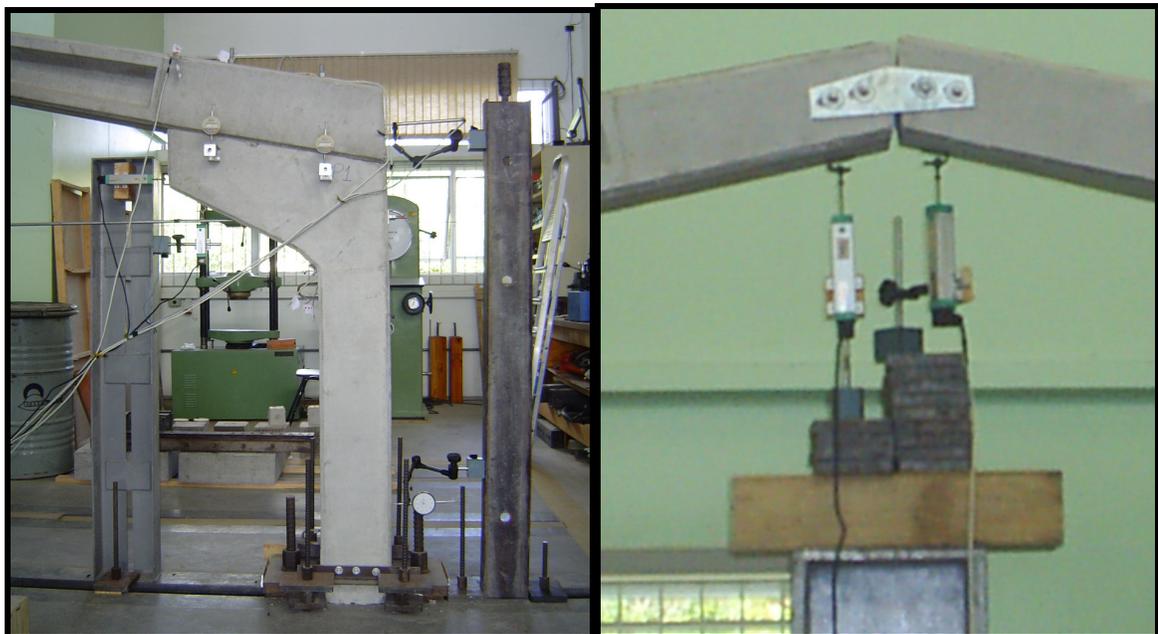


Figura 4.35 – Instrumentação externa posicionada

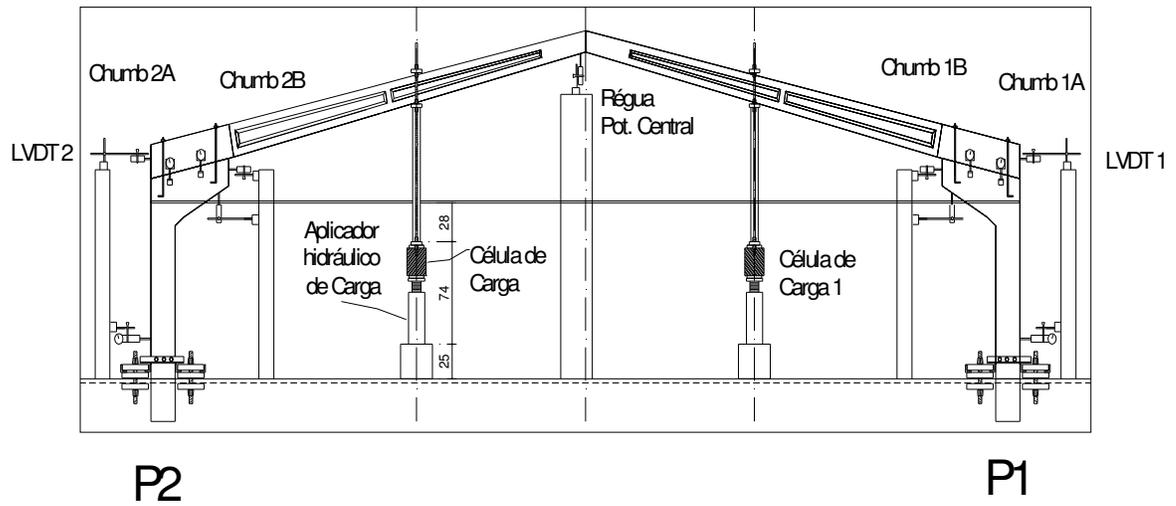


Figura 4.36 – Croqui do pórtico instrumentado a ser ensaiado e sistema aplicador de carga



Figura 4.37 – Modelo Montado

4.5 Plano de Aplicação de Cargas

O ensaio foi dividido em duas etapas. Primeiramente foram aplicadas cargas verticais de baixo para cima, simulando as cargas devidas ao vento. Aplicou-se carregamento até o nível de 12 kN que foi a carga próximo ao estimado para início da plastificação das armaduras inferiores da viga. Na segunda fase do ensaio aplicou-se carga de cima para baixo simulando as cargas gravitacionais. Aplicou-se carga nesse sentido até a ruptura do pórtico observando o escoamento das armaduras e até o ponto em que não se detectou acréscimo de carga aplicada. A carga estimada para fazer as armaduras superiores atingirem seu estado limite último por alongamento excessivo foi de aproximadamente 15,5 kN.

O plano de aplicação de carga consistiu na aplicação de força pelo macaco hidráulico com incrementos de 0,15kN a cada segundo. A aplicação de carga era pausada a cada 1kN para anotação dos dados medidos analogicamente (relógios marcadores da base dos pilares e relógios marcadores de deslocamento relativo entre viga e cabeça de pilar), para verificação e marcação da formação, evolução e abertura de fissuras.

Como já comentado a estrutura foi dimensionada com base em carregamentos, gravitacional e ação de vento, equivalentes aos de uma estrutura de galpão comum. A carga de ruptura estimada, portanto, é aquela a qual vai conferir a estrutura esforços da mesma ordem de grandeza daqueles proporcionados pelas ações de cálculo consideradas no dimensionamento das armaduras.

5. Resultados de Processos Analíticos de Cálculo

Com objetivo de auxiliar a análise dos resultados experimentais alguns parâmetros foram calculados por métodos analíticos para servir como referência nas análises e conclusões finais.

5.1 Cálculo Teórico das Tensões e Deformações nos Chumbadores

5.1.1 Deformações Teóricas nos Chumbadores considerando zona de compressão

Primeiramente foi feita uma estimativa das tensões e deformações nos chumbadores considerando que o esforço de flexão na ligação viga-pilar foi representado pelo seguinte esquema de forças sugerido em FERREIRA (1993).

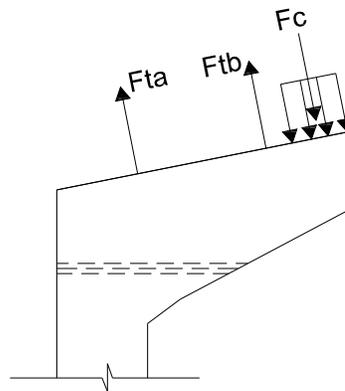


Figura 5.1 – Sistema de forças resultantes na ligação

As forças ilustradas na figura podem ser discretizadas com o seguinte esquema estático:

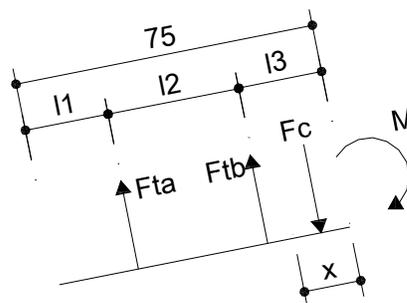


Figura 5.2 – Esquema estático para cálculo das forças F_{tA} , F_{tB} , F_c

Para o cálculo das forças atuantes no chumbador usa-se as seguintes formulações:

- Equação do equilíbrio de forças

$$\Sigma F=0 \text{ , logo } F_{tA} + F_{tB} + F_C = 0$$

- Equação de equilíbrio de momentos

$$\Sigma M=0 \text{ , assim } M = F_{tA} \cdot l_1 + F_{tB} \cdot (l_1 + l_2) - F_C \cdot (l_1 + l_2 + l_3 - x/2)$$

- Equação de compatibilidade dos deslocamentos

$$F_{tA} \cdot (l_3 - x) = F_{tB} \cdot (l_2 + l_3 - x)$$

F_{tA} – Resultante de tração no chumbador A

F_{tB} – Resultante de tração no chumbador B

F_C – Resultante de compressão atuante na cabeça do pilar

M – Momento Atuante na ligação

l_1 – Distância do chumbador A à extremidade mais externa da cabeça do pilar em relação ao vão

l_2 – Distância do chumbador A ao chumbador B

l_3 – Distância do chumbador B à extremidade mais interna da cabeça do pilar em relação ao vão

x – zona de compressão distribuída na cabeça do pilar

A equação de compatibilidade considerada foi obtida considerando a viga como corpo rígido (sem consideração do efeito de flexão do elemento) para que não houvesse problemas de hiperestaticidade no problema.

As forças tração encontradas com a resolução dos sistemas na verdade são componentes das forças atuantes nos chumbadores, pois esses se encontram em posição vertical. Logo, para encontrar as forças atuantes basta dividir os valores encontrados pela inclinação da cabeça do pilar. Assim:

$$F_A = F_{tA} / \cos 11,3^\circ \text{ e } F_B = F_{tB} / \cos 11,3^\circ$$

Resolvido o sistema de equações e calculado as forças de tração nos chumbadores chegou-se à tensão atuante com a seguinte expressão:

$$\sigma_s = F / A \text{ ,}$$

Sendo F a força de tração calculada e A área da seção do chumbador

Em seguida considerando a lei de Hooke para a tensão resistida pelo chumbador pode-se calcular a deformação específica esperada com a equação:

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon$$

Com ε igual à deformação específica do chumbador e E_s o módulo de deformação do aço do chumbador.

De acordo com as medidas geométricas já apresentadas :

$$l_1 = 20,9 \text{ cm}$$

$$l_2 = 33,14 \text{ cm}$$

$$l_3 = 20,9 \text{ cm}$$

Sabendo-se que o módulo de deformação do chumbador é $E_s = 200 \text{ GPa}$ e a área da seção do chumbador com $\varnothing = 16 \text{ mm}$ é $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ chega-se ao seguintes valores para deformações nos chumbadores:

F (kN)	M (kN.m)*	Fta (kN)	σ_{sA} (MPa)	$\mu\varepsilon$ Chumb A	Ftb (kN)	σ_{sB} (MPa)	$\mu\varepsilon$ Chumb B	Fc (kN)
1	0,8	1,56	7,8	38,84	0,36	1,8	9,07	-1,9
2	1,7	3,32	16,5	82,54	0,77	3,9	19,28	-4,1
3	2,5	4,88	24,3	121,38	1,14	5,7	28,35	-6,0
4	3,4	6,63	33,0	165,08	1,55	7,7	38,56	-8,2
5	4,2	8,20	40,8	203,92	1,91	9,5	47,63	-10,1
6	5	9,76	48,6	242,76	2,28	11,3	56,70	-12,0
7	5,9	11,51	57,3	286,46	2,69	13,4	66,91	-14,2
8	6,7	13,07	65,1	325,30	3,05	15,2	75,98	-16,1
9	7,5	14,64	72,8	364,14	3,42	17,0	85,06	-18,1
10	8,4	16,39	81,6	407,84	3,83	19,1	95,26	-20,2
11	9,2	17,95	89,3	446,68	4,19	20,9	104,34	-22,1
12	10,1	19,71	98,1	490,38	4,60	22,9	114,54	-24,3
13	10,9	21,27	105,8	529,22	4,97	24,7	123,61	-26,2
14	11,7	22,83	113,6	568,06	5,33	26,5	132,69	-28,2
15	12,6	24,59	122,4	611,76	5,74	28,6	142,89	-30,3
16	13,4	26,15	130,1	650,60	6,11	30,4	151,97	-32,3
17	14,2	27,71	137,9	689,44	6,47	32,2	161,04	-34,2
18	15,1	29,47	146,6	733,14	6,88	34,2	171,25	-36,3
19	15,9	31,03	154,4	771,98	7,25	36,1	180,32	-38,3
20	16,8	32,78	163,1	815,68	7,66	38,1	190,53	-40,4
21	17,6	34,34	170,9	854,52	8,02	39,9	199,60	-42,4
22	18,4	35,91	178,7	893,36	8,39	41,7	208,67	-44,3

* Momentos na ligação devidos às cargas aplicadas calculados elasticamente com o Programa Ftools

Tabela 5.1 – Esforços e deformações teóricos nos chumbadores considerando zona de compressão

Os momentos considerados no cálculo correspondem às cargas aplicadas gradativamente no pórtico tanto no sentido de cima pra baixo como de baixo pra cima.

Os valores das deformações específicas calculadas servem para comparação tanto dos valores encontrados experimentalmente na aplicação de carga em um sentido como no outro. O esquema estático demonstrado na Figura 5.2 representa a aplicação de cargas no pórtico de cima para baixo. Mudando-se o sentido da mesma os valores são invertidos entre os chumbadores já o que o deslocamento da viga ocorre no sentido inverso.

5.1.2 Deformações teóricas nos chumbadores considerando elementos infinitamente rígidos

Para efeito de comparação e balizamento nas análises posteriores foram calculadas também as deformações específicas teóricas nos chumbadores considerando os elementos como infinitamente rígidos. Essa consideração resulta em um sistema de forças resistentes ao momento fletor o qual não tem zona de compressão. A Figura 5.3 mostra o mecanismo teórico seguindo essa premissa:

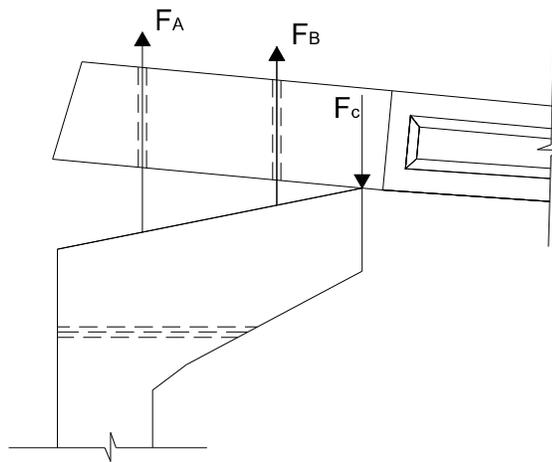


Figura 5.3 – Deslocamento da viga considerada infinitamente rígida

Corrigindo as formulações para este caso tem-se as seguintes equações:

- Equação do equilíbrio de forças

$$\Sigma F=0 \text{ , logo } F_{tA} + F_{tB} - F_C = 0$$

- Equação de equilíbrio de momentos

$$\Sigma M=0 \text{ , assim } M = F_{tA} \cdot l_1 + F_{tB} \cdot (l_1 + l_2) - F_C \cdot (l_1 + l_2 + l_3)$$

- Equação de compatibilidade dos deslocamentos

$$F_{tA} \cdot l_3 = F_{tB} \cdot (l_2 + l_3)$$

Dessa forma usando as demais equações e os mesmos valores dos seus parâmetros constituintes chegou-se aos seguintes valores:

F (kN)	M (kN.m)	Fta (kN)	σ_{sa} (MPa)	$\mu\epsilon$ A	Ftb (kN)	σ_{sb} (MPa)	$\mu\epsilon$ B	Fc (kN)
1	0,8	1,31	6,5	32,67	0,51	2,5	12,64	-1,8
2	1,7	2,79	13,9	69,43	1,08	5,4	26,85	-3,9
3	2,5	4,10	20,4	102,11	1,59	7,9	39,49	-5,7
4	3,4	5,58	27,8	138,87	2,16	10,7	53,71	-7,7
5	4,2	6,89	34,3	171,54	2,67	13,3	66,34	-9,6
6	5	8,21	40,8	204,21	3,17	15,8	78,98	-11,4
7	5,9	9,69	48,2	240,97	3,75	18,6	93,20	-13,4
8	6,7	11,00	54,7	273,65	4,25	21,2	105,83	-15,3
9	7,5	12,31	61,3	306,32	4,76	23,7	118,47	-17,1
10	8,4	13,79	68,6	343,08	5,33	26,5	132,69	-19,1
11	9,2	15,10	75,2	375,75	5,84	29,1	145,33	-20,9
12	10,1	16,58	82,5	412,51	6,41	31,9	159,54	-23,0
13	10,9	17,89	89,0	445,18	6,92	34,4	172,18	-24,8
14	11,7	19,21	95,6	477,86	7,43	37,0	184,82	-26,6
15	12,6	20,68	102,9	514,62	8,00	39,8	199,03	-28,7
16	13,4	22,00	109,5	547,29	8,51	42,3	211,67	-30,5
17	14,2	23,31	116,0	579,97	9,02	44,9	224,31	-32,3
18	15,1	24,79	123,3	616,72	9,59	47,7	238,52	-34,4
19	15,9	26,10	129,9	649,40	10,09	50,2	251,16	-36,2
20	16,8	27,58	137,2	686,16	10,67	53,1	265,38	-38,2
21	17,6	28,89	143,8	718,83	11,17	55,6	278,01	-40,1
22	18,4	30,20	150,3	751,50	11,68	58,1	290,65	-41,9

Tabela 5.2 – Esforços e deformações teóricos nos chumbadores considerando rigidez infinita dos elementos

5.2 Cálculo Teórico das Deformabilidades

5.2.1 Deformabilidade considerando zona de compressão

A deformabilidade da ligação viga-pilar foi calculada de acordo com as formulações descritas no item 3.1.5. Desta forma tem-se:

Cálculo do alongamento do chumbador:

$$\Delta h_s = \frac{\ell_s \cdot F_T}{A \cdot E_s}$$

usando o valor da maior força de tração calculada no chumbador mais solicitado tem-se:

$$F_T = 35,91 \text{ kN}$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

O comprimento do chumbador considerado para cálculo foi tomado segundo recomendado pelos ensaios feito em MIOTTO (2002) que é:

$$\ell_s = \ell_0 + 0,8 \cdot \ell_{Emb}$$

Seguindo as medidas apresentadas no item 4.2.2 do chumbador desenvolve-se:

$$\ell_s = 33 + 0,8 \cdot 17 \text{ logo } \ell_s = \mathbf{46,6 \text{ cm}}$$

Assim :

$$\Delta h_s = \frac{\ell_s \cdot F_T}{A \cdot E_s} = \frac{46,6 \cdot 35,91}{2,01 \cdot 200 \cdot 10^2} = 0,42 \text{ mm}$$

Calculando o deslocamento vertical da cabeça do pilar tem-se:

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

Para $F_T=35,91$ tem-se $M= 18,94$ kN.m e considerando os seguintes parâmetros:

$$E_c = E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{36,55} = 28777,34 \text{ MPa}$$

Para esta análise foram utilizados os valores de resistência à compressão encontrados nos ensaios com corpo de prova do concreto utilizado. Desta maneira, pode-se comparar coerentemente os resultados analíticos com aqueles obtidos no ensaio experimental.

tem-se também:

$$I_c = 6,36 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$x = 10,81 \text{ cm}$$

$$z = (\ell_c - x/2) = [54,04 - (10,81)/2] = 48,63 \text{ cm}$$

$$\ell_c = 51 \text{ cm}$$

$$a_1 = (\ell_c - x) = 40,2 \text{ cm}$$

logo chega-se a

$$\delta = \mathbf{0,077 \text{ mm}}$$

O valor do deslocamento relativo vertical total da ligação então é:

$$\Delta h = \Delta h_s + \delta = 0,42 + 0,077 = 0,49 \text{ mm}$$

Calculando a rotação em conseguinte tem-se:

$$\varphi = \frac{\Delta h}{\ell_e} = \frac{0,49}{540,4} = 0,000913 \text{ rad}$$

Desta forma obtem-se finalmente o valor da deformabilidade à flexão da ligação pela expressão:

$$\lambda_{\varphi} = \frac{\varphi}{M} ;$$

Utilizando o mesmo valor de M usado na equação de deslocamento vertical da cabeça do pilar tem-se a seguinte relação:

$$\lambda_{\varphi} = \frac{0,000913}{18,94} = 4,82 \cdot 10^{-5} \frac{\text{rad}}{\text{kN.m}} \text{ e consequentemente } K_{\varphi} = 20746,9 \frac{\text{kN.m}}{\text{rad}} .$$

Pode-se concluir então que com as considerações feitas a deformabilidade teórica da ligação tem

o valor de $4,82 \cdot 10^{-5} \frac{\text{rad}}{\text{kN.m}}$ e a rigidez $20746,9 \frac{\text{kN.m}}{\text{rad}}$.

5.2.2 Deformabilidade considerando rigidez infinita dos elementos

A deformabilidade da ligação pode ser também estimada com os valores de tração encontrados na análise que considera os elementos viga e cabeça dos pilares como infinitamente rígidos. Nessa análise não é considerada a flexão dos elementos da ligação logo pode-se dizer que a rotação relativa dos elementos é simplesmente o ângulo entre a viga e o pilar quando o plano da ligação gira (ver Figura 5.3). O limite de rotação, portanto está ligado à deformação dos chumbadores que são diretamente proporcionais às forças de tração devidas ao momento aplicado na ligação.

Calculando-se a deformabilidade com os dados do momento máximo aplicado e seu consequente esforço de tração no chumbador mais solicitado tem-se:

Deformação final do chumbador A para carga Gravitacional:

$$\Delta \ell_s = \frac{\ell_s \cdot F_T}{A \cdot E_s} = \frac{46,6 \cdot 30,20}{2,01 \cdot 200 \cdot 100} = 0,35 \text{ mm}$$

Rotação relativa da ligação

$$\varphi = \frac{\Delta \ell_s}{z} = \frac{0,35}{540,4} = 0,0006476 \text{ rad}$$

Com esses valores encontrados chega-se a deformabilidade com:

$$\lambda_{\varphi} = \frac{0,0006476}{18,4} = 3,51 \cdot 10^{-5} \frac{\text{rad}}{\text{kN.m}} \quad \text{logo} \quad K_{\varphi} = 28490 \frac{\text{kN.m}}{\text{rad}}$$

Portanto, a deformabilidade teórica da ligação considerando os elementos como infinitamente rígidos tem o valor de $3,51 \cdot 10^{-5} \frac{\text{rad}}{\text{kN.m}}$ e a rigidez, que corresponde ao inverso, tem o valor de

$$28490 \frac{\text{kN.m}}{\text{rad}}.$$

5.2.3 Comparação dos resultados teóricos

Pode-se observar que a deformabilidade da ligação, considerando os elementos vigas e pilares como infinitamente rígidos, é menor que a calculada com o primeiro método. Essa diferença pode ser explicada pelo fato do segundo método não considerar as deformações por flexão nem da viga nem do pilar. Adicionalmente, ao considerar os elementos como infinitamente rígidos impõem-se uma condição de carga concentrada de compressão na extremidade da cabeça dos pilares (ver Figura 5.3), ao contrário do primeiro método que considera uma zona de compressão (ver Figura 5.2) ao invés de uma força centrada. Desta forma a distância entre as forças que compõem o binário resistente é menor, o que eleva o valor da tração nos chumbadores e também da deformação nos mesmos. Com deformações maiores tem-se rotações relativas entre a viga e a cabeça dos pilares também maiores o que caracteriza uma menor rigidez e conseqüentemente uma maior deformabilidade.

6. Análise e Resultados experimentais

6.1 Carregamento Aplicado

O Pórtico ensaiado foi submetido a um carregamento gradativo nos dois sentidos que seguiu o seguinte desenvolvimento de cargas:

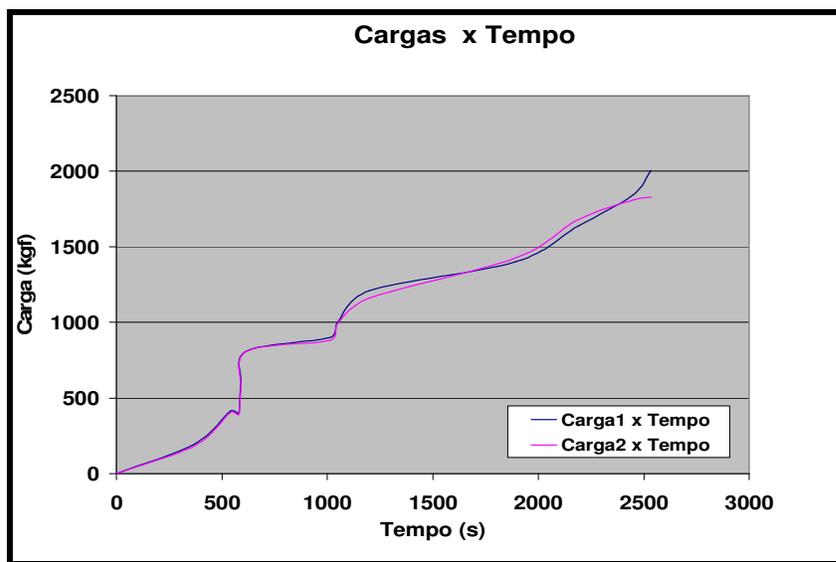


Figura 6.1 – Gráfico de evolução de cargas com tempo no experimento 1 (Protótipo Piloto) simulando cargas gravitacionais

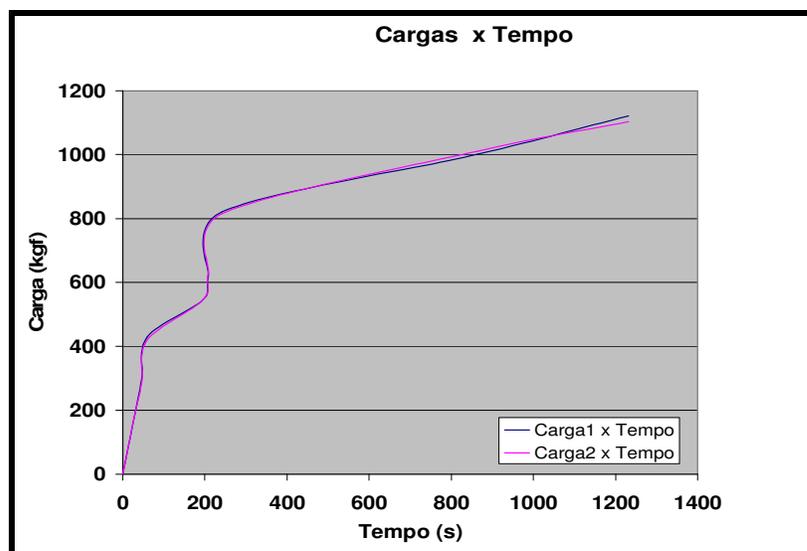


Figura 6.2 - Gráfico de evolução de cargas com tempo no experimento 1 simulando cargas de sucção

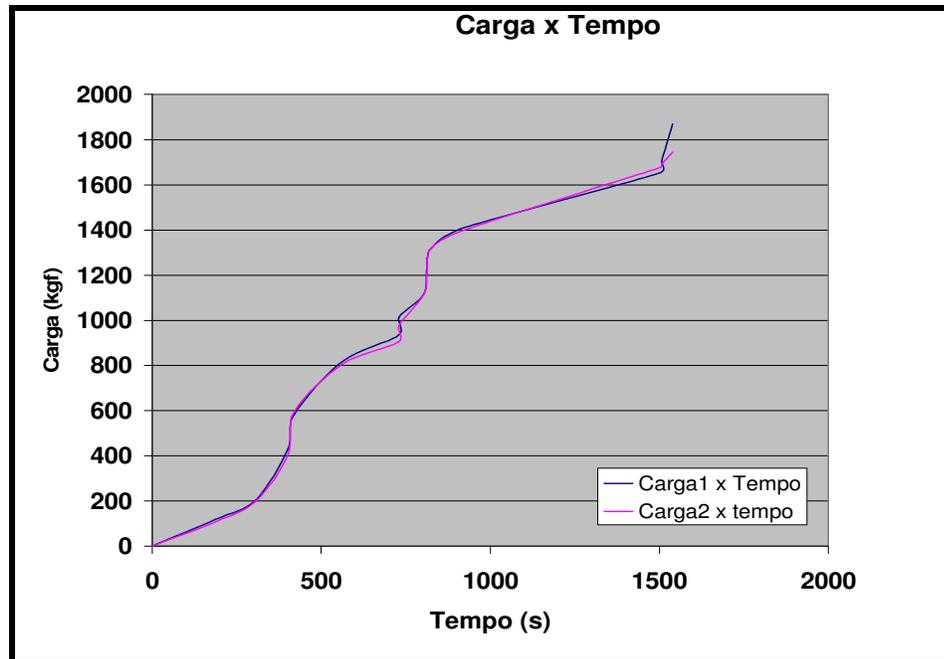


Figura 6.3 - Gráfico de evolução de cargas com tempo no experimento 2 simulando cargas gravitacionais

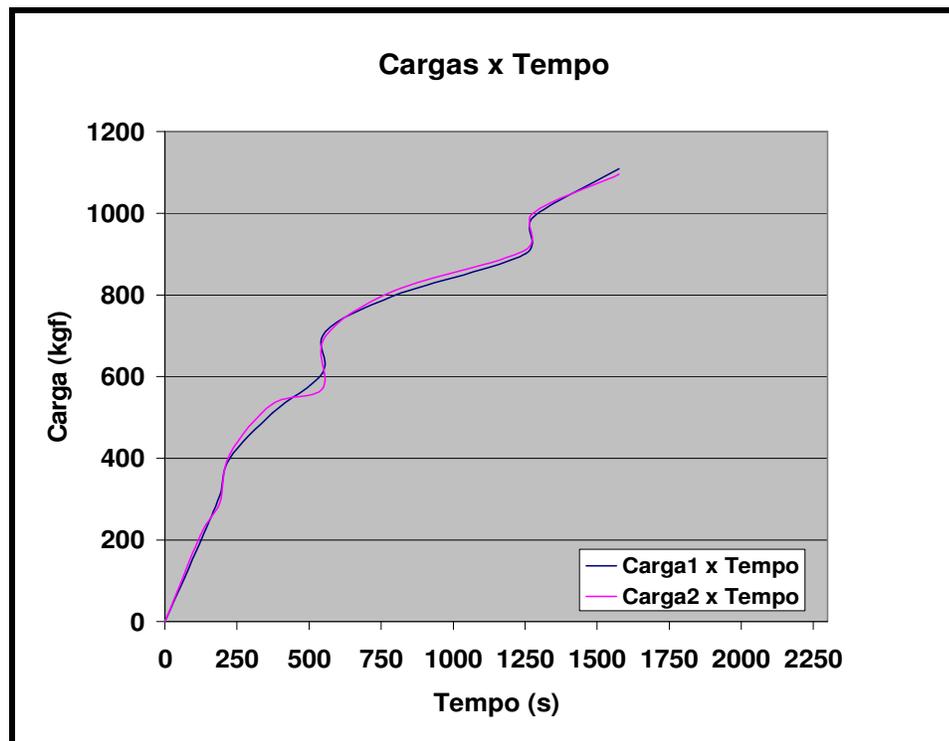


Figura 6.4 - Gráfico de evolução de cargas com tempo no experimento 2 simulando cargas de sucção

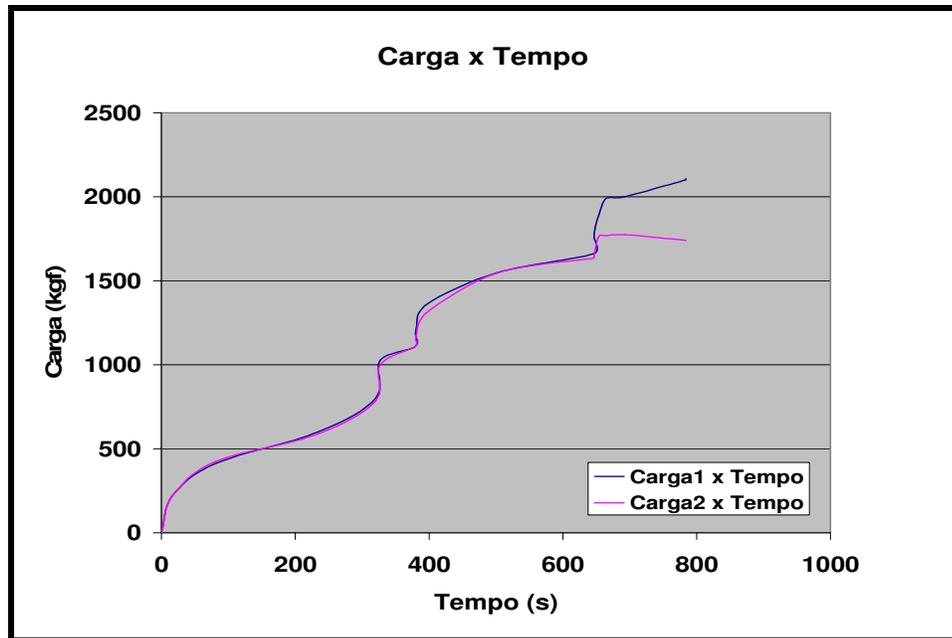


Figura 6.5 - Gráfico de evolução de cargas com tempo no experimento 3 simulando cargas gravitacionais

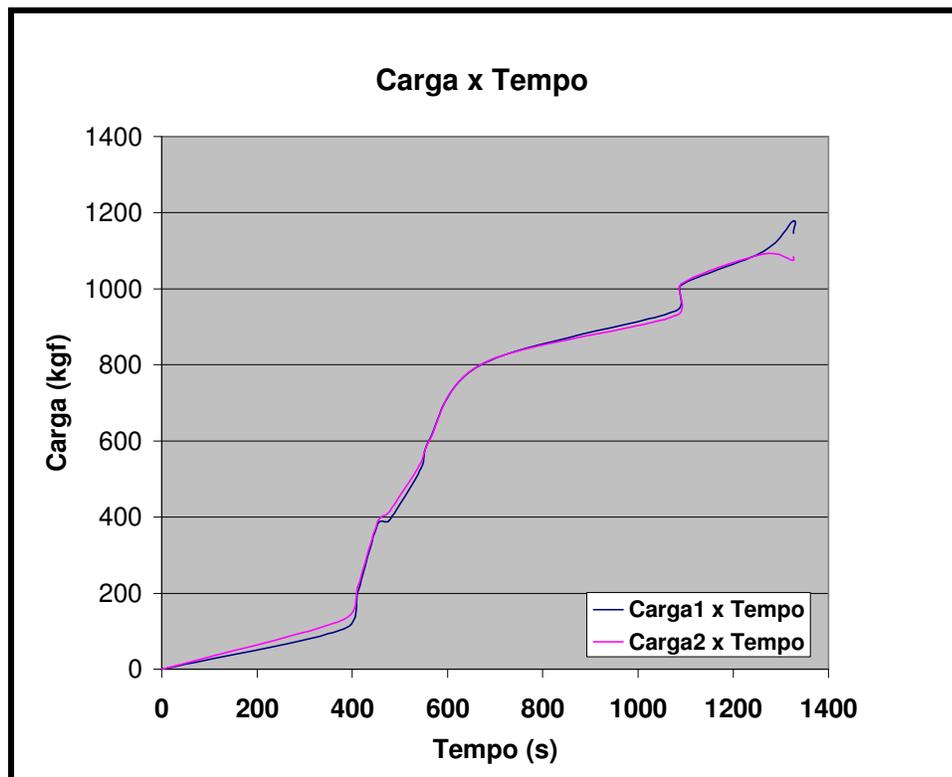


Figura 6.6 - Gráfico de evolução de cargas com tempo no experimento 3 simulando cargas de sucção

Pode-se observar que as cargas foram aplicadas até aproximadamente 11kN no sentido de baixo pra cima (simulação de sucção) e até o nível de 18 kN no sentido de cima pra baixo (simulando esforços devidos a carregamentos gravitacionais). O carregamento foi cessado quando não foram detectados pela célula de carga acréscimos significativos de força aplicada.

6.2 Fissuração do pórtico

A distribuição e evolução das fissuras nos três pórticos ensaiados ocorreram mais ou menos da mesma forma. A Figura 3.9 mostra uma representação das fissuras observadas em todas as estruturas ensaiadas.

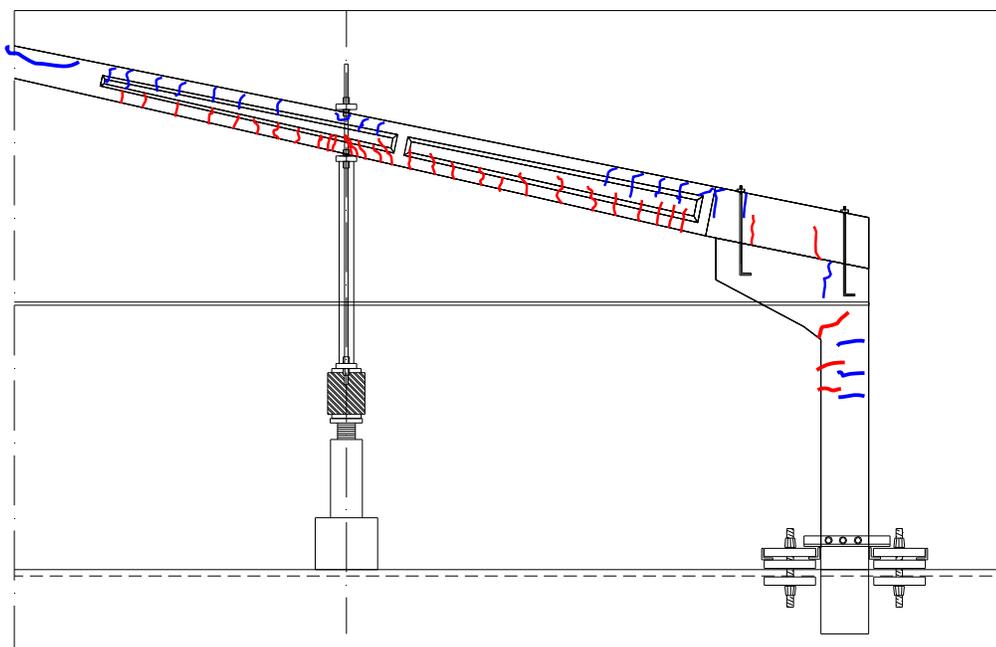


Figura 6.7 – Fissura ao Longo das estruturas

As fissuras sinalizadas em vermelho na figura 3.8 representam aquelas que surgiram devidas ao esforço de flexão quando a carga foi aplicada de baixo para cima. As fissuras em azul são devidas ao esforço de flexão quando as cargas foram aplicadas de cima para baixo.

A carga estimada para fissuração da viga do pórtico nas proximidades do apoio onde a seção é retangular era de aproximadamente 9kN. Porém no ensaio de simulação de esforços devido ao vento as primeiras fissuras visíveis apareceram com aplicação de aproximadamente 6kN. Já no ensaio de simulação de carga gravitacional as fissuras apareceram com a aplicação de carga de valor em torno de 11 kN. A abertura precoce de fissuras no ensaio de sucção e retardada no ensaio de carga gravitacional deve-se ao fato de que as vigas situam-se inclinadas

no pórtico. O que ocorre é que as cargas por serem verticais não incidem perpendicularmente nas vigas e assim são gerados esforços de flexo-compressão e flexo-tração a depender do sentido de aplicação das cargas. No caso da simulação de sucção são gerados esforços flexão e esforços axiais de tração, à medida que, com cargas aplicadas de cima para baixo as vigas são solicitadas com flexão e compressão axial. Logo, o efeito da flexo-tração no ensaio de sucção provocou a abertura das fissuras antes da carga prevista, assim como a flexo-compressão no ensaio de cargas gravitacionais retardou o aparecimento das mesmas.

6.3 Ruptura do modelo

A ruptura da estrutura ocorreu na segunda fase dos experimentos, ou seja, aplicando cargas de cima pra baixo. Escolheu-se romper a estrutura aplicando carga nesse sentido, pois dimensionou-se as armaduras com uma envoltória de esforços a qual apontava para uma pior situação nesse sentido de aplicação das cargas consideradas.

Com a aplicação das cargas nesse sentido além da abertura de fissuras as vigas sofreram deslocamentos verticais em todo o vão. Observou-se então, que na ligação viga-viga em certo momento do ensaio houve um travamento entre as duas vigas devido ao encontro das extremidades dessas. Esse travamento deve-se à geometria dessas extremidades. A face de encontro das duas vigas não é perpendicular à face superior e inferior das vigas devido à inclinação dessas no pórtico. Dessa forma elas tendem e se encontrar com as faces paralelas uma a outra. Com aumento do deslocamento da estrutura devida à evolução das cargas aplicadas constatou-se, então, uma ruptura localizada da seção da viga, bem próximo à ligação.

A Figura 6.8 ilustra a ligação viga-viga e a ruptura localizada.

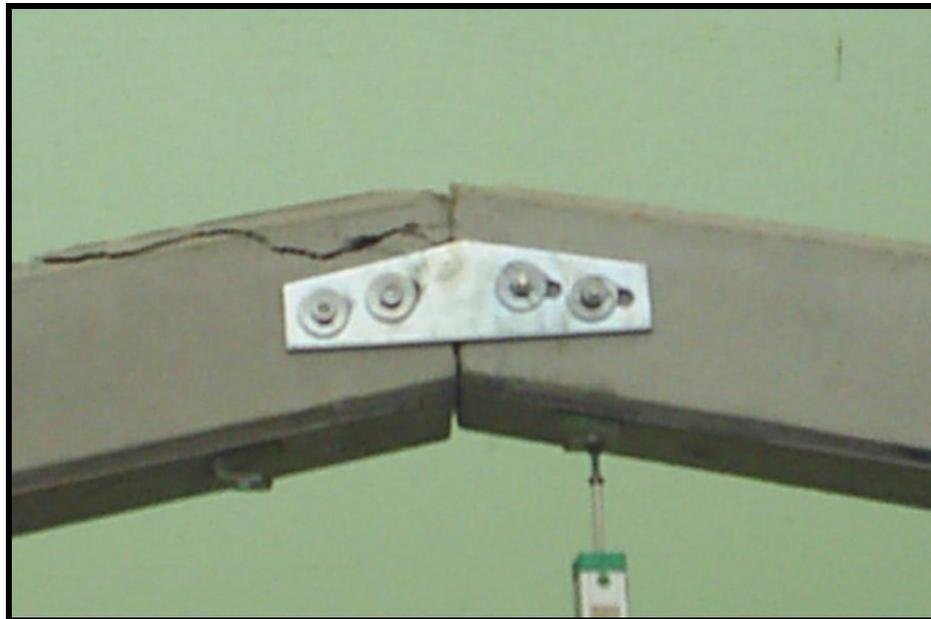


Figura 6.8 – Ruptura localizada na ligação viga-viga

Após a ruptura localizada e com o contínuo acréscimo de cargas, começaram a evoluir novas fissuras principalmente no ponto de aplicação das cargas. Adicionalmente, aumentava-se o número de fissuras em torno desse ponto de aplicação das cargas, as fissuras já existentes nesse ponto abriam-se de forma a caracterizar rachaduras e observou-se também o esmagamento do concreto nas fibras superiores o que caracterizou uma ruptura localizada nesta seção da viga (Figura 6.9).

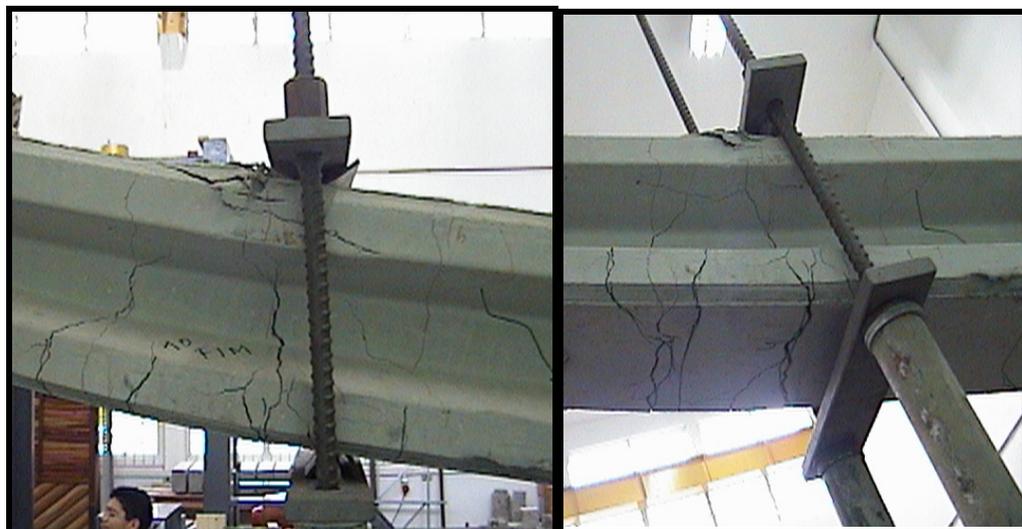


Figura 6.9 – Ruptura localizada no ponto de aplicação das cargas

Contudo, a estrutura continuou reagindo ao esforço aplicado pelos macacos hidráulicos e a célula de carga ainda registrava acréscimos de carga aplicada. Assim o ensaio prosseguiu com aplicações de carga adicional. Neste momento do ensaio a estrutura já mostrava uma nova configuração geométrica o que caracterizou um novo sistema estrutural (Figura 6.10 e 6.11).



Figura 6.10 – Vista diagonal do pórtico deformado após as rupturas localizadas



Figura 6.11 – Vista Frontal do pórtico deformado

O ensaio prosseguiu até que se constatasse uma deformação ininterrupta da estrutura sem acréscimo de carga significativo medido. Essa ruptura foi alcançada à marca de 18 kN com força aplicada de cima para baixo.

O mecanismo de travamento observado na ligação viga-viga é ilustrado na Figura 6.12.

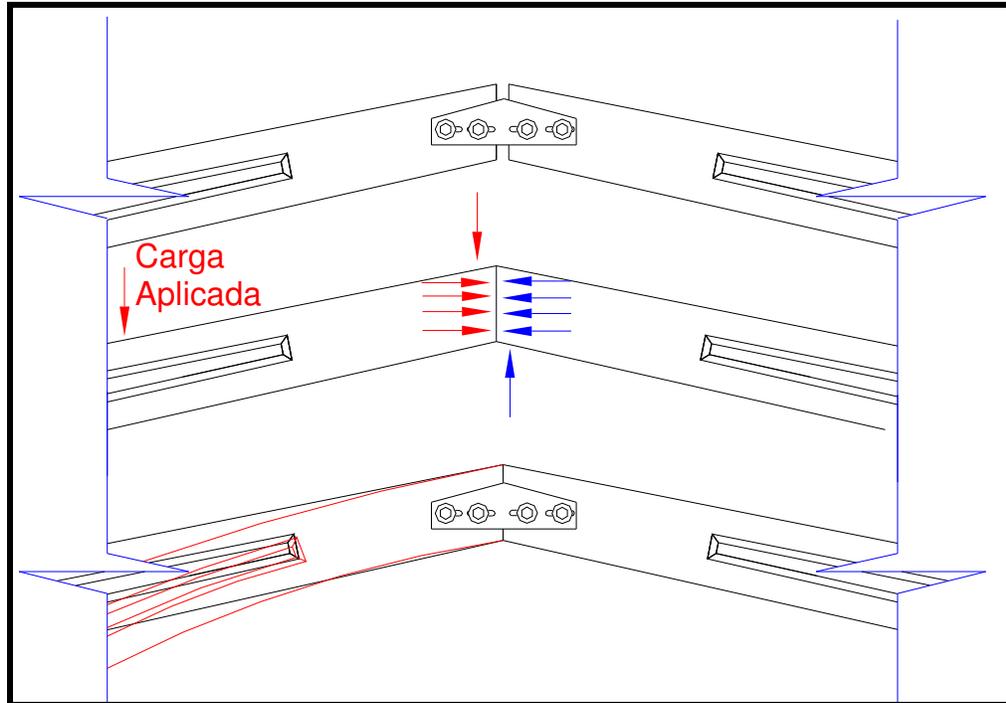


Figura 6.12 – Mecanismo de travamento da ligação viga-viga

Como está demonstrado na Figura 6.12 quando as extremidades das vigas entraram em contato a liberdade para o deslocamento devido a flexão foi bloqueada. A partir desse contato estabeleceu-se ali um equilíbrio de forças de reação de compressão e esforço cortante localizado. As faces da extremidade das vigas ficam quase que paralelas, quando aplicadas as cargas de cima pra baixo, porém devido a imperfeições de acabamento das vigas, pequenos erros na locação dos pilares ou folga no encaixe das vigas sobre a cabeça dos pilares, as faces de extremidade das vigas não entram em contato inteiramente o que reduz bastante a superfície de contato. As tensões de compressão concentradas nessa localidade causaram a ruptura localizada da ligação viga-viga (ver Figura 6.13).

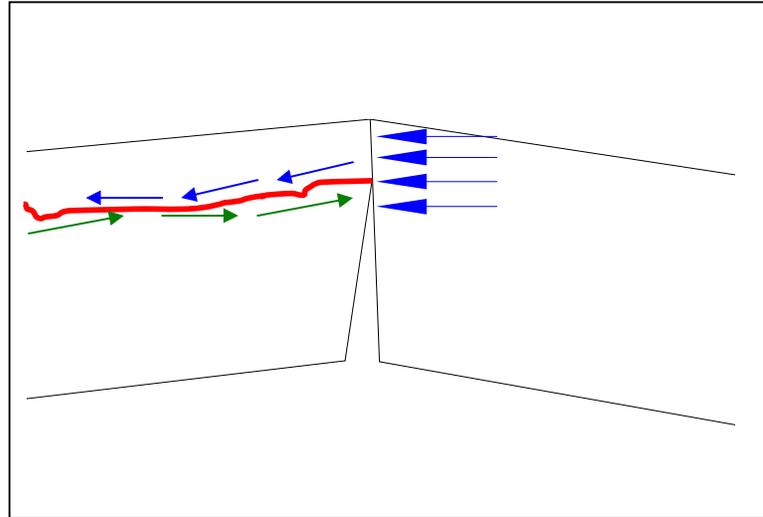


Figura 6.13 – Concentração de tensão no encontro entre as vigas

A ruptura localizada na ligação viga-viga pode ter influenciado de forma significativa na ruptura localizada posterior do ponto de aplicação das cargas assim como na nova configuração do sistema estrutural do pórtico. A restrição ao deslocamento no nó de encontro das vigas com o carregamento, contudo não é escopo do presente trabalho.

A carga estimada para início do escoamento do aço no ensaio de sucção, nas seções da viga no apoio, foi de 15,5 kN. Para início do escoamento do aço, nas seções das vigas próximo ao apoio, no ensaio de cargas gravitacionais é de 19,4kN.

Para o melhor entendimento do comportamento do pórtico foram também determinadas as relações momento x curvatura.

6.4 Determinação do gráfico Momento x Rotação na ligação viga-pilar

Para determinação da rigidez da ligação viga-pilar foram usados os dados medidos nos relógios marcadores digitais e dos transdutores de deslocamento localizados na cabeça dos pilares e na região próximo ao apoio nas vigas. A rigidez à flexão da ligação, por definição, corresponde à rotação relativa da viga em relação ao pilar quando solicitada por determinado momento. Logo o valor da relação momento x rotação foi calculado determinando a rigidez da ligação para cada momento aplicado no experimento.

Tem-se então:

$$K_{\text{ligação}} = \frac{M}{\phi} ; \text{ com}$$

K sendo o valor da rigidez à flexão na ligação viga-pilar

M é o momento aplicado para a determinada rotação

\emptyset a rotação relativa entre viga e cabeça do pilar

Para determinação da rotação relativa entre os elementos da ligação viga-pilar usou-se os dados medidos de deslocamento relativo entre viga e pilar com a evolução das cargas aplicadas. Para tanto foi feita uma regressão linear dos outros pontos da estrutura adjacentes aos relógios marcadores digitais, calculando assim ângulo \emptyset . Os valores de rotação encontrados levaram em conta também as deslocabilidades relativas medidas pelos relógios analógicos, embora não tenham sido registrados deslocamentos expressivos na base dos pilares na ligação com a laje de reação.

A regressão linear foi feita considerando que não houve deformação da viga por flexão em cima da cabeça do pilares. Desta forma pode-se aplicar uma relação de proporcionalidade no calculo dos deslocamentos de todos os pontos da face da viga em contato com o pilar.

A Figura 6.14 ilustra a metodologia aplicada.

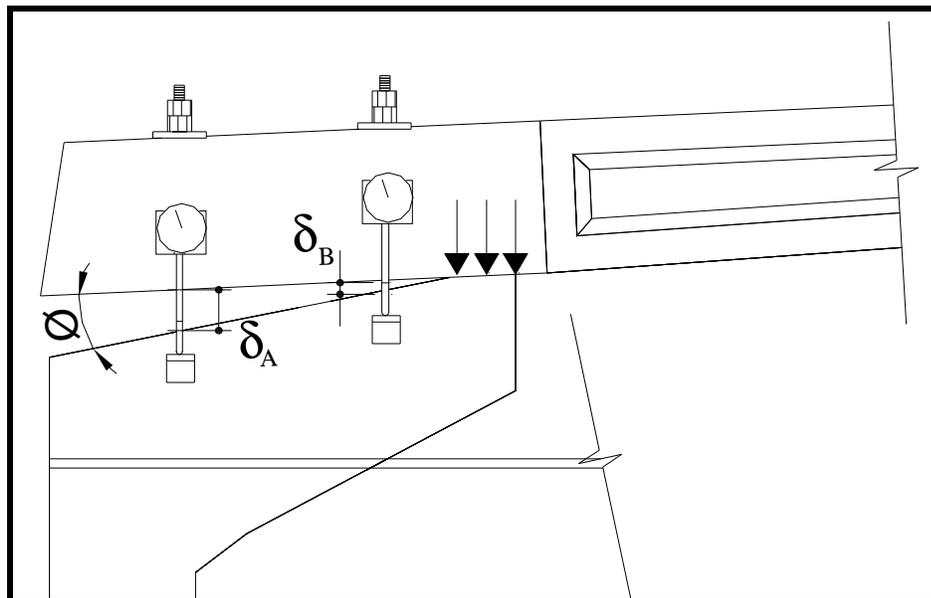


Figura 6.14 – Deslocamento relativo na ligação viga pilar

Tem-se então que para cargas aplicadas de cima pra baixo:

$$\emptyset = \frac{\delta_A - \delta_B}{d_2} \quad ; \quad \text{com:}$$

δ_A – deslocamento relativo na localidade do chumbador A

δ_B – deslocamento relativo na localidade do chumbador B

d_2 – distância entre os chumbadores

O modelo utilizado para cálculo da rotação vale também para a carga aplicada no sentido inverso (simulação de esforço por sucção do vento) sendo que o deslocamento ocorre no sentido contrário. Logo, deve-se se fazer as devidas adaptações na equação usada.

Para melhor análise dos dados obtidos com os experimentos convencionou-se uma denominação com números para fazer referencia a qual pórtico ensaiado está se referindo. O pórtico 1, logo, refere-se ao protótipo piloto ou primeiro pórtico ensaiado, à medida que o pórtico 2 e 3 referem-se ao segundo e terceiro pórtico ensaiado respectivamente. Com o mesmo propósito denominou-se a ligação do lado direito do pórtico como L1 e o lado esquerdo como L2 de acordo com a vista da Figura 6.10.

A seguir são demonstrados em forma de gráficos as relações momento x rotação em todas as ligações referentes aos três pórticos ensaiados juntamente com as retas referentes às rigidezes calculadas por métodos analíticos nos itens 5.2.1 e 5.2.2 :

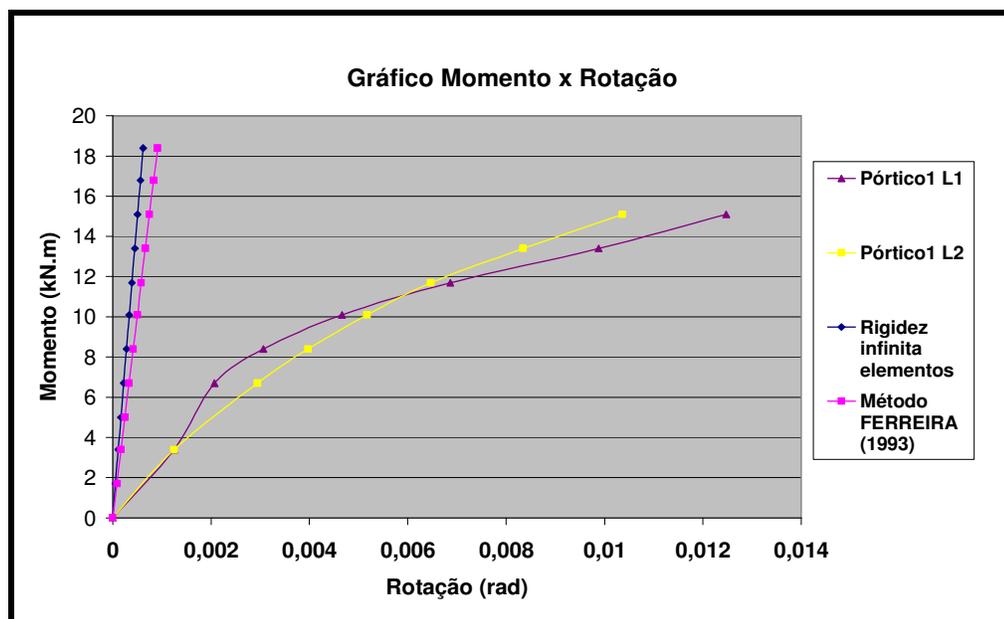


Figura 6.15 – Relação momento x rotação no primeiro pórtico ensaiado nos lados 1e 2 para cargas gravitacionais

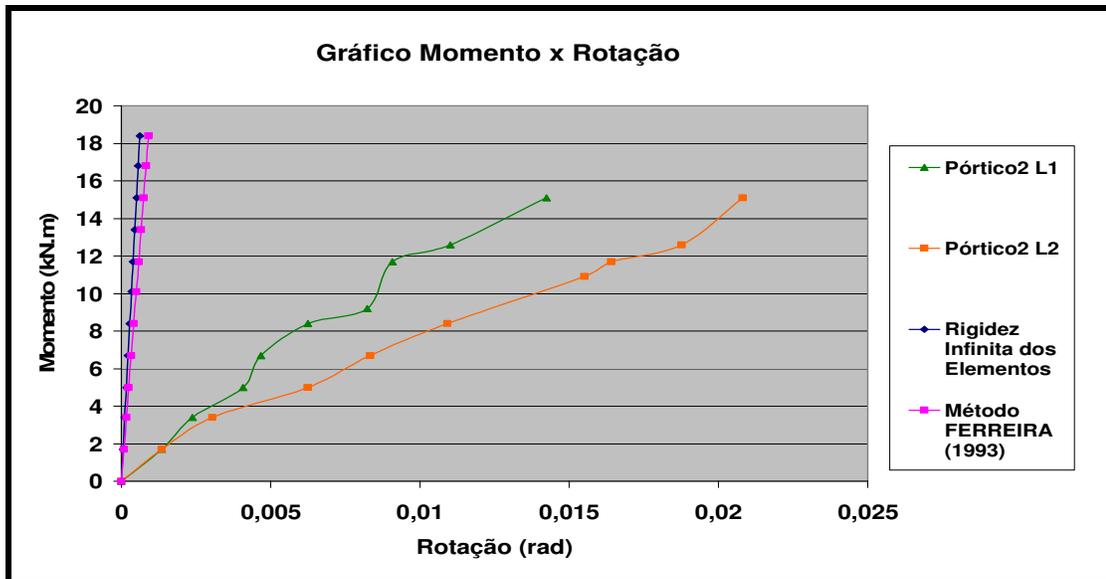


Figura 6.16 - Relação momento x rotação no segundo pórtico ensaiado nos lados 1 e 2 para cargas gravitacionais

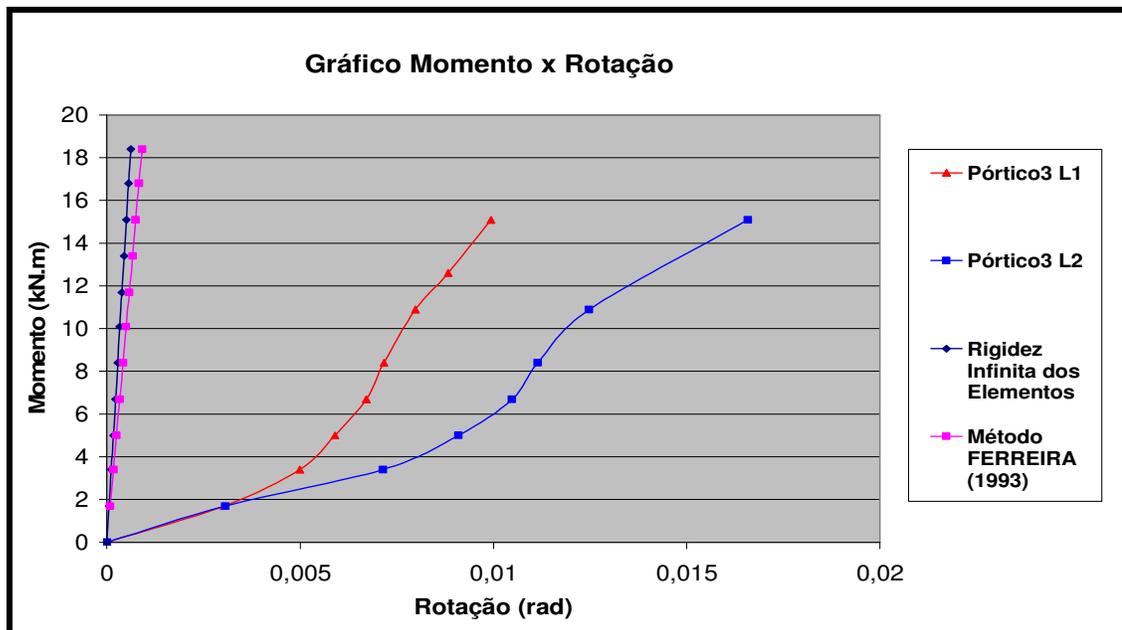


Figura 6.17 - Relação momento x rotação no terceiro pórtico ensaiado nos lados 1 e 2 para cargas gravitacionais

Pode-se observar que as ligações dos pórticos se comportaram de modo diferenciado. As curvas desenvolvidas pela relação momento x curvatura variaram de pórtico para pórtico, porém constatou-se também que as ligações de mesmo pórtico mantiveram um comportamento semelhante guardadas as devidas proporções. Os resultados diferenciados podem ser explicados

por uma série de fatores como falta de padronização no aperto das porcas nos chumbadores o que poderia trazer folga e favorecer uma maior rotação entre os elementos ou em contrapartida tornar a ligação mais rígida se apertada demasiadamente. Outro fator importante notado durante o experimento e na análise dos dados medidos foi a acomodação característica das ligações quando submetidas às cargas iniciais e de valor baixo. De modo diferenciado ajustavam seu posicionamento quando levemente solicitadas até acionarem seu mecanismo de resistência aos esforços.

Para efeito comparativo foram plotados, também, os gráficos momentos x rotação das ligações quando submetidas às cargas de baixo para cima.

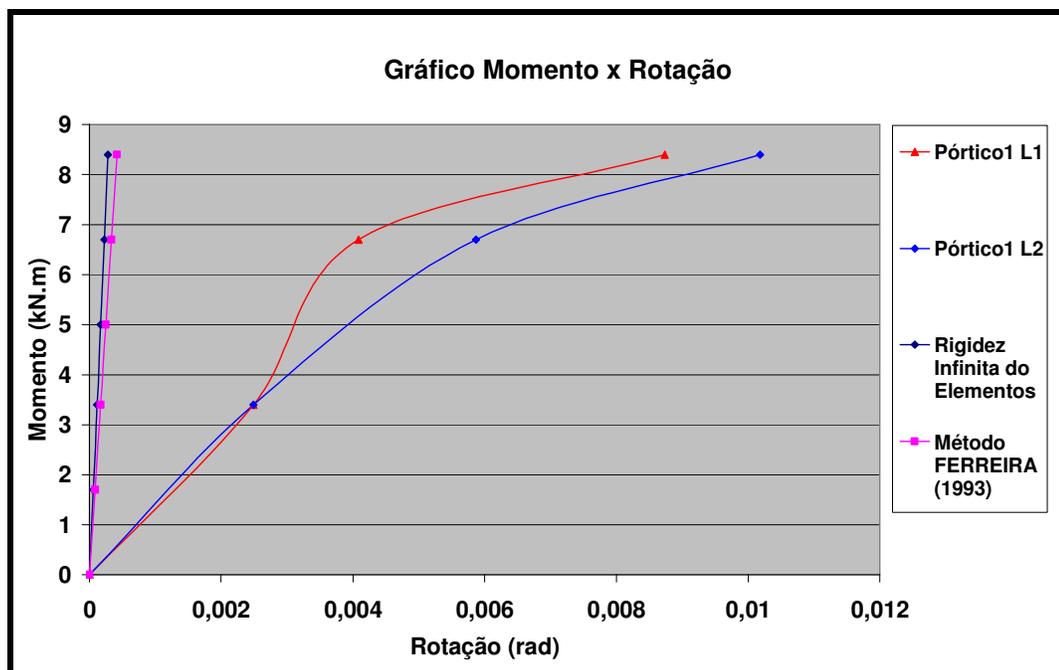


Figura 6.18 – Relação momento x rotação no primeiro pórtico ensaiado nos lados 1 e 2 para cargas de sucção

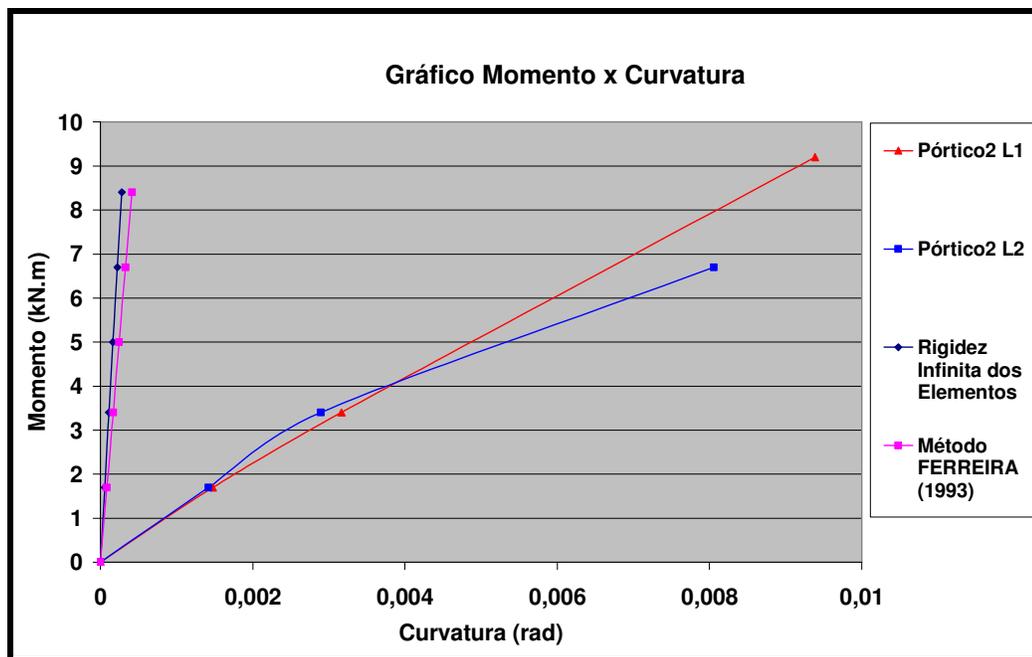


Figura 6.19 – Relação momento x rotação no segundo pórtico ensaiado nos lados 1 e 2 para cargas de sucção

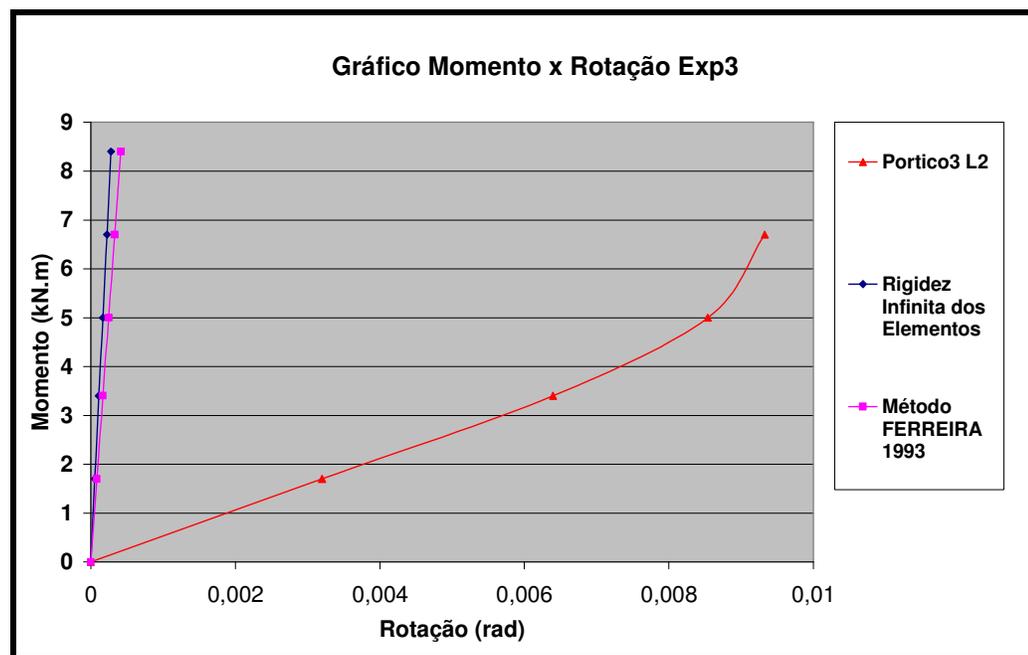


Figura 6.20 - Relação momento x rotação no terceiro pórtico ensaiado no lado 2 para cargas de sucção

Percebe-se que a rotação relativa entre viga e pilar com a evolução dos momentos aplicados, nas ligações observadas, não seguem um mesmo comportamento que as mesmas quando solicitadas no outro sentido de aplicação das cargas.

A limitação dos gráficos de momento x curvatura com o crescimento dos momentos atuantes deve-se ao fato do cursor dos relógios digitais terem tamanho de apenas 12 mm. Desta maneira não foi possível fazer leituras de deslocamentos relativos maiores que os apresentados.

Para uma melhor avaliação e comparação dos deslocamentos relativos entre viga e pilar quando as ligações são solicitadas na sucção e com carregamentos gravitacionais as curvas foram plotadas em mesmo gráfico.

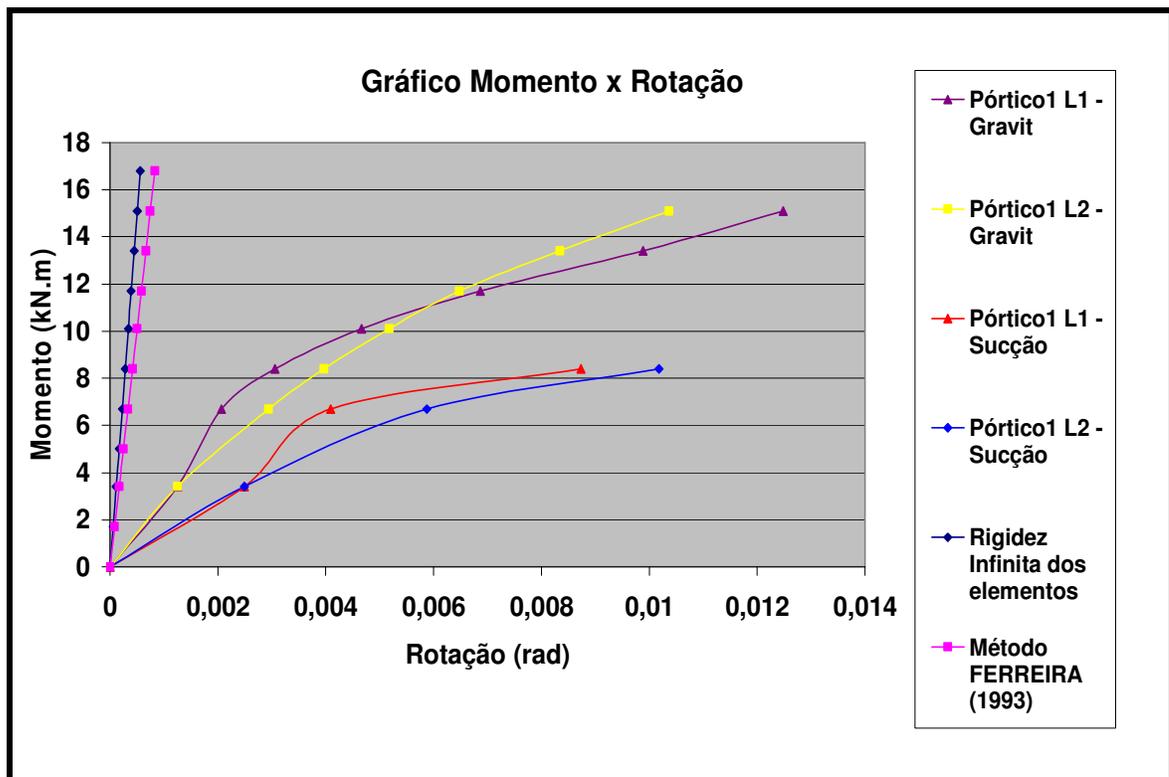


Figura 6.21 – Relação momento x rotação do primeiro pórtico ensaiado com carregamentos de sucção e gravitacionais

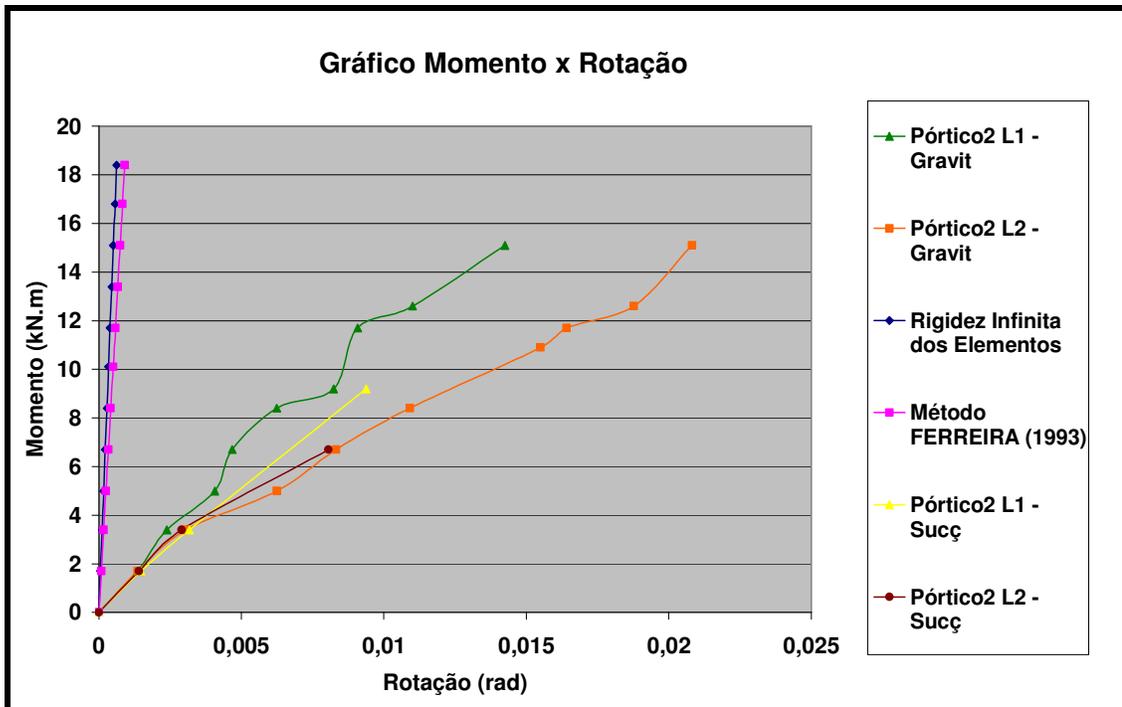


Figura 6.22 - Relação momento x rotação do segundo pórtico ensaiado com carregamentos de sucção e gravitacionais

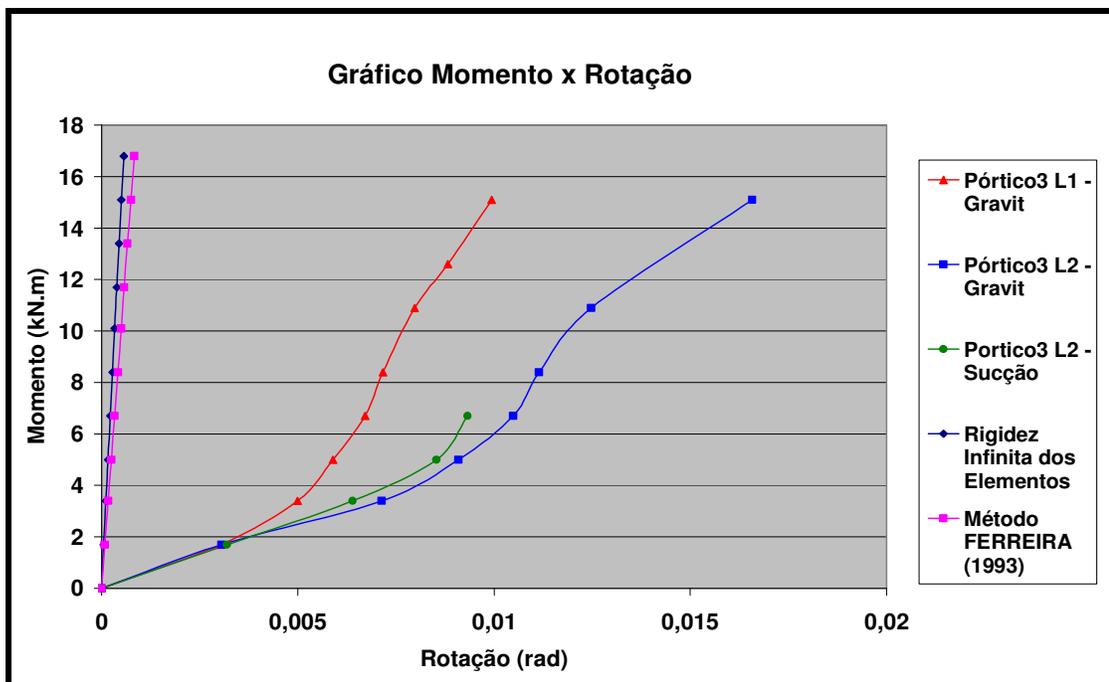


Figura 6.23 - Relação momento x rotação do segundo pórtico ensaiado com carregamentos de sucção e gravitacionais

Pode-se constatar que houve uma diferença expressiva nas rotações finais das duas ligações de cada pórtico no ensaio de cargas gravitacionais e de sucção. No ensaio de sucção

observou-se uma diferença média de 14 % entre duas ligações de mesmo pórtico. Já nos ensaios de cargas gravitacionais, os quais foram até a ruptura, observou-se uma diferença maior sendo esta de aproximadamente 36%. Neste caso as ligações viga-pilar do lado L2 (esquerdo de acordo com a Figura 6.10) apresentaram os maiores deslocamentos relativos. A explicação desse maior deslocamento pode estar aliada ao fato de nas vigas destas ligações, do lado L2, ocorrer também os efeitos de ruptura localizada observados. As rupturas localizadas podem ter feito com que o elemento de viga perdesse rigidez no ponto de aplicação de carga e na ligação viga-viga cedendo então a um maior deslocamento nesses dois pontos. Consequentemente a ligação deste lado foi mais solicitada e sofreu um maior deslocamento final.

Para poder comparar melhor os comportamentos calculou-se as rigidezes para determinados carregamentos de acordo com os dados medidos experimentalmente. A rigidez considerada para comparação entre ensaio de sucção e carregamento gravitacional foi a média dos valores medidos nas duas ligações do mesmo pórtico.

No experimento 1 as ligações apresentaram:

Na Sucção:

- Para carga de 4kN, rigidez de 1365,8 kN.m/rad
- Para carga de 8kN, uma rigidez de 888 kN.m/rad

Carregamentos Gravitacionais:

- Para carga de 4 kN, rigidez de 2715 kN.m/rad
- Para carga de 8kN, rigidez de 2675,2 kN.m/rad
- Para carga de 18 kN, rigidez de 1322 kN.m/rad

Pode-se observar que a ligação se apresentou menos rígida no ensaio com cargas para cima que no ensaio com cargas para baixo. A rigidez final nesse ensaio, inclusive, teve valor semelhante à rigidez para carregamentos iniciais de sucção. Cabe ressaltar que no primeiro ensaio, diferentemente dos outros, tentou-se aplicar cargas alternadas no pórtico. Esse procedimento porém, pode ter feito a estrutura repetir acomodações a cada vez que se alternava o sentido do carregamento. O que gerou diferenças na rigidez das ligações para forças aplicadas em sentido contrário.

No experimento 2 :

Na Sucção:

- Para carga de 4kN, rigidez de 1073 kN.m/rad

- Para carga de 11kN, rigidez de 980,4 kN.m/rad

Carregamentos Gravitacionais:

- Para carga de 4kN, rigidez de 1252 kN.m/rad
- Para carga de 8kN, rigidez de 1030 kN.m/rad
- Para carga de 18kN, rigidez de 861,3 kN.m/rad

No experimento 3:

Na Sucção;

- Para carga de 4 kN, rigidez de 531,5 kN.m/rad
- Para carga de 8kN, rigidez de 718,6 kN.m/rad

Carregamentos Gravitacionais

- Para carga de 4 kN, rigidez de 560,6 kN.m/rad
- Para carga de 8kN, rigidez de 779 kN.m/rad
- Para carga de 18kN, rigidez de 1138,6 kN.m/rad

Observa-se que houve um decréscimo de rigidez da ligação quando submetida a esforço devido a sucção em aproximadamente 30% entre carga de 4 kN e 8 kN. O experimento 3 apresentou um comportamento peculiar em relação a sua rigidez. Como pode-se notar no gráfico momento x curvatura da Figura 6.16 tanto no ensaio de sucção como no ensaio de cargas gravitacionais a curva de rigidez alternou sua inclinação no meio do ensaio. Apesar disso as rigidezes apresentadas tiveram mesma ordem de grandeza de valores com diferença de apenas 6% aproximadamente quando submetidas a mesmo valor de carga em sentidos opostos. As ligações do experimento 2 também apresentaram alguma semelhança nos valores de rigidez quando solicitadas ao carregamento de mesmo valor com, porém, sentidos opostos. As rigidezes neste caso tiveram diferença média de 9% entre os valores apresentados para 4kN e 8 kN de carga aplicada no pórtico.

Um dado importante a ser comentado é a diferença entre a rigidez teórica calculada e aquela obtida a partir dos dados experimentais observado em todas as ligações ensaiadas. Como calculado no item 5.2.2 a rigidez considerando os elementos como infinitamente rígidos têm o valor de 28490 kN.m/rad, à medida que pelo método desenvolvido em FERREIRA (1993) calculou-se o valor de 20746,9 kN.m/rad.

6.5 Esforços nos Tirantes

Para acompanhamento dos esforços solicitantes na estrutura foram instrumentados os tirantes de cada pórtico. O tirante só apresenta função estrutural nos pórticos desse tipo quando os carregamentos são predominantemente no sentido das cargas gravitacionais. Quando a solicitação acontece no sentido contrário aparecem esforços de compressão e flexão que não são absorvidos devido ao alto valor da esbeltez e pequeno valor de inércia que tem esse elemento para esse tipo de esforço. Desta forma a instabilidade não permite expressiva resistência quando o mesmo é solicitado a baixos valores de carga no pórtico no sentido de baixo pra cima. Para carregamentos aplicados de cima pra baixo, contudo, os tirantes são solicitados por tensões de tração. Neste caso de carregamento o tirante, então tem uma função significativa já que também diminui sensivelmente os esforços de momento e esforço cortante tanto nas ligações como nos elementos constituintes do pórtico.

Usando o programa ftools fez-se uma simulação com a aplicação de cargas semelhante às aplicadas nos pórticos experimentados. Esta simulação com o programa teve como função comparar os valores de tensão calculados e obtidos com a instrumentação colocada nos tirantes.

F (kN)	F _t (kN)	σ_T (MPa)	E _s (MPa)	ϵ_T (‰)
400	3,4	27,71	200000	0,138549
600	5,1	41,56	200000	0,207824
800	6,80	55,42	200000	0,277099
1000	8,5	69,27	200000	0,346373
1200	10,20	83,13	200000	0,415648
1800	15,3	124,69	200000	0,623472

Tabela 6.1 – Valores teóricos de esforço e deformação específica nos tirantes devida a carga aplicada no pórtico

Define-se os parâmetros da tabela como:

F – A força aplicada ao pórtico

F_t – A força de tração no tirante

σ_T – A tensão de tração no Tirante

E_S - Módulo de Elasticidade teórico do Aço do Tirante

ϵ_T – Deformação específica teórica no Tirante

Os dados medidos pelos extensômetros nos tirantes e a comparação com os resultados teóricos são mostrados na Tabela 6.2:

F (kN)	$\epsilon_{Exp\ 2}(\%)$	$\epsilon_{Exp\ 3}(\%)$	$\epsilon_{Exp,méd}(\%)$	$\sigma_{T\ exp}$ (MPa)	σ_T (MPa)	Erro (%)
400	0,12	0,28	0,20	39,4	27,7	29,6
600	0,29	0,39	0,34	68,1	41,6	39,0
800	0,61	0,58	0,59	118,5	55,4	53,2
1000	0,78	0,76	0,77	154,6	69,3	55,2
1200	1,11	0,91	1,01	202,5	83,1	58,9
1800	1,90	1,55	1,73	345,5	124,7	63,9

Tabela 6.2 – Valores experimentais de deformações específicas, tensões nos chumbadores e comparação com valores teóricos

Os parâmetros da Tabela 6.2 são:

F – A força aplicada ao pórtico

$\epsilon_{Exp\ 2}$ – Deformação específica média medida no experimento 2

$\epsilon_{Exp\ 3}$ – Deformação específica média medida no experimento 3

$\epsilon_{Exp,méd}$ – Deformação específica média experimental

$\sigma_{T\ exp}$ – Tensão de tração experimental no tirante

Os dados mostram uma diferença significativa entre os valores teóricos e os valores obtidos experimentalmente. Essa diferença pode ser explicada principalmente pelo fato do programa considerar o nó da ligação viga-pilar como fixo e indeslocável. Porém no experimento constata-se que esse nó sob influência dos esforços incidentes na estrutura desloca-se e dessa forma solicita mais esforço do tirante do que se permanecesse fixo. Outro aspecto a ser observado é que o programa que calcula a estrutura pelo processo dos deslocamentos tem seu grau de aproximação o que leva também à discrepância observada. Uma análise mais detalhada, com elementos finitos, por exemplo, pode trazer resultados mais próximos do encontrados experimentalmente.

É válido ressaltar que para o cálculo dos valores teóricos pelo programa ftools simulou-se tanto uma condição de rótula no encontro com a ligação viga-pilar como uma condição de nó com transferências de todos os esforços. Modelou-se também a estrutura do pórtico com as rigidezes parciais encontradas experimentalmente, porém em todos os casos não foram encontrados valores com diferenças expressivas dos esforços nos tirantes devido à pequena rigidez deste elemento em comparação com a viga e o pilar.

6.6 Esforços nos chumbadores

Os extensômetros, colados nos chumbadores, mediram as deformações nesses elementos com a aplicação das cargas nos ensaio de sucção e no ensaio de cargas gravitacionais. Esses valores medidos foram comparados com os valores teóricos calculados no item 5.1.1 nas tabelas seguintes:

Para Sucção

Carga (kN)	Chumbador B				Erro (%)
	ϵ (‰) Ensaio 2	ϵ (‰) Ensaio 3	ϵ (‰) Média	ϵ (‰) Teórica	
400	0,351	0,488	0,42	0,165	60,67
600	0,492	0,779	0,64	0,243	61,76
800	0,857	0,963	0,91	0,325	64,29
1000	1,057	1,274	1,17	0,408	64,99
1100	1,215	1,387	1,30	0,447	65,64

Para Carga Gravitacionais

Carga (kN)	Chumbador A				Erro (%)
	ϵ (‰) Ensaio 2	ϵ (‰) Ensaio 3	ϵ (‰) Média	ϵ (‰) Teórica	
400	0,678	0,449	0,56	0,165	70,72
600	0,778	0,54	0,66	0,243	63,13
800	0,832	0,611	0,72	0,325	54,95
1000	0,947	0,751	0,85	0,403	52,53
1200	1,032	0,847	0,94	0,49	47,84
1400	1,074	0,96	1,02	0,568	44,15
1600	1,193	1,056	1,12	0,651	42,11
1800	1,279	1,116	1,20	0,733	38,79

Limitou-se por analisar os dados referentes às deformações nos chumbadores mais solicitados para cada caso de carregamento.

Percebe-se que os valores de deformação nos chumbadores medidos experimentalmente são bem maiores que os calculados pelos métodos teóricos. Uma das possíveis explicações para

a diferença constatada é que os cálculos teóricos levaram em conta uma zona de compressão com valor fixo e estimado. Na verdade a zona de compressão varia com a aplicação da carga e com os esforços que solicitam a ligação. Adicionalmente, os chumbadores foram apertados sem definição precisa de intensidade durante a montagem do pórtico e desta forma receberam uma pré-tensão antes do experimento. Essa pré-tensão pode ter feito o chumbador se deformar a níveis próximos do escoamento. Assim pequenos incrementos de esforço de tração no chumbador, devido ao momento aplicado na ligação, o fariam deformar mais que os valores previstos pelos cálculos teóricos.

7. Conclusões finais e sugestões para pesquisas futuras

O trabalho experimental realizado forneceu uma boa quantidade de dados característicos sobre o comportamento do pórtico pré-fabricado de concreto usado em galpões com ligação viga-pilar com chumbadores. Pode-se dizer que no contexto conceitual não conseguiu-se atingir conclusões definitivas sobre todos os aspectos da semi-rigidez da ligação viga-pilar estudada assim como também sobre outros aspectos comportamentais da estrutura. Contudo, alguns aspectos bastante relevantes foram observados nos experimentos realizados, os quais trouxeram informações importantes para o melhor conhecimento do comportamento deste pórtico em serviço assim como seu modo de ruptura. Ademais, chegou-se a valores que podem servir como base para futuros experimentos assim como servir de referência para projeto e verificação de estruturas desse tipo.

7.1 Conclusões finais

Dentre as conclusões obtidas pode-se destacar:

- As ligações viga-pilar com chumbadores apresentaram uma flexibilidade significativamente maior que a calculada teoricamente e que a que foi observada em outros experimentos com protótipos desse tipo de ligação. Como em SOARES (1998) e MIOTTO (2002). Esse fato é de suma importância para o projeto de estruturas dos galpões semelhantes já que uma flexibilidade maior leva a deslocamentos maiores no meio dos vãos, menor estabilidade da estrutura e a momentos no meio do vão de maior ordem de grandeza.
- A estrutura apresentou um modo de ruptura que não havia sido previsto na fase de projeto. A estrutura foi dimensionada para romper nas vigas e, no entanto apresentou rupturas localizadas na ligação viga-viga e no ponto de aplicação da carga, sendo que nesses pontos as armaduras e as seções eram maiores que as necessárias para os esforços esperados.
- Foi observado que o modo de ruptura do pórtico está intimamente ligado ao comportamento das ligações viga-viga que comumente é considerada como rotulada. Os experimentos mostraram um comportamento muito específico desse nó, o qual em determinado momento da aplicação das cargas no sentido dos carregamentos gravitacionais, apresentou um mecanismo de funcionamento que influenciou na formação de sistemas estáticos diferentes daqueles considerados em projeto e que levou

a rupturas localizadas não esperadas. Posteriormente, por colapso progressivo também levou à ruína da estrutura.

- A carga estimada para ruptura da estrutura não foi alcançada, o que demonstra um importante aspecto do tipo de ruptura observado. Essa ruptura precoce do pórtico ocorreu antes da plastificação do aço nos pontos críticos escolhidos e esperados para romper na estrutura.
- Os resultados encontrados pela análise elástica feita com o programa ftools apresentaram discrepâncias significativas em relação às tensões medidas nos tirantes quando submetido ao carregamento. Essa diferença, além de atingir níveis significativos quando comparados com os valores teóricos mostraram-se contra segurança da estrutura. Pode-se concluir que devem ser usados modelos mais refinados e que levem em consideração de forma mais verossímil as condições de contorno das ligações no projeto e verificação da capacidade resistente dessas estruturas.
- O carregamento aplicado nos ensaios representou uma envoltória de esforços feita levando-se em conta efeitos reais de vento e a carregamento gravitacionais. Essa envoltória de esforços serviu para o dimensionamento das armaduras dos elementos de viga e pilares do pórtico. As armaduras calculadas necessárias, porém não foram utilizadas devido à disponibilidade de aço, na época, na fábrica de pré-moldados. Por conta disso foi utilizada uma área de aço um pouco menor e esta, como demonstrado nos ensaios, se mostrou insuficiente para fazer a estrutura resistir até a carga de ruptura esperada referente ao carregamento calculado.
- O cálculo teórico das deformabilidades mostrou-se pouco preciso no caso da estrutura estudada. Um dos motivos dessa diferença é que não foi utilizado um cálculo iterativo para determinação da curva de rigidez que é um método que gera resultado mais próximo do comportamento não-linear das curvas momento x rotação da ligação viga-pilar.

7.2 Sugestões para trabalhos futuros

O experimento realizado contemplou um ensaio de grande porte já que submeteu um pórtico em escala real a carregamentos com magnitude equivalentes aos carregamentos reais, os quais estruturas desse tipo são solicitadas. Desta forma foi levado em conta todas as variáveis influenciadoras em seu comportamento. Contudo ainda assim houveram algumas limitações que não permitiram mais resultados sobre a referida estrutura como falha em alguns instrumentos de medição e análises pouco precisas comparativamente com os resultados teóricos. A partir dessas limitações propõe-se alguns trabalhos que possam dar continuidade a esta dissertação e também contribuir com o maior conhecimento do comportamento estrutural dessas estruturas, consolidações de métodos de cálculo e conseqüentemente poder projetar estruturas mais seguras, mais arrojadas e economicamente mais baratas.

Sugere-se então:

- Fazer mais ensaios com mudança de parâmetros importantes como aumento das seções, mudança de bitolas dos chumbadores e aplicação de carregamentos não concentrados. A mudança de parâmetros juntamente com um maior número de ensaios pode trazer resultados que confirmem a influência de cada fator na deformabilidade das ligações, bem como, no modo de ruptura do pórtico.
- Fazer análises mais precisas com uso do método dos elementos finitos, análise não linear que podem calcular resultados mais próximos do resultados experimentais.
- Analisar a estrutura com mecanismos de regime elasto-plásticos que podem explicar melhor a formação dos mecanismos de ruptura do pórtico ensaiado assim como relacionar a ruptura final com os efeitos de colapso progressivo observados.
- Experimentar com mais instrumentos os deslocamentos relativos da viga e da cabeça do pilar assim como os deslocamentos no meio do vão do pórtico que também são influenciados pela deformabilidade da ligação.
- Estudar mais especificamente os mecanismos de vinculação das ligações viga-viga, que não apresentaram comportamento de rótula durante todo o carregamento aplicado. Dessa forma pode-se chegar a previsões mais precisas tanto do modo de ruptura como as cargas últimas resistentes pelo pórticos
- Analisar a estrutura considerando a flexão composta nas peças já que a inclinação das vigas proporciona este efeito aos elementos.
- Experimentar pórticos do tipo estudado com aplicação de cargas horizontais.

8. Referências Bibliográficas

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1994). *NBR 5738 – Moldagem e cura de corpo-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1994). *NBR 5739 – Concreto – Ensaio de compressão de corpo-de-prova cilíndricos – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1995). *NBR 9062 – Projeto e Execução de estruturas de concreto pré-moldados*. Rio de Janeiro.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003). *NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988). *NBR 6132 – Forças devido ao vento em edificações - Procedimento*. Rio de Janeiro.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1980). *NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações - Procedimento*. Rio de Janeiro.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003). *NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*. Rio de Janeiro.
- ADOLFATO P.P. *et al* (2004)- *Extensometria básica* –Universidade Estadual Paulista “Julio de Mesquita Filho” –UNESP. São Paulo.
- BERNUZZI, C.; ZANDONINI, R.; ZANON, P. (1991a). *Rotational behavior of end plate connections*. *Costruzioni Metalliche*, n. 2, p. 3-31.
- BRUN, P. , PICARD, A. , (1976). *Étude d’un assemblage imparfaitement rigide et des effets de son utilisation dans un multi-étagé. , Rapport gtc76-06*. Quebec, Université Laval, Departament de Génie Civil.
- BALLARIN, A. W. (1993). *Desempenho das Ligações de Elementos Estruturais Pré-Moldados de Concreto* . São Carlos.255p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- CARVALHO, R. C. & FIGUEIREDO, J. R. *Cáculo e Detalhamento de estruturas Usuais de Concreto Armado Segundo NBR 6118: 2003*. 2ª Edição, EdUFSCAR. 374p, São Carlos, UFSCAR.

- EL DEBS, M. K. (2000). *Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações*. São Carlos, EESC-USP, 441p.
- ELLIOTT, K. S.; DAVIES, G.; MAHDI, A. A.; GORGUN, H.; VIRDI, K.; RAGUPATHY, P. (1998). *Precast Concrete Semi-rigid Beam-to Column Connections in Skeletal Frames*. In: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1998. Liege, Bélgica. P. 41-50.
- ENGSTRON, B. (1985). *Anchorage of ribbed bars in the post yield stage* In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. Cost C1: Proceedings. Strasbourg, France. p. 65-76.
- FAFARD, M., PICARD, A., BEAULIEU, D., (1990). “*Analyse des Structures Avec Joints à Rigidité Partielle: Une Approche Unifiée*”. Canadian Journal of Civil Engineering, V.17, pp. 730-738.
- FERREIRA, M. A. (1993). *Estudo da deformabilidade de ligações para análise linear em pórtico planos de elementos pré-moldados de concreto*. São Carlos. 166p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- FERREIRA, M. A. (1999). *Estudo teórico e experimental de deformabilidade em ligações entre elementos pré-moldados de concreto*. São Carlos. 231p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- JASPART, J. P.; MAQUOI, R. (1992). *Survey of existing types of joint modelling*. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. Cost C1: Proceedings. Strasbourg, France. p. 370-381.
- LI T. Q., CHOO B. S. (1995). *Connection element for the analysis of semi-rigid frames*. J. Construct Steel Research, 32, Nottingham.
- LINDBERG, R; KERONEN A. (1992). *Semi-rigid behavior of a RC portal frame*. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. Cost C1: Proceedings. Strasbourg, France. p.53-63.
- MIOTTO, A. M. (2002). *Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: Análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor*. São Carlos.

- 263p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MONFORTON, G.R.; WU, T.S. (1963). Matrix analysis of semi-rigidly connected frames. *Journal of the Structural Division, ASCE*, v. 89, p.13-42, Dec.
 - ORDÓÑEZ, J. O. F. (1974). *Prefabricación: teoría y práctica*. Barcelona, Editores técnicos Asociados.
 - SILVA JR., P. C. P. (2000). *Análise elasto-plástica de pórticos planos com ligações semi-rígidas*. Florianópolis. 164p. Dissertação (Mestrado). Escola de engenharia Civil – ECV, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, Universidade Federal de Santa Catarina.
 - SOARES, A. M. M. (1998). *Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando as deformabilidades das ligações*. São Carlos. 178p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
 - VASCONCELOS. A.C. (junho 1988), O desenvolvimento da pré-fabricação no Brasil, *Revista Politécnica*, n. 200
 - VASCONCELOS. A.C. (2004), *O concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações*, Editora Nobel
 - VIRDI, R. S. ; RAGUPATHY P. (1992). *Tests on precast concrete subframes with semi-rigid joints*. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. Cost C1: Proceedings. Strasbourg, France. p.120-132.
 - VIRDI, R. S. ; RAGUPATHY P. (1992). *Analysis of precast concrete frames with semi-rigid joints*. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. Cost C1: Proceedings. Strasbourg, France. p.296-306.

Anexo A

Envoltória de esforços

Para o dimensionamento das armaduras do pórtico, elaboração de plano de carga a ser aplicado no pórtico e também a previsão de cargas de ruptura foi feita uma envoltória de esforços devido ao vento juntamente com cargas gravitacionais (peso próprio e sobrecarga) seguindo as recomendações das normas NBR 6123 (1988), NBR 6120 (1980), NBR 8681 (2003), NBR 6118 (2003) e NBR 9062 (2001).

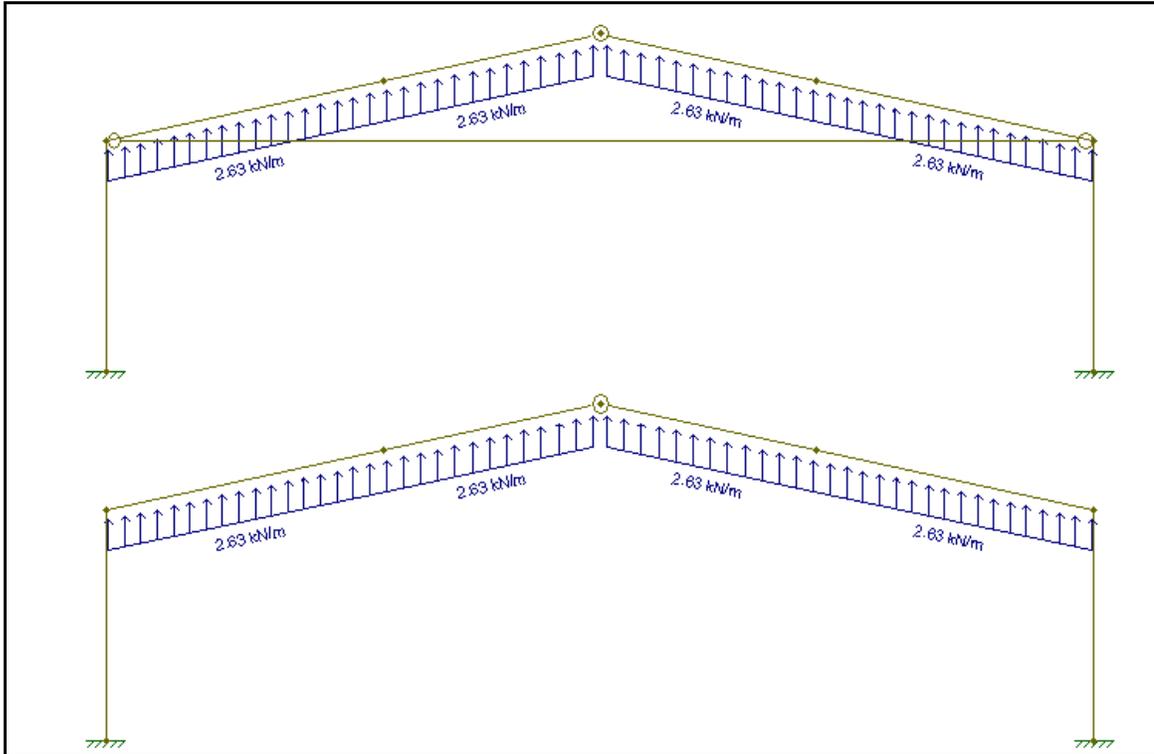
Para estipular os carregamentos gravitacionais considerou-se um galpão de 30 (metros) metros de comprimento por 8 de largura, sendo esta última dimensão o vão dos pórticos usados no ensaio. Admitiu-se um condição de vento intermediária entre os casos mais extremos considerados na norma de vento. A partir dessas características estipulou-se uma carga comum de telhas usadas mais comumente assim como uma sobrecarga de equipamentos sobre a estrutura. Ponderou-se as cargas com os coeficientes seguindo a orientação das normas NBR 8681(2003) e NBR 6118(2003) para ser feita a envoltória de carregamentos e conseqüentemente chegar-se ao valores de esforços mais desfavoráveis aos quais uma estrutura deste tipo é solicitada.

O dimensionamento da estrutura levou em conta, então os piores casos de carregamento para a envoltória calculada. As armaduras escolhidas para resistir os esforços nos pontos críticos foram maiores que as necessárias, com exceção das armaduras superiores das vigas na ligação viga-pilar. As armaduras neste ponto não foram majoradas pois escolheu-se essa localidade para ruptura da estrutura já que lá verificou-se, pela análise de esforços, ser maior a solicitação de momento fletor e também pelo fato de poder permitir observações sobre o modo de ruptura da ligação viga-pilar que é um dos focos deste trabalho.

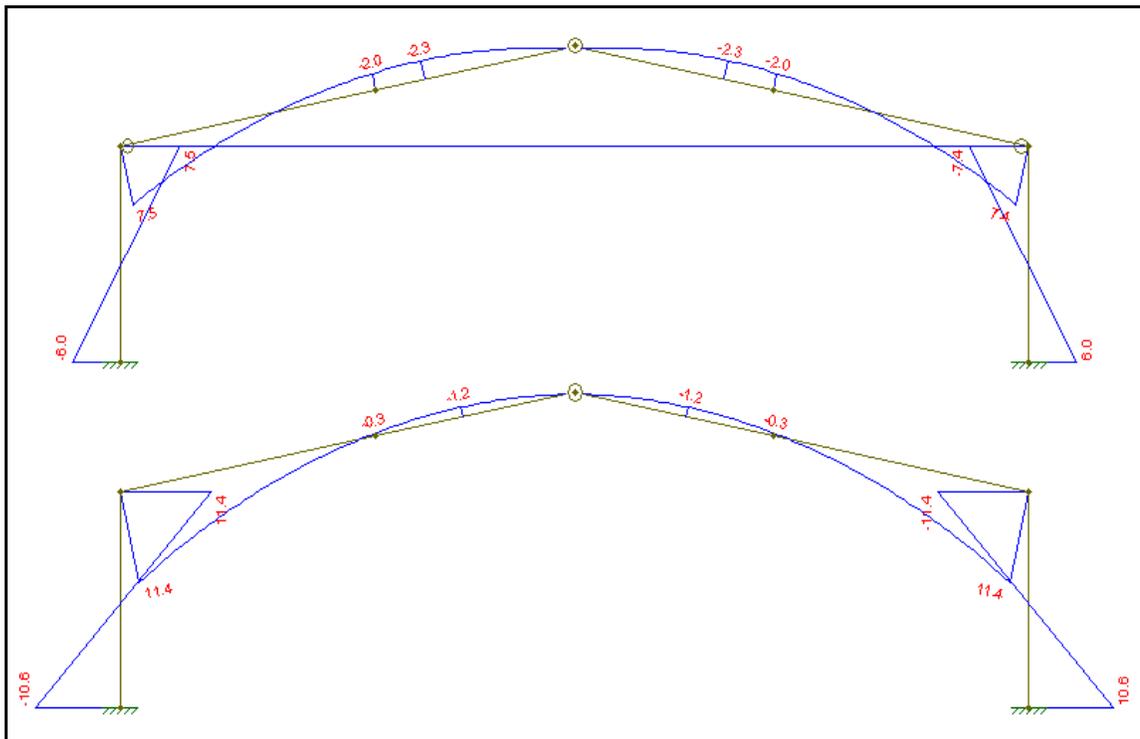
A seguir são mostrados a estrutura analisada no programa ftools, os carregamentos e os esforços para consideração na envoltória.

I - Carregamento: Pp+Vfront

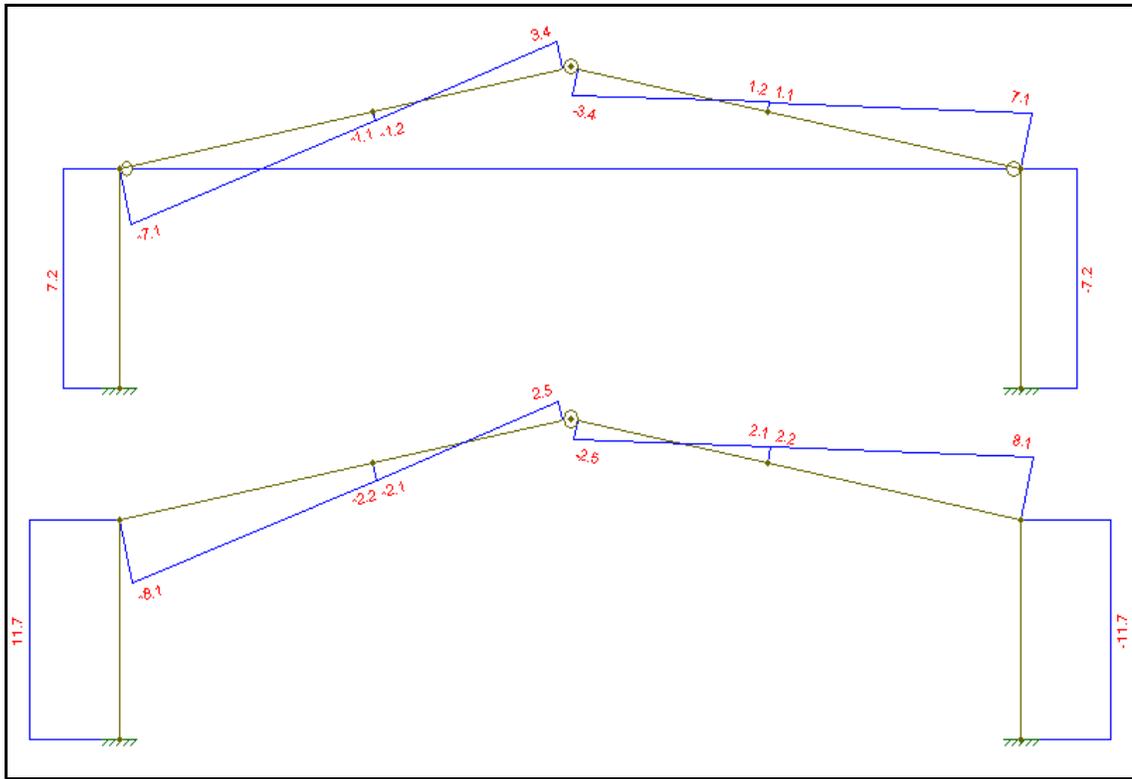
1-Cargas:



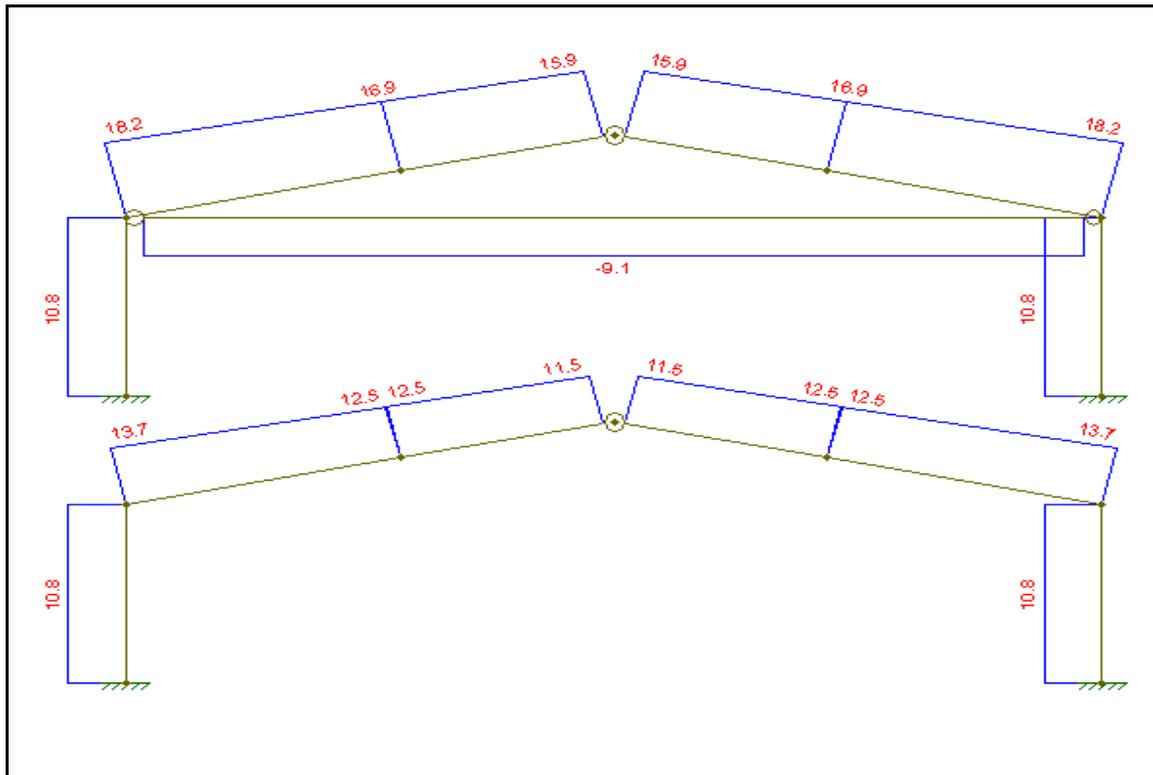
2-Momentos:



3- Cortante:

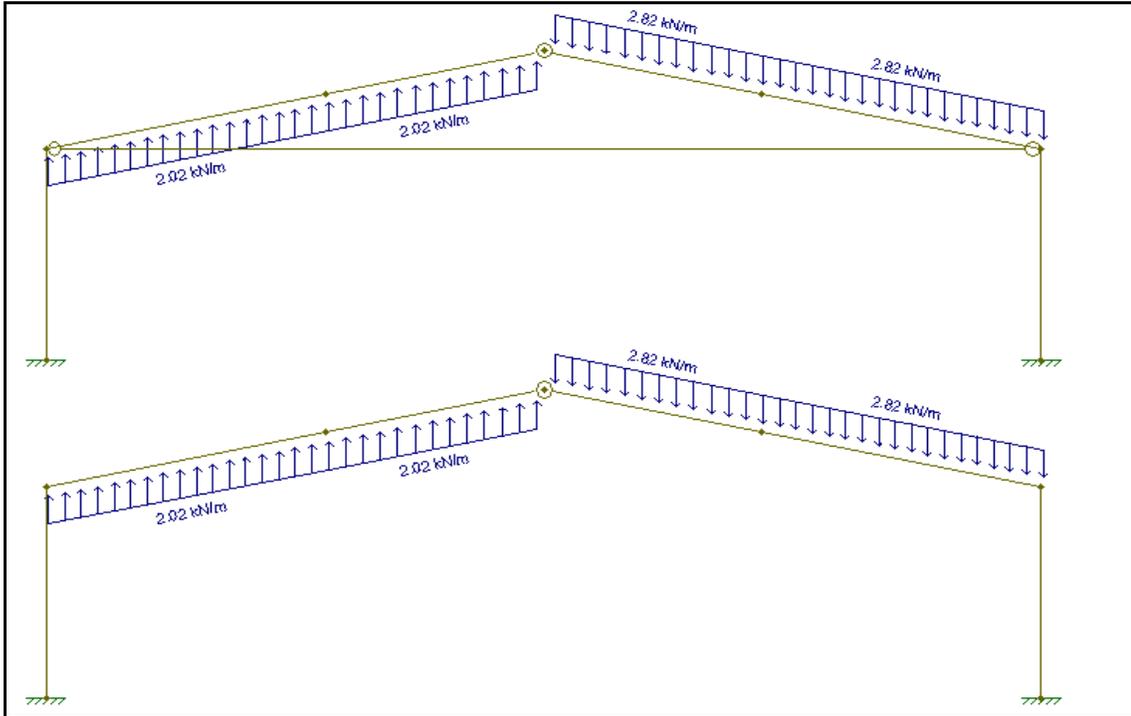


4- Esforço Axial:

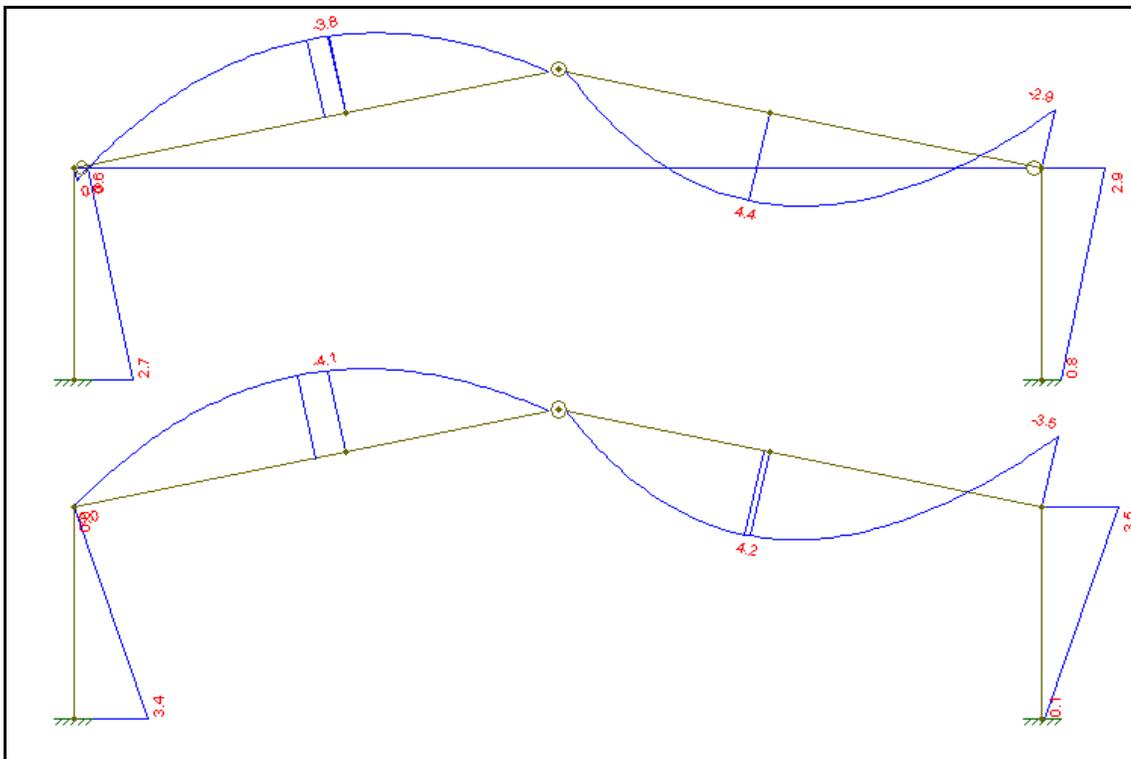


II - Carregamento: Pp+Vtrans

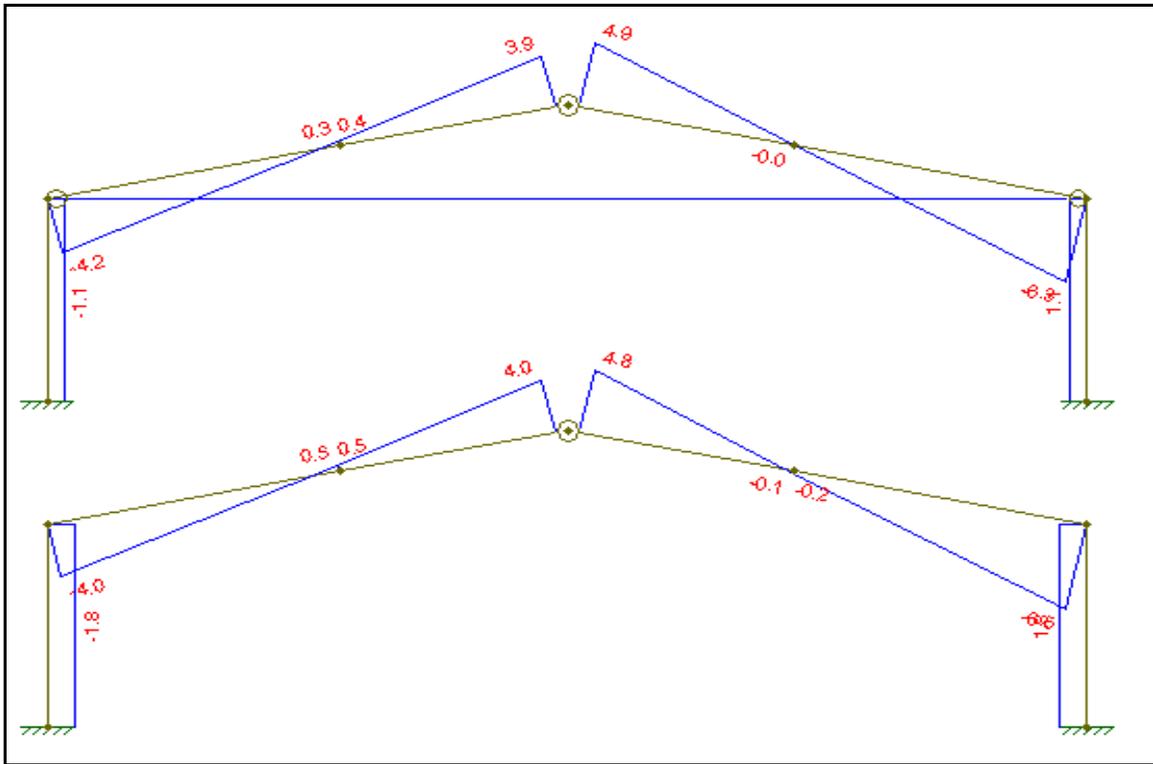
1- Cargas:



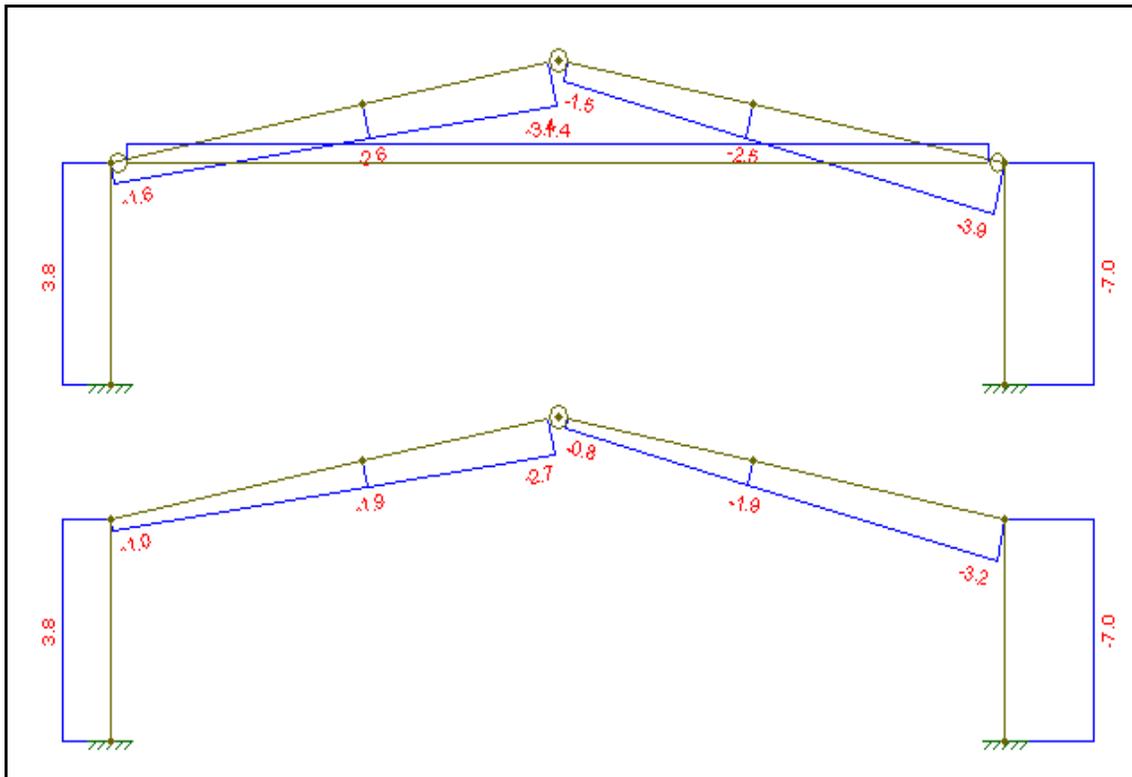
2- Momentos:



2-Cortante:

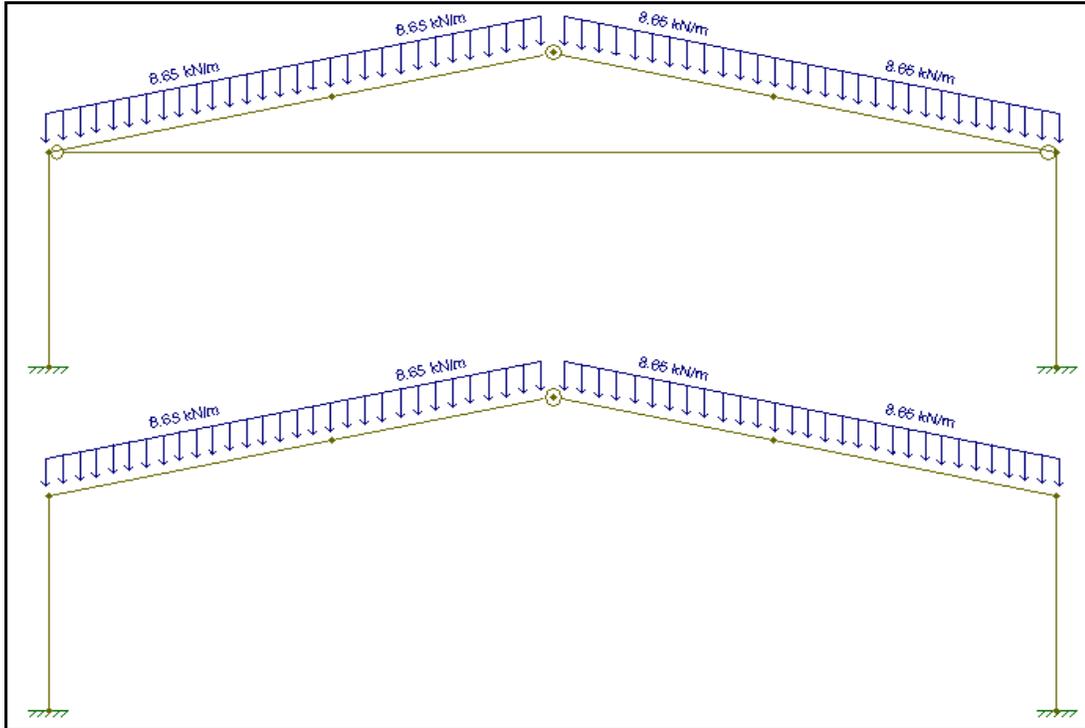


4-Esforço Axial:

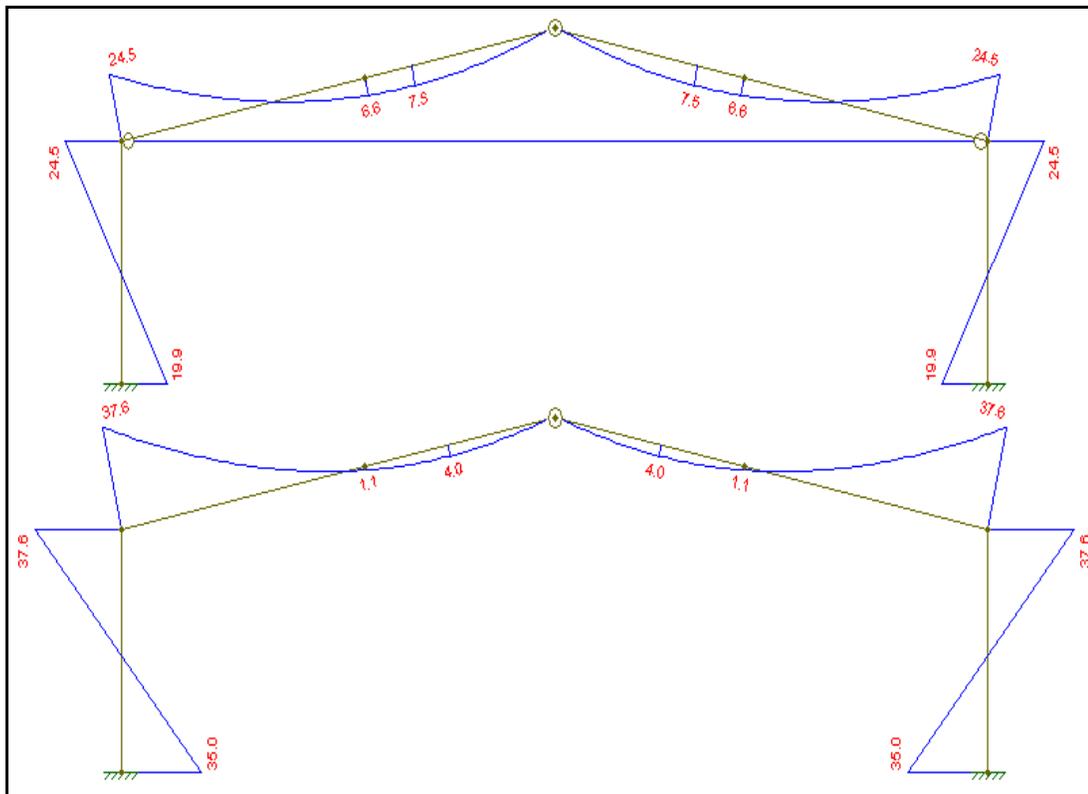


III - Carregamento: Pp+ Sobrec

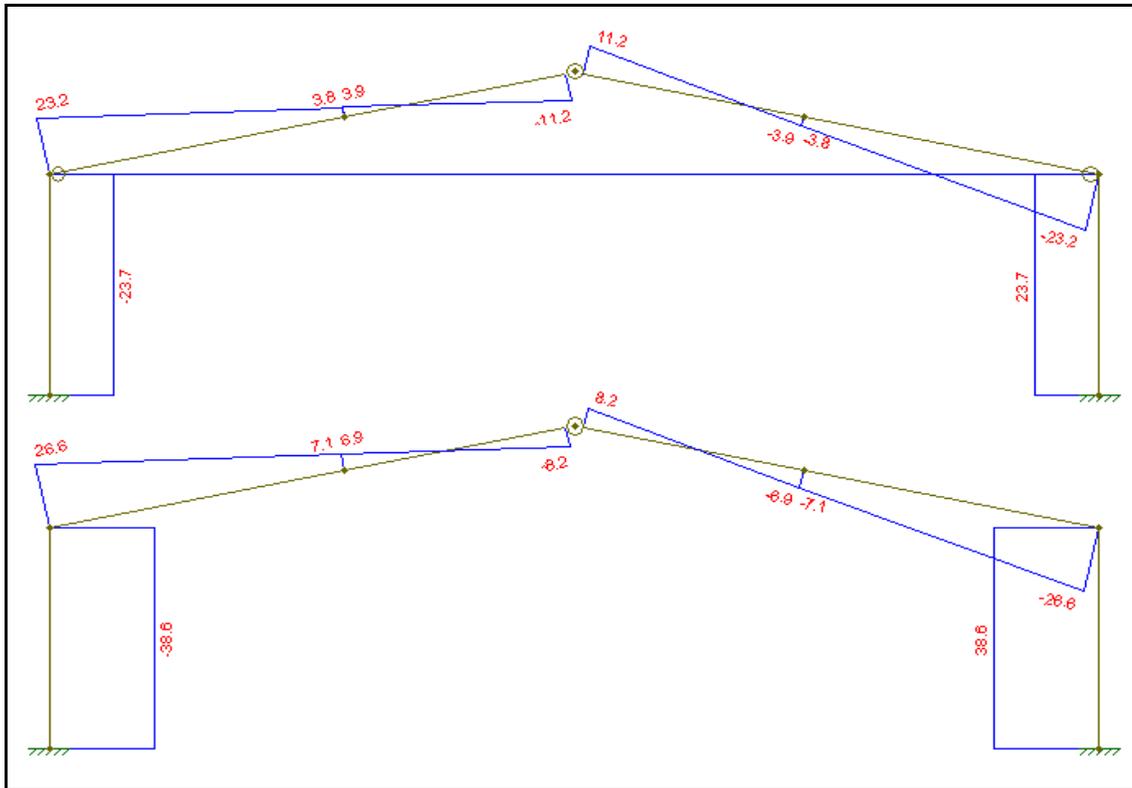
1-Cargas:



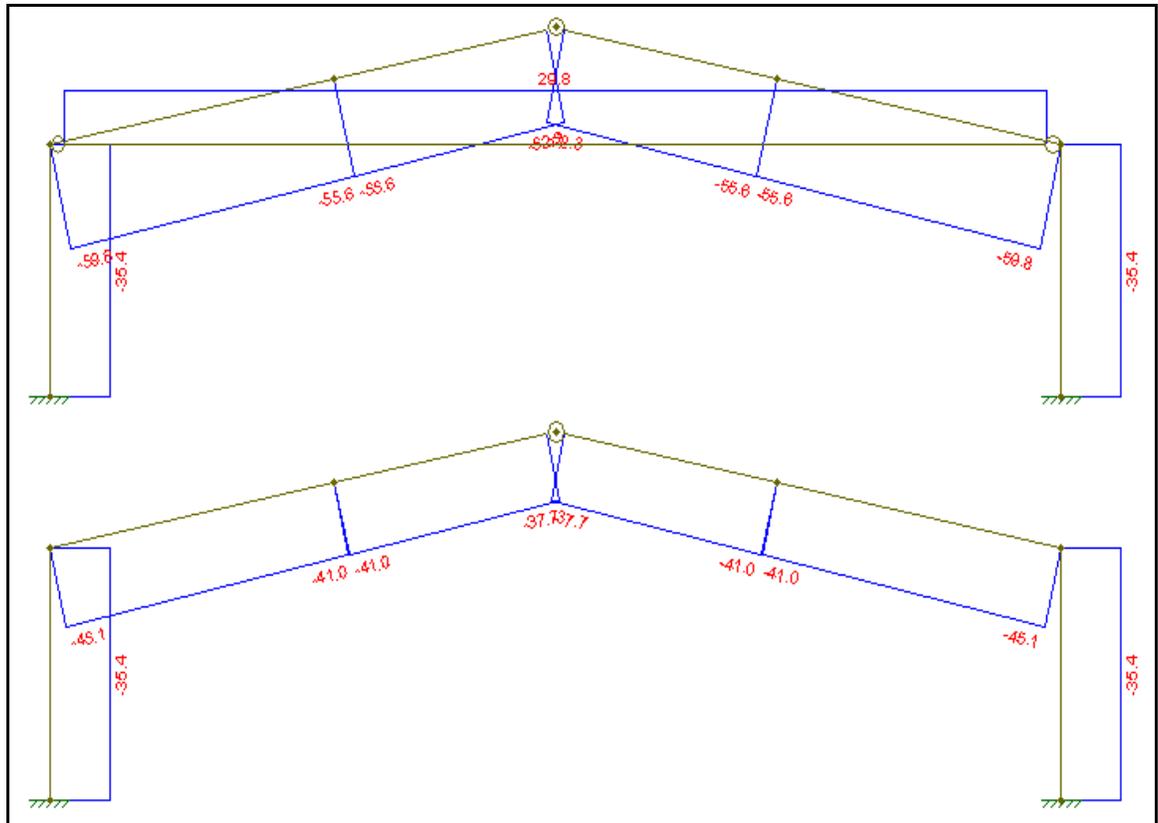
2-Momentos:



3-Cortante:

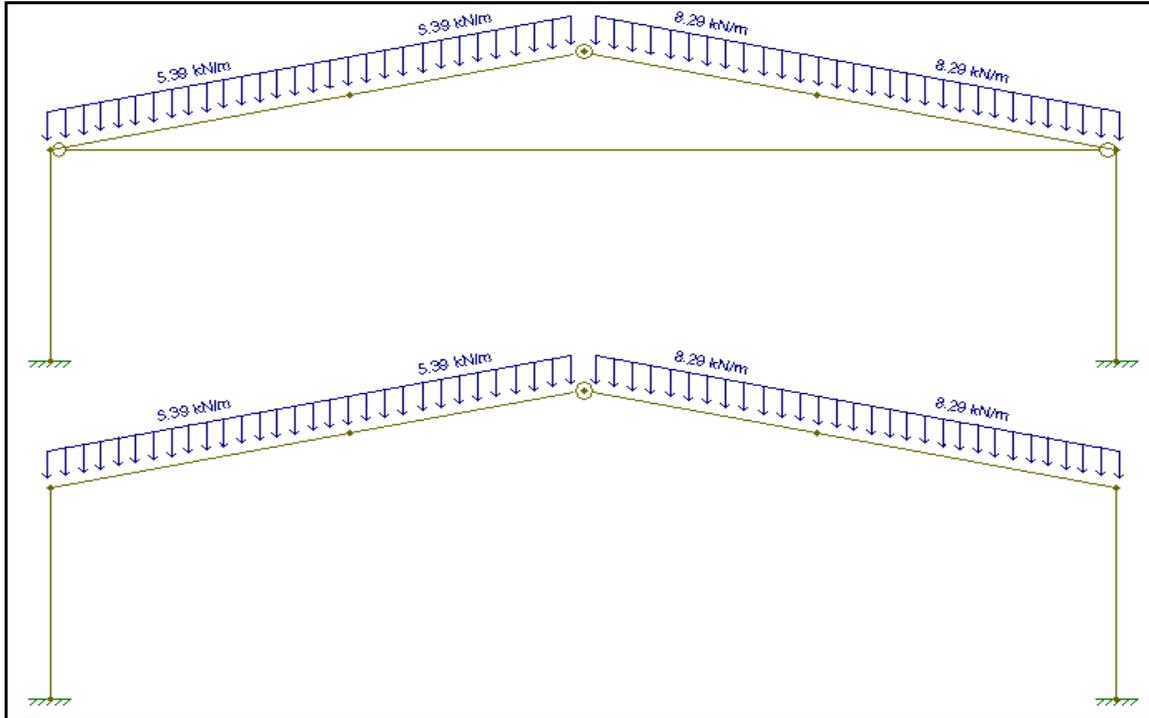


4-Esforço Axial:

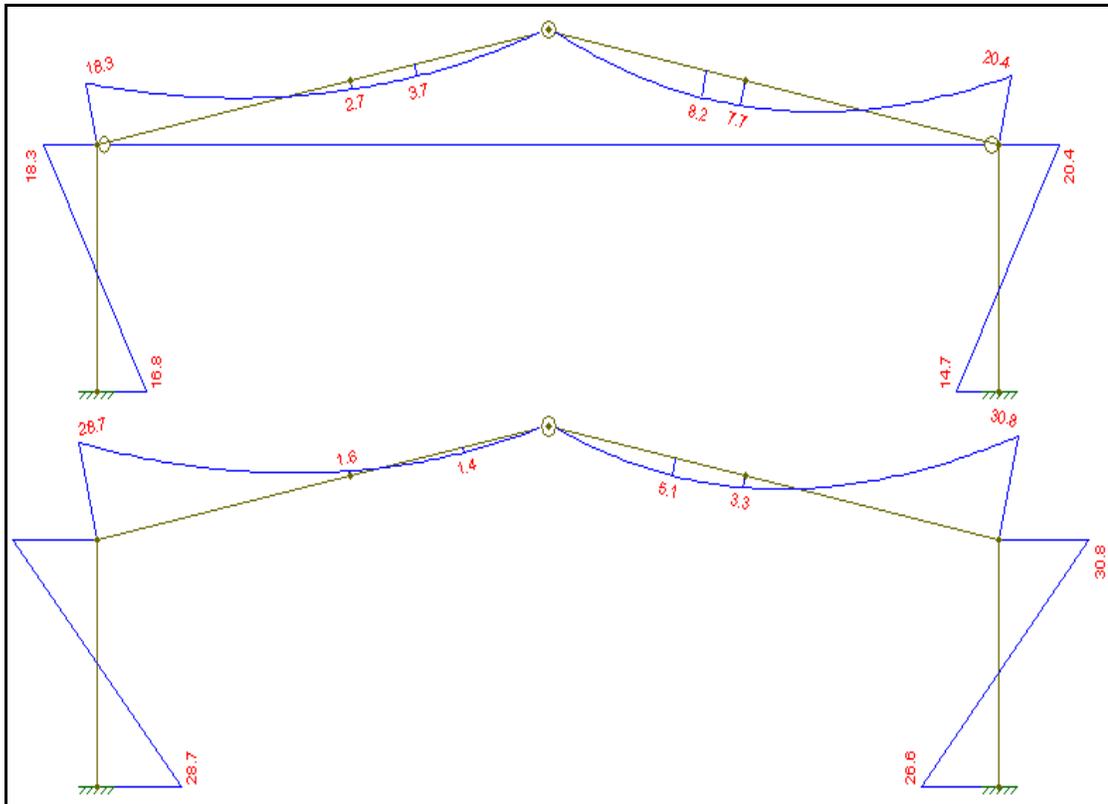


IV - Carregamento: Pp+Sobrec+Vtrans

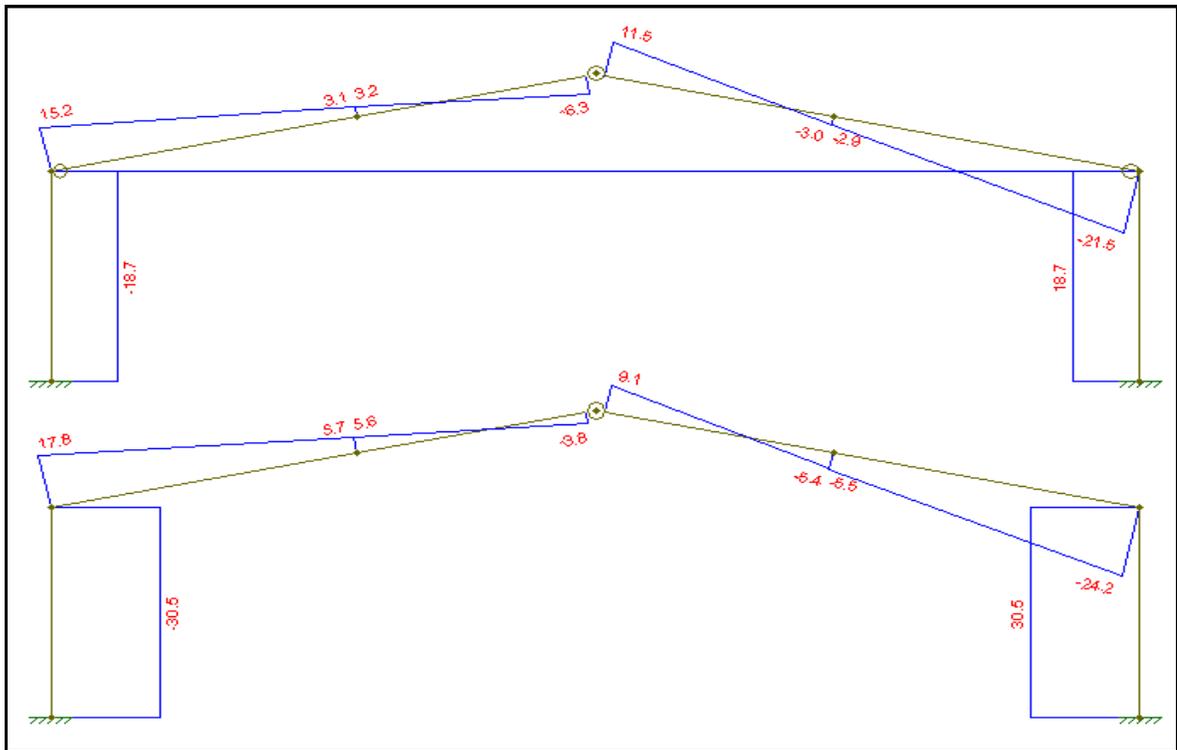
1-Cargas:



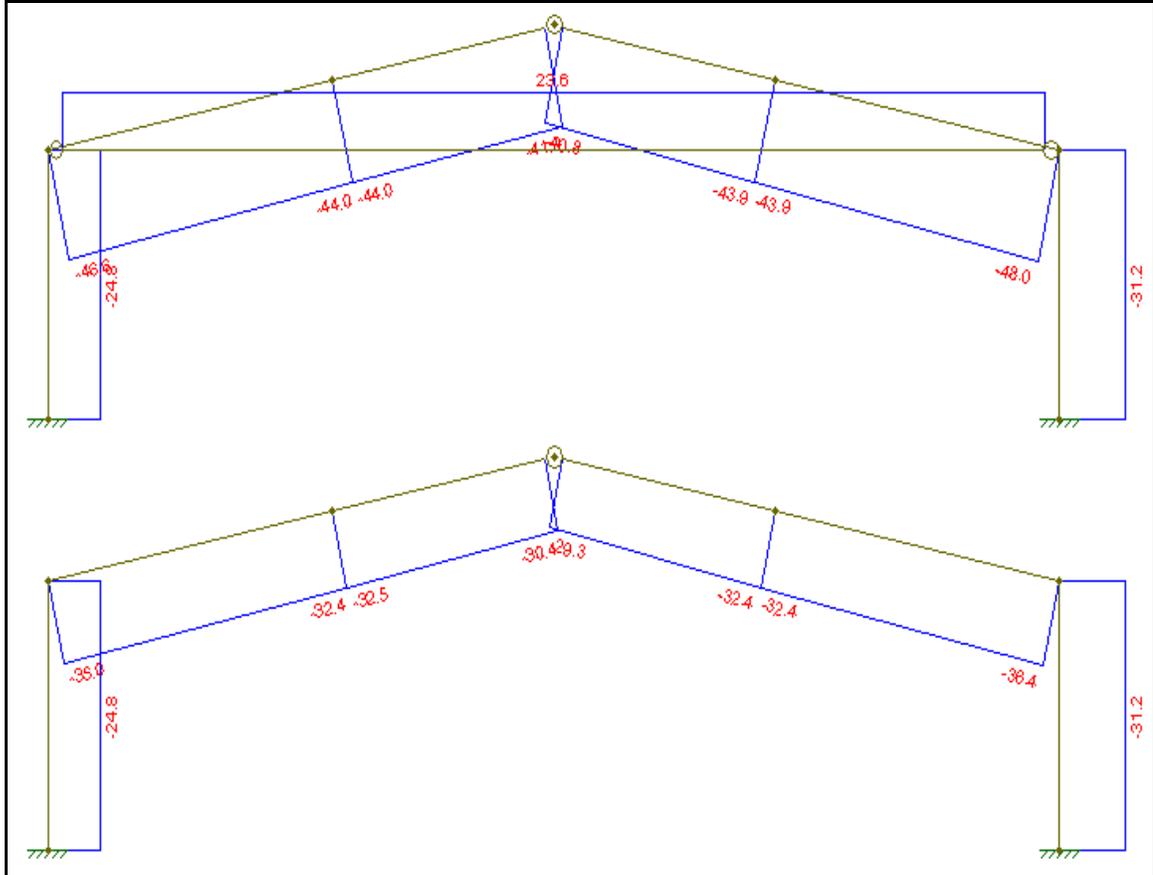
2-Momentos:



3-Cortante:

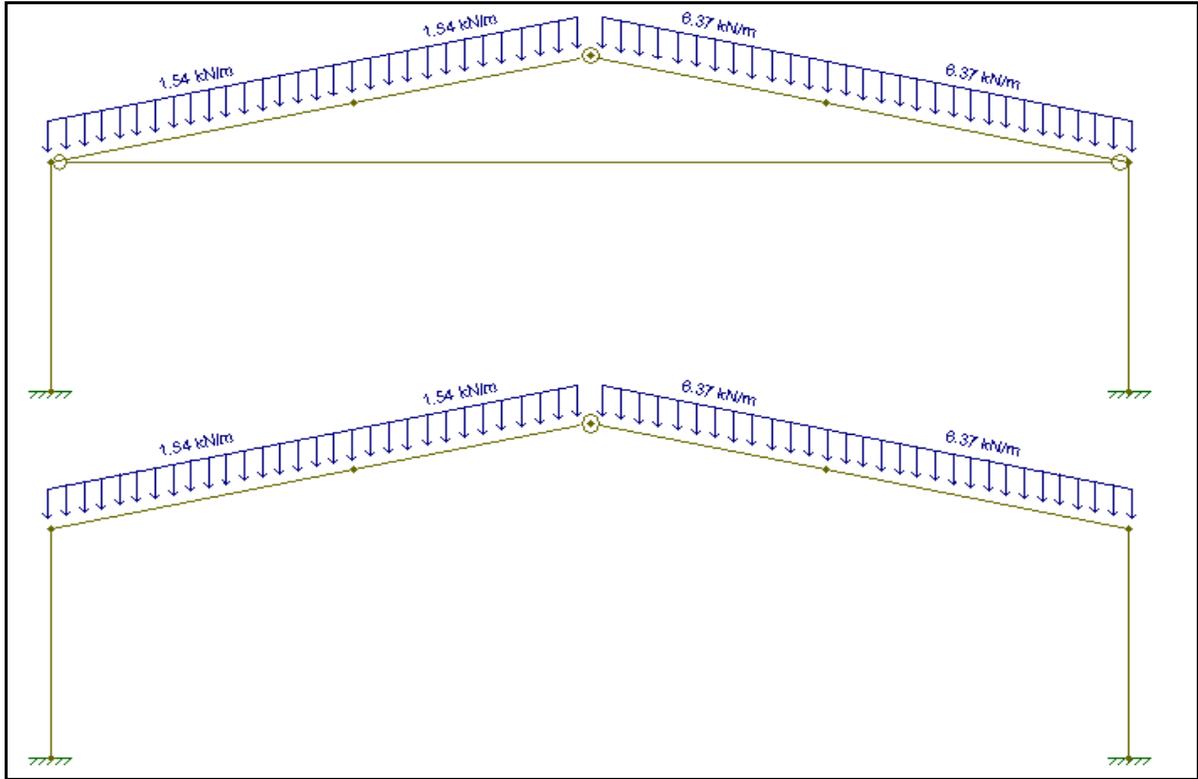


4-Esforço Axial:

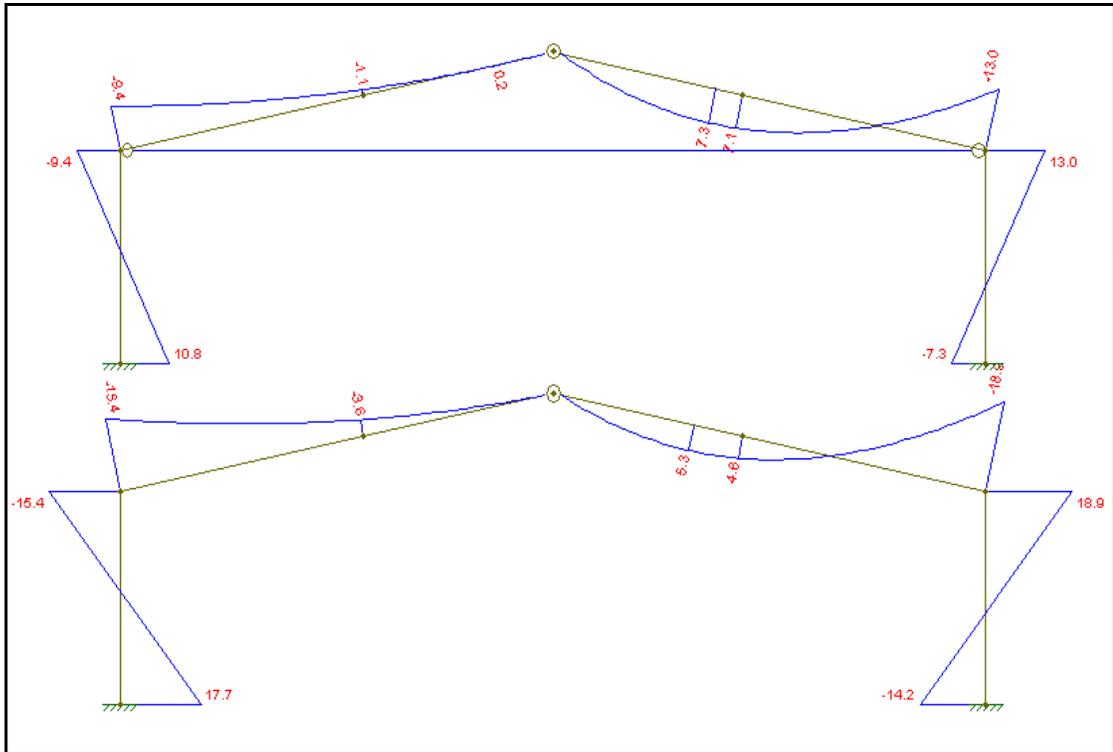


V - Carregamento: Pp+Vtrans+Sobrec

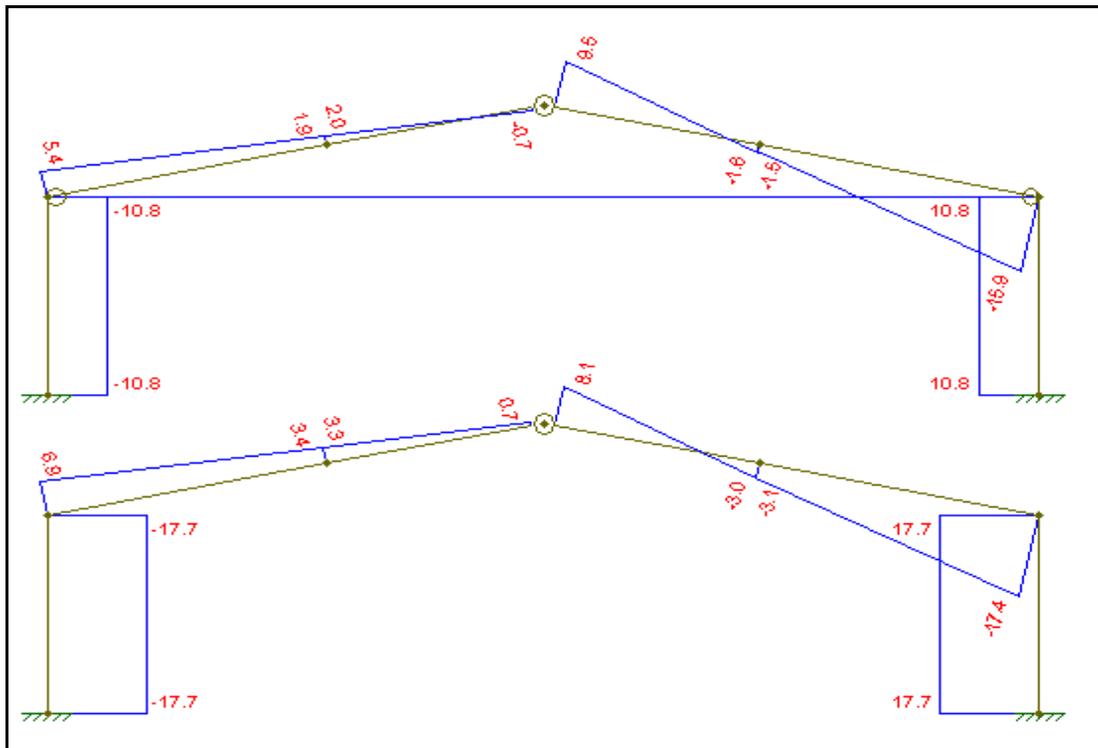
1-Cargas:



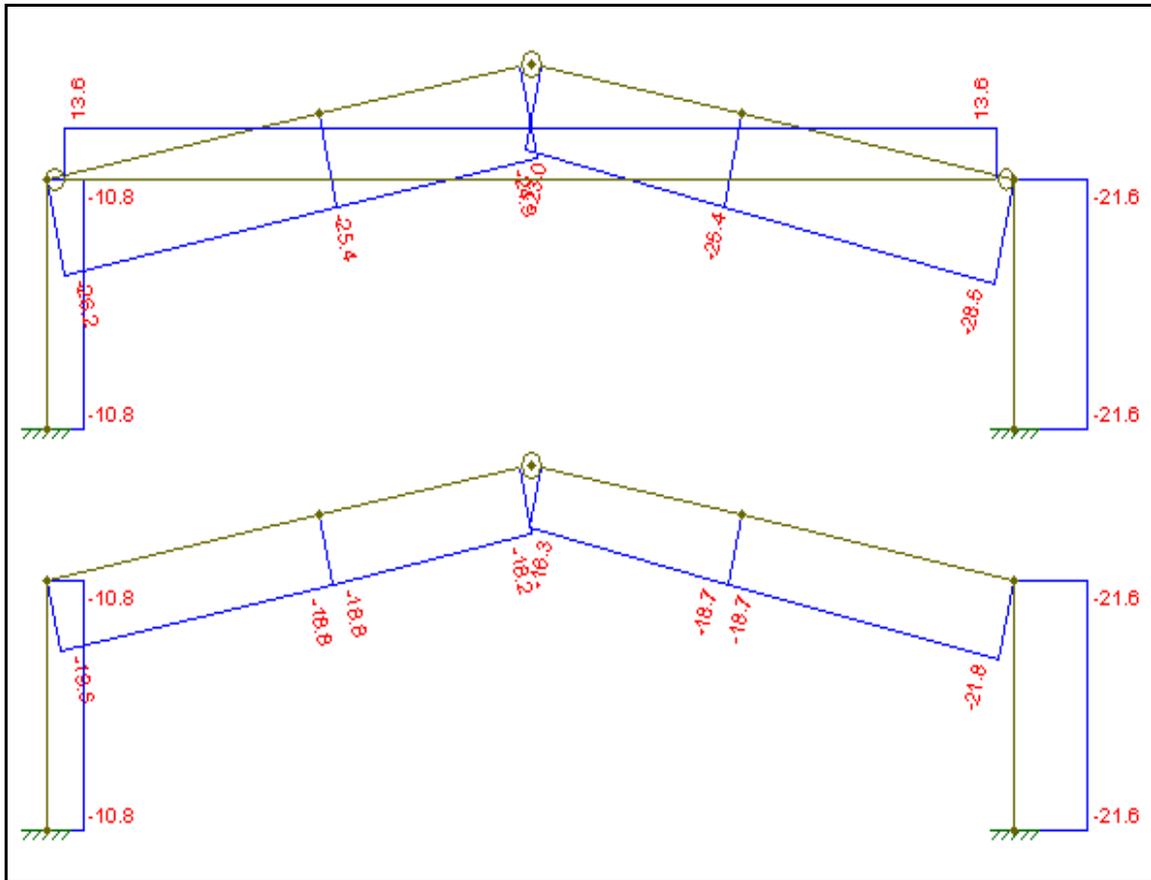
2-Momentos:



3-Cortante:



4-Esforço Axial:



Os dados referentes dos maiores esforços calculados foram colocados também em forma de tabelas para melhor visualização.

Tem-se então:

Pp+Sobrecarga

Nó	Momento (kN.m)	Cortante (kN)	Força axial (kN)
1	19.9	-23.7	-35.4
2	-24.5	-23.2	-59.8
3(x=0.45)	7.5	3.9	-55.6
4	0	-11.2	Tirante
5	7.5	-3.9	29.8
6	-24.5	23.2	
7	19.9	23.7	

Pp+Sobrecarga+ Vento transversal

Nó	Momento (kN.m)	Cortante (kN)	Força axial (kN)
1	16.8	-18.7	-24.8
2	-18.3	-18.7	-48
3	3.7	3.2	-44
4	0	11.5	Tirante
5	7.7	-3	23.6
6	-20.4	-21.5	
7	14.7	18.7	

Pp+ Vento transversal +Sobrecarga

Nó	Momento (kN.m)	Cortante (kN)	Força axial (kN)
1	10.8	-10.8	-21.6
2	-9.4	-10.8	-28.5
3	-1.1	2	-25.4
4	0	9.5	Tirante
5	7.3	1.6	13.6
6	-13	-15.9	
7	-7.3	10.8	

Pp+Vento Frontal

Nó	Momento (kN.m)	Cortante (kN)	Força axial (kN)
1	-6	7.2	10.8
2	7.5	-7.1	18.2
3	-2.3	-1.2	16.9
4	0	-3.4	Tirante
5	-2.3	1.2	-9.1
6	7.4	7.1	
7	6	-7.2	

Pp+ Vento Transversal

Nó	Momento (kN.m)	Cortante (kN)	Força axial (kN)
1	2.7	-1.1	3.8 ; -7.0
2	0.6	-4.2	-3.9
3	-3.8	.4	
4	0	4.9	
5	4.4	0	
6	-2.9	-6.3	Tirante
7	0.8	1.1	1.4

Envoltória Final

Nó	Momento + (kN.m)	Momento - (kN.m)	Cortante (kN)	Força (+) axial (kN)	Força (-) axial (kN)
1	19.9		23.7	Pilar	Pilar
2	7.5	-24.5	23.2	10.8	-35.4
3	7.7	-3.8	3.9	Viga	Viga
4	0	0	11.5	18.2	-59.8
5	7.7	-3.8	3.9		
6	7.4	-24.5	23.2	Tirante (+)	Tirante (-)
7	19.9		23.7	29.8	-9.1

Os números dos nós da estrutura seguem a seguinte referência:

- Nós 1 e 7 – Ligação pilar-laje de reação
- Nós 2 e 6 – Ligação viga-pilar-tirante
- Nós 3 e 5 – Ponto de aplicação das cargas
- Nó 4 – Ligação viga-viga (cumeeira)