

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Gustavo Candiani Maders

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NA
ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO PRÉ-MOLDADO**

Avaliador:
Defesa: dia 17/01/2018 às 10:30 horas
Local: UFRGS / Engenharia Nova Osvaldo Aranha, 99, sala 304
Anotações com sugestões para qualificar o trabalho são bem-vindas. O aluno fará as correções e lhe passará a versão final do trabalho, se for de seu interesse.

Porto Alegre

janeiro 2018

GUSTAVO CANDIANI MADERS

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NA
ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO PRÉ-MOLDADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de
Graduação da Escola de Engenharia da Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: João Ricardo Masuero
Coorientador: Rubem Clécio Schwingel

Porto Alegre
janeiro 2018

Dedico este trabalho aos meus pais, Raul e Elisa, por todo o incentivo ao estudo recebido ao longo da minha vida.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor João Ricardo Masuero, que se tornou para mim um exemplo a ser seguido pela impecável postura ao longo de toda a graduação, bem como pela melhor orientação e auxílio que eu poderia ter recebido ao longo deste trabalho.

Ao Professor Rubem Schwingel, pela dedicação e auxílio prestados como coorientador deste trabalho, e também pelos valiosos ensinamentos e experiência transmitidos nas disciplinas que ministra ao longo da graduação.

Aos demais Professores que me lecionaram ao longo da graduação, em especial aos Professores Ronald José Ellwanger, Virgínia d'Avila Bessa, Roberto Domingo Rios, Acir Loredó Souza e Ruy Carlos Ramos Menezes que, juntamente aos meus professores orientadores, fizeram despertar em mim o interesse pela área de estruturas ao transmitir seus conhecimentos e experiência em sala de aula.

Aos meus pais, Raul e Elisa, pelo amor e apoio incondicional e por tornarem essa graduação possível devido ao incentivo ao estudo e investimento feito na minha educação.

Ao meu irmão Lisandro, por todo o imenso suporte, incentivo e ajuda prestados ao longo desse trabalho de conclusão, bem como pelo companheirismo ao longo de toda a vida.

Aos meus amigos da Engenharia Civil, pela parceria e por todos os bons momentos vividos ao longo da graduação, e também pelo conhecimento compartilhado e desenvolvido nos estudos em grupo.

A todos os meus demais amigos, em especial ao Pedro Vargas e ao Giovanni Bellini, por terem contribuído diretamente com a realização desse trabalho de conclusão.

RESUMO

Este trabalho versa sobre a influência das ligações viga-pilar em edifícios de concreto pré-moldado. São apresentados os modelos de análise estrutural descritos na NBR 6118, e também alguns conceitos sobre instabilidade e efeitos de segunda ordem nas estruturas. A seguir, o trabalho descreve como são as ligações entre elementos pré-moldados, e classifica as mesmas quanto à vinculação e quanto aos elementos das ligações. É dado um enfoque para o funcionamento e recomendações normativas das ligações viga-pilar semirrígidas, e é apresentada uma ligação composta de viga, pilar, laje pré-moldada e capa de concreto estrutural, que será empregada nos modelos com ligações semirrígidas estudados no presente trabalho, sendo alterada apenas a armadura de continuidade utilizada em cada um dos casos estudados. Foram estudados três modelos: um com as ligações viga-pilar rotuladas, e outros dois com ligações semirrígidas, conforme explicado anteriormente. Foram adotadas algumas premissas para concentrar a variabilidade nos resultados nas diferenças entre as ligações viga-pilar. Para o dimensionamento e verificação da estabilidade global da estrutura, foi utilizado o sistema computacional Eberick v10 da AltoQi com o módulo de pré-moldados. Os resultados obtidos mostram que as dimensões do pilar diminuem consideravelmente quanto mais rígidas forem as ligações entre vigas e pilares. O mesmo não ocorre para as vigas, pois embora o momento fletor positivo resultante das cargas verticais seja maior nas vigas com as extremidades rotuladas, as vigas com as extremidades semirrígidas acabam absorvendo os esforços horizontais do vento devido à formação de pórticos.

Palavras-chave: ligações semirrígidas, concreto pré-moldado, estabilidade global.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Fluxograma do delineamento do trabalho	22
Figura 3.1 - Diagramas de momentos fletores sem e com redistribuição	26
Figura 3.2 - Modelo clássico de vigas contínuas	29
Figura 3.3 – Subestruturação da estrutura em grelhas e pórticos planos	31
Figura 3.4 – Modelo de pórtico espacial	32
Figura 5.1 – Ligação pilar x fundação por meio de cálice	42
Figura 5.2 – Ligação pilar x fundação por meio de chapa de base	43
Figura 5.3 – Ligação pilar x fundação com graute e bainha	44
Figura 5.4 – Ligação pilar x pilar com tubo metálico	45
Figura 5.5 – Ligação pilar x pilar com chapa soldada	45
Figura 5.6 – Ligação viga x viga fora do pilar	46
Figura 5.7 – Ligações viga x pilar articuladas	47
Figura 5.8 – Ligações viga x pilar rígidas com solda	49
Figura 5.9 – Ligações viga x pilar rígidas com emenda da armadura e concreto moldado no local	49
Figura 5.10 – Ligações viga x pilar rígidas com cabos de protensão	49
Figura 6.1 – Deformabilidade ao momento fletor	51
Figura 6.2 – Representação das deformabilidades por meio de esquema de molas	52
Figura 6.3 – Fator de restrição à rotação	53
Figura 6.4 – Curvas momento fletor-rotação	54

Figura 6.5 – Modelo físico e numérico de uma ligação ensaiada pela autora.....	55
Figura 6.6 – Curva momento-rotação na ligação viga-pilar.....	56
Figura 6.7 – Ligação viga-pilar estudada e ensaiada por Miotto.....	58
Figura 6.8 – Ligação viga-pilar escolhida para o presente trabalho	58
Figura 7.1 – Croqui da configuração	63
Figura 7.2 – Esquema ilustrativo dos consoles	65
Figura 7.3 – Configuração 1 em planta baixa.....	66
Figura 7.4 – Configuração 2 em planta baixa.....	67
Figura 7.5 – Configuração 3 em planta baixa.....	67
Figura 7.6 – Esquema ilustrativo de vigas com 2º estágio de concretagem.....	69
Figura 7.7 – Esquema tridimensional do modelo rotulado	70
Figura 7.8 – Resultados obtidos para o modelo rotulado.....	71
Figura 7.9 – Momentos fletores da V9=V10 para todos os pavimentos.....	71
Figura 7.10 – Esquema tridimensional do modelo semirrígido 1.....	74
Figura 7.11 – Resultados obtidos para o modelo semirrígido 1	74
Figura 7.12 - Momentos fletores da V9=V10 para o pavimento tipo 1	75
Figura 7.13 - Momentos fletores da V9=V10 para o pavimento tipo 8.....	75
Figura 7.14 - Esquema tridimensional do modelo semirrígido 2	77
Figura 7.15 – Resultados obtidos para o modelo semirrígido 2	77
Figura 7.16 - Momentos fletores da V9=V10 para o pavimento tipo 1	78
Figura 7.17 - Momentos fletores da V9=V10 para o pavimento tipo 8.....	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1– Vantagens e desvantagens do emprego de peças pré-fabricadas.....	18
Tabela 4.1– Modelo de pórtico espacial	36
Tabela 7.1- Deslocamentos horizontais para cada uma das configurações ensaiadas	66
Tabela 7.2- Dados das vigas do modelo rotulado.....	70
Tabela 7.3 – Dados das vigas do modelo semirrígido 1 para o pavimento tipo 8.....	73
Tabela 7.4 – Fatores de restrição a rotação do modelo semirrígido 1	73
Tabela 7.5 – Dados das vigas do modelo semirrígido 2 para o pavimento tipo 8.....	76
Tabela 7.6 - Fatores de restrição a rotação do modelo semirrígido 2	76

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
2	DIRETRIZES DA PESQUISA	21
2.1	OBJETIVOS DO TRABALHO	21
2.2	PRESSUPOSTOS	21
2.3	LIMITAÇÕES DO TRABALHO	21
2.4	DELINEAMENTO	22
3	MODELOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL.....	23
3.1	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	23
3.2	ANÁLISE LINEAR	25
3.3	ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO	25
3.4	ANÁLISE PLÁSTICA	26
3.5	ANÁLISE NÃO LINEAR	27
3.6	APROXIMAÇÕES PERMITIDAS.....	28
3.6.1	<i>Modelo de vigas contínuas.....</i>	<i>28</i>
3.6.2	<i>Modelo de grelhas e pórticos planos.....</i>	<i>30</i>
3.6.3	<i>Modelo de pórticos espaciais.....</i>	<i>31</i>
4	INSTABILIDADE E EFEITOS DE 2ª ORDEM	33
4.1	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	33
4.2	EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM.....	34
4.2.1	<i>Dispensa da análise dos efeitos globais de 2ª ordem.....</i>	<i>34</i>
4.2.2	<i>Determinação dos efeitos globais de 2ª ordem.....</i>	<i>37</i>
4.3	ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS	38
4.3.1	<i>Sistemas estruturais para garantia da estabilidade global.....</i>	<i>39</i>
4.4	LIMITES DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	39
5	LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS.....	41
5.1	CLASSIFICAÇÃO QUANTO À VINCULAÇÃO	41
5.2	CLASSIFICAÇÃO QUANTO AOS ELEMENTOS DA LIGAÇÃO	42
5.2.1	<i>Ligações pilar x fundação.....</i>	<i>42</i>
5.2.2	<i>Ligações pilar x pilar</i>	<i>44</i>
5.2.3	<i>Ligações viga x viga fora do pilar.....</i>	<i>46</i>
5.2.4	<i>Ligações viga x pilar</i>	<i>47</i>
6	LIGAÇÕES VIGA X PILAR SEMIRRÍGIDAS	51

6.1	CRITÉRIOS DE PROJETO DAS LIGAÇÕES.....	53
6.1.1	<i>Fator de restrição à rotação</i>	53
6.1.2	<i>Curva momento-rotação</i>	54
6.1.3	<i>Rigidez secante da ligação</i>	55
6.2	LIGAÇÃO ESCOLHIDA PARA O TRABALHO.....	57
6.2.1	<i>Tensão de aderência admissível</i>	60
7	MODELOS ENSAIADOS.....	63
7.1	TIPOLOGIA.....	63
7.2	PREMISSAS ADOTADAS.....	64
7.2.1	<i>Cargas atuantes na estrutura</i>	64
7.2.2	<i>Lajes</i>	64
7.2.3	<i>Pilares</i>	64
7.2.4	<i>Vigas</i>	68
7.3	ANÁLISE COMPUTACIONAL.....	70
7.3.1	<i>Modelo rotulado</i>	70
7.3.2	<i>Modelos semirrígidos</i>	72
8	CONCLUSÃO	79
8.1	SUGESTÕES DE PESQUISA.....	79
9	REFERÊNCIAS	81

1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil é considerada atrasada por muitos, quando comparada a outros setores industriais, devido ao grande desperdício de materiais, baixo controle de qualidade e ausência de uma linha de produção em geral, decorrentes de um caráter ainda bastante artesanal empregado na produção de um bom número de edificações. No Brasil, a grande maioria das obras são realizadas através de concretagens in loco, isto é, quando a estrutura é moldada diretamente no local. Entretanto, nos últimos anos, a construção civil tem se aprimorado ao redor do mundo, e juntamente com isso, métodos alternativos de construção vêm se tornando habituais, com o intuito de minimizar essas características negativas presentes na indústria. O emprego de peças pré-moldadas em partes ou na totalidade da estrutura é um bom exemplo disso. Cada vez mais construtoras têm optado por esse método construtivo, buscando industrializar um pouco mais a construção civil e trazendo consigo a produtividade da produção em série.

Uma estrutura feita em concreto pré-moldado é aquela em que os elementos estruturais, como pilares, vigas, lajes e outros, são moldados previamente em um canteiro de pré-fabricação e adquirem certo grau de resistência antes do seu posicionamento definitivo na estrutura. Por este motivo, este conjunto de peças é também conhecido pelo nome de estrutura pré-fabricada. Embora geralmente o seu custo seja um pouco superior ao de uma estrutura moldada in loco, existem diversas vantagens no emprego de pré-moldados em relação ao método mais convencional, como, por exemplo, o menor tempo de execução da obra ou a necessidade de uma mão-de-obra menor, embora mais especializada, para a execução da estrutura. El Debs (2000, p.28) conseguiu resumir essas vantagens e desvantagens na Tabela 1.1.

Vale ressaltar que esse cenário muda do Brasil para outros países. Enquanto no Brasil a indústria da construção civil aproveita os benefícios da pré-fabricação apenas em edifícios mais baixos e de grande área em planta, como centros comerciais e pavilhões, países mais desenvolvidos têm optado pelo método construtivo para projetar e executar qualquer tipologia, inclusive edifícios extremamente altos.

Nos últimos anos, a Europa tem sido palco da proliferação de arrojados arranha-céus executados inteiramente com componentes industrializados. Torres residenciais e comerciais de até 40 andares são erguidas com sistemas pré-fabricados de concreto, estabilizados por núcleos estruturais (FIGUEROLA, 2008).

Entretanto, no Brasil, o colapso progressivo em estruturas pré-moldadas de concreto é visto como um tabu e, de certa forma, um entrave para o avanço da tecnologia. Além disso, a legislação brasileira caracteriza os elementos pré-fabricados terceirizados como mercadorias, o que resulta na cobrança do imposto sobre circulação de mercadorias e serviços, o ICMS. Para uma empreiteira de construção civil isentar-se desse imposto, ela mesma deve produzir os elementos que serão utilizados na execução da estrutura, ainda que eles sejam produzidos fora do canteiro de obra.

Deste modo, pode-se afirmar que, no cenário atual do Brasil, as desvantagens citadas geram mais impacto do que as vantagens na construção de edifícios mais altos, enquanto os países que constroem esses prédios utilizando a pré-fabricação já conseguiram se adaptar a essas mudanças.

Tabela 1.1– Vantagens e desvantagens do emprego de peças pré-fabricadas

Supostas vantagens	Supostos inconvenientes
Características técnicas	
<ul style="list-style-type: none"> a) Facilidade na elaboração de projeto, em especial na resolução de detalhes; b) Melhoria na qualidade dos trabalhos realizados mecanicamente, em comparação com os manuais; c) Melhor aproveitamento das seções resistentes; d) Facilidade para realizar o controle de qualidade; e) Necessidade de menos juntas de dilatação se comparado à construção tradicional; f) Possibilidade de recuperação de elementos ou partes da construção em certas desmontagens; g) Desaparecimento quase total do cimbramento e das fôrmas. 	<ul style="list-style-type: none"> a) Falta de monolitismo da construção, especialmente nas regiões sísmicas; b) Problemas na resolução das juntas; c) Necessidade de superdimensionar certos elementos, considerando situações desfavoráveis durante o transporte ou na montagem; d) Incógnitas quanto à confiabilidade de certos materiais ou sistemas; e) Devem ser respeitados os gabaritos de transporte; f) Grandes dificuldades para modificações nas distribuições dos espaços primitivos; g) Inadaptação à topografia e aos tipos de terrenos.

Características sociais	
<ul style="list-style-type: none"> a) Diminuem o número de acidentes de trabalho; b) Proporcionam segurança de emprego; c) Trabalho protegido das intempéries climáticas; d) Eleva a remuneração dos trabalhadores; e) É o meio mais real e efetivo que se tem ao alcance para tentar reduzir o déficite mundial de construção; f) Livra o homem dos trabalhos rudes e penosos. 	<ul style="list-style-type: none"> a) Produz desemprego; b) Aparecem para os trabalhos os inconvenientes próprios das linhas de produção; c) Especializa em excesso, incapacitando os trabalhadores para outros tipos de trabalho.
Características econômicas	
<ul style="list-style-type: none"> a) Produz economia reduzindo consideravelmente os custos; b) Ocasiona economia de tempo; c) Evita a improvisação; d) É mais apta para o cumprimento dos controles e recepção; e) É uma valiosa ferramenta de planificação. 	<ul style="list-style-type: none"> a) É, em geral, mais cara que a tradicional; b) Não é mais rápida que a tradicional; c) Necessita de investimentos, em geral, consideráveis, para iniciar a pré-fabricação; d) Necessita de uma demanda de volume adequada; e) O transporte dos produtos é mais caro que o das matérias-primas dos componentes.

(fonte: adaptado de EL DEBS, 2000)

Contudo, além dos aspectos econômicos que diferenciam os dois métodos construtivos, é importante salientar que o comportamento estrutural de uma determinada estrutura também diverge de acordo com o sistema construtivo adotado. É fundamental que esse modelo estrutural seja, dentro do possível, o mais fiel à realidade possível, para evitar tanto um superdimensionamento, pelo seu aspecto econômico, quanto um subdimensionamento, pelos acidentes que dele decorrem.

Especificamente, estruturas pré-moldadas podem ter conexões entre seus diversos componentes bem menos rígidas do que as equivalentes de uma estrutura moldada no local. Esse fato resulta em consequências tanto nos esforços solicitantes quanto na estabilidade global da edificação. Esse trabalho tem o intuito de analisar essas diferenças entre as conexões e discuti-las, com um enfoque voltado exclusivamente para o comportamento estrutural das edificações.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

2.1 OBJETIVOS DO TRABALHO

O objetivo do presente trabalho é analisar o impacto e a importância das ligações entre vigas e pilares em edifícios pré-moldados, no que diz respeito ao comportamento estrutural, estabilidade global e dimensionamento da estrutura.

Foram estudados três modelos estruturais para uma mesma tipologia, alternando apenas as vinculações referentes às ligações entre as vigas e os pilares no modelo. Um dos modelos tem todas as ligações viga-pilar rotuladas, enquanto nos outros dois empregou-se ligações semirrígidas.

2.2 PRESSUPOSTOS

Como pressupostos do trabalho, admitiu-se que as determinações das normas NBR 9062:2017 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado, NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, NBR 6120:1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações e NBR 6123:1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações são válidas.

2.3 LIMITAÇÕES DO TRABALHO

Neste trabalho, serão consideradas as seguintes limitações:

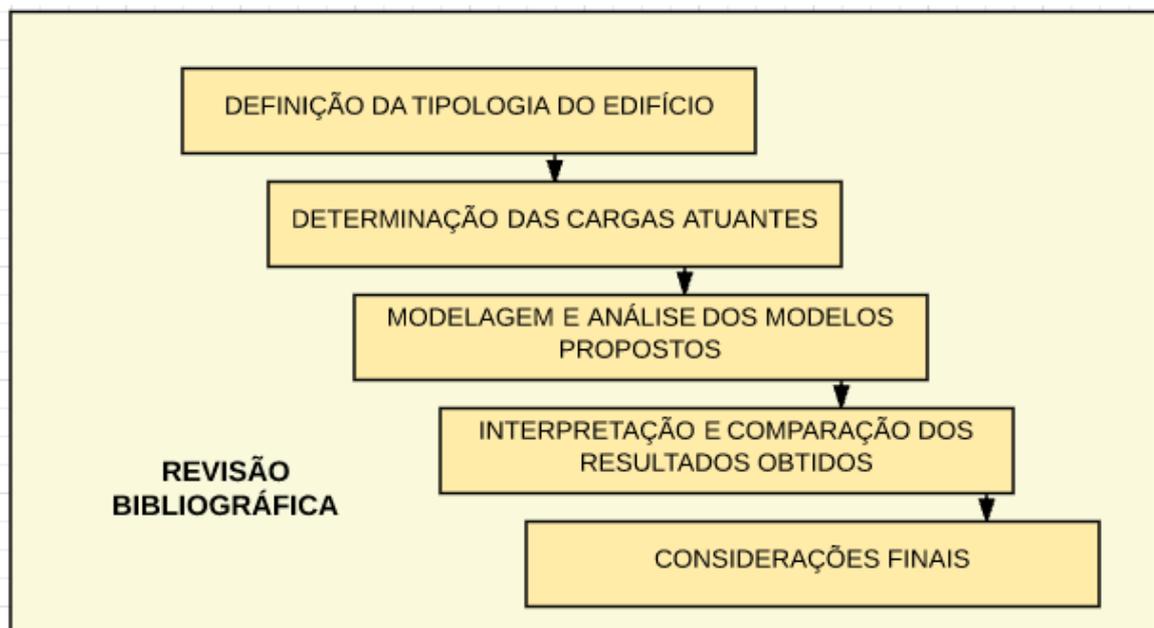
- a) os elementos de vedação em alvenaria não serão considerados para efeito de acréscimo de rigidez global das estruturas;
- b) nas análises estruturais o comportamento dos materiais foi idealizado como elástico-linear. Comportamentos não-lineares em estruturas de nós móveis serão considerados simplificarmente através de análises lineares com módulo de elasticidade reduzido;
- c) não serão consideradas redistribuições de esforços devidas à fissuração do concreto e plastificação do aço;
- d) serão feitas apenas análises estáticas. Os efeitos dinâmicos não serão considerados;
- e) não serão feitas outras verificações ao ELS além da verificação do deslocamento máximo no topo dos edifícios;

- f) o trabalho tem um enfoque na análise do comportamento estrutural do edifício. Deste modo, não serão realizados o dimensionamento e o detalhamento dos elementos estruturais ao ELU, com exceção das vigas para fins de comparação entre os modelos;
- g) não serão considerados os efeitos da interação solo-estrutura e das ligações pilar-pilar e viga-viga. As fundações e as demais ligações citadas serão consideradas como rígidas (engastes perfeitos);
- h) todo o dimensionamento e análise da estabilidade das estruturas foram realizados através do software Eberick v10 da AltoQi, respeitando as normas brasileiras vigentes.

2.4 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas propostas no fluxograma a seguir.

Figura 2.1 – Fluxograma do delineamento do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

3 MODELOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), que normatiza o projeto de estruturas de concreto em geral no Brasil, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações de estados limites últimos e de serviço. A análise estrutural permite estabelecer as distribuições dos esforços internos, tensões, deslocamentos e deformações de uma parte isolada ou da estrutura como um todo.

Kimura (2007, apud BENINCÁ, 2016) ressalta que quanto mais sofisticado for o modelo, mais complicado será de entendê-lo e configurá-lo. Por isso, ele sugere que muitas vezes, em uma primeira abordagem, os modelos mais simplificados são mais adequados para se ter uma visão mais crítica e sensível do comportamento da estrutura.

Benincá (2016, p. 36) alega que, embora na prática profissional sejam utilizados cada vez modelos mais complexos devido aos avanços tecnológicos constantes, os modelos mais simplificados seguem sendo de suma importância para a construção do conhecimento do estudante de forma gradual, proporcionando ao acadêmico o desafio de vencer etapas e ir compreendendo aos poucos o funcionamento das estruturas.

No presente capítulo, serão abordados os conceitos básicos sobre modelos de análise estrutural, tratando primeiramente das recomendações normativas para cada caso e depois aprofundando um pouco o estudo sobre cada modelo.

3.1 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Segundo Fontes e Pinheiro (2003, p. 118), a NBR 6118 trouxe inovações significativas para o projeto de estruturas de concreto, inclusive na análise estrutural. Dessas inovações, podemos citar avanços no conhecimento em redistribuição de esforços, tanto através de uma análise linear com redistribuição, como através de uma análise plástica. A NBR 6118 nos fornece diretrizes sobre o campo de validade e as condições especiais para a aplicação de cada um desses métodos.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) nos diz que a análise estrutural deve ser feita a partir de um modelo estrutural que seja adequado ao objetivo da análise. Deste modo, pode ser necessário a confecção de mais de um modelo para realizar adequadamente as verificações previstas pela norma.

O modelo estrutural pode ser proposto como uma composição de elementos estruturais básicos que, quando juntos, formam sistemas estruturais resistentes que permitem representar de forma clara os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura. As condições de equilíbrio devem ser obrigatoriamente respeitadas, e as equações de equilíbrio podem ser prescritas baseadas na geometria indeformada da estrutura, exceto nos casos em que os deslocamentos alterem de forma significativa os esforços internos, resultando nos efeitos de 2ª ordem.

Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), os resultados obtidos na análise estrutural através de modelos bi ou tridimensionais em elementos finitos são aplicados geralmente em duas situações:

- a) para a visualização do caminhamento das cargas via, por exemplo, trajetória de tensões principais, separando trechos comprimidos de tracionados, de modo a facilitar a criação de modelos de bielas e tirantes [...].
- b) para a determinação de esforços solicitantes em elementos estruturais, em geral por integração de campos de tensões. O dimensionamento desses elementos deve ser feito para esses esforços solicitantes pela teoria de concreto estrutural, conforme definido pelos critérios gerais desta Norma [...].

A seguir, serão apresentados cinco diferentes métodos propostos pela NBR 6118:2014 para a análise de estruturas de elementos lineares. Eles são os seguintes: análise linear, análise linear com redistribuição, análise plástica, análise não linear e a análise através de aproximações permitidas pela norma. A escolha do método mais adequado depende:

- a) das leis constitutivas adotadas para os materiais;
- b) da precisão desejada para os resultados;
- c) da complexidade da estrutura;
- d) do tipo de estado limite que esteja sendo verificado;

3.2 ANÁLISE LINEAR

De acordo com Fontes e Pinheiro (2003, p. 118), esse tipo de análise considera os materiais elástico-lineares. A elasticidade de um material está associada à tendência de voltar à configuração inicial, após ter sofrido deformações oriundas de ações externas, com posterior alívio de carregamento. Além disso, considera-se uma relação linear entre tensões e deformações, dada pelo módulo de elasticidade (E), valor este que é característico de cada material. Leonhardt & Monnig (1977, apud FONTES; PINHEIRO, 2003) afirmam que o concreto só tem um comportamento puramente elástico para tensões baixas e de curta duração, ou até aproximadamente $1/3$ da resistência à compressão.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) reitera que os resultados de uma análise linear são usualmente empregados para a verificação dos estados-limites de serviço, sendo necessária a garantia de uma ductilidade mínima às peças para o método servir de base para o dimensionamento de elementos estruturais no estado-limite último.

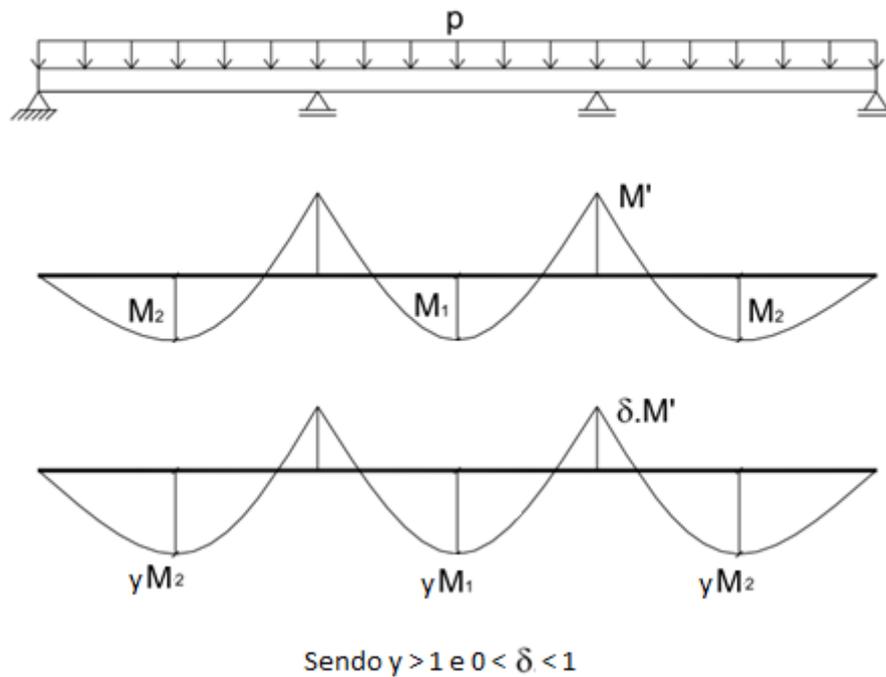
3.3 ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO

A NBR 6118:2014, no item 14.5.3, afirma o seguinte:

Na análise linear com redistribuição, os efeitos das ações, determinados em uma análise linear, são redistribuídos na estrutura, para as combinações de carregamento do ELU. Nesse caso, as condições de equilíbrio e de ductilidade devem ser obrigatoriamente satisfeitas. Todos os esforços internos devem ser recalculados, de modo a garantir o equilíbrio de cada um dos elementos estruturais e da estrutura como um todo. [...].

O presente modelo considera uma redução nos momentos fletores negativos nos apoios e, conseqüentemente, um aumento nos momentos fletores positivos, conforme mostra a figura 3.1. Miranda (2007, p. 3) reitera que a redistribuição de esforços pode trazer como benefícios a diminuição no consumo de aço e o melhor detalhamento da armadura, evitando congestionamento nos apoios.

Figura 3.1 - Diagramas de momentos fletores sem e com redistribuição



(fonte: adaptado de FONTES; PINHEIRO, 2003)

Fontes e Pinheiro (2003, p. 119) relatam que, para elementos lineares, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) permite redução de até 25% ($\delta = 0,75$) para estruturas de nós fixos e de até 10% ($\delta = 0,90$) para estruturas de nós móveis, dependendo da relação entre a posição da linha neutra e a altura útil da viga e da resistência característica do concreto utilizado na estrutura.

Entretanto, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) alerta que devem ser tomados cuidados especiais com relação aos carregamentos de grande variabilidade. Além disso, a norma informa que verificações de combinações de carregamento de ELS ou de fadiga podem ser baseadas na análise linear sem redistribuição, pois, de uma maneira geral, é desejável que não haja redistribuição de esforços nas verificações em serviço.

3.4 ANÁLISE PLÁSTICA

A propriedade do material de guardar deformações residuais é chamada de plasticidade. As principais teorias que permitem considerar deformações permanentes nos elementos estruturais são a teoria das rótulas plásticas, para elementos lineares, e a teoria das charneiras plásticas, para elementos de superfície que funcionam como placas (FONTES; PINHEIRO, 2003).

Segundo a NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), a análise estrutural é denominada plástica quando as não linearidades puderem ser

consideradas, através da admissão de materiais de comportamento rígido-plástico perfeito ou elastoplástico perfeito.

Fontes e Pinheiro (2003, p. 120) afirmam que uma rótula plástica caracteriza-se por um aumento plástico da curvatura, podendo atingir um valor de duas a três vezes maior que o calculado elasticamente. Esse efeito se restringe a um comprimento de plastificação em torno dos pontos de momento máximo, nos quais o momento fletor não aumenta mais e passa a ser chamado de momento totalmente plástico (M_p).

Quando uma determinada carga limite provoca na estrutura um escoamento responsável pela formação de um determinado número de rótulas plásticas, tornando a estrutura ou parte dela num sistema hipostático, se origina um mecanismo de colapso na estrutura. Deste modo, Fontes e Pinheiro (2003, p. 120) concluem que em estruturas hiperestáticas existe uma reserva de capacidade resistente, devido à necessidade de formação de mais de uma rótula plástica para a formação do mecanismo de colapso citado anteriormente.

Isso permite que, através desse método, a redistribuição de esforços seja feita com maior intensidade do que na análise linear com redistribuição, desde que as rótulas plásticas apresentem as devidas capacidades de rotação plástica.

Esse tipo de análise deve ser utilizado apenas para verificações de ELU, e não pode ser adotado quando:

- a) se consideram os efeitos de segunda ordem global;
- b) não houver ductilidade suficiente para que as configurações adotadas sejam atingidas;

3.5 ANÁLISE NÃO LINEAR

A NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) cita o seguinte sobre a análise não linear:

Na análise não linear, considera-se o comportamento não linear geométrico e dos materiais. Toda a geometria da estrutura, bem como todas as suas armaduras, precisam ser conhecidas para que a análise não linear possa ser efetuada, pois a resposta da estrutura depende de como ela foi armada. Condições de equilíbrio, de compatibilidade e de ductilidade devem ser necessariamente satisfeitas. Análises não lineares podem ser adotadas tanto para verificações de estados-limites últimos como para verificações de estados-limites de serviço.

Fontes e Pinheiro (2003, p. 121) afirmam o seguinte:

Um material de comportamento não-linear é aquele que apresenta uma relação não-linear entre tensões e deformações, ou seja, essa relação não pode ser definida por uma constante. A implementação da análise não-linear vem sendo feita no cálculo usual, de forma lenta, mas constante. Já foram desenvolvidos métodos simplificados que, acoplados à análise linear, trazem resultados mais fiéis à realidade. Uma análise completamente não-linear ainda exige esforços computacionais muito grandes. Sua maior complexidade deve-se principalmente ao fato de que toda a geometria da estrutura bem como suas armaduras (estimadas por análise linear) devem ser previamente conhecidas, o que requer um cálculo iterativo.

Pode-se afirmar que a análise não linear completa é uma poderosa ferramenta para reproduzir o mais fielmente possível à realidade um modelo estrutural. Porém, muitas vezes, o grande trabalho oriundo do uso deste método pode resultar em diferenças não tão significativas no dimensionamento final da estrutura, sendo mais vantajoso optar por aproximações permitidas por norma em casos mais simples.

3.6 APROXIMAÇÕES PERMITIDAS

A NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) define que estruturas ou partes de estruturas que possam ser associadas a elementos lineares podem ser analisadas admitindo-se as seguintes hipóteses:

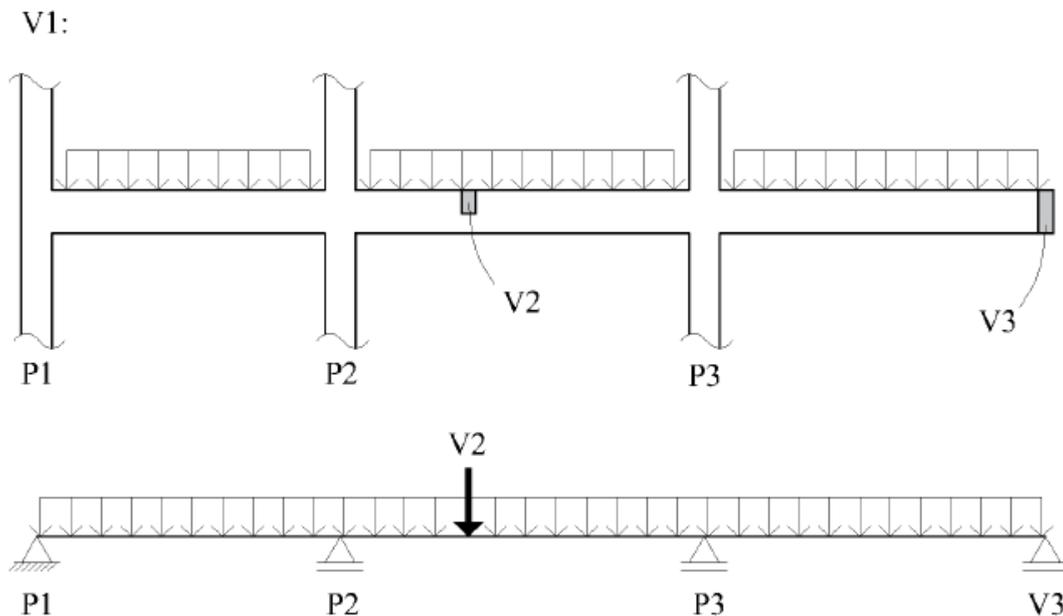
- a) manutenção da seção plana após a deformação.
- b) representação dos elementos por seus eixos longitudinais.
- c) comprimento limitado pelos centros de apoios ou pelo cruzamento com o eixo de outro elemento estrutural.

A norma propõe também o uso das seguintes aproximações para a modelagem de uma estrutura.

3.6.1 Modelo de vigas contínuas

Conforme Benincá (2016, p. 38), ao analisar uma determinada viga isoladamente pelo modelo clássico de vigas contínuas, consideram-se os apoios, que podem ser pilares ou outras vigas, como apoios simples, embora seja adequado ter pelo menos um apoio de segunda ordem. As demais vigas que se apoiam nessa viga são consideradas como cargas pontuais verticais. A figura 3.2 ilustra uma viga analisada pelo modelo.

Figura 3.2 - Modelo clássico de vigas contínuas



(fonte: BENINCÁ, 2016, p. 38)

Segundo a NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), o modelo clássico de viga contínua, simplesmente apoiada nos pilares, pode ser utilizado para o estudo das cargas verticais se observadas as seguintes correções adicionais:

- não podem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos.
- quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado o momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio.
- quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas seguintes relações:

- na viga:

$$\frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

- no tramo superior do pilar:

$$\frac{r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

- no tramo inferior do pilar:

$$\frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

Sendo r_i a rigidez do elemento i no nó considerado.

A norma também sugere uma adaptação para o modelo de viga contínua, melhorando-o através da consideração da solidariedade dos pilares com a viga, mediante a introdução da rigidez à flexão dos pilares extremos e intermediários.

É alertado, porém, que essa adequação do modelo empregado deve ser verificada mediante uma análise cautelosa dos resultados obtidos. O equilíbrio nos momentos dos nós viga-pilar deve ser garantido, especialmente em modelos mais simples como esse.

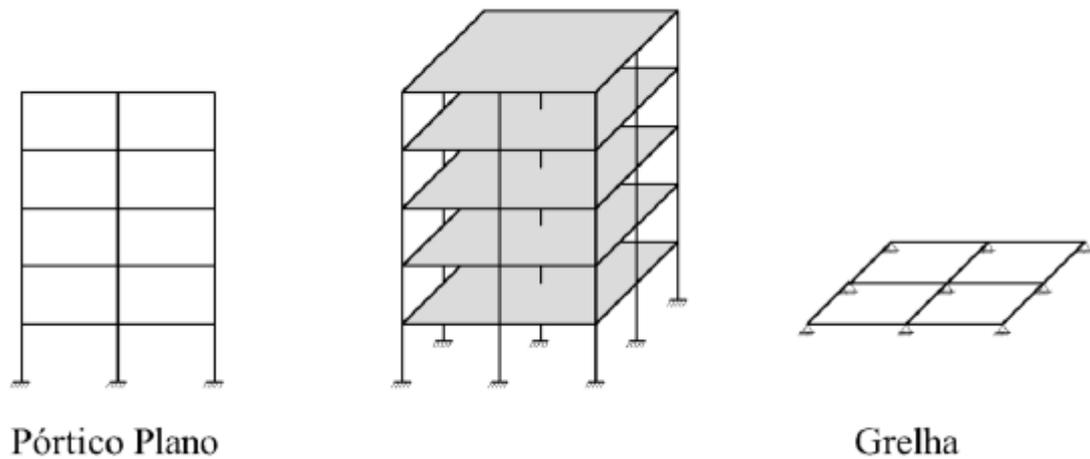
3.6.2 Modelo de grelhas e pórticos planos

De acordo com Benincá (2016, p. 51), a subestruturação de um edifício em modelos de grelha formada por vigas e de pórticos planos, simulando os pavimentos e as subestruturas verticais de contraventamento, permite a análise estrutural do mesmo submetido à cargas horizontais e verticais.

Ellwanger (2005, apud BENINCÁ, 2016) explica que a estrutura de um edifício é formada por subestruturas verticais, como os núcleos, paredes e pórticos, e subestruturas horizontais que dão sustentação aos pavimentos. O autor reitera também que as cargas verticais, cuja origem é gravitacional, e as horizontais, oriundas do vento, são transmitidas dos pavimentos para as subestruturas verticais, e, destas, para a base da estrutura.

No que diz respeito à absorção dessas cargas verticais, os pavimentos podem ser configurados como grelhas vinculadas às subestruturas verticais. Os pavimentos absorvem também as cargas horizontais, atuando como largas vigas em flexão lateral e transmitindo-as às subestruturas verticais. Ellwanger (2005, apud BENINCÁ, 2016) conclui que essas subestruturas devem proporcionar rigidez horizontal, constituindo sistemas de contraventamento longitudinalmente e transversalmente ao edifício. A figura 3.3 ilustra o sistema descrito acima.

Figura 3.3 – Subestruturação da estrutura em grelhas e pórticos planos



(fonte: BENINCÁ, 2016, p. 51)

Ellwanger (2005, apud BENINCÁ, 2016) ratifica que a utilização desse método simplificado de análise, utilizando pórticos planos e grelhas, permite a quem o esteja aplicando visualizar mais facilmente a interação entre as diversas subestruturas que constituem o todo, se comparado com o emprego de pórticos espaciais. Deste modo, mesmo que futuramente venha a trabalhar com um modelo mais elaborado, em um primeiro contato com o projeto estrutural a utilização desse sistema promove as bases conceituais para uma melhor interpretação nos resultados da análise.

Uma outra vantagem do emprego dessa metodologia de análise é a facilidade de intervenções e mudanças no modelo, o que o torna bastante adequado para o uso em etapas preliminares do projeto, como a concepção da estrutura e/ou durante o pré-dimensionamento da mesma.

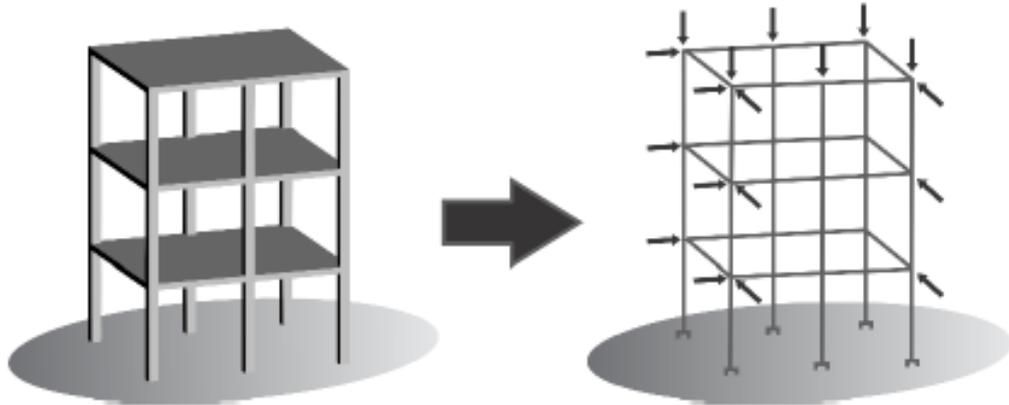
3.6.3 Modelo de pórticos espaciais

O modelo de pórticos espaciais consiste na representação de todos os pilares e vigas como barras em um modelo tridimensional. Kimura (2007, apud BENINCÁ, 2016) declara que esse modelo permite a aplicação simultânea de todas as cargas verticais e horizontais, tornando possível a avaliação do comportamento global da edificação em todas as direções de modo completo e eficiente.

Como cada nó possui seis graus de liberdade, sendo três rotações e três translações, é possível obter todos os esforços correspondentes através da análise estrutural (esforços normal e cortante

e momentos fletor e torsor), além das reações nos apoios, que usualmente são considerados como engastamentos perfeitos. O modelo é ilustrado através da figura 3.4.

Figura 3.4 – Modelo de pórtico espacial



(fonte: adaptado de KIMURA, 2007, apud BENINCÁ, 2016)

Considerando os modelos estruturais empregados nos dias de hoje, pode-se afirmar que o pórtico espacial é o mais utilizado nos escritórios de projeto hoje em dia, dada sua grande capacidade de resolução de cálculos complexos.

Além disso, se aliado a uma ferramenta computacional poderosa, o método pode proporcionar maior rapidez na obtenção de resultados e, conseqüentemente, aumento de produtividade (BERNARDI, 2007, p. 20).

Contudo, Benincá (2016, p. 70) ressalta que essa maior complexidade do modelo resulta em resultados de maior dificuldade de interpretação e compreensão. A modelagem estrutural exige, portanto, uma quantidade maior de dados e tempo investidos por parte do projetista para ser realizada corretamente.

4 INSTABILIDADE E EFEITOS DE 2ª ORDEM

A NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) coloca o seguinte:

Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de 2ª ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem. Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas.

Embora esses esforços ocorram em todas as estruturas, é importante analisar em quais situações a sua consideração é realmente relevante, pois em diversas situações eles podem ser suficientemente pequenos e, deste modo, desprezíveis.

O presente capítulo aprofunda alguns conceitos sobre a estabilidade e os impactos originados pelos efeitos globais de 2ª ordem nas estruturas.

4.1 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

A NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) afirma que nas estruturas de concreto armado, o estado limite último de instabilidade é atingido sempre que, ao crescer a intensidade do carregamento e, conseqüentemente, das deformações, há elementos submetidos à flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da solicitação.

A norma apresenta também três tipos de instabilidade:

- a) nas estruturas sem imperfeições geométricas iniciais, pode haver (para casos especiais de carregamento) perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio (flambagem).
- b) em situações particulares (estruturas abatidas), pode haver perda de estabilidade sem bifurcação do equilíbrio por passagem brusca de uma configuração para outra reversa da anterior (ponto - limite com reversão).
- c) em estruturas de material de comportamento não linear, com imperfeições geométricas iniciais, não há perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio, podendo, no entanto, haver perda de estabilidade quando, ao crescer a intensidade do carregamento, o aumento da capacidade resistente da estrutura passa a ser menor do que o aumento da solicitação (ponto-limite sem reversão).

Em suma, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) afirma que os efeitos de segunda ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise

de primeira ordem, onde o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial. Em seguida, a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a situação deformada.

Na determinação dos efeitos de segunda ordem, deve ser obrigatoriamente considerado o comportamento não linear dos materiais. Entretanto, a norma permite ao projetista desprezar esses efeitos sempre que os mesmos não representarem acréscimo superior a 10% nas reações e solicitações relevantes na estrutura.

A análise estrutural com efeitos de 2ª ordem deve assegurar que, para as combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo, não ocorra perda da estabilidade nem esgotamento da capacidade resistente de cálculo.

Na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada devem ser consideradas. Podemos dividir essas imperfeições em dois grupos: imperfeições locais e imperfeições globais. No presente trabalho, será dado um enfoque apenas para as imperfeições globais.

4.2 EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM

Prado (1995, apud BENINCÁ, 2016) informa que a atuação simultânea de cargas horizontais e verticais em edifícios de concreto armado sempre provocará deslocamentos laterais nos seus nós. Se a estrutura for estável, haverá uma nova condição de equilíbrio na posição deslocada. Porém, isso implica em esforços adicionais nas vigas e nos pilares. Esses esforços são chamados de esforços globais de segunda ordem.

4.2.1 Dispensa da análise dos efeitos globais de 2ª ordem

A NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) apresenta os processos descritos a seguir para o projetista aferir a necessidade da consideração dos efeitos globais de 2ª ordem. Quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, para efeito de cálculo, as estruturas são consideradas de nós fixos, e os efeitos globais de 2ª ordem podem ser desprezados.

Vale ressaltar que na análise da estabilidade global que trata a estrutura como um todo, o valor representativo do módulo de deformação secante pode ser majorado em 10%.

4.2.1.1 Parâmetro de instabilidade α

Para tomar uma estrutura reticulada simétrica como de nós fixos, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) estabelece um parâmetro de instabilidade α , definido na equação (4.1), e estipula que ele deve ser inferior a um valor de referência α_1 , que depende do número de pavimentos e dos sistemas de contraventamento do edifício.

$$\alpha = \frac{H_{tot}\sqrt{N_k}}{E_{cs}I_c} \quad (4.1)$$

Sendo:

α = parâmetro de instabilidade da estrutura;

H_{tot} = altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k = somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

E_{cs} = módulo de deformação secante do concreto;

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto;

O produto ' $E_{cs}I_c$ ' representa o somatório dos valores referentes à rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs}I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

A Tabela 4.1 mostra como determinar o valor de referência α_1 :

Tabela 4.1– Modelo de pórtico espacial

Número de pavimentos (n)	Subestruturas de contraventamento	Valor de α_1
$n \leq 3$	Sem restrições	$0,2 + 0,1n$
$n \geq 4$	Associações de pilares-parede e pórticos associados a pilares-parede	0,6
$n \geq 4$	Apenas pórticos	0,5
$n \geq 4$	Apenas pilares-parede	0,7

(fonte: BENINCÁ, 2016)

A norma também dita que o valor de I_C deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares, e que a rigidez do pilar equivalente à uma estrutura de contraventamento deve ser determinada da seguinte forma:

- a) calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;
- b) calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

4.2.1.2 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z , segundo a NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), avalia a importância dos esforços de segunda ordem globais. Entretanto, vale ressaltar que ele é válido apenas para estruturas reticuladas de, no mínimo, quatro andares.

Ele pode ser determinado a partir dos resultados obtidos através de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, se adotados os valores de rigidez descritos abaixo, que consideram aproximadamente a não linearidade física para estruturas reticuladas com mais de quatro andares.

$$\text{— lajes: } (EI)_{SEC} = 0,3 EcIc \quad (4.2)$$

$$\text{— vigas: } (EI)_{SEC} = 0,4 EcIc \text{ para } A_S' \neq A_S \quad (4.3)$$

$$\text{e } (EI)_{SEC} = 0,5 EcIc \text{ para } A_S' = A_S \quad (4.4)$$

$$\text{— pilares: } (EI)_{SEC} = 0,8 EcIc \quad (4.5)$$

Onde:

E_c é o valor representativo do módulo de deformação do concreto.

A expressão abaixo permite definir um valor para o coeficiente γ_z :

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (4.6)$$

Onde:

γ_z = coeficiente de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem;

$M_{1,tot,d}$ = momento de tombamento, ou seja, soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem

4.2.2 Determinação dos efeitos globais de 2ª ordem

As estruturas cujos efeitos de segunda ordem globais devem ser obrigatoriamente considerados no cálculo são chamadas de estruturas de nós móveis. Nestes casos, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) ratifica que devem ser levados em conta os efeitos da não linearidade geométrica e não linearidade física.

Uma solução aproximada que a norma propõe para a determinação dos esforços globais de segunda ordem consiste na avaliação dos esforços finais, isto é, quando já são considerados os efeitos de primeira e segunda ordem, a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento dada por $0,95\gamma_z$. Entretanto, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) ressalta que esse procedimento só é válido quando γ_z for igual ou inferior à 1,3. Para a consideração aproximada da não linearidade física, devem ser utilizadas as equações (4.2) a (4.5).

Caso opte-se por fazer uma análise mais rigorosa dos esforços de segunda ordem, uma opção é efetuar a análise através do processo iterativo P-Delta, desde que todos os carregamentos da combinação já estejam majorados e atuando simultaneamente. (BENINCÁ, 2016). O autor ressalta também que nesta análise não é válido o princípio de superposição de efeitos e a obrigatoriedade em utilizar as rigidezes das equações (4.2) à (4.5), com o intuito de considerar a não linearidade física de forma simplificada.

4.3 ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS

El Debs (2000, p. 98) coloca que os efeitos de segunda ordem locais são geralmente independentes do fato de a estrutura ser de concreto pré-moldado ou não.

A NBR 9062:2017 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017), que normatiza o projeto e a execução de estruturas de concreto pré-moldado no Brasil, informa que o coeficiente γ_z deve ser calculado de forma análoga ao estabelecido pela NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Entretanto, a norma também permite o uso do parâmetro para casos de estruturas pré-moldadas com número de pavimentos inferior a quatro, desde que a geometria da edificação apresente regularidade, atendendo os seguintes pré-requisitos:

- a) não deverão ocorrer discrepâncias significativas entre os pés-direitos nos pavimentos sucessivos;
- b) não deverão ocorrer variações bruscas acentuadas entre os momentos de inércia dos pavimentos sucessivos;

Vale ressaltar que, para as estruturas pré-moldadas, a NBR 9062 sugere que a majoração adicional das ações horizontais seja dada por $0,95\gamma_z$ apenas para o intervalo $1,10 < \gamma_z < 1,20$. Para o intervalo $1,20 < \gamma_z < 1,30$, diferentemente do proposto pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), o fator de majoração empregado deve ser o valor integral de γ_z , e para $\gamma_z > 1,30$ devem ser consideradas de forma rigorosa a não linearidade física e geométrica.

4.3.1 Sistemas estruturais para garantia da estabilidade global

A NBR 9062:2017 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017) esclarece que para garantir a estabilidade global de uma estrutura pré-moldada, os sistemas estruturais empregados podem atuar isolados ou em combinação entre si, podendo ser classificados da seguinte forma:

- a) estruturas onde a estabilidade é proporcionada por ação de pilares engastados na fundação, podendo estar associados a vigas articuladas;
- b) estruturas onde a estabilidade é proporcionada por ação de pórtico composto por pilares e vigas, interligados entre si por meio de ligações resistentes a momentos fletores;
- c) estruturas verticais onde a estabilidade é proporcionada por elementos de contraventamento, como paredes, elementos celulares e elementos de contraventamento tipo X e/ou outros;
- d) estruturas de pisos ou cobertura que formam diafragmas que garantem a transferência de esforços horizontais para os elementos verticais de sustentação e contraventamento.

É importante salientar que a norma determina que a capacidade das estruturas pré-moldadas deve ser governada pelo esgotamento da resistência dos elementos estruturais, e não pelo esgotamento da resistência das ligações. O capítulo a seguir aborda esse assunto de forma mais aprofundada, visto que o mesmo tem suma importância nas estruturas feitas com elementos pré-fabricados.

4.4 LIMITES DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

A NBR 6118:2014 limita, para edifícios em geral, o deslocamento horizontal no topo da estrutura em $H/1700$, e limita em $H/850$ o deslocamento entre pavimentos.

5 LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS

De acordo com El Debs (2000, p. 107), uma das características das estruturas de concreto pré-moldados é a facilidade de execução dos elementos pré-fabricados. Entretanto, o autor ressalta também que a necessidade de realizar as ligações entre esses elementos é um dos principais desafios a serem cumpridos.

As ligações são, em geral, as partes que requerem mais atenção do projetista em um projeto de estruturas de concreto pré-fabricado. A sua importância se deve tanto para a produção, no que diz respeito a execução e montagem da estrutura, como para o comportamento da estrutura montada.

5.1 CLASSIFICAÇÃO QUANTO À VINCULAÇÃO

No que diz respeito ao tipo de vinculação, El Debs (2000, p. 107) classifica as vinculações em:

- a) ligações articuladas – não transmitem momento fletor;
- b) ligações rígidas – transmitem momento fletor;
- c) ligações semirrígidas – transmitem parcialmente o momento fletor.

Marostega (2008, p. 20) destaca a importância das ligações semirrígidas na análise estruturas de edifícios pré-moldados devido ao fato de ligações idealizadas como totalmente rígidas ou totalmente articuladas não corresponderem ao comportamento real da ligação.

El Debs (2000, p. 107) coloca que enquanto as ligações mais simples acarretam em estruturas mais solicitadas aos momentos fletores, as ligações que tendem a reproduzir o comportamento das estruturas de concreto moldado no local requerem mais trabalho, reduzindo, de certa forma, as vantagens do emprego da pré-fabricação.

Miotto (2002, apud MAROSTEGA, 2008) afirma que ao considerar-se o efeito da semirrigidez nas ligações, é possível obter significantes economias ligadas à redução da mão de obra necessária para a concepção de ligações rígidas, e também à redução das dimensões da estrutura no caso de ligações articuladas.

No capítulo 6, as ligações semirrígidas serão estudadas de forma mais aprofundada.

5.2 CLASSIFICAÇÃO QUANTO AOS ELEMENTOS DA LIGAÇÃO

5.2.1 Ligações pilar x fundação

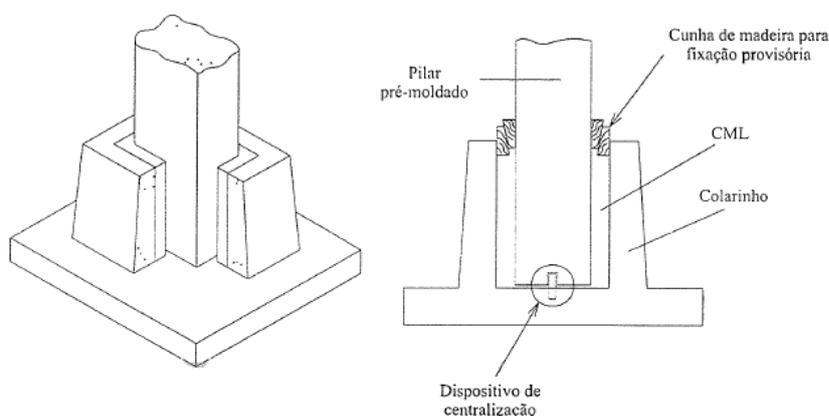
El Debs (2000, p. 159) destaca três tipos básicos de ligações dos pilares nas fundações: as ligações por meio de cálice, por meio de chapa de base e por emenda da armadura com graute e bainha. Normalmente, as ligações pilar x fundação são projetadas para transferir momentos fletores. Deste modo, no presente trabalho, todas as ligações pilar x fundação serão consideradas como rígidas nos modelos estudados.

5.2.1.1 Ligações por meio de cálice

A ligação por meio de cálice é feita recorrendo à conformação do elemento de fundação que possibilite o encaixe do pilar. Posteriormente à colocação do pilar, é feito o preenchimento do espaço entre o pilar e o cálice com concreto ou graute. Para posicionar o pilar, em relação ao nível e à posição em planta, recorre-se normalmente a dispositivos de centralização. A fixação temporária e o prumo são feitos por meio de cunhas de madeira. (EL DEBS, 2000).

El Debs também destaca algumas vantagens do uso desse tipo de ligação, como a facilidade de montagem, facilidade nos ajustes aos desvios e o fato de transmitir bem os momentos fletores. Entretanto, sua principal desvantagem é o fato da fundação se tornar mais onerosa. Como alternativa ao cálice moldado no local, pode-se recorrer à pré-moldagem do colarinho ou mesmo do cálice inteiro, no caso de fundação direta. Segundo o autor, esse tipo de ligação é o mais utilizado no país.

Figura 5.1 – Ligação pilar x fundação por meio de cálice



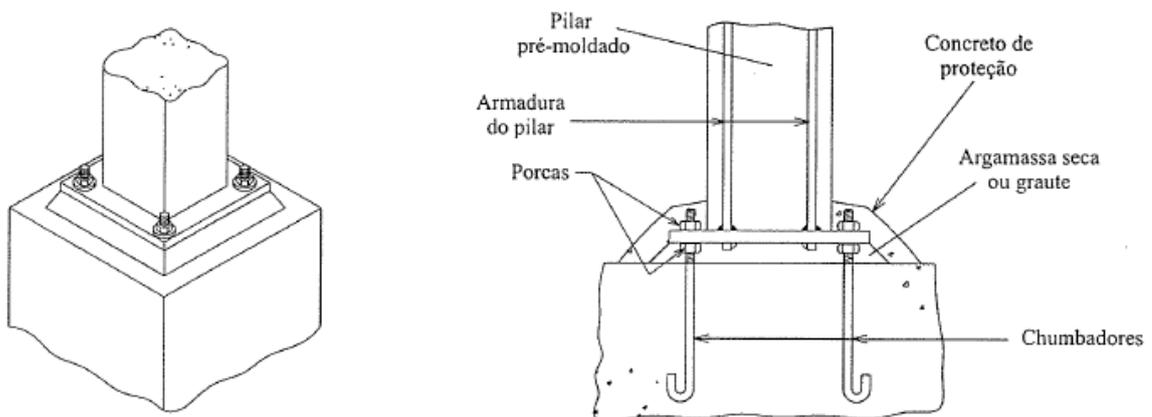
(fonte: EL DEBS, 2000)

5.2.1.2 Ligações por meio de chapa de base

Segundo El Debs (2000, p. 159), esse tipo de ligação é feito basicamente por meio de chapa devidamente unida à armadura principal do pilar, chumbadores, porcas e argamassa de enchimento. A chapa de base pode ter as dimensões transversais do pilar, possibilitando disfarçar a ligação ou ser maior que as dimensões transversais do pilar. Porcas e contra-porcas auxiliam o ajuste do nível e do prumo do pilar. Após a montagem, o espaço entre a chapa e a fundação é preenchido com argamassa seca ou com graute.

A transmissão de momentos fletores nesse tipo de ligação é limitada quando a chapa tem as mesmas dimensões da seção transversal do pilar. Já para chapas de dimensões maiores, há a possibilidade de uma boa transmissão desses momentos. No entanto, esta última alternativa dificulta o manuseio do pilar e a chapa fica sujeita a danos durante a montagem.

Figura 5.2 – Ligação pilar x fundação por meio de chapa de base

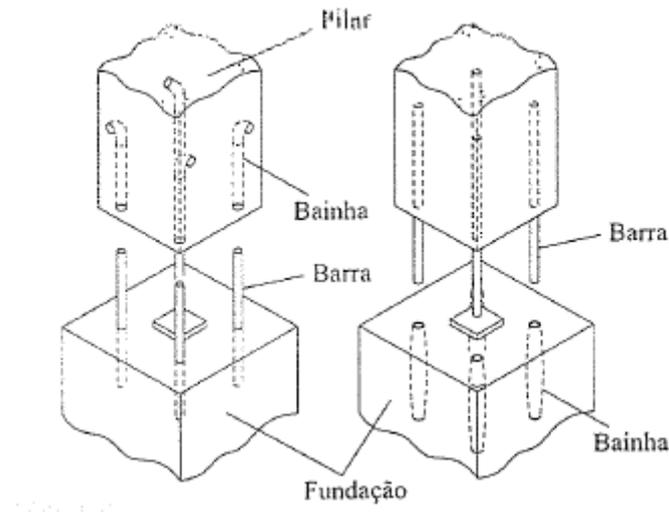


(fonte: EL DEBS, 2000)

5.2.1.3 Ligações por emenda da armadura com graute e bainha

Neste caso, a armadura do pilar ou da fundação projeta-se para fora do elemento. Na montagem, esta armadura é introduzida em bainha previamente colocada no elemento adjacente. O espaço entre a barra e a bainha, bem como entre o pilar e a fundação, é preenchido por graute. Esse tipo de ligação tem boa capacidade de transmitir momento fletor. As principais desvantagens são: a necessidade de manter escoramento provisório, dificuldade de ajuste aos desvios e a susceptibilidade da armadura saliente a danos no manuseio (EL DEBS, 2000).

Figura 5.3 – Ligação pilar x fundação com graute e bainha



(fonte: EL DEBS, 2000)

5.2.2 Ligações pilar x pilar

El Debs (2000, p. 163) ressalta que esse tipo de ligação apresenta dificuldades no posicionamento e prumo dos elementos, sendo empregado usualmente apenas em construções de grande altura. Entretanto, existem sistemas construtivos em que os pilares são emendados a cada pavimento.

O autor apresenta quatro formas de executar esse tipo de ligação: com emenda das barras da armadura do pilar, com chapa ou conectores metálicos e solda, com tubos metálicos e com cabos de protensão. As características dessas ligações seguem, em geral, às apresentadas nas ligações dos pilares nas fundações. Entretanto, ele enfatiza que duas dessas ligações merecem destaque: a ligação por tubos metálicos e a ligação por conectores metálicos e solda.

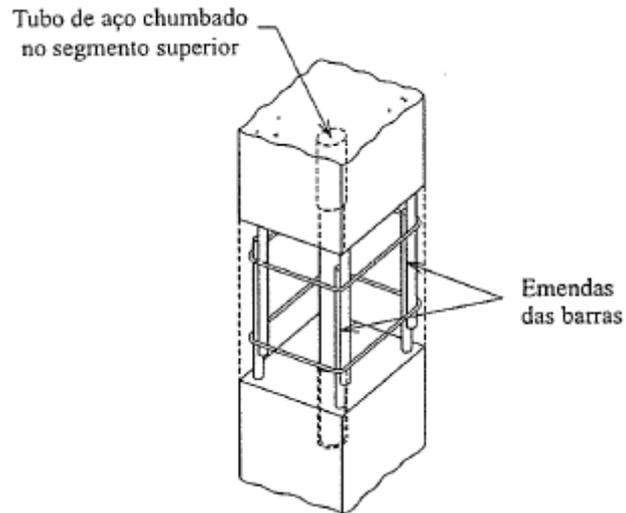
Assim como as ligações pilar x fundação, as ligações pilar x pilar geralmente são projetadas para transmitir momentos fletores e serão consideradas como rígidas nesse trabalho.

5.2.2.1 Ligações por tubos metálicos

El Debs (2000, p. 163) informa que facilitar o posicionamento e o prumo do pilar são características notórias desse tipo de conexão. Nessa alternativa, os dois segmentos do pilar

precisam ser moldados na mesma posição em que são montados, utilizando o topo de um como fôrma para o outro, com o tubo metálico posicionado. Em geral, a ligação é completada com a emenda das barras e concretagem do espaço.

Figura 5.4 – Ligação pilar x pilar com tubo metálico

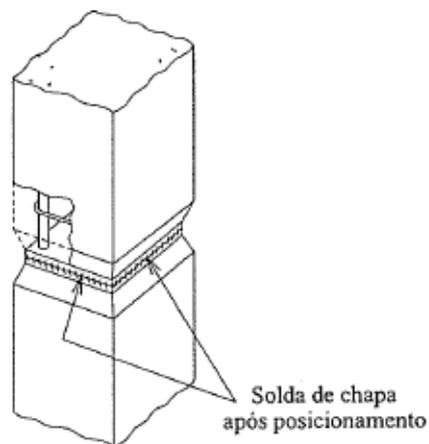


(fonte: EL DEBS, 2000)

5.2.2.2 Ligações por conectores metálicos e solda

Segundo o autor, esse tipo de conexão tem a característica de apresentar resistência logo após a realização da solda, dispensando ou minimizando cimbramento provisório. Entretanto, apresenta a desvantagem de necessitar de solda de campo e não possibilitar ajustes.

Figura 5.5 – Ligação pilar x pilar com chapa soldada



(fonte: EL DEBS, 2000)

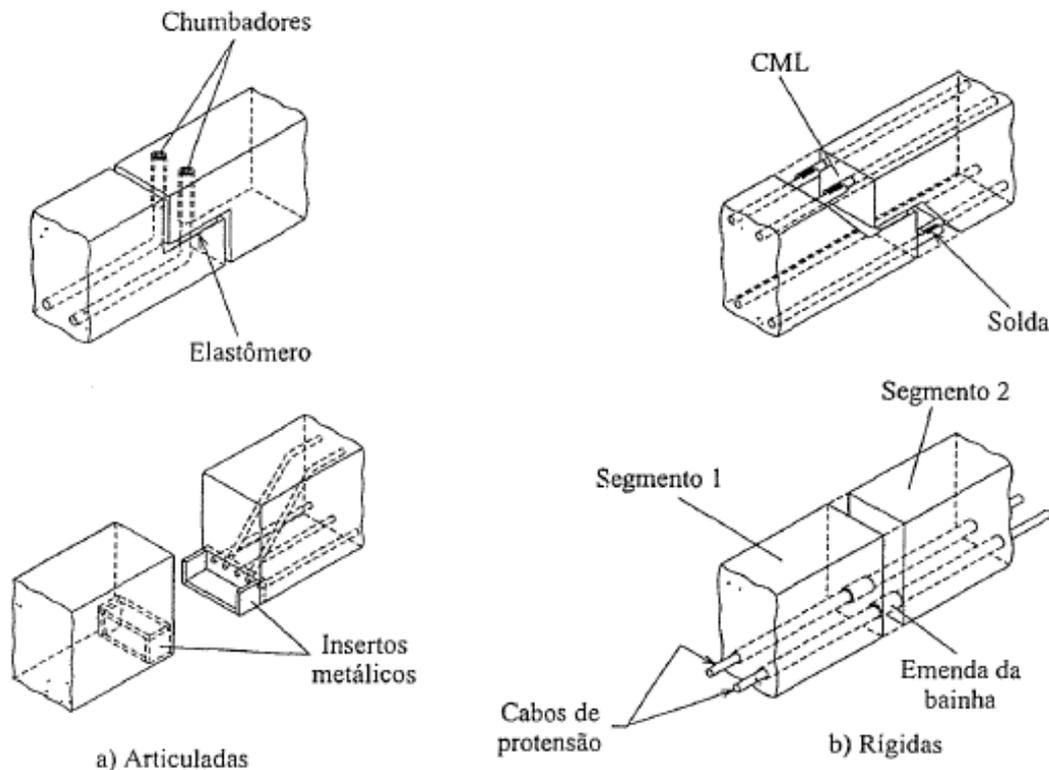
5.2.3 Ligações viga x viga fora do pilar

Segundo El Debs (2000, p. 163), as ligações viga x viga fora do pilar podem ser rígidas ou articuladas. Em geral, quando se opta pela articulação, procura-se colocar este tipo de ligação próximo ao ponto de momento nulo de estrutura monolítica correspondente.

As ligações viga x viga fora do pilar rígidas são menos frequentes. Um exemplo são as ligações em aduelas pré-moldadas, empregadas, em geral, na construção das pontes com balanços sucessivos. Neste caso, emprega-se normalmente as chamadas juntas conjugadas coladas, em que as partes que compõem a ligação são moldadas utilizando a adjacente como fôrma. É colocada cola ou argamassa entre os elementos e, posteriormente, aplica-se protensão.

Como o enfoque do presente trabalho são as ligações entre as vigas e os pilares, não serão empregadas ligações viga x viga fora dos pilares na tipologia escolhida para este estudo.

Figura 5.6 – Ligação viga x viga fora do pilar



(fonte: EL DEBS, 2000)

5.2.4 Ligações viga x pilar

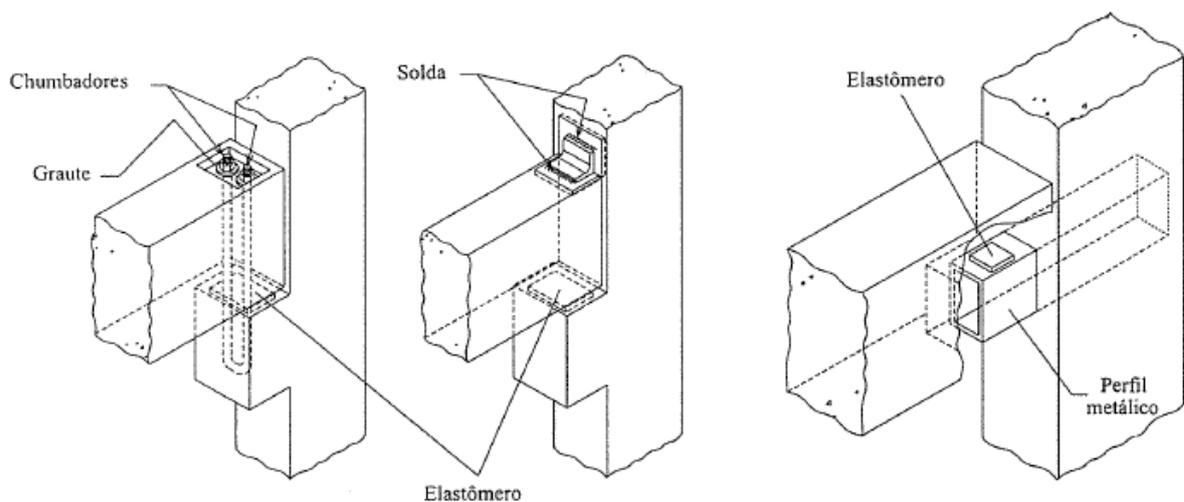
Enquadram-se neste caso as ligações viga x pilar, em ponto intermediário e no topo do pilar, ligações viga x viga, em ponto intermediário e sobre o topo do pilar. El Debs (2000, p. 163) indica que estas ligações geralmente são idealizadas como rígidas ou articuladas, embora considerar as ligações semirrígidas corresponda mais fielmente ao comportamento real dessas ligações.

Aqui, serão abordados somente os conceitos e exemplos referentes às ligações idealizadas como articuladas e rígidas. Como foi dito no início deste capítulo, as ligações semirrígidas terão uma seção exclusivamente dedicada a elas.

5.2.4.1 Ligações viga x pilar articuladas

El Debs (2000, p. 163) relata que nas ligações articuladas, normalmente se recorre a chumbadores ou à chapa metálica soldada no topo para promover a segurança em relação à estabilidade lateral da viga. Quando se trata de ligações com mais de uma viga chegando no mesmo ponto do pilar e mesmo no caso de ligação sobre o topo do pilar, repetem-se basicamente os mesmos artifícios.

Figura 5.7 – Ligações viga x pilar articuladas



(fonte: EL DEBS, 2000)

O autor destaca que no Brasil e no exterior, as ligações viga x pilar mais frequentes nas estruturas de concreto pré-moldado são as que ocorrem por meio de elastômero e chumbadores. Os chumbadores têm a finalidade de assegurar o equilíbrio da viga contra o tombamento e, eventualmente, contra a instabilidade lateral. Deste modo, em casos em que não há risco das ocorrências desses dois fenômenos, os chumbadores podem ser dispensados.

O comportamento desse tipo de ligação pode ser entendido a partir da análise separada dos seguintes tipos de ações: variação do comprimento da viga, transmissão de forças horizontais aplicadas nos pilares, momento de flexão e momento de torção.

Ainda de acordo com El Debs (2000, p. 188), negligenciando a existência do chumbador, a variação do comprimento da viga, como consequência da retração e fluência do concreto ou variação de temperatura, é basicamente absorvida pela camada de elastômero. Se o chumbador tiver capacidade de se deslocar, pelo não preenchimento do espaço ou pelo preenchimento com material deformável, continua basicamente a mesma situação.

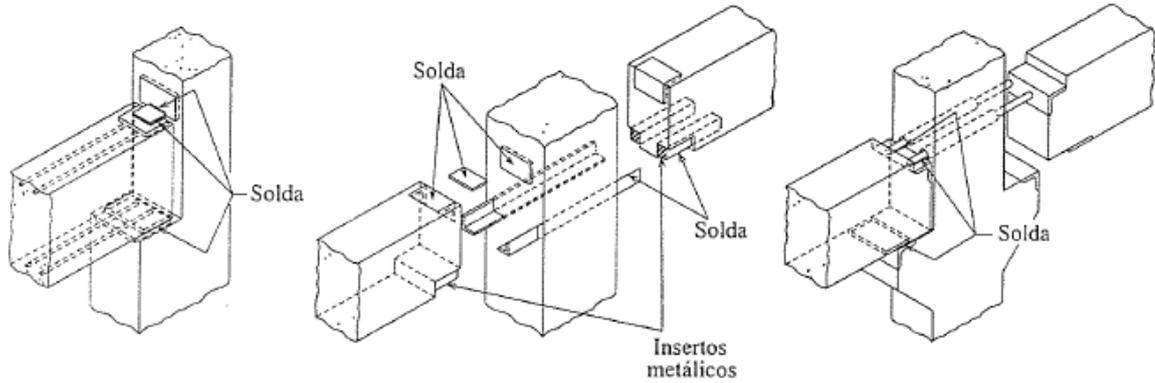
Considerando o fato de que a transmissão de momento fletor pela ligação, como esperado, é bastante pequena, ela é geralmente desprezada no projeto estrutural da edificação.

5.2.4.2 Ligações viga x pilar rígidas

As ligações rígidas, em que é prevista a transmissão de momentos fletores, podem ser realizadas mediante conectores metálicos e solda, com emenda das armaduras da viga e do pilar e com cabos de protensão. (EL DEBS, 2000).

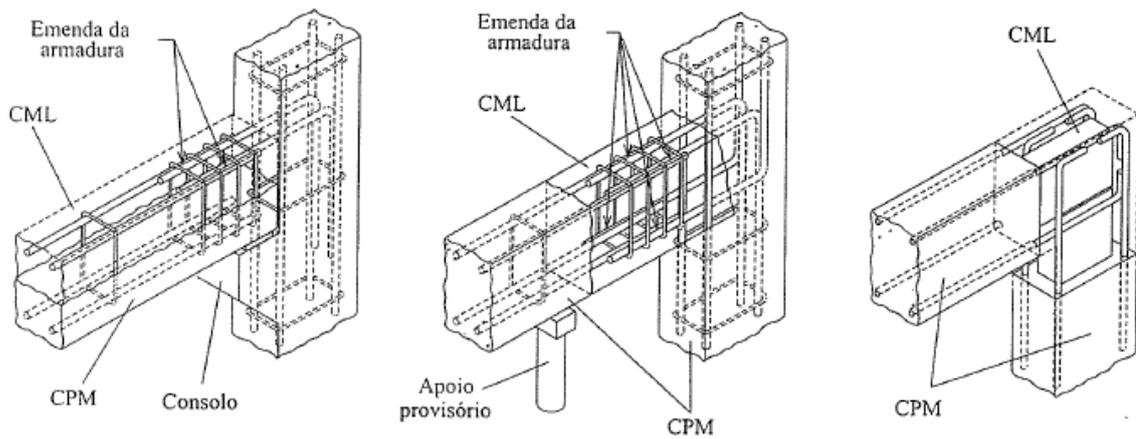
Vale destacar que, conforme já foi dito, empregar esse tipo de ligação requer bem mais trabalho se comparado às ligações articuladas e reduz as vantagens do emprego da pré-fabricação.

Figura 5.8 – Ligações viga x pilar rígidas com solda



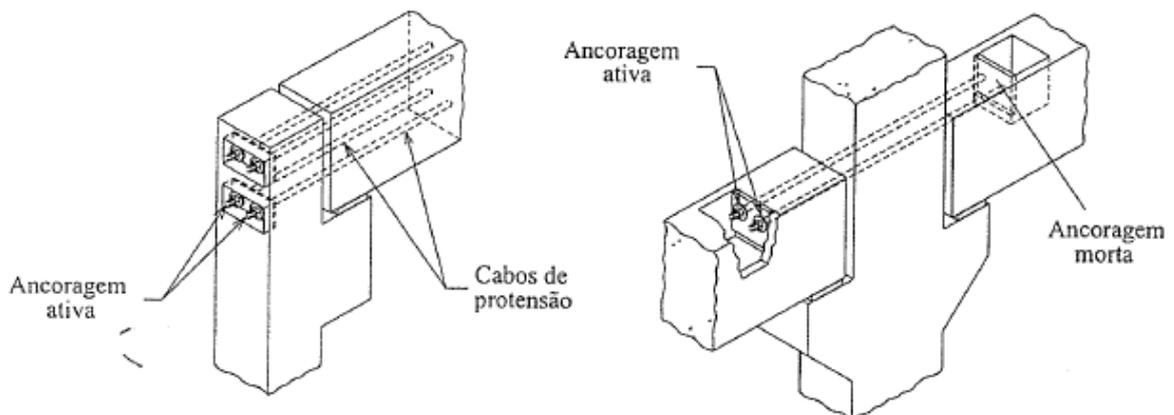
(fonte: EL DEBS, 2000)

Figura 5.9 – Ligações viga x pilar rígidas com emenda da armadura e concreto moldado no local



(fonte: EL DEBS, 2000)

Figura 5.10 – Ligações viga x pilar rígidas com cabos de protensão



(fonte: EL DEBS, 2000)

6 LIGAÇÕES VIGA X PILAR SEMIRRÍGIDAS

Miotto (2002, p. 1) relata que as ligações entre elementos pré-moldados, em geral, não se comportam da forma considerada na análise estrutural, onde são idealizadas de maneira a permitir ou impedir os deslocamentos relativos entre os elementos.

Essas ligações apresentam uma certa deformabilidade quando solicitadas, e por isso são denominadas na literatura de semirrígidas.

A deformabilidade de uma ligação refere-se à perda de sua forma original quando a estrutura é solicitada. Para o caso de uma ligação viga-pilar solicitada a momento fletor, a deformabilidade corresponde à mudança do ângulo inicialmente formado entre a viga e o pilar. (MIOTTO, 2002).

Figura 6.1 – Deformabilidade ao momento fletor



(fonte: EL DEBS, 2000)

A deformabilidade pode ser expressa por:

$$D_m = \frac{\phi}{M} \quad (6.1)$$

Já a rigidez é o inverso da deformabilidade, logo:

$$K_m = \frac{M}{\phi} \quad (6.2)$$

Sendo:

Dm – deformabilidade ao momento fletor;

ϕ – rotação relativa entre os elementos presentes;

M – momento fletor solicitante na ligação;

Km – rigidez ao momento fletor da ligação.

El Debs (2000, p. 222) define a deformabilidade de uma ligação como a relação do deslocamento relativo entre os elementos que compõem a ligação com o esforço solicitante na direção desse deslocamento. Esse parâmetro tem o mesmo significado da flexibilidade dos processos dos esforços e dos deslocamentos da análise de estruturas e, portanto, corresponde ao inverso da rigidez. A forma usual de representar as deformabilidades dessas ligações é com esquema de molas, conforme ilustrado na figura a seguir:

Figura 6.2 – Representação das deformabilidades por meio de esquema de molas



(fonte: EL DEBS, 2000)

Miotto (2002, p. 2) argumenta que a idealização de cálculo usualmente adotada, isto é, o emprego de somente engastes perfeitos ou articulações no modelo, pode ser eficaz para uma grande parcela das estruturas de concreto pré-moldado, entretanto, não é a mais econômica. Considerando o efeito da semirrigidez, é possível obter economias significativas ligadas à redução da mão de obra necessária para a realização de ligações rígidas, ou à redução das dimensões da estrutura no caso de ligações articuladas.

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

6.1 CRITÉRIOS DE PROJETO DAS LIGAÇÕES

6.1.1 Fator de restrição à rotação

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017) orienta que a rigidez de uma ligação pode ser definida pelo fator de restrição à rotação α_R . O fator define a rigidez relativa da ligação, que é considerada como articulada para $\alpha_R \leq 0,15$; semirrígida quando $0,15 < \alpha_R \leq 0,85$ e rígida quando $\alpha_R > 0,85$.

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}}} = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (6.3)$$

Onde:

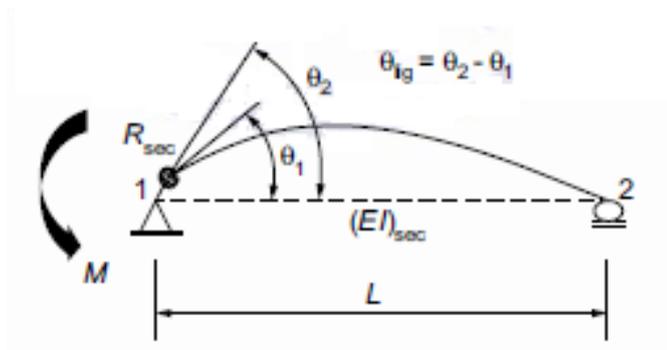
$(EI)_{sec}$ = rigidez secante da viga;

L_{ef} = distância entre os centros de giro;

R_{sec} = rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar.

A norma relata também que o fator de restrição à rotação pode ser definido pela razão da rotação θ_1 da extremidade do elemento em relação à rotação combinada θ_2 do elemento e da ligação, devido ao momento de extremidade 'M'.

Figura 6.3 – Fator de restrição à rotação

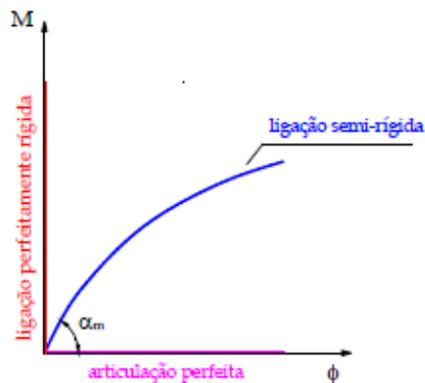


(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017)

6.1.2 Curva momento-rotação

Para a consideração de ligações semirrígidas resistentes ao momento fletor é necessário conhecer a curva momento-rotação da ligação. As ligações podem apresentar diferentes curvas, dependendo de diversos parâmetros como geometria, taxa de armadura, método de transmissão do momento fletor e material de apoio. (MAROSTEGA, 2008).

Figura 6.4 – Curvas momento fletor-rotação

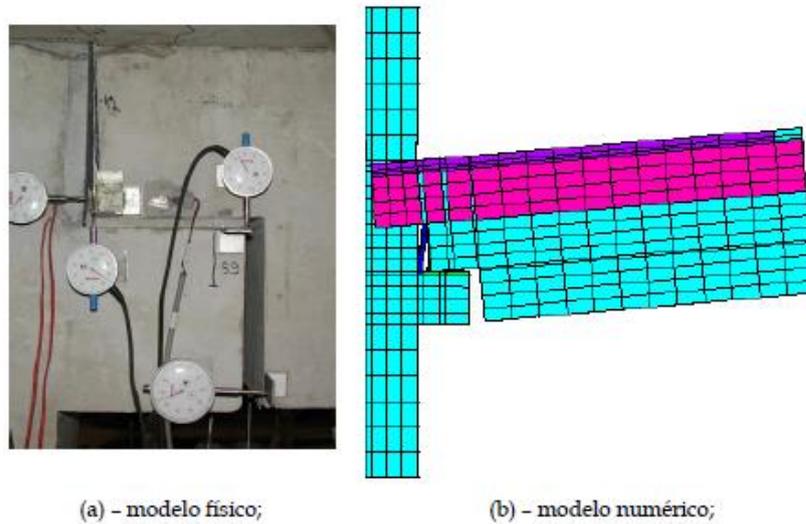


(fonte: adaptado de MIOTTO, 2002)

De acordo com Miotto, (2002, p. 12), o conhecimento das curvas momento fletor-rotação das ligações, ou pelo menos uma aproximação adequada de seus parâmetros-chave, é um pré-requisito para que o comportamento da ligação semirrígida seja levado em consideração no projeto estrutural.

A autora ainda afirma que a deformabilidade de uma ligação pode ser determinada através de ensaios físicos e modelagem matemática.

Figura 6.5 – Modelo físico e numérico de uma ligação ensaiada pela autora



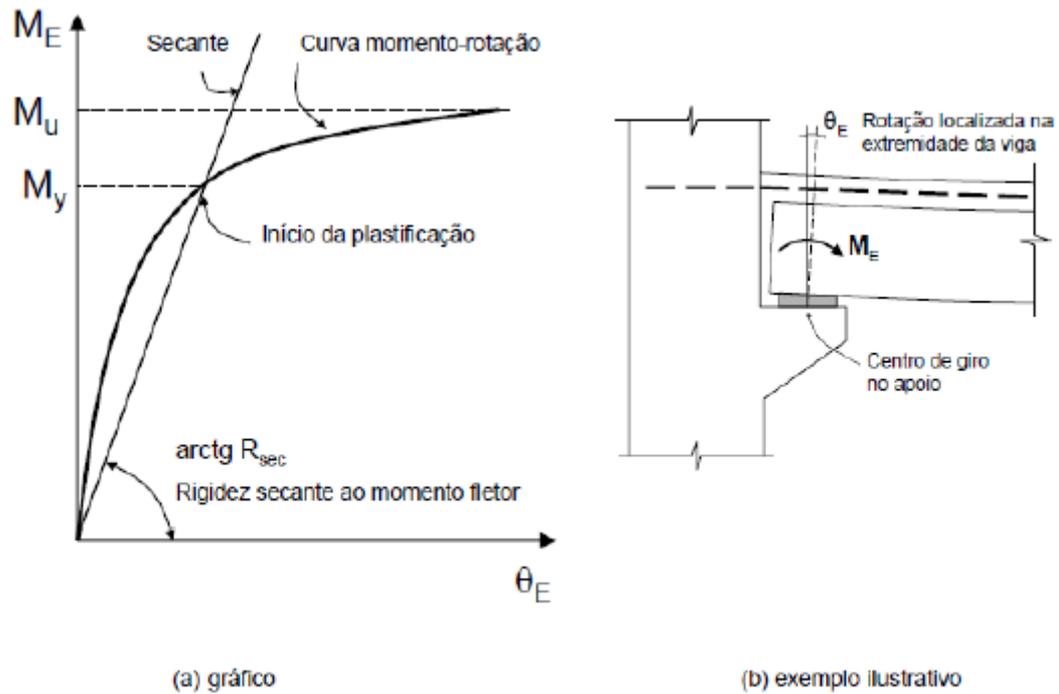
(fonte: MIOTTO, 2002)

Como o intuito do trabalho é estudar o efeito das ligações na estabilidade global de uma edificação, e não a ligação em si, serão utilizados resultados de ligações já estudadas e com curva momento-rotação já definidas.

6.1.3 Rigidez secante da ligação

Segundo Kataoka (2007, apud MAROSTEGA, 2008), a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar é obtida através da análise da curva momento-rotação da ligação. A reta que determina a de uma ligação é definida traçando-se uma reta entre a origem do gráfico e o ponto onde a curva momento-rotação atinge o momento M_y de plastificação da armadura tracionada, conforme a figura abaixo. A rigidez secante, dessa forma, apresenta uma simplificação linear para a não linearidade física da curva momento-rotação, sendo uma aproximação a favor da segurança para momentos fletores inferiores ao momento de plastificação M_y .

Figura 6.6 – Curva momento-rotação na ligação viga-pilar



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006 apud MAROSTEGA, 2008)

Onde:

θ_E = rotação localizada na ligação da extremidade da viga;

M_E = momento fletor mobilizado na extremidade da viga.

Segundo a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017), a rigidez secante deve ser limitada pela equação abaixo:

$$\frac{0,5(EI)_{sec}}{L_{ef}} < R_{sec} < \frac{20(EI)_{sec}}{L_{ef}} \quad (6.4)$$

A norma relata também que, no caso de ligações viga-pilar típicas de seção composta com solidarização no local, a rigidez secante pode ser definida através da seguinte expressão:

$$R_{sec} = k * \frac{A_s E_s d^2}{L_{ed}} \quad (6.5)$$

Onde:

k – coeficiente de ajustamento da rigidez secante, com valor de 0,75 para ligação do presente trabalho;

L_{ed} – comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade;

d – altura útil da seção resistente na ligação negativa;

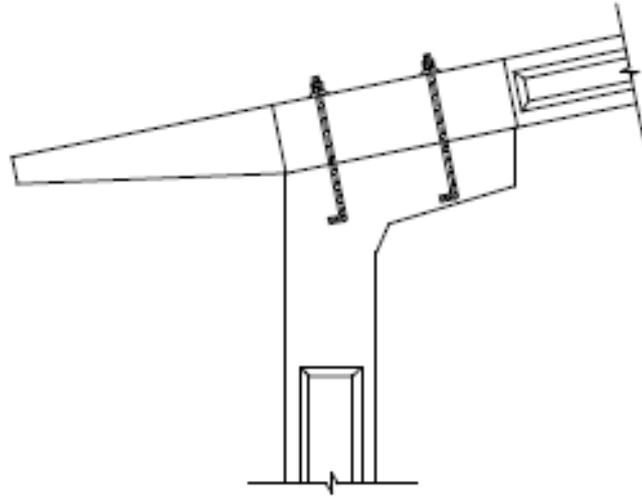
E_s – módulo de elasticidade do aço;

A_s – armadura de continuidade negativa.

6.2 LIGAÇÃO ESCOLHIDA PARA O TRABALHO

Em sua tese de doutorado, Miotto (2002) estudou e ensaiou dois tipos de ligação semirrígida. O primeiro caso estudado foi uma ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador, encontrada com frequência em galpões pré moldados.

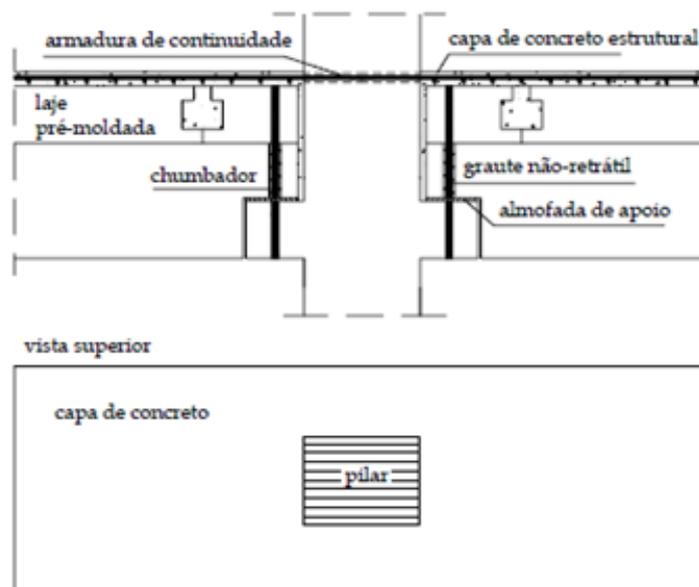
Figura 6.7 – Ligação viga-pilar estudada e ensaiada por Miotto

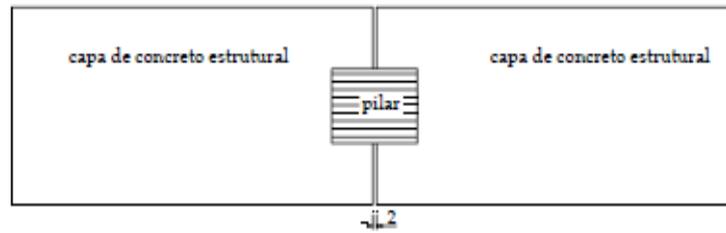


(fonte: MIOTTO, 2002)

A segunda ligação é composta de viga, pilar, laje pré-moldada e capa de concreto estrutural. Esse tipo de ligação é usado frequentemente em estruturas de edifícios com mais de um pavimento e de múltiplos vãos, e por causa disso, é a ligação que escolhi para estudar nesse trabalho. Foram ensaiados dois tipos de ligação: uma ligação viga-pilar com continuidade da armadura e da capa de concreto, com o intuito de simular uma ligação em pilar intermediário, e outra ligação sem continuidade entre esses elementos, simulando uma ligação em pilar de extremidade.

Figura 6.8 – Ligação viga-pilar escolhida para o presente trabalho





(fonte: MIOTTO, 2002)

Na ligação apresentada, a presença da armadura longitudinal, passando dentro e ao redor do pilar, e do concreto de preenchimento garante a transmissão de momento fletor, que foi quantificada através do trabalho da autora. Ao ensaiar, simulou tanto ligações em pilares intermediários quanto pilares em extremidade.

Miotto (2002, p. 155) ressalta que a deformabilidade à flexão de uma ligação viga-pilar pré-moldada está associada à rotação da viga em relação à forma indeformada do nó, conforme ilustrado anteriormente na Figura 6.1. Deste modo, a ligação monolítica passa a ser uma referência. Ou seja, uma ligação monolítica deve ser tratada como perfeitamente rígida e, portanto, com deformabilidade nula. Desta forma, na determinação da rotação da ligação estudada devem ser descontadas as parcelas de deformação que ocorreriam mesmo se a ligação fosse monolítica.

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

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

Já para os momentos fletores positivos, as parcelas a serem descontadas são:

- a) parcela de deformação da tração do concreto na região tracionada da ligação (antes da fissuração);
- b) parcela de deformação por compressão do concreto pré-moldado na região de compressão da ligação (antes e depois da fissuração).

A autora informa que a fissuração sistemática não foi descontada devido ao fato de que, para os níveis de momentos fletores que a ligação suportou, a viga não fissuraria mesmo se a ligação fosse monolítica.

6.2.1 Tensão de aderência admissível

A NBR 9062:2017 recomenda que, para peças compostas ou mistas, seja levado em conta as tensões existentes na parte pré-moldada da peça antes do endurecimento do concreto aplicado na segunda etapa, as propriedades mecânicas do concreto pré-moldado e do concreto moldado posteriormente, a redistribuição de esforços decorrentes da retração e da fluência e a incidência dessas ações sobre o esforço de deslizamento das superfícies em contato.

Na falta de um cálculo mais rigoroso, é permitido calcular o elemento composto ou misto como um elemento monolítico, se a tensão de aderência de cálculo τ_{SD} satisfizer as equações a seguir:

$$\tau_{SD} \leq \beta_s \frac{f_{yd} A_s}{b_s} + \beta_c f_{ctd} < 0,25 f_{cd} \quad (6.6)$$

$$\tau_{SD} = \frac{F_{md}}{a_b * b} \quad (6.7)$$

Onde:

s – espaçamento da armadura A_s ;

b – largura da interface;

A_s – área da armadura atravessando perpendicularmente a interface e totalmente ancorada nos elementos componentes;

f_{yd} – resistência de cálculo da armadura;

f_{ctd} – é obtido para o concreto de menor resistência no contato;

F_{md} – é o valor médio da força de compressão ou tração acima da ligação, ao longo do comprimento a_v ;

a_v – é a distância entre os pontos de momento nulo e máximo, respectivamente, no elemento;

β_s – é o coeficiente de minoração aplicado à armadura;

β_c – é o coeficiente de minoração aplicado ao concreto.

7 MODELOS ENSAIADOS

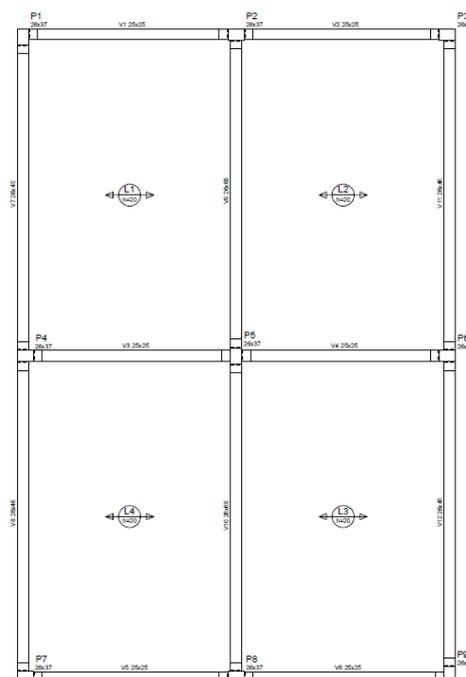
Os modelos foram ensaiados utilizando o software Eberick da empresa AltoQI, que gentilmente cedeu temporariamente o módulo de pré-moldados para a realização desse trabalho.

Foram ensaiados três modelos: um com todas as ligações viga-pilar rotuladas, e outros dois com as ligações viga-pilar semirrígidas, com o emprego de taxas diferentes de armadura de continuidade com o propósito de estudar a variabilidade na rigidez das ligações e do edifício como um todo.

7.1 TIPOLOGIA

A tipologia adotada para o trabalho consiste em um edifício idealizado de 8 pavimentos com pé direito de 2,80 metros cada, 15 metros de comprimento e 10 metros de largura. A estrutura consiste de 9 pilares retangulares e 12 vigas, todos com concreto de resistência característica igual à 30Mpa e cobrimento igual a 1,5 cm, embora tal valor não contemple minimamente os cobrimentos para classe II de agressividade (3 cm), mesmo considerando as reduções correspondentes à execução com alto controle de qualidade (0,5 cm) e o uso de concreto com resistência acima do mínimo exigido (0,5 cm). As formas de cada um dos três modelos ensaiados estão anexadas no final deste trabalho.

Figura 7.1 – Croqui da configuração



7.2 PREMISSAS ADOTADAS

Todos os elementos dos modelos ensaiados foram dimensionados de modo que fossem respeitados os limites de deslocamento horizontal e estabilidade global na estrutura.

Entretanto, foram definidas algumas premissas para concentrar a variabilidade dos resultados na influência da variação da rigidez das ligações viga-pilar.

7.2.1 Cargas atuantes na estrutura

Em todos os pavimentos, considerou-se uma carga acidental de 700 kgf/m² e uma carga permanente de 100kgf/m² nas lajes, com o intuito de evitar que as vigas menos carregadas fossem dimensionadas com armadura longitudinal mínima.

Além disso, os esforços do vento também foram considerados conforme a NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

Para fins de cargas de vento, considerou-se que o edifício era residencial com alto fator de ocupação (Fator Estatístico $S_3 = 1,0$), situado em Porto Alegre, em uma região com terreno plano ou fracamente acidentado, correspondendo a um Fator Topográfico $S_1 = 1,0$, na zona urbana da cidade.

7.2.2 Lajes

Considerou-se o uso de lajes alveolares pré-moldadas da classe LP-15, isto é, com 15 cm de espessura, e resistência de 45 MPa, com capa de concreto de 5 cm.

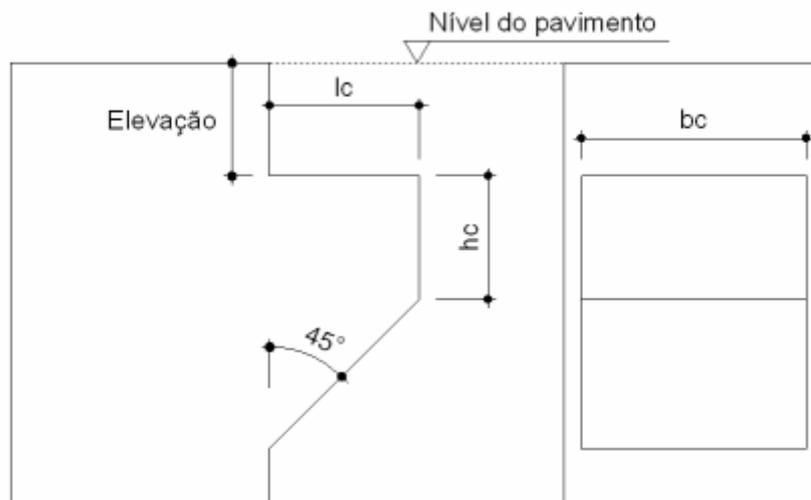
7.2.3 Pilares

Os pilares têm suma importância na estabilidade global de um edifício. Entretanto, como o elemento em si não é foco de estudo desse trabalho, todos os modelos seguem as seguintes definições:

- a) Todos os pilares de cada modelo têm as mesmas dimensões, diferindo de modelo para modelo;

- b) Não foram utilizados pilares-paredes ($b < 5h$);
- c) Todos os pilares têm taxa de armadura inferior a 8%, inclusive nas regiões de trespass, conforme orientado na NBR 6118;
- d) Todos os consoles dos pilares são trapezoidais, com $l_c = 20$ cm e $h_c = 30$ cm e $b_c =$ largura da respectiva viga, conforme imagem abaixo.

Figura 7.2 – Esquema ilustrativo dos consoles



7.2.3.1 Orientação dos pilares

Após um estudo inicial realizado apenas no modelo rotulado, verificou-se que ao inverter o sentido dos pilares na diagonal (P1, P5 e P9), a estabilidade global do edifício era otimizada se comparada à outras configurações.

Vale ressaltar que, com as ligações rotuladas, as dimensões da seção e a orientação dos pilares são preponderantes para a estabilidade da estrutura, visto que não ocorre a formação de pórticos. Para os modelos semirrígidos, a orientação adotada para os pilares não necessariamente é a mais eficiente.

As figuras e a tabela abaixo ilustram três das configurações ensaiadas e seus respectivos deslocamentos horizontais. Devido ao fato da menor dimensão do edifício ser no eixo X, todas as configurações apresentam a maioria dos pilares (6) dispostos nesse eixo para otimizar a estabilidade da estrutura. Na primeira configuração, foram invertidos os sentidos dos pilares P4, P5 e P6. Na segunda, foram invertidos os pilares P2, P5 e P8. A terceira configuração foi a escolhida por apresentar os melhores resultados, visto que o limite de deslocamento horizontal para a edificação é de 1,32 cm.

Tabela 7.1- Deslocamentos horizontais para cada uma das configurações ensaiadas

	Direção X	Direção Y
Configuração 1	3,03 cm	0,96 cm
Configuração 2	0,77 cm	4,46 cm
Configuração 3	0,90 cm	1,30 cm

Figura 7.3 – Configuração 1 em planta baixa

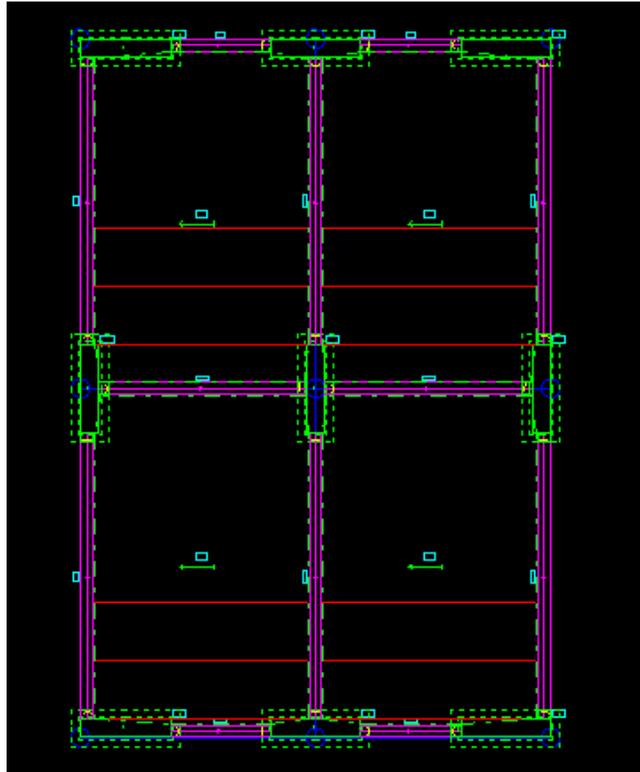


Figura 7.4 – Configuração 2 em planta baixa

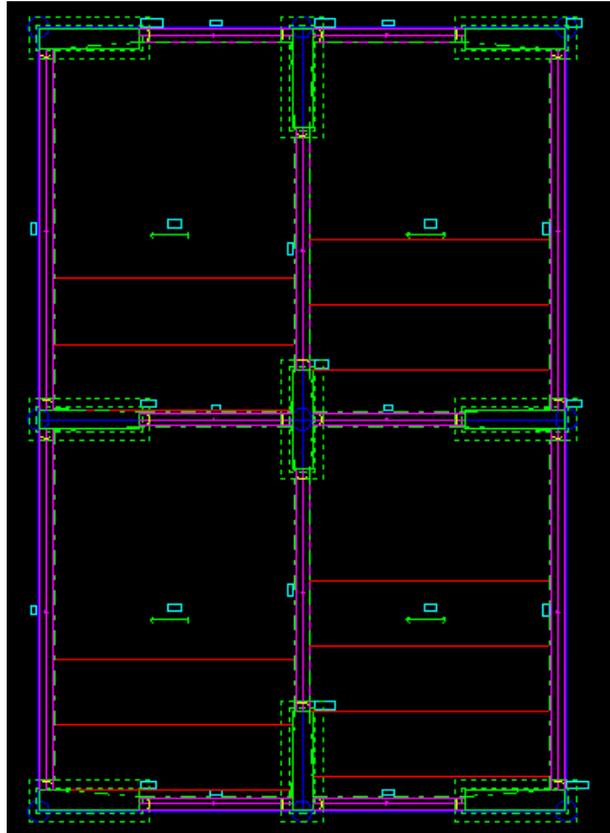
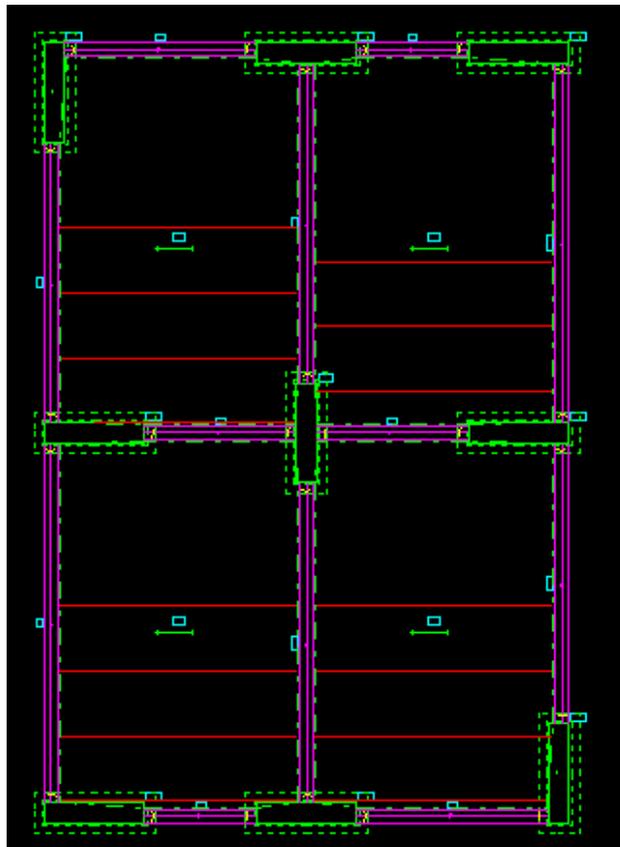


Figura 7.5 – Configuração 3 em planta baixa



As diferenças entre os resultados obtidos para os deslocamentos em X e Y pelo programa talvez possam ser explicados pela forma como o programa considera as lajes pré-moldadas e as vigas como um diafragma rígido.

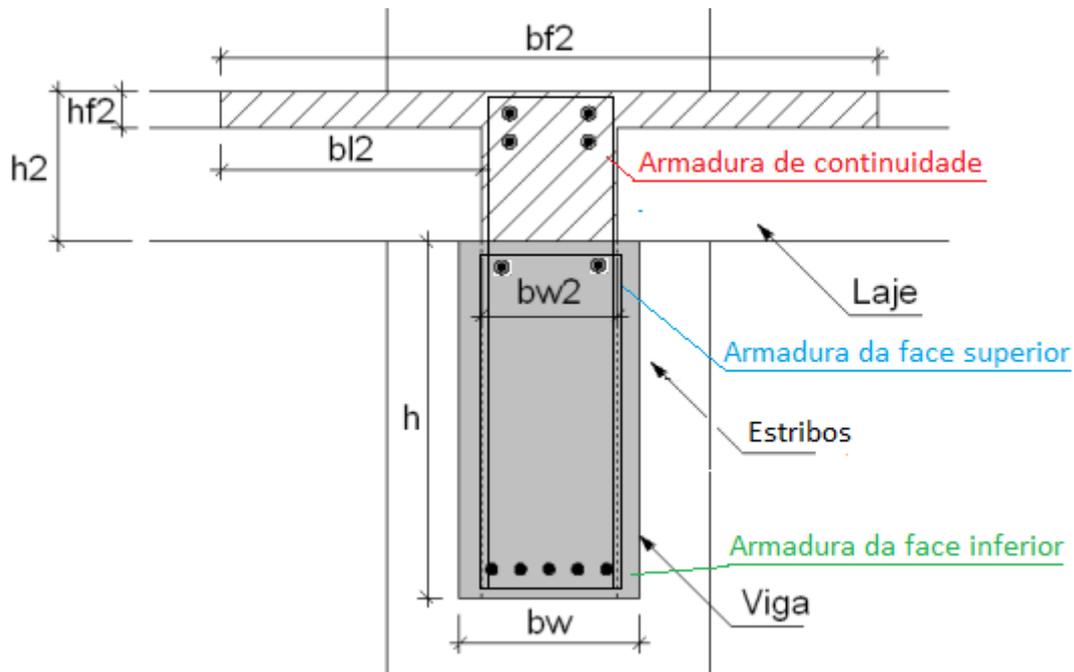
7.2.4 Vigas

O dimensionamento das vigas foi realizado conforme as seguintes premissas:

- a) A taxa de armadura da maioria das vigas foi fixada inicialmente em 1,5%, com o objetivo de analisar a variação nas dimensões das mesmas em cada um dos modelos;
- b) As lajes alveolares se apoiam somente nas vigas dispostas na direção do eixo longitudinal da edificação. Deste modo, as seções das vigas V1, V2, V3, V4, V5 e V6 foi definida como 25x25 cm nos três modelos, resultando numa taxa de armadura inferior a 1,5% para estas;
- c) A largura das demais vigas foi fixada em 26 cm (largura mínima para vigas intermediárias nos modelos semirrígidos) para todas as outras vigas para facilitar a comparação entre os resultados;
- d) A armadura transversal das vigas não foi analisada no presente trabalho.

Nas ligações semirrígidas, as vigas pré-moldadas têm um segundo estágio de concretagem, que ocorre junto com a concretagem da capa de concreto com o objetivo de solidarizar a armadura de continuidade à estrutura. Desta forma, a altura final das vigas é 20 cm maior, em função dos 15cm da LP15 e da capa de concreto de 5cm.

Figura 7.6 – Esquema ilustrativo de vigas com 2º estágio de concretagem



Onde:

bl_2 : Dimensão máxima da mesa a ser considerada para cada lado da viga. O valor fornecido pelo usuário funciona como um limite máximo para o valor calculado automaticamente pelo programa, em função do comprimento da viga pré-moldada e dos vínculos de extremidade.

bw_2 : Largura da alma a ser considerada para a seção T mista. Valor obtido através da largura da viga (bw) e do apoio mínimo da laje alveolar pré-moldada, que no presente trabalho é de 16 cm (8 cm em cada lado nas vigas intermediária e apenas 8 cm nas vigas de extremidade)

bf_2 : Largura da mesa colaborante da seção mista. Valor obtido automaticamente pelo programa, em função dos valores de bw e bl_2 , e levando em consideração também a existência da laje em cada lado da viga.

hf_2 : Espessura da capa de concreto, definida em 5 cm para o presente trabalho.

h_2 : Espessura considerada da laje para definição da altura da seção mista, definida em 20 cm para o presente trabalho.

7.3 ANÁLISE COMPUTACIONAL

7.3.1 Modelo rotulado

Como já era esperado, o modelo rotulado foi o que precisou de pilares mais robustos para passar nos testes de estabilidade global, através do coeficiente γ_z e do processo P-Delta, e não ultrapassar o limite de deslocamentos horizontais de 1,32 cm imposto pela norma. Isso se deve ao fato dos pilares serem responsáveis por praticamente toda a rigidez do edifício, visto que não há rigidez nenhuma nas ligações e não ocorre a formação de pórticos. Os pilares têm seção de 38x190 cm, respeitando o limite imposto pela norma para não ser classificado como pilar-parede, e as dimensões das vigas estão indicadas na tabela abaixo.

Tabela 7.2- Dados das vigas do modelo rotulado

Modelo Rotulado									
Viga	Largura (cm)	Seção (cm)		Área (cm ²)	Volume (cm ³)	Arm. da face superior (cm ²)	Arm. da face inferior (cm ²)	AFS+AFI (cm ²)	Taxa de armadura (%)
		bw	h						
V1=V6	345,5	25	25	625	215937,5	1	1	2	0,32
V2=V5	193,5	25	25	625	120937,5	1	1	2	0,32
V3=V4	269,5	25	25	625	168437,5	1	1	2	0,32
V7=V12	519,5	26	36	936	486252	12,5	2	14,5	1,55
V8=V11	671,5	26	46	1196	803114	16,25	1,5	17,75	1,48
V9=V10	595,5	26	57	1482	882531	20	1,6	21,6	1,46

Figura 7.7 – Esquema tridimensional do modelo rotulado

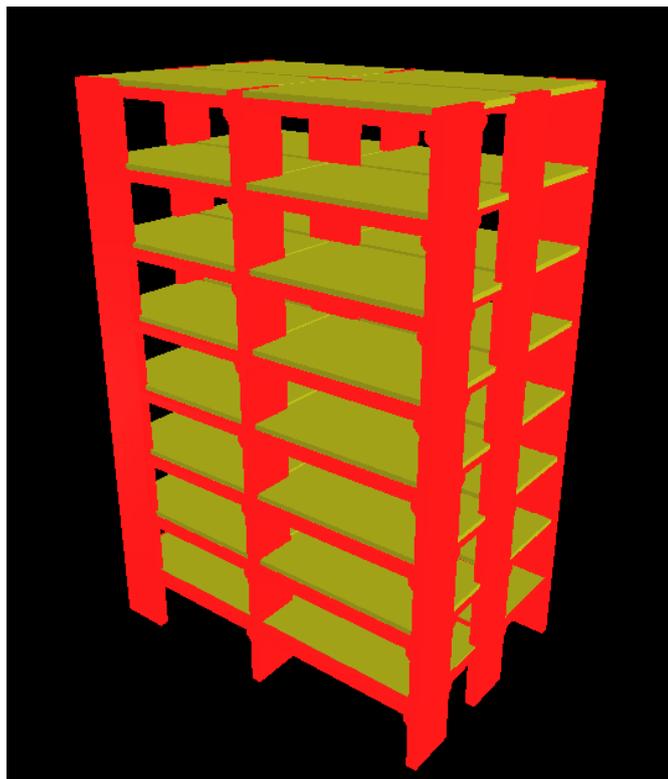


Figura 7.8 – Resultados obtidos para o modelo rotulado

Cargas verticais:

Peso próprio = 892.74 tf
 Adicional = 113.87 tf
 Acidental = 797.12 tf
 Total = 1803.74 tf
 Área aproximada = 1138.74 m²
 Relação = 1583.98 kgf/m²

AVISO: Relação de carga por área não usual para edifícios

Deslocamento horizontal:

Direção X = 0.90 cm (limite 1.32)
 Direção Y = 1.30 cm (limite 1.32)

Coefficiente Gama-Z:

Direção X = 1.13 (limite 1.10)
 Direção Y = 1.27 (limite 1.10)

Análise de 2ª ordem:

Processo P-Delta

Deslocamentos no topo da edificação:

Vento X+: 2.58 »» 3.01 (+16.68%)
 Vento X-: 2.58 »» 3.01 (+16.68%)
 Vento Y+: 3.19 »» 4.32 (+35.28%)
 Vento Y-: 3.19 »» 4.32 (+35.28%)
 Desaprumo X+: 0.52 »» 0.61 (+17.05%)
 Desaprumo X-: 0.52 »» 0.61 (+17.05%)
 Desaprumo Y+: 0.98 »» 1.35 (+36.96%)
 Desaprumo Y-: 0.98 »» 1.35 (+36.96%)

No modelo rotulado, não houve diferenças entre as solicitações de uma dada viga entre os pavimentos tipo. A figura abaixo ilustra o gráfico de momentos fletores para a V9=V10, que é a viga mais solicitada do edifício. Todos os gráficos das solicitações das outras vigas estudadas estão em anexo no final do trabalho.

Devido à ausência de pórticos, o maior deslocamento ocorre na direção em que a maioria dos pilares tem a menor rigidez.

Figura 7.9 – Momentos fletores da V9=V10 para todos os pavimentos

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm]



7.3.2 Modelos semirrígidos

Em ambos os modelos semirrígidos, as vigas mais solicitadas (V9=V10) foram dimensionadas com uma taxa de armadura inferior a 1,5% pois a tensão de aderência era maior do que a admissível para alturas menores do que as empregadas. Essa verificação visa garantir que a parte da capa da laje concretada posteriormente não “deslize” em relação à parte da viga já concretada em primeiro estágio. As armaduras indicadas nas tabelas se referem apenas ao 1º estágio de concretagem (pré-moldado), não estando incluída na taxa de armadura apresentada, portanto, a armadura de continuidade de cada uma das ligações.

Vale ressaltar que uma solução mais adequada para este problema seria aumentar o f_{ck} destas vigas. Porém, como foi definido inicialmente que todas as vigas teriam concreto de 30 MPa de resistência, optou-se por aumentar a altura das mesmas.

As armaduras de continuidade escolhidas foram 4 barras de 10 e 20 milímetros, respectivamente, para cada um dos modelos. Esses valores se justificam pela geometria dos pilares e das vigas, visto que um número maior de barras poderia interferir na armadura existente.

7.3.2.1 Modelo semirrígido 1

No modelo semirrígido 1, considerou-se 4 barras de 10 mm de diâmetro cada como armadura de continuidade das ligações viga-pilar e viga-viga sobre o pilar.

A seção dos pilares foi reduzida para 26x87 cm. Isso se deve ao fato das ligações terem se tornado mais rígidas. Com a formação dos pórticos semirrígidos, a estrutura como um todo se tornou responsável pela estabilidade da estrutura, diferente do modelo rotulado, onde praticamente só os pilares eram responsáveis. A largura dos pilares não pode ser menor do que 26 cm nos modelos semirrígidos devido ao fato das vigas do meio (V9 e V10) terem esse valor como limitante para a sua largura. (2x8cm das lajes + 10 cm vigota).

As tabelas abaixo mostram as dimensões obtidas para as vigas no pavimento tipo 8, cujos esforços solicitantes são maiores, e os fatores de restrição à rotação obtidos para cada uma das ligações. Os fatores de restrição à rotação foram indicados para o início e fim de cada viga,

sendo as vigas orientadas conforme indicado no croqui da figura 7.1, da esquerda para direita e de baixo para cima.

Tabela 7.3 – Dados das vigas do modelo semirrígido 1 para o pavimento tipo 8

Modelo Semirrígido 1 (Tipo 8)									
Viga	Largura (cm)	Seção (cm)		Área (cm ²)	Volume (cm ³)	Arm. da face superior (cm ²)	Arm. da face inferior (cm ²)	AFS+AFI (cm ²)	Taxa de armadura (%)
		bw	h						
V1=V6	393	25	25	625	245625	2	2	4	0,64
V2=V5	332	25	25	625	207500	2	2	4	0,64
V3=V4	362,5	25	25	625	226562,5	2	2	4	0,64
V7=V12	612,5	26	42	1092	668850	13,75	2	15,75	1,44
V8=V11	673,5	26	46	1196	805506	16,25	2	18,25	1,53
V9=V10	643	26	67	1742	1120106	17,6	2	19,6	1,13

Tabela 7.4 – Fatores de restrição a rotação do modelo semirrígido 1

Viga	α_R	
	Início	Fim
V1=V6	0.28	0.25
V2=V5	0.22	0.17
V3=V4	0.11	0.27
V7=V12	0.31	0.19
V8=V11	0.27	0.32
V9=V10	0.16	0.18

As vigas resultaram ligeiramente maiores que as do modelo rotulado, em função de agora formarem pórticos com os pilares e absorverem os esforços oriundos das cargas horizontais.

Figura 7.10 – Esquema tridimensional do modelo semirrígido 1

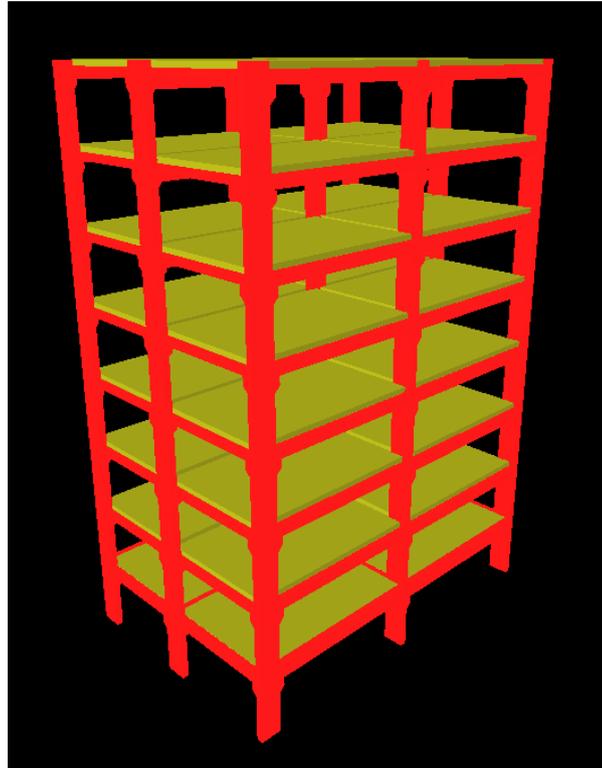


Figura 7.11 – Resultados obtidos para o modelo semirrígido 1

Análise de 1ª ordem:

Processo de pórtico espacial

Cargas verticais:

Peso próprio = 662.94 tf
 Adicional = 114.34 tf
 Acidental = 800.41 tf
 Total = 1577.70 tf
 Área aproximada = 1143.45 m²
 Relação = 1379.77 kgf/m²

AVISO: Relação de carga por área não usual para edifícios

Deslocamento horizontal:

Direção X = 1.30 cm (limite 1.32)
 Direção Y = 0.67 cm (limite 1.32)

Coefficiente Gama-Z:

Direção X = 1.19 (limite 1.10)
 Direção Y = 1.16 (limite 1.10)

Análise de 2ª ordem:

Processo P-Delta

Deslocamentos no topo da edificação:

Vento X+: 3.55 »» 4.32 (+21.73%)
 Vento X-: 3.55 »» 4.32 (+21.73%)
 Vento Y+: 1.89 »» 2.23 (+17.70%)
 Vento Y-: 1.89 »» 2.23 (+17.70%)
 Desaprumo X+: 0.65 »» 0.79 (+21.61%)
 Desaprumo X-: 0.65 »» 0.79 (+21.61%)
 Desaprumo Y+: 0.52 »» 0.61 (+17.58%)
 Desaprumo Y-: 0.52 »» 0.61 (+17.58%)

Nesse modelo, os deslocamentos se invertem em relação ao modelo rotulado, com os maiores deslocamentos na direção 'x', pois embora os pilares tenham maior rigidez nessa direção os pórticos são menores.

Nos modelos semirrígidos, as vigas dos pavimentos superiores são solicitadas à um momento fletor ligeiramente maior se comparado às dos pavimentos inferiores. As figuras a seguir ilustram os diagramas de momento fletor da V9=V10 nos pavimentos tipo 1 e 8 para ilustrar essa diferença.

Figura 7.12 - Momentos fletores da V9=V10 para o pavimento tipo 1

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



Figura 7.13 - Momentos fletores da V9=V10 para o pavimento tipo 8

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



7.3.2.2 Modelo semirrígido 2

No modelo semirrígido 2, considerou-se 4 barras de 20 mm cada como armadura de continuidade das ligações viga-pilar. Assim como no modelo anterior, as vigas dos pavimentos superiores são ligeiramente mais solicitadas que as dos pavimentos inferiores.

Como já era esperado, esse modelo possui as seções mais esbeltas para os pilares. Os pilares do modelo têm seção de 26x37 cm cada.

Tabela 7.5 – Dados das vigas do modelo semirrígido 2 para o pavimento tipo 8

Modelo Semirrígido 2 (Tipo 8)									
Viga	Largura (cm)	Seção (cm)		Área (cm ²)	Volume (cm ³)	Arm. da face superior (cm ²)	Arm. da face inferior (cm ²)	AFS+AFI (cm ²)	Taxa de armadura (%)
		bw	h						
V1=V6	418	25	25	625	261250	3,5	2	5,5	0,88
V2=V5	407	25	25	625	254375	3,5	2	5,5	0,88
V3=V4	412,5	25	25	625	257812,5	3,2	2	5,2	0,83
V7=V12	662,5	26	45	1170	775125	15	2	17	1,45
V8=V11	673,5	26	46	1196	805506	16,25	2	18,25	1,53
V9=V10	668	26	71	1846	1233128	18,4	2	20,4	1,11

Tabela 7.6 - Fatores de restrição a rotação do modelo semirrígido 2

Viga	α_R	
	Início	Fim
V1=V6	0.56	0.57
V2=V5	0.57	0.53
V3=V4	0.36	0.57
V7=V12	0.59	0.45
V8=V11	0.47	0.59
V9=V10	0.40	0.39

Figura 7.14 - Esquema tridimensional do modelo semirrígido 2

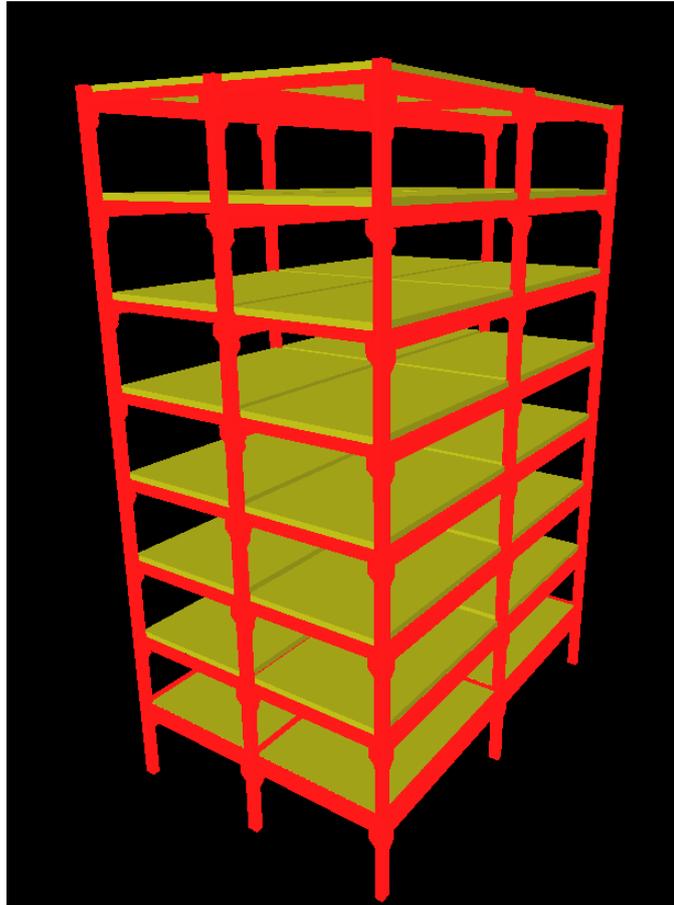


Figura 7.15 – Resultados obtidos para o modelo semirrígido 2

Análise de 1ª ordem:

Processo de pórtico espacial

Cargas verticais:

Peso próprio = 607.35 tf
 Adicional = 114.29 tf
 Acidental = 800.06 tf
 Total = 1521.71 tf
 Área aproximada = 1143.45 m²
 Relação = 1330.81 kgf/m²

AVISO: Relação de carga por área não usual para edifícios**Deslocamento horizontal:**

Direção X = 1.30 cm (limite 1.32)
 Direção Y = 0.67 cm (limite 1.32)

Coefficiente Gama-Z:

Direção X = 1.22 (limite 1.10)
 Direção Y = 1.18 (limite 1.10)

Análise de 2ª ordem:

Processo P-Delta

Deslocamentos no topo da edificação:

Vento X+: 3.52 »» 4.35 (+23.32%)
 Vento X-: 3.52 »» 4.35 (+23.32%)
 Vento Y+: 1.88 »» 2.22 (+18.18%)
 Vento Y-: 1.88 »» 2.22 (+18.18%)
 Desaprumo X+: 0.63 »» 0.77 (+23.21%)
 Desaprumo X-: 0.63 »» 0.77 (+23.21%)
 Desaprumo Y+: 0.50 »» 0.59 (+18.14%)
 Desaprumo Y-: 0.50 »» 0.59 (+18.14%)

É possível verificar que os fatores de restrição à rotação aumentaram consideravelmente com o aumento do diâmetro das barras de armadura de continuidade.

As figuras a seguir ilustram os diagramas de momento fletor da V9=V10 nos pavimentos tipo 1 e 8. Os diagramas das demais vigas estão anexados no final deste trabalho.

Figura 7.16 - Momentos fletores da V9=V10 para o pavimento tipo 1

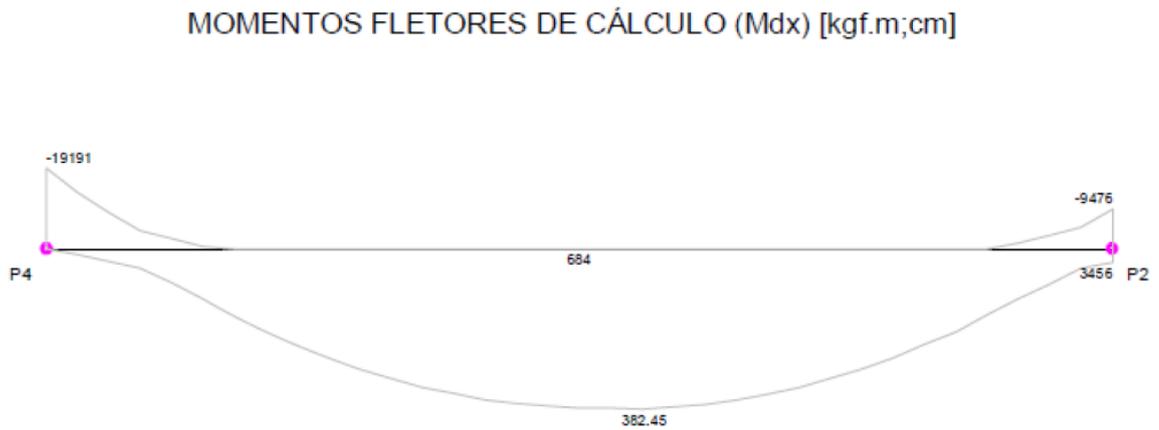
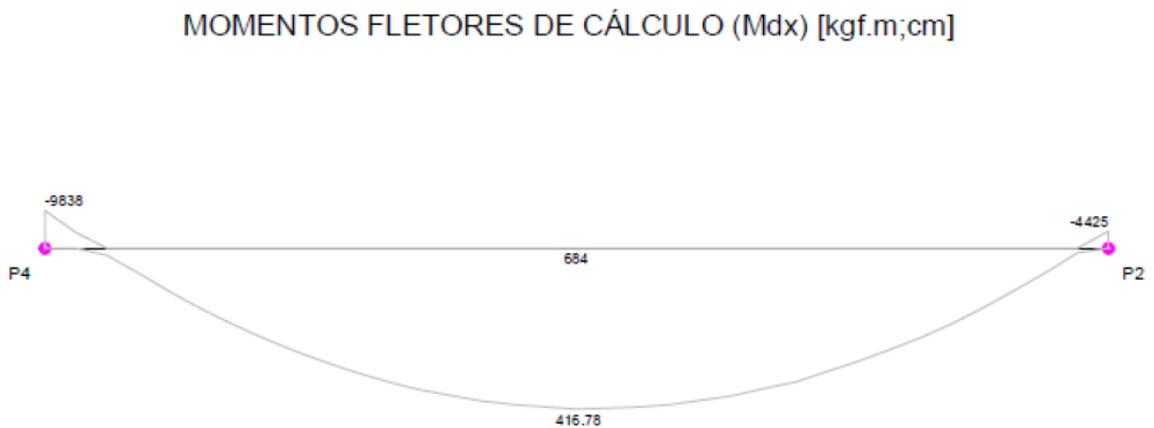


Figura 7.17 - Momentos fletores da V9=V10 para o pavimento tipo 8



8 CONCLUSÃO

Conforme o esperado, quanto mais rígidas as ligações viga-pilar, menores as dimensões dos pilares. No modelo rotulado, praticamente toda a rigidez da estrutura é de responsabilidade dos pilares, pois não são formados pórticos e as vigas não interferem na estabilidade global. Por esse motivo, essas ligações são mais usuais e mais eficientes em estruturas mais baixas, como pavilhões e shoppings centers. Já no primeiro modelo semirrígido, embora a armadura de continuidade escolhida tenha resultado em fatores de restrição à rotação baixos, já se pode notar uma redução considerável na seção dos pilares. Isso se deve à formação dos pórticos semirrígidos, que acaba por deixar a estrutura como um todo responsável pela estabilidade global, ao invés de apenas os pilares, como no modelo rotulado. Por fim, no segundo modelo semirrígido, obteve-se fatores de restrição à rotação mais elevados devido ao aumento do diâmetro das barras da armadura de continuidade e seções de pilares mais esbeltas devido à maior rigidez das ligações.

Em relação as vigas, o resultado esperado inicialmente era que elas fossem mais robustas no modelo rotulado e mais esbeltas no segundo modelo semirrígido. Porém, verificou-se que isso não ocorre de fato, pois, nos modelos semirrígidos, as vigas acabam absorvendo os esforços horizontais devido ao engastamento parcial, resultando num momento positivo superior aos encontrados nos modelos rotulados. Além disso, devido à grande dimensão dos pilares do modelo rotulado, o comprimento das vigas do mesmo é consideravelmente menor. Diferente do modelo rotulado, onde a largura mínima das vigas é de 12 cm, conforme orientado pela NBR 6118, nos modelos semirrígidos, devido à presença do 2º estágio de concretagem das vigas, a largura mínima acaba dependendo de outros fatores, como o apoio necessário para a laje alveolar e o comprimento mínimo da vigota concretada in loco. A tensão de aderência também foi um fator limitante, devido à opção de fixar a resistência característica do concreto em 30 MPa.

8.1 SUGESTÕES DE PESQUISA

A seguir, são listadas sugestões de pesquisa para dar prosseguimento aos estudos dos assuntos abordados neste trabalho.

- Estudo das mesmas tipologias e configurações estudadas, porém, com um f_{ck} superior a 30 Mpa, para evitar o superdimensionamento da viga devido à tensão de aderência ser maior do que a admissível;
- Estudo dos modelos com um número menor de pavimentos, para verificar se em estruturas mais baixas se justifica em algum caso o emprego de ligações viga-pilar semirrígidas.

9 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, A. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento ABNT**, Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, A. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado ABNT**, Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, A. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações ABNT**, Rio de Janeiro, 1988.

BENINCÁ, M. **Comparação entre modelos de análise estrutural de edifícios em concreto armado: estudo de caso**. Trabalho de Diplomação. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2016.

BERNARDI, D. F. **Estudo comparativo entre o modelo de viga contínua e o modelo de pórtico espacial para uma estrutura em concreto armado de pequeno porte**. Trabalho de Diplomação. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2007.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. Escola Engenharia de São Carlos - USP. São Carlos - SP, 2000.

FIGUEROLA, V. **Revista Técnica**. Edição 140, 2008.

<<http://techn17.pini.com.br/engenharia-civil/140/alto-e-pronto-287601-1.aspx>>

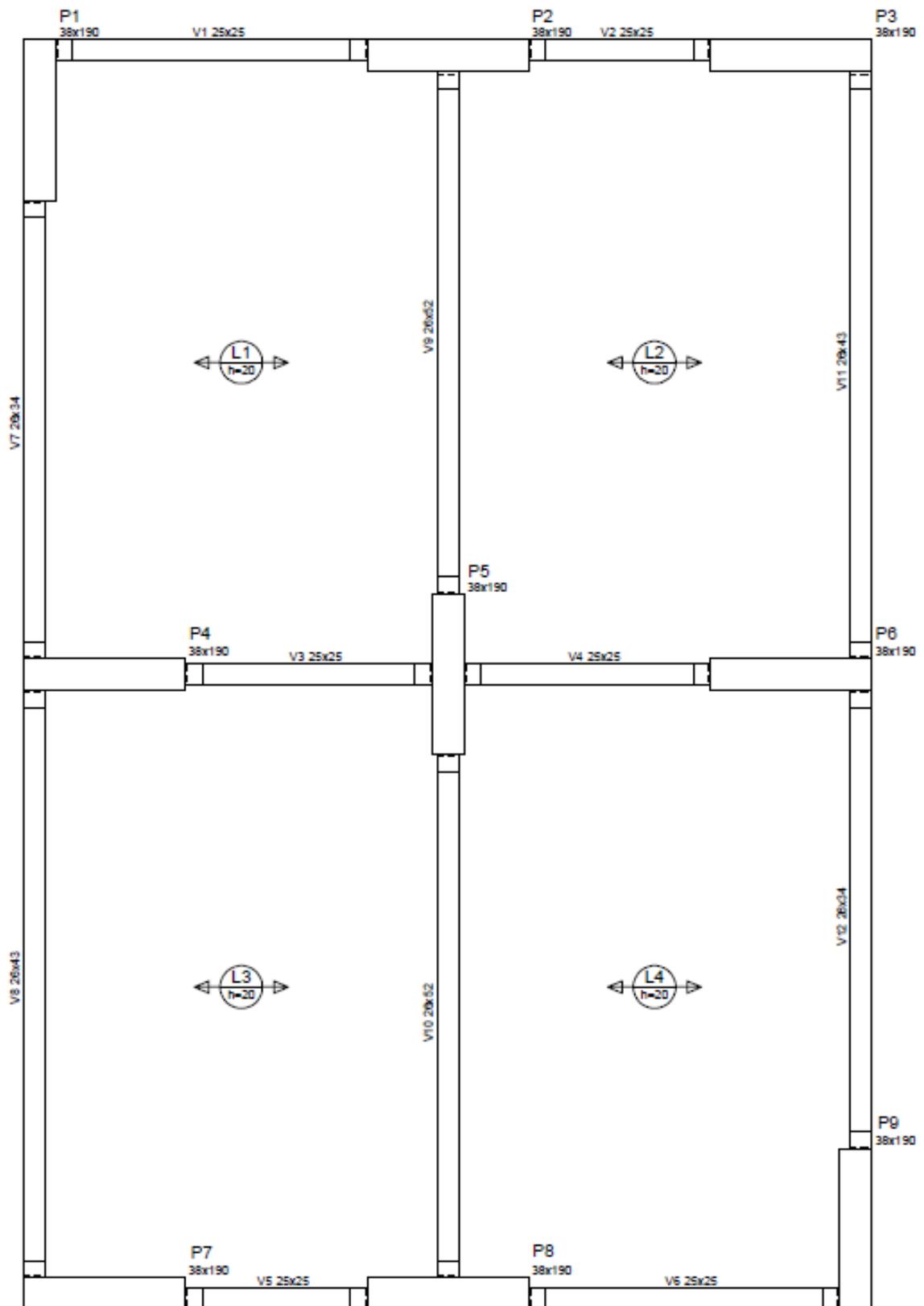
FONTES, F. F.; PINHEIRO, L. M. **Tipos de análise estrutural para elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. Tese (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos - SP, 2005.

MAROSTEGA, E. B. **Estudo sobre ligações semirrígidas em estruturas de concreto pré-moldado**. Trabalho de Diplomação. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2008.

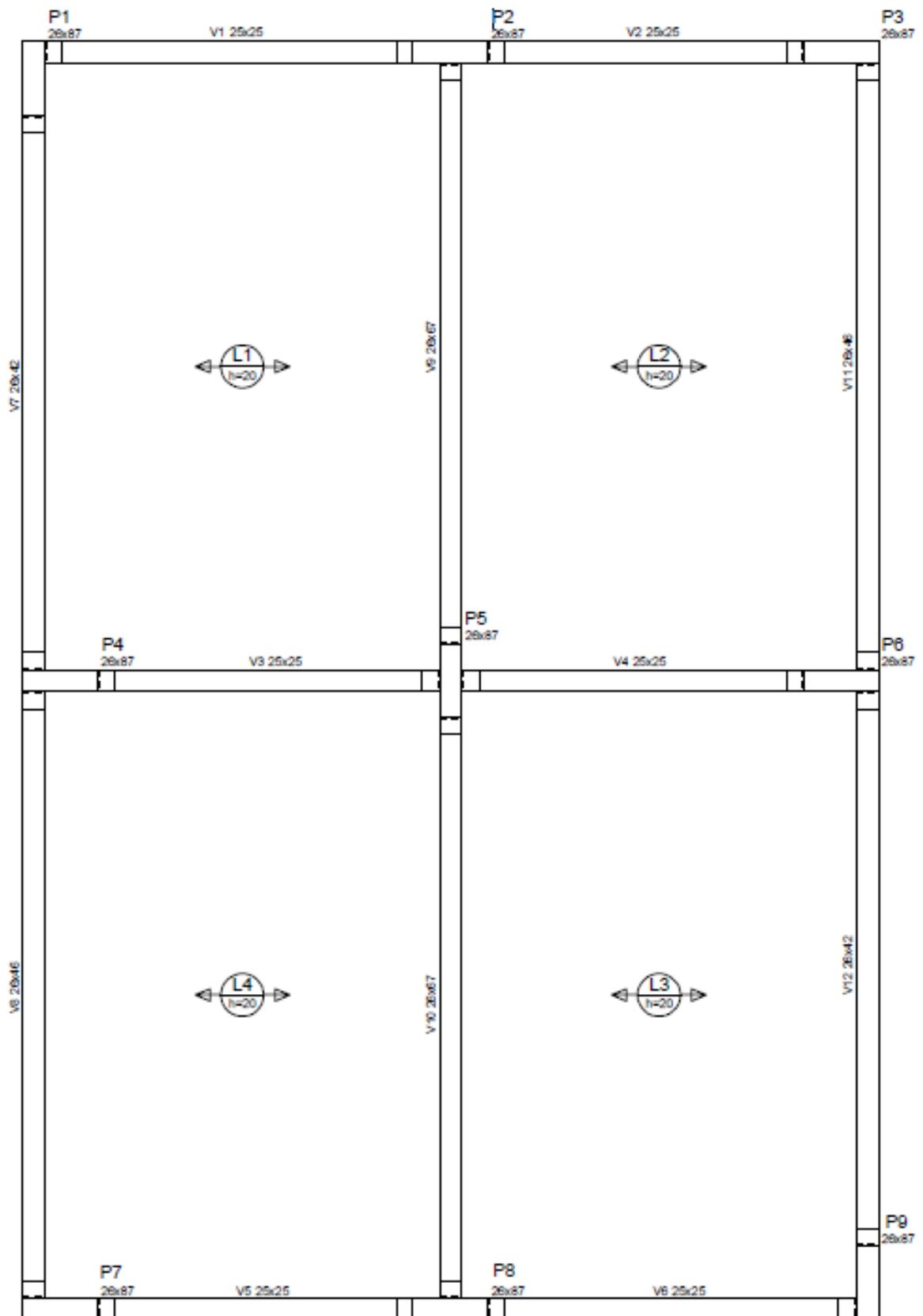
MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos - SP, 2002.

MIRANDA, P. S. T. **Otimização do dimensionamento de vigas de concreto armado através de análise linear com redistribuição.** Trabalho de Diplomação. Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, 2007.

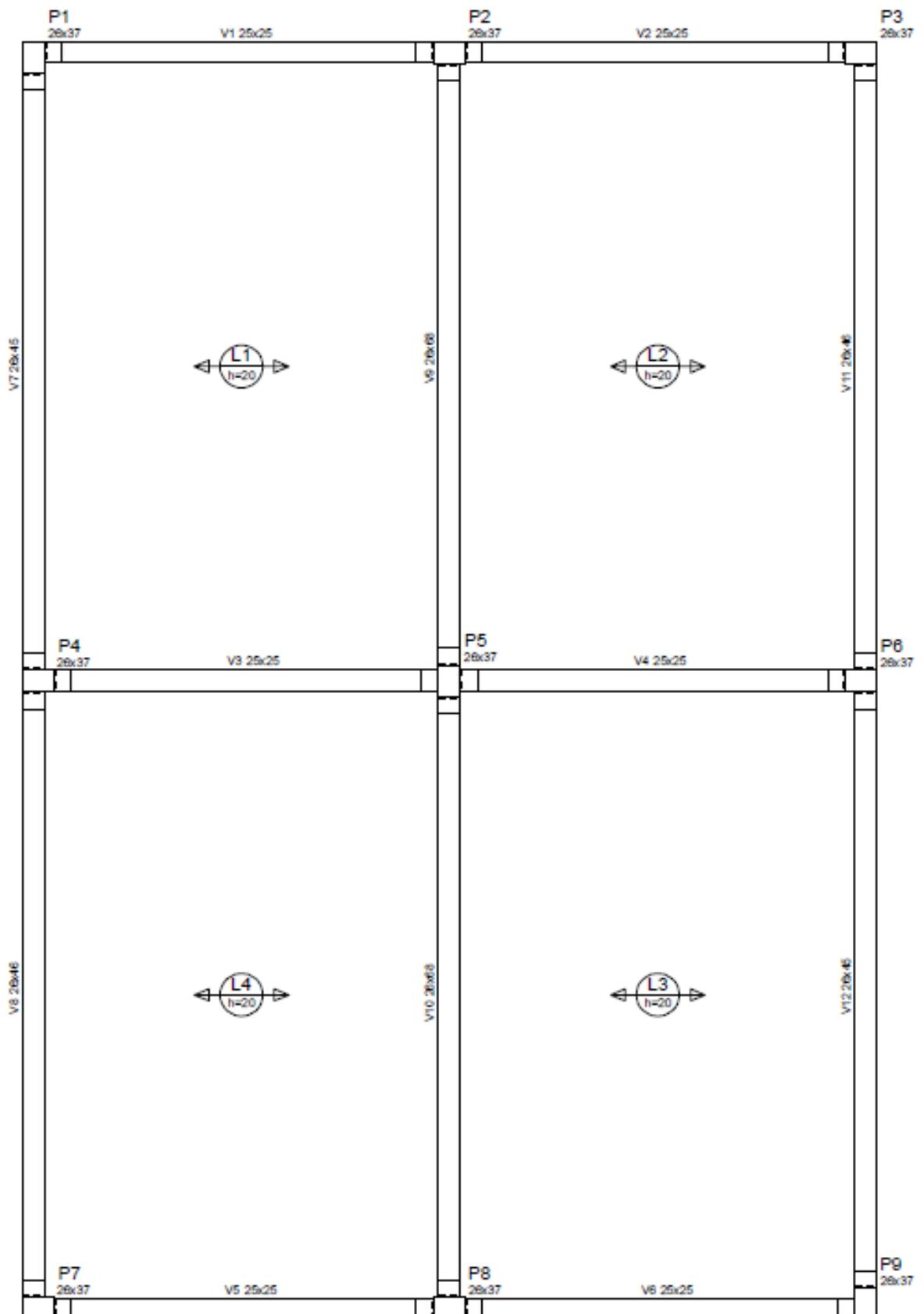
ANEXOS



Modelo Rotulado - Forma do pavimento TIPO
Escala 1:50



Modelo Semirrígido 1 - Forma do pavimento TIPO
Escala 1:50



Modelo Semirrígido 2 - Forma do pavimento TIPO
Escala 1:50

MODELO ROTULADO

VIGA: V7 - TIPO 1

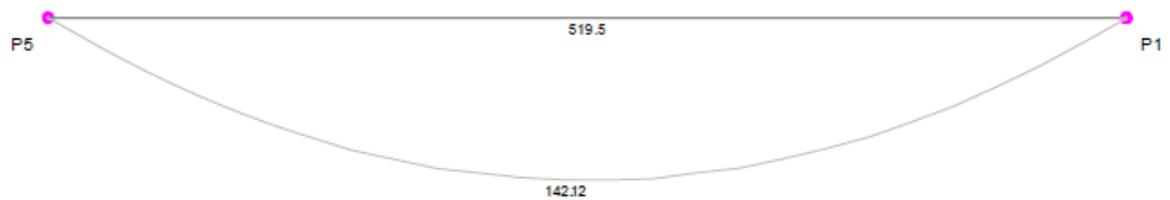
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



VIGA: V8 - TIPO 1

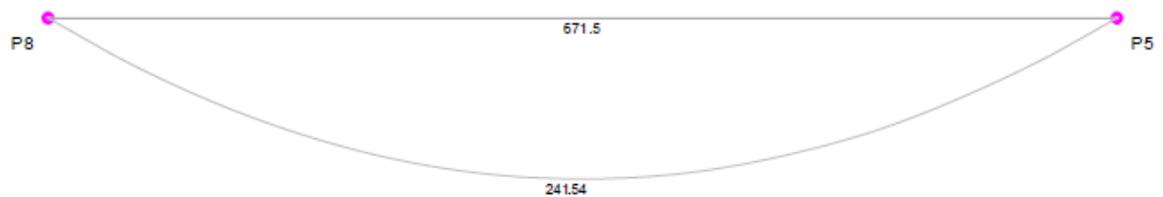
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



VIGA: V9 - TIPO 1

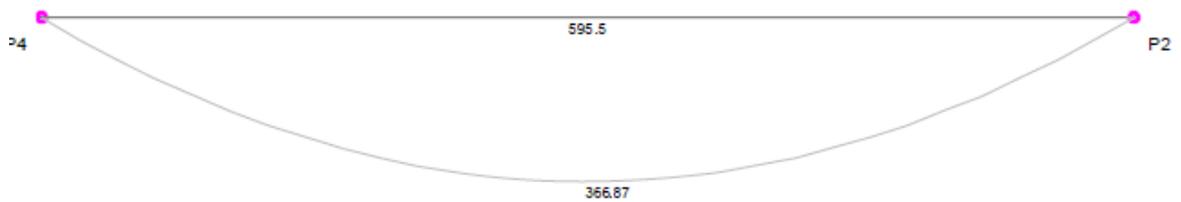
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



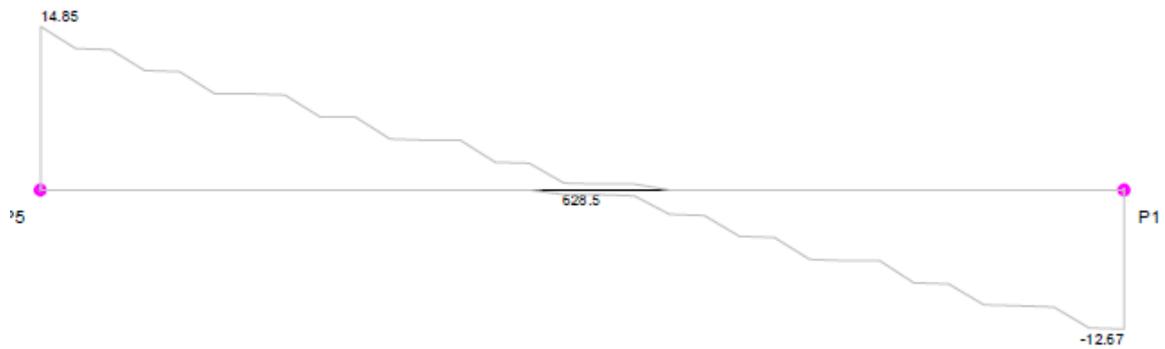
MODELO SEMIRRÍGIDO 1

VIGA: V7 - TIPO 1

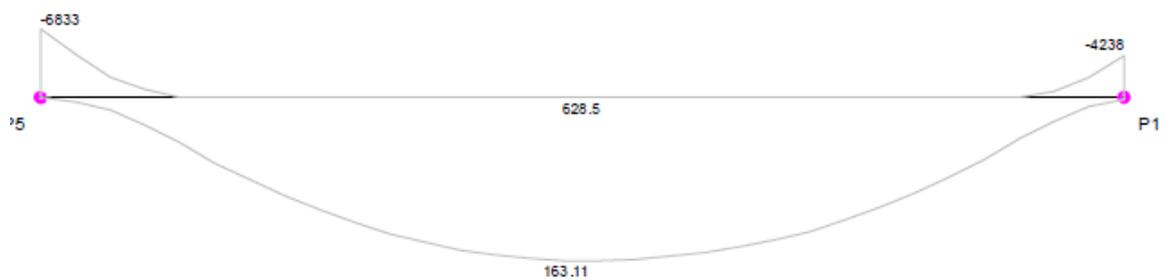
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]

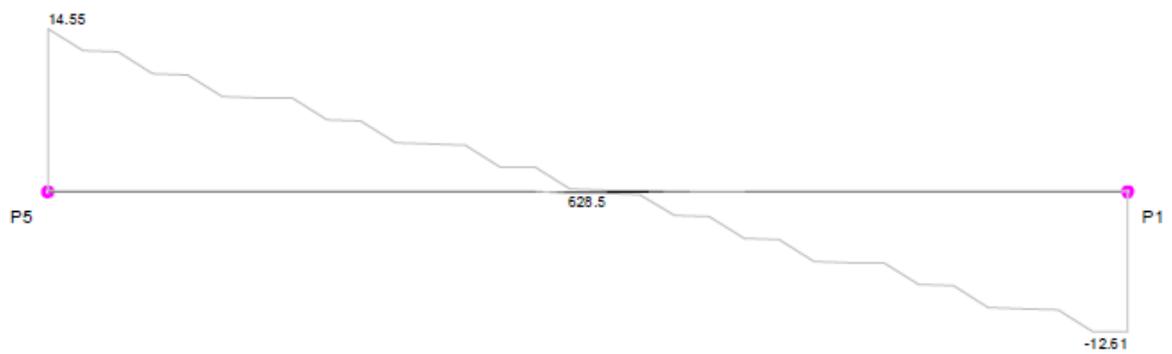


VIGA: V7 - TIPO 8

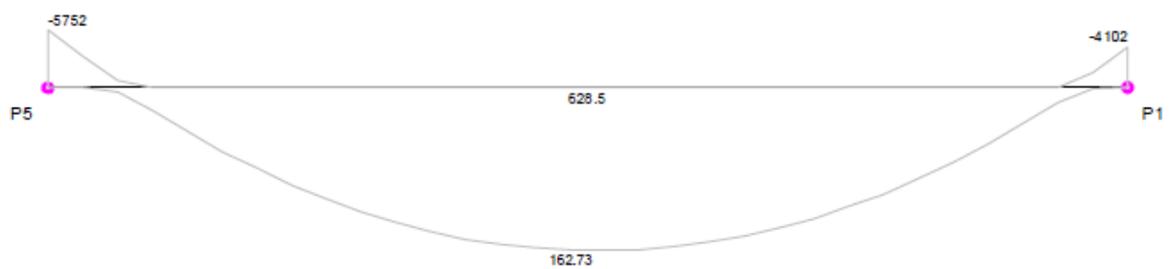
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]

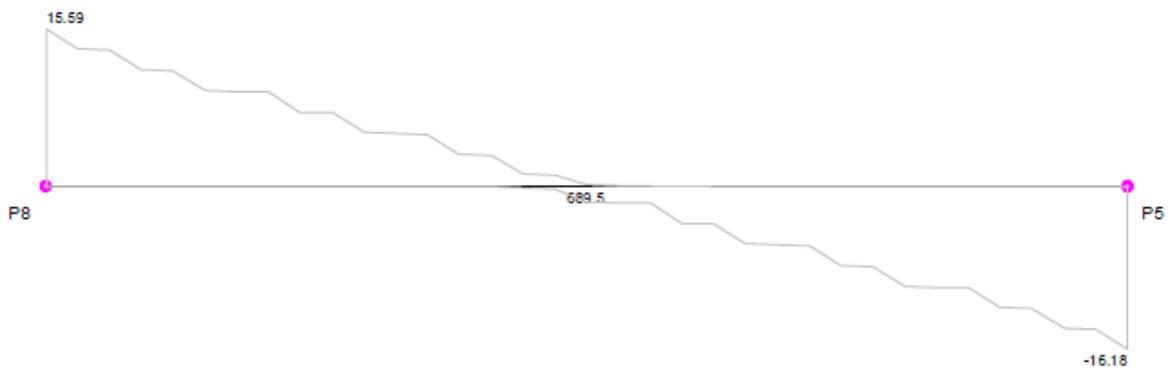


VIGA: V8 - TIPO 1

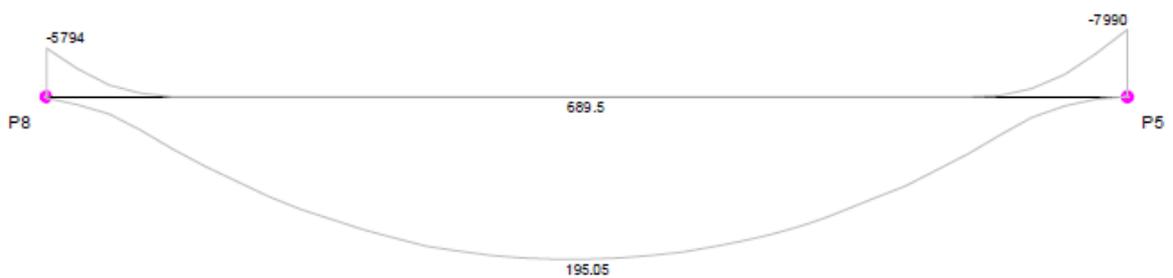
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]

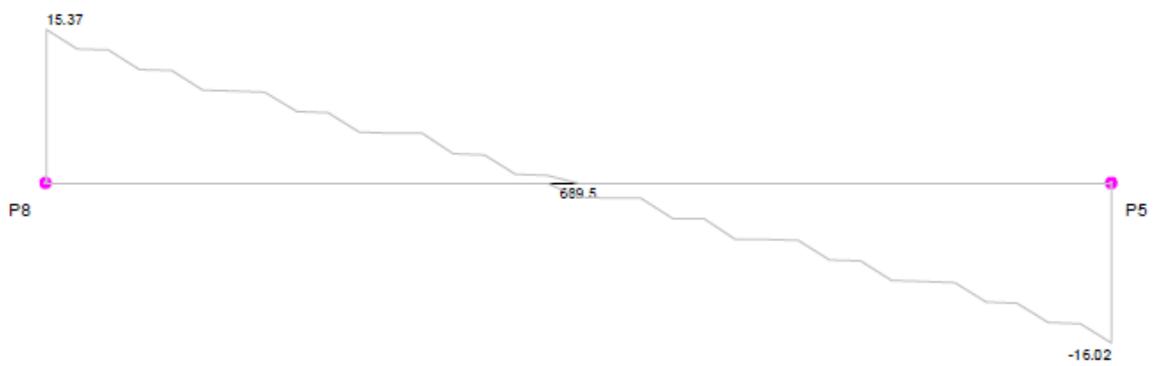


VIGA: V8 - TIPO 8

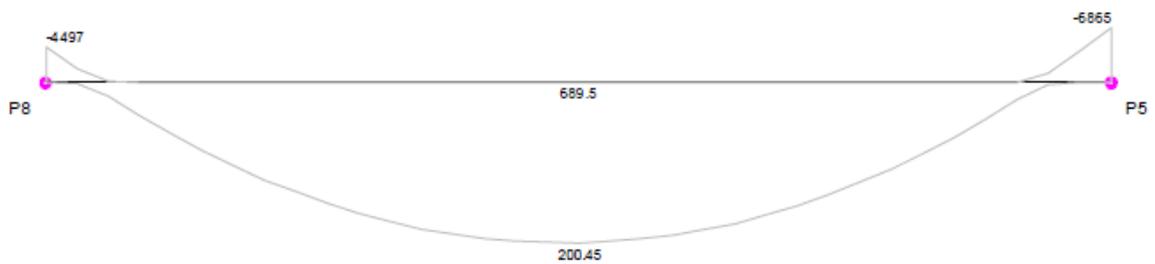
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



VIGA: V9 - TIPO 1

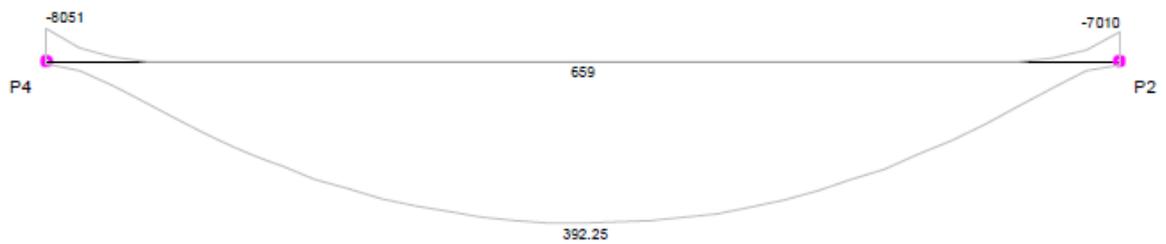
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]

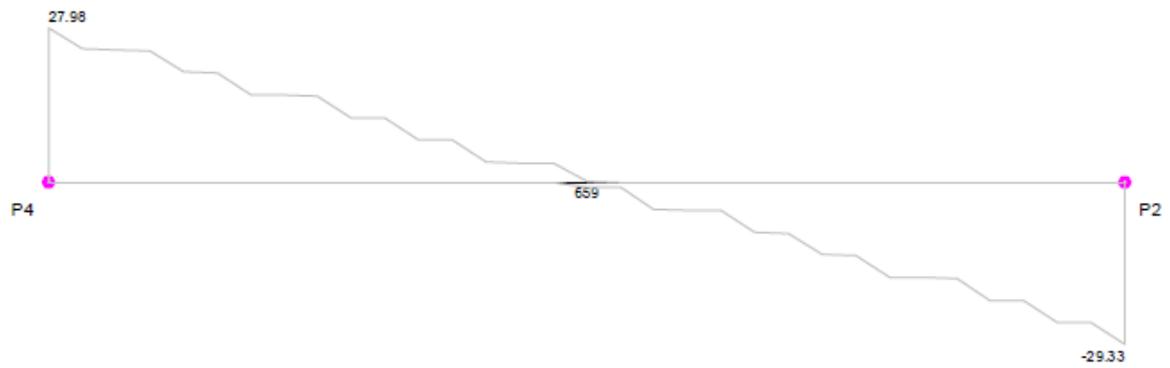


VIGA: V9 - TIPO 8

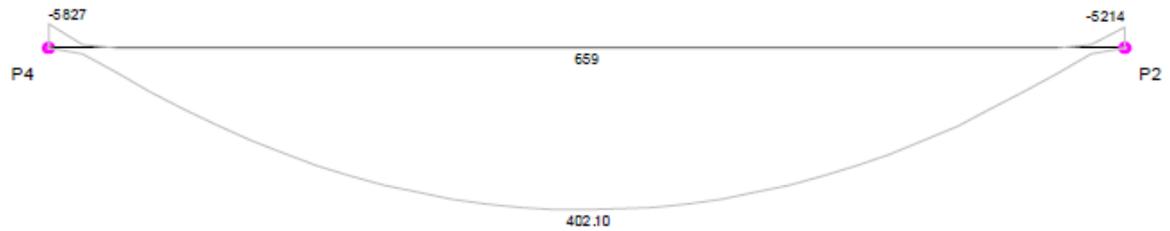
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]



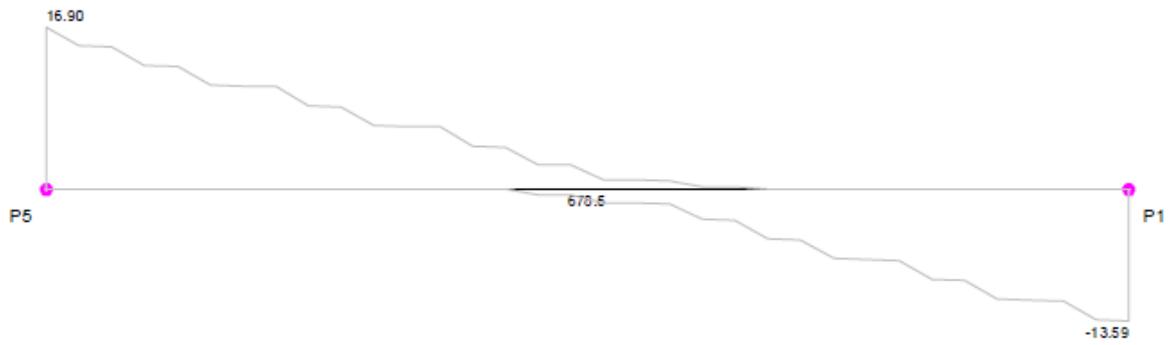
MODELO SEMIRRÍGIDO 2

VIGA: V7 - TIPO 1

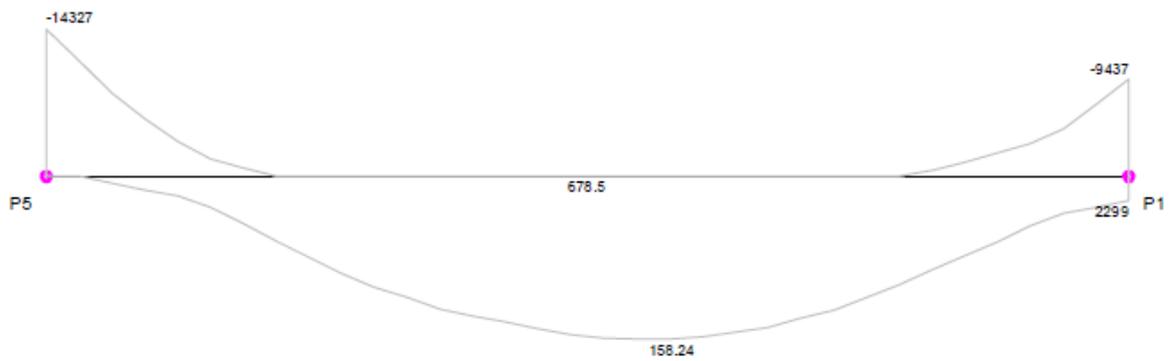
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]

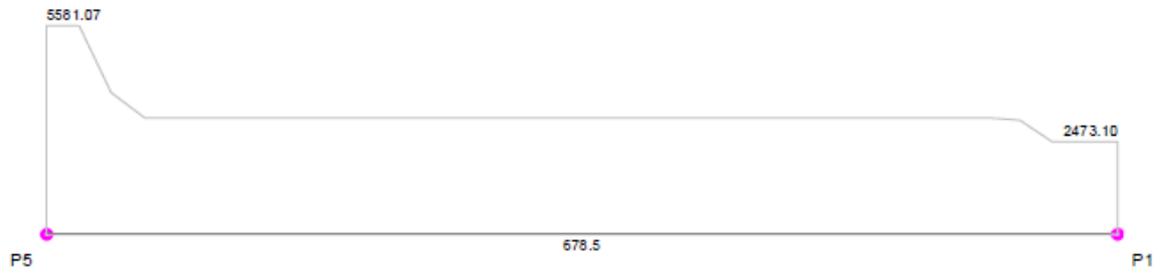


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]

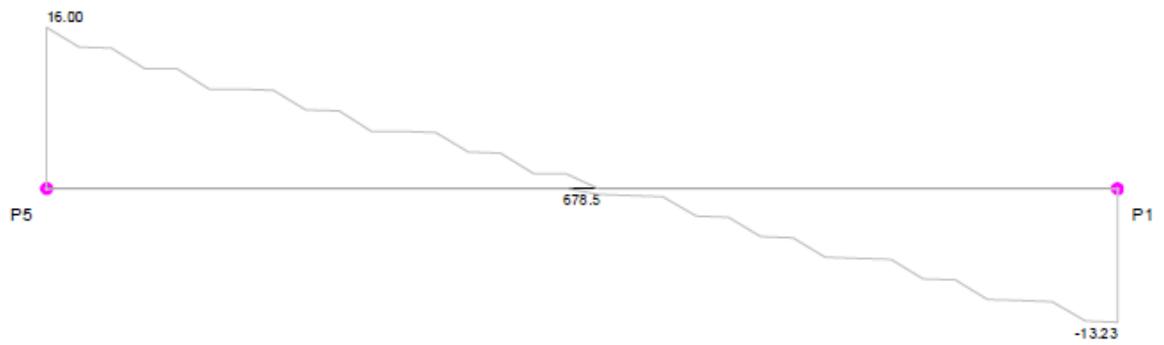


VIGA: V7 - TIPO 8

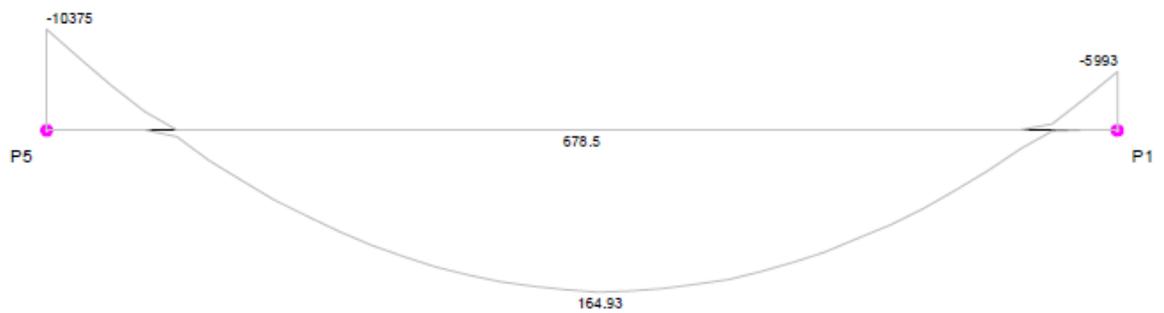
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]

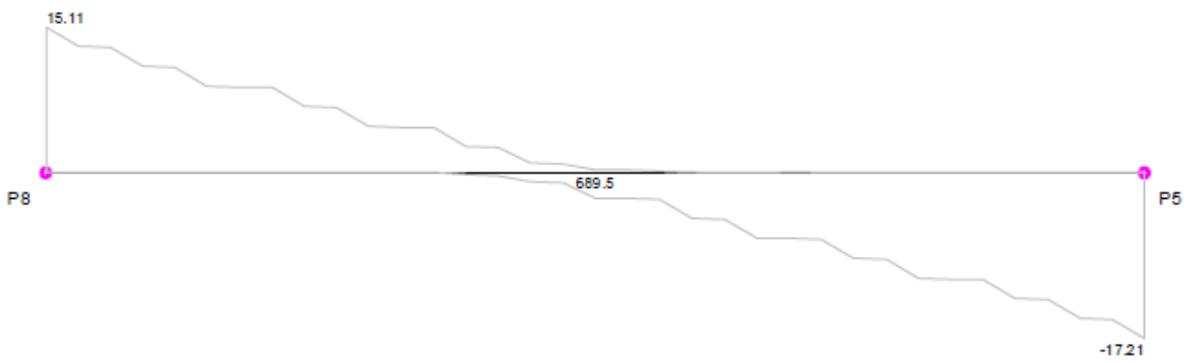


VIGA: V8 - TIPO 1

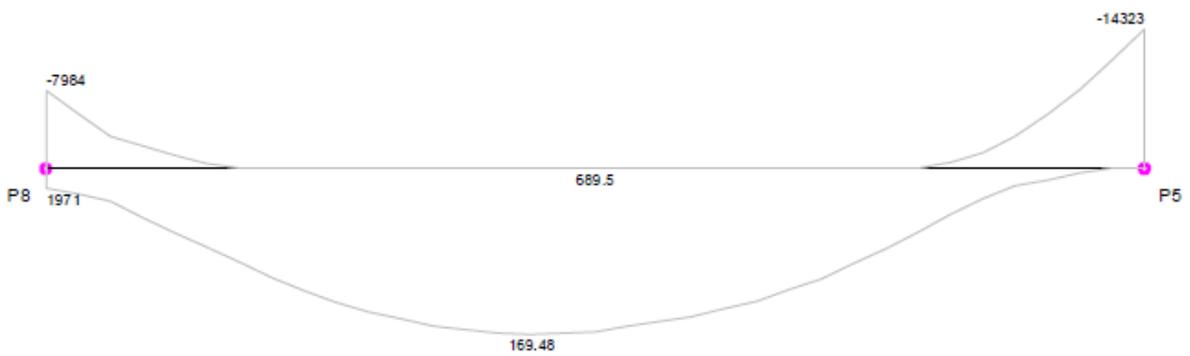
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]

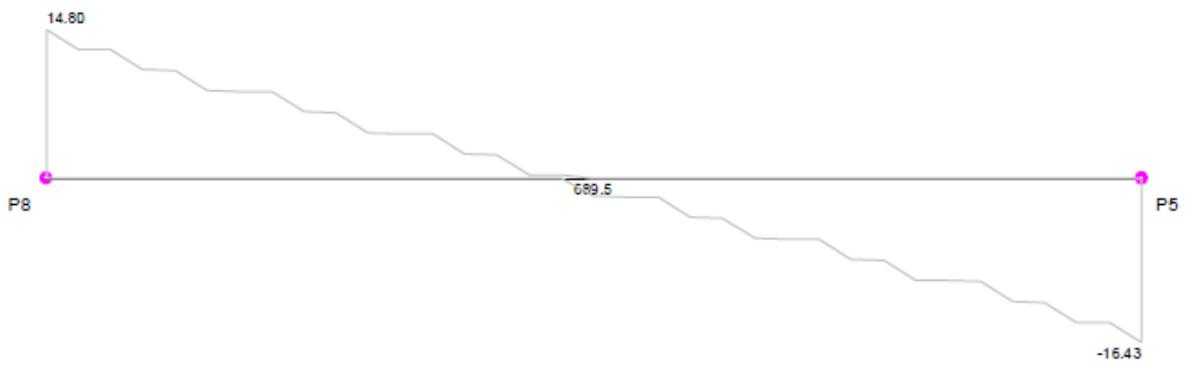


VIGA: V8 - TIPO 8

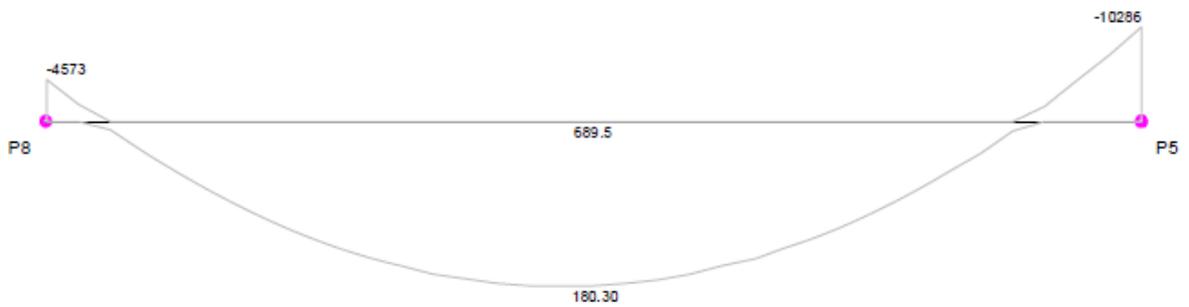
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORCOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]

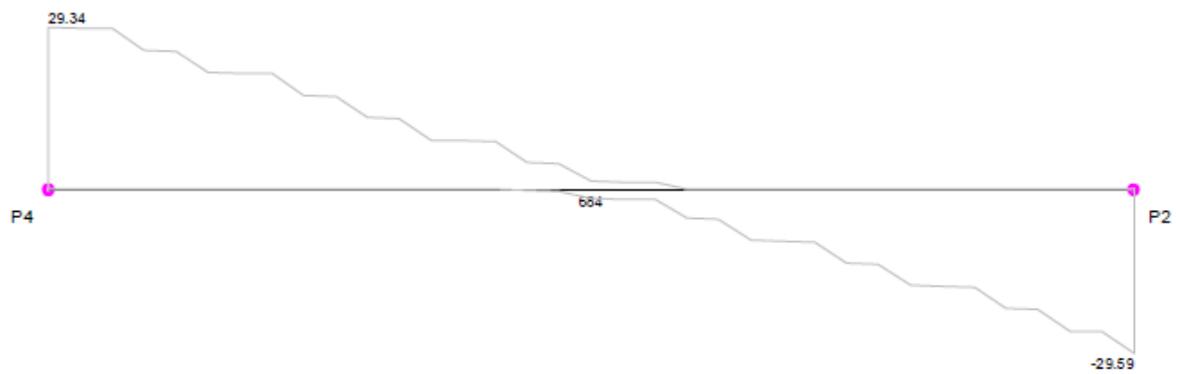


VIGA: V9 - TIPO 1

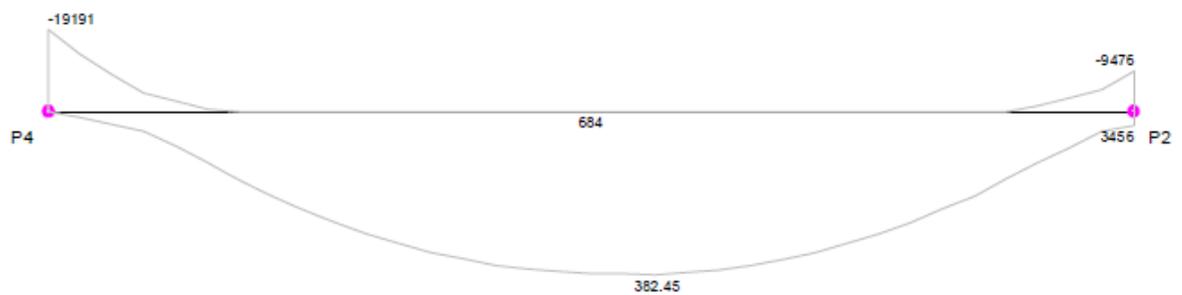
CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]

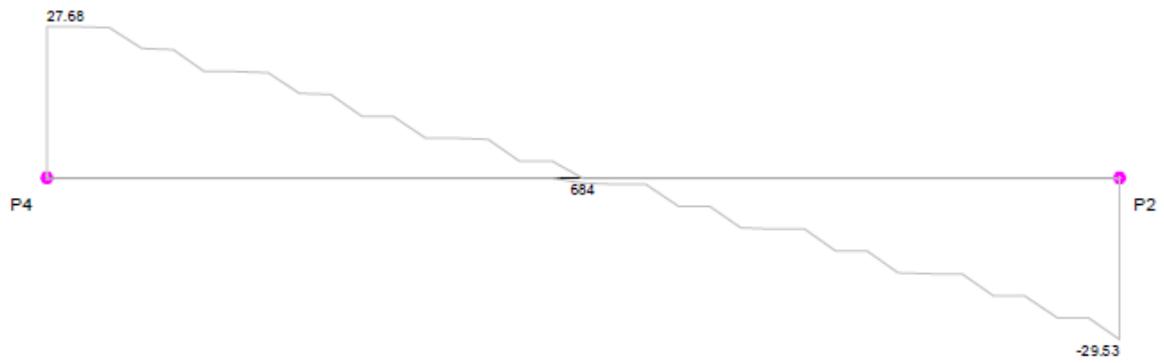


VIGA: V9 - TIPO 8

CARREGAMENTO [kgf/m;cm]



ESFORÇOS CORTANTES DE CÁLCULO (V_{dx}) [tf;cm]



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (M_{dx}) [kgf.m;cm]

