

**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA**

**UNESP - CAMPUS DE BAURU/SP**

**FACULDADE DE ENGENHARIA**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Relatório Final de Iniciação Científica - FAPESP**

**Processo n. 07/50606-1**

**Período: 01/08/07 a 10/08/08**

**CONCEPÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS  
DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO**

**Aluno:** Marcos Robiati Barboza

**Orientador:** Prof. Dr. Paulo Sérgio dos Santos Bastos

Bauru/SP  
Agosto/2008

# RESUMO

A evolução dos modelos de análise estrutural de edifícios vem ocorrendo de maneira muito rápida, após o surgimento dos microcomputadores na década de 80, e a tendência atual e futura é cada vez mais analisar a estrutura de forma global, considerando a interação dos diversos elementos, até com o solo. Seguindo essa tendência, as normas brasileiras e os programas computacionais comerciais vêm introduzindo teorias cada vez mais complexas e refinadas de análise e dimensionamento. Embora existam vários trabalhos sobre o projeto estrutural de edifícios, eles encontram-se esparsos, cada um tratando de um item específico. Procurando contribuir nessa questão, este trabalho reúne informações necessárias à concepção e ao projeto estrutural de edifícios, tais como a concepção estrutural, abrangendo os diferentes tipos de sistemas estruturais para os pavimentos dos edifícios, a estruturação vertical, necessária para garantir a estabilidade global, com a descrição dos conceitos relativos aos parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$ , modelos de análise de deslocamentos e esforços solicitantes dos elementos estruturais do pavimento (lajes maciças isoladas, grelhas, etc.), e consideração de pórticos planos e espaciais para análise de vigas e pilares, sob as ações verticais e horizontais. São mostrados também como são determinados os esforços solicitantes nas vigas e pilares, advindos do pórtico espacial.

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1	OBJETIVOS .....	3
1.2	CONTEÚDO DO RELATÓRIO.....	4
<b>2</b>	<b>CONCEPÇÃO DO PAVIMENTO</b> .....	<b>5</b>
2.1	GENERALIDADES .....	5
2.2	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL .....	8
2.2.1	LAYOUT FLEXÍVEL.....	9
2.2.2	SISTEMAS ESTRUTURAIS.....	10
2.2.2.1	SISTEMAS ESTRUTURAIS FORMADOS POR LAJES, VIGAS E PILARES 15	
2.2.2.2	LANÇAMENTO DE VIGAS E PILARES .....	17
2.2.2.3	SISTEMAS ESTRUTURAIS FORMADOS POR LAJES E PILARES .....	18
2.3	LAJES MACIÇAS.....	19
2.4	LAJES LISAS E LAJES COGUMELOS.....	26
2.5	LAJES NERVURADAS.....	30
2.5.1	MATERIAL DE ENCHIMENTO.....	31
2.5.2	TIPOS DE LAJES NERVURADAS.....	37
2.5.3	MODELOS DE CÁLCULO.....	38
2.5.4	PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/03.....	40
2.5.5	VINCULAÇÃO.....	42
2.5.6	LAJES NERVURADAS LISAS .....	43
2.6	LAJES PROTENDIDAS.....	46
2.7	LAJES PRÉ-FABRICADAS .....	54
2.7.1	LAJES PRÉ-FABRICADAS PROTENDIDAS .....	55
2.7.2	LAJES COM VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS.....	55
2.7.2.1	SISTEMA CONVENCIONAL .....	56
2.7.2.2	SISTEMA COM VIGOTAS TRELIÇADAS .....	59
2.7.2.3	PAINÉIS TRELIÇADOS.....	62

2.7.2.4	MATERIAIS DE ENCHIMENTO.....	63
2.7.2.5	ARMADURAS COMPLEMENTAR E DE DISTRIBUIÇÃO .....	66
2.7.2.6	COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	67
2.7.2.7	VANTAGENS E DESVANTAGENS DE LAJES COM VIGOTAS PRÉ-FABRICADAS.....	68
<b>3</b>	<b>CONCEPÇÃO VERTICAL.....</b>	<b>70</b>
<b>3.1</b>	<b>CAMINHAMENTO DAS AÇÕES .....</b>	<b>70</b>
<b>3.2</b>	<b>CONSIDERAÇÃO DO VENTO NAS ESTRUTURAS .....</b>	<b>71</b>
<b>3.3</b>	<b>ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO .....</b>	<b>71</b>
<b>3.4</b>	<b>SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO.....</b>	<b>76</b>
3.4.1	PILARES E PILARES-PAREDE .....	76
3.4.2	PÓRTICOS DESLOCÁVEIS .....	78
3.4.3	PÓRTICOS INDESLOCÁVEIS .....	79
3.4.4	NÚCLEOS DE RIGIDEZ .....	80
3.4.5	TUBOS DE PERIFERIA .....	82
3.4.6	SISTEMAS MISTOS .....	84
<b>4</b>	<b>ESFORÇOS SOLICITANTES E DESLOCAMENTOS.....</b>	<b>88</b>
<b>4.1</b>	<b>TEORIA DA ELASTICIDADE E VIGAS CONTÍNUAS ISOLADAS .....</b>	<b>90</b>
<b>4.2</b>	<b>MODELO DE GRELHA .....</b>	<b>98</b>
4.2.1	GRELHA DE VIGAS .....	100
4.2.2	GRELHA DE VIGAS E LAJES .....	102
<b>4.3</b>	<b>PÓRTICOS PLANOS .....</b>	<b>105</b>
<b>4.4</b>	<b>PÓRTICO ESPACIAL .....</b>	<b>108</b>
<b>4.5</b>	<b>ESCOLHA DO MODELO .....</b>	<b>112</b>
<b>4.6</b>	<b>TIPOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL .....</b>	<b>113</b>
4.6.1	ANÁLISE LINEAR .....	114
4.6.2	ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO .....	116
4.6.3	ANÁLISE NÃO-LINEAR .....	116
4.6.3.1	NÃO-LINEARIDADE FÍSICA .....	117
4.6.3.2	NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA.....	119
4.6.4	ANÁLISE PLÁSTICA.....	120
4.6.5	ANÁLISE POR MODELOS FÍSICOS.....	121
<b>4.7</b>	<b>ESTABILIDADE GLOBAL.....</b>	<b>121</b>
4.7.1	ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM .....	122
4.7.2	CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA QUANTO À MOBILIDADE DOS NÓS	126

4.7.3	PARÂMETRO DE INSTABILIDADE $\alpha$ .....	127
4.7.4	COEFICIENTE $\gamma_z$ .....	130
<b>4.8</b>	<b>ESFORÇOS NOS PILARES .....</b>	<b>132</b>
4.8.1	ESFORÇOS NORMAIS .....	137
4.8.2	MOMENTOS FLETORES .....	139
4.8.3	FORÇA CORTANTE E MOMENTO TORÇOR.....	143
<b>4.9</b>	<b>ESFORÇOS NAS VIGAS.....</b>	<b>144</b>
4.9.1	MOMENTOS FLETORES .....	145
4.9.2	ESFORÇOS CORTANTES .....	146
4.9.3	MOMENTO TORÇOR .....	147
4.9.4	ESFORÇOS NORMAIS .....	150
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>152</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>154</b>
	<b>BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR.....</b>	<b>158</b>
	<b>ANEXO A.....</b>	<b>159</b>

# CAPÍTULO 1

## 1 INTRODUÇÃO

A análise de edifícios é um tópico de grande importância para a Engenharia de Estruturas. Qualquer desenvolvimento técnico obtido para essa área produz, por efeito de escala, um benefício sensível para toda a sociedade, porque os edifícios são em número tão expressivo que deixam as outras estruturas em situação de menor destaque (LISERRE, 2003).

Até o advento dos microcomputadores PC em 1981, os projetos dos edifícios de Concreto Armado eram feitos com muito trabalho manual. Os cálculos eram tantos que o engenheiro de estruturas era conhecido como “Engenheiro Calculista” (LONGO, 2003).

O modelo de análise consistia basicamente em subdividir a estrutura em elementos mais simples e isolados, fazendo-se uma separação virtual entre as lajes, as vigas e os pilares. Um pavimento de edifício, por exemplo, era dividido em lajes isoladas, que se apoiavam nas vigas de borda, que por sua vez descarregavam suas cargas nos pilares. Esse esquema facilitava a determinação dos esforços solicitantes, estando hoje limitado a construções de pequeno porte.

No caso das ações horizontais do vento, devido às dificuldades de análise, os seus efeitos eram geralmente desprezados na grande maioria dos edifícios, principalmente aqueles com até dez pavimentos formados por estrutura convencional (lajes maciças, vigas e pilares). Quando não era adequado ignorar o vento, a estrutura de contraventamento era formada basicamente por pórticos planos.

O aparecimento dos microcomputadores tornou viável a aplicação de procedimentos mais sofisticados, que consideram a interação entre os vários elementos estruturais. Dessa forma, pouco a pouco os modelos de análise estrutural foram se tornando mais realistas. As vigas passaram a ser consideradas em conjunto, formando uma grelha. Em seguida, as lajes passaram a ser analisadas em conjunto com as vigas numa mesma grelha, representativa de todo o pavimento.

Outra melhoria significativa na análise dos pavimentos foi a possibilidade de aplicação do Método dos Elementos Finitos, ainda mais preciso que o modelo de grelha. Com os Modelos de Grelha e Elementos Finitos, a interação existente entre as vigas, lajes e pilares passaram a interagir, produzindo resultados mais próximos à realidade (FONTES, 2006).

Também no caso da análise do edifício sob a ação do vento a evolução dos procedimentos trouxe uma solução muito mais eficiente, com a estrutura de contraventamento sendo composta por um pórtico tridimensional, permitindo avaliar a interação entre os elementos estruturais de forma mais precisa.

A evolução dos modelos de análise estrutural foi tão grande que, hoje, o computador é um equipamento imprescindível no projeto de edifícios. A tendência atual e futura é cada vez mais analisar a estrutura de forma global, considerando a interação dos diversos elementos, até mesmo com o solo, o que já vem sendo muito pesquisado. Seguindo essa tendência, a NBR 6118/03 e os programas computacionais comerciais para projeto de estruturas de concreto armado, vêm introduzindo teorias cada vez mais complexas e refinadas de análise e dimensionamento.

Conforme a NBR 6118/03 (item 11.4.1.2), “*Os esforços devidos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123*”. Como não existem itens simplificadores que permitam desprezar a ação do vento em situações específicas, como existiam na NB 1/78, a consideração da ação do vento passou a ser obrigatória, independentemente do número de pavimentos (altura do edifício), área construída, etc., o que impõe alterações importantes na determinação dos esforços solicitantes nos elementos. O modelo clássico de viga contínua, simplesmente apoiada nos pilares e virtualmente separada dos demais elementos, não permite considerar de forma adequada os esforços ocasionados pelo vento, devendo ficar restrito a construções de pequeno porte (baixa altura).

De outro lado, os modelos que consideram a não-linearidade física e geométrica vêm ganhando espaço, com um número significativo de teses e dissertações já publicadas. Os programas computacionais comerciais já estão possibilitando o projeto com análises não-lineares. Porém, nos cursos de graduação em Engenharia Civil normalmente é ensinada apenas a análise linear.

O ensino do projeto de estruturas de edifícios nos cursos de Engenharia Civil tem estado sob pressão nos últimos anos. É comum verificar que as novas metodologias de análise estrutural ainda não estão inseridas nos programas das disciplinas, fazendo parte somente de disciplinas de pós-graduação. Por isso, várias disciplinas necessitam ter seu programa alterado e modernizado, contemplando principalmente a análise de pavimentos como grelha, os

conceitos relativos a pórtico espacial, para determinação dos esforços solicitantes e da estabilidade global do edifício, e os conceitos de não-linearidade física e geométrica. As apostilas de BITTENCOURT et al. (2003), CAMACHO (2004), LONGO (2000), PAPPALARDO JR. (2004), PINHEIRO et al. (2003), MARINO (2005), BASTOS<sup>1</sup> (2006), entre várias outras, confirmam este fato. É comum encontrar as lajes sendo analisadas e dimensionadas individualmente, segundo as tabelas de Marcus, Czerny, Bares, etc., vigas calculadas com o modelo de viga contínua, e pilares sem consideração da ação do vento, modelos esses hoje admissíveis somente para construções de pequeno porte, mas não indicados para edifícios de vários pavimentos. Algumas Universidades resolvem o problema oferecendo disciplinas optativas, porém, a maioria têm dificuldades para implementar essa solução.

Devido à carência de tempo, uma forma de contornar tais dificuldades é adotar, nas disciplinas obrigatórias, materiais na forma de apostilas ou livros, que contemplem os novos conceitos e modelos de análise, mesmo que apresentados sem a mesma profundidade dos cursos de pós-graduação, mas que permitam ao aluno de graduação acompanhar a significativa evolução que está ocorrendo no projeto estrutural de edifícios. Com este trabalho pretendeu-se trazer uma contribuição nessa área, com o desenvolvimento de um material que possa ser utilizado pelo meio técnico e em disciplinas da graduação, preenchendo uma lacuna hoje existente.

## **1.1 OBJETIVOS**

Este trabalho teve como objetivo apresentar os conceitos, as análises e os conhecimentos necessários ao projeto estrutural de edifícios, com a abordagem dos seguintes tópicos: a concepção estrutural dos edifícios nas direções horizontal e vertical, modelos de análise de deslocamentos e esforços solicitantes dos elementos estruturais do pavimento e consideração de pórticos planos e espaciais para análise das vigas e pilares sob as ações verticais e horizontais (vento).



## 1.2 CONTEÚDO DO RELATÓRIO

Este relatório final de Iniciação Científica está subdividido segundo os seguintes capítulos:

Capítulo 2 - CONCEPÇÃO DO PAVIMENTO - Na concepção da estrutura do pavimento são abordados os seguintes sistemas estruturais: lajes maciças apoiadas em vigas de borda, lajes lisa e cogumelo, lajes protendidas, lajes nervuradas, lajes nervuradas lisas e lajes pré-fabricadas do tipo treliça para edifícios de baixa altura. Para cada opção estrutural será feita uma breve revisão bibliográfica, descrevendo suas características, vantagens e desvantagens, comportamento estrutural, etc;

Capítulo 3 - CONCEPÇÃO NA DIREÇÃO VERTICAL - Na direção vertical são apresentadas as diretrizes básicas para a concepção estrutural, levando-se em conta o posicionamento dos pilares, pilares-parede, núcleos de rigidez, etc., procurando atender os requisitos de estabilidade global do edifício, fornecidos pelos parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$ . O programa comercial TQS para projeto estrutural será utilizado no estudo da concepção estrutural, pois possibilita a fácil obtenção de imagens tridimensionais da estrutura;

Capítulo 4 - ESFORÇOS SOLICITANTES E DESLOCAMENTOS - Na questão dos pavimentos são apresentados os diferentes modelos considerados, desde aquele tradicionalmente usado no passado, com lajes isoladas calculadas segundo a Teoria da Elasticidade e vigas contínuas isoladas (ainda útil para construções simples de pequeno porte), até os mais atuais, como os modelos de grelha. Serão apresentados também os modelos de pórticos planos e espaciais para o projeto de vigas e pilares, sob ações verticais e horizontais;

Capítulo 5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS – Apresenta as conclusões do trabalho.

## CAPÍTULO 2

### 2 CONCEPÇÃO DO PAVIMENTO

*Neste capítulo apresentam-se as características e vantagens e desvantagens dos principais sistemas estruturais aplicados aos pavimentos de edifícios.*

#### 2.1 GENERALIDADES

Ao concluir o curso de graduação muitos engenheiros encontram dificuldades ao conceber estruturas de edifícios de concreto. As disciplinas oferecidas nas faculdades de engenharia civil se limitam a ensinar o estudante a dimensionar os elementos estruturais discretizados, deixando de estimular a percepção global dos esforços. A concepção estrutural é a fase mais importante do projeto, pois nesta fase define-se o sistema estrutural, os materiais que serão empregados e as ações a serem consideradas, tendo como objetivo pré-dimensionar os elementos estruturais e prever seu comportamento.

Inicialmente é importante definir o que significa “estrutura”. “Estrutura é tudo aquilo que sustenta, tal qual o esqueleto humano. Está em tudo que nos rodeia, nas plantas, no ar e nas pessoas, nos objetos e nas idéias” (REBELLO, 2001).

Nas edificações a estrutura é o conjunto de elementos (lajes, vigas, pilares, etc.) que dela faz parte e tem a função de manter o edifício estável, imóvel, seguro durante a sua construção e utilização. Tem também a função de possibilitar as diferentes formas arquitetônicas e de criar espaços livres para a utilização das pessoas.

Como se pode perceber a estrutura é imprescindível nas construções. A sua concepção tem início no projeto arquitetônico, pois segundo (REBELLO, 2001), “Não se pode imaginar uma forma que não necessite de uma estrutura, ou uma estrutura que não tenha uma forma. A concepção de uma forma implica na concepção de uma estrutura e, em conseqüência, dos materiais e processos para materializá-la. A estrutura e a forma são um só objeto, e, assim

sendo, conceber uma implica em conceber a outra e vice-versa”. Ou, em outras palavras, pode-se afirmar que a “forma e a estrutura nascem juntas e, quem cria a forma cria a estrutura”.

O projeto arquitetônico representa, de fato, a base para a elaboração do projeto estrutural. Este deve prever o posicionamento dos elementos de forma a respeitar a distribuição dos diferentes ambientes nos diversos pavimentos. Mas não se deve esquecer de que a estrutura deve também ser coerente com as características do solo no qual ela se apóia. (PINHEIRO et al., 2004).

Conforme aumenta a complexidade do empreendimento, cresce a necessidade da integração entre as atividades técnicas de projeto (arquitetura, estrutura, instalações prediais, iluminação, comunicação visual, paisagismo, impermeabilização, entre outras) para a construção de um edifício. Esta integração permite a troca de informações entre os projetistas a fim de otimizar soluções técnicas e econômicas. Geralmente, a forma da integração entre essas atividades técnicas varia de equipe para equipe, de empreendimento para empreendimento, de escritório para escritório. A concepção da estrutura de um edifício consiste no estabelecimento de um arranjo ou combinação adequada dos diversos elementos estruturais existentes, com o objetivo de atender simultaneamente os requisitos de segurança, durabilidade, estética, funcionalidade, entre outros que as construções devem apresentar (CORRÊA e NAVEIRO, s/d).

CORRÊA e NAVEIRO (s/d) afirmam ainda que *“Dentre as diversas integrações entre projetos de edifícios, a interface entre arquitetura e estrutura requer uma atenção maior, pois a estrutura representa a maior percentagem de gastos na execução (cerca de 19% a 26% do custo total do edifício) e os erros cometidos na execução da estrutura são os mais difíceis de serem corrigidos”*. E complementam: *“Um fator que interfere na integração entre esses dois projetos é a comunicação entre dois projetistas de formação diferenciada: arquiteto e engenheiro civil. Conhecimento técnico, capacidade de trabalho em equipe e experiência de cada projetista atuam diretamente na qualidade de integração entre os projetos de arquitetura e estrutura”*.

Esses conceitos são muito importantes para aqueles que desenvolvem a forma, ou seja, é necessário pensar o projeto arquitetônico pensando também na estrutura, pois dessa interação dependem diversos fatores que a construção deve atender.

A perfeita noção das condições iniciais do projeto é um fator importantíssimo para que ele seja concebido de uma maneira abrangente e não fragmentada. Se possível, o projetista deve visitar o local da obra com o intuito de verificar os problemas que podem ficar mascarados diante da análise realizada em uma sala fechada de um escritório. A idéia não é

apenas fazer um simples levantamento de informações, mas com base nelas fazer uma análise das condições iniciais que certamente irão interferir na definição e na elaboração do projeto. Algumas características como a finalidade da obra, características geográficas, condições climáticas, o tipo de solo e a localização da obra devem ser considerados pelo projetista.

Após a análise inicial do local os projetistas concebem simultaneamente os projetos de arquitetura e estrutura. O início da integração geométrica entre os dois projetos ocorre na concordância do estudo preliminar de arquitetura com o estudo de viabilidade de estrutura. Nesse momento, a estrutura dos pavimentos é lançada, procurando alternativas técnica e economicamente viáveis e verificando o seu impacto no projeto arquitetônico com relação à forma e à estética (CORRÊA e NAVEIRO, s/d).

Uma vez definida a localização dos pilares, vigas e lajes, parte-se para o pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Nesta etapa, o engenheiro de estruturas precisa ter certo conhecimento do comportamento estrutural para determinar as dimensões dos elementos de maneira a obter um menor custo para a obra e respeitar prescrições feitas pela Norma. As dimensões dos elementos variam com as cargas, vãos, materiais, tipo estrutural, etc. (SOARES e DEBS, 1999).

Elaborado o projeto arquitetônico e estrutural, inicia-se a análise estrutural dos elementos pré-dimensionados.

LOURENÇO (1992) apresenta a seguinte subdivisão do projeto global de edifícios de concreto armado:

**Concepção:** Este é o passo mais importante. Uma boa prática do projetista obriga a uma visão global que forneça o suporte para as fases seguintes.

**Dimensionamento:** Significa definir as dimensões e armaduras da estrutura. Este é um processo iterativo, intimamente ligado à concepção da estrutura, uma mistura de racionalidade e intuição, onde a experiência subjetiva do projetista e as condições objetivas da estrutura analisada se entrelaçam.

**Validação:** É o processo de substanciar os passos anteriores recorrendo a uma análise final e completa. Esta análise confirma ou não o que já é conhecido.

## 2.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Segundo REBELLO (2001), “*Conceber uma estrutura é ter consciência da possibilidade da sua existência; é perceber a sua relação com o espaço gerado; é perceber o sistema ou sistemas capazes de transmitir as cargas ao solo, da forma mais natural, é identificar os materiais que, de maneira mais adequada, se adaptam a esses sistemas*”.

A concepção da estrutura de um edifício consiste no estabelecimento de um arranjo ou combinação adequada dos diversos elementos estruturais existentes e definição das ações a serem consideradas, com o objetivo de atender simultaneamente os requisitos de segurança, durabilidade, estética, funcionalidade, entre outros, que as construções devem apresentar. Implica em escolher um ou mais arranjos estruturais para o conjunto da construção.

Na concepção da estrutura de um edifício algumas diretrizes são importantes, como por exemplo:

- a) O conjunto da estrutura deve atender tanto quanto possível a forma, a estética, as condições impostas pelo projeto arquitetônico;
- b) Deve-se procurar embutir os elementos estruturais, geralmente as vigas e os pilares nas paredes de alvenaria de vedação;
- c) O posicionamento dos elementos estruturais na estrutura da construção pode ser feito com base no comportamento primário dos mesmos;
- d) A transmissão das cargas deve ser feita de forma mais direta possível, pelo caminho mais curto. Deve-se evitar, sempre que possível, transmitir as cargas de vigas importantes sobre outras vigas (apoios indiretos), e apoio de pilares sobre vigas (chamadas vigas de transição);
- e) As dimensões da estrutura em planta devem ser limitadas (geralmente a 30 m no máximo), a fim de diminuir os efeitos da retração e da variação de temperatura, principalmente. Isso pode ser obtido pela especificação de juntas de separação (também chamadas juntas de dilatação), que resultam em blocos de estruturas independentes, que não interagem entre si;

- f) Em edifícios de múltiplos pavimentos a verificação da estabilidade global da estrutura assume grande importância, porque a ação horizontal do vento alcança valores significativos. A especificação da seção transversal das vigas, e principalmente dos pilares, deve ser feita de maneira muito criteriosa e a estrutura de contraventamento deve ser avaliada cuidadosamente;
- g) Em edifícios com garagens o posicionamento dos pilares deve ser feito cuidadosamente a fim de possibilitar o maior número possível de vagas e facilitar o fluxo dos veículos.

### 2.2.1 LAYOUT FLEXÍVEL

Com a modernização da construção civil, diversas técnicas construtivas surgiram com o intuito de deixar as construções mais econômicas e atender as exigências do consumidor. Uma das tendências é o uso de pavimentos com layout flexível que permite aos usuários organizar o espaço conforme a sua preferência.

Este tipo de pavimento apresenta algumas particularidades quanto ao projeto estrutural. Para propiciar ao usuário liberdade em dispor os compartimentos internos, o engenheiro não deve lançar pilares e vigas internas que prejudiquem a estética ou que impeçam o consumidor de lançar as divisórias (que podem ser de alvenaria, painéis wall, etc.).

A ausência de elementos estruturais no interior do pavimento faz com que o engenheiro opte por sistemas construtivos capazes de vencer grandes vãos. Estes grandes vãos também são comumente solicitados em garagens, visando obter o maior número de vagas possível. Em geral, os edifícios de layout flexível são compostos por vãos superiores a 10 m, o que obriga os engenheiros a optar por estruturas que tenham algumas características:

- baixo peso específico;
- o menos deformável possível (evita fissuras e flechas excessivas);
- boa capacidade de suporte.

Exemplos de sistemas estruturais que podem ser adotados em pavimentos de layout flexível podem ser encontrados em FERREIRA e OLIVEIRA (2006), que apresentam um sistema estrutural formado por lajes nervuradas protendidas apoiadas em vigas chatas também protendidas (sistema implantado) e comparam virtualmente os resultados obtidos com o sistema utilizando lajes nervuradas e vigas chatas em concreto armado de alto desempenho (CAD). Concluem que o uso do Concreto Armado de alto desempenho é uma alternativa ao uso da protensão e afirmam que *“O uso de concretos de alto desempenho, aliados a protensão, pode gerar arranjos estruturais mais arrojados e econômicos, trazendo ainda benefícios à durabilidade da estrutura protendida. Contudo, deve ser feita sempre uma análise prévia do empreendimento considerando a realidade, as necessidades e os reais interesses, para que se decida de forma racional e adequada onde estas tecnologias devem ser empregadas, pois ao contrário do que se tem acompanhado nos últimos anos em algumas regiões do país, nem todas as obras prescindem da protensão”*.

Com o advento da protensão é comum o engenheiro adotar esta solução ao se defrontar com grandes vãos. De fato, com o aumento do uso do concreto protendido houve o desenvolvimento deste tipo de sistema construtivo. Mas é importante que o engenheiro esteja aberto a inovação tecnológica. O uso do CAD é uma alternativa, pois segundo FERREIRA e OLIVEIRA (2006) *“o uso de concretos de alto desempenho de diferentes resistências tem se mostrado, segundo resultados de estudos realizados no país, satisfatório para arranjos estruturais de edifícios de concreto, gerando economia tanto na execução da estrutura quanto na sua manutenção”*.

O que se pretende destacar aqui não é o uso da protensão ou do concreto armado, mas a idéia de que o engenheiro moderno deve estar aberto aos diversos sistemas construtivos e, cabe a ele conciliar economia, qualidade, velocidade de execução e outros aspectos que julgar necessário.

A seguir encontram-se os principais sistemas construtivos que são empregados nos pavimentos dos edifícios.

## **2.2.2 SISTEMAS ESTRUTURAIS**

Os arranjos estruturais (sistemas estruturais) podem ser compostos apenas por um tipo de elemento estrutural, ou por um conjunto deles, como é mais comum de ocorrer nas construções.

Os elementos que usualmente compõem as estruturas são as lajes, as vigas e os pilares. A seguir apresenta-se uma breve descrição de cada elemento, apresentada em BASTOS<sup>2</sup> (2006).

**Laje:** As lajes são os elementos planos que se destinam a receber a maior parte das ações aplicadas numa construção, como de pessoas, móveis, pisos, paredes, e os mais variados tipos de carga que podem existir em função da finalidade arquitetônica do espaço físico que a laje faz parte. As ações são comumente perpendiculares ao plano da laje (Figura 2.1), podendo ser divididas em: distribuídas na área (peso próprio, revestimento de piso, etc.), distribuídas linearmente (paredes) ou forças concentradas (pilar apoiado sobre a laje). As ações são geralmente transmitidas para as vigas de apoio nas bordas da laje, mas eventualmente também podem ser transmitidas diretamente aos pilares;

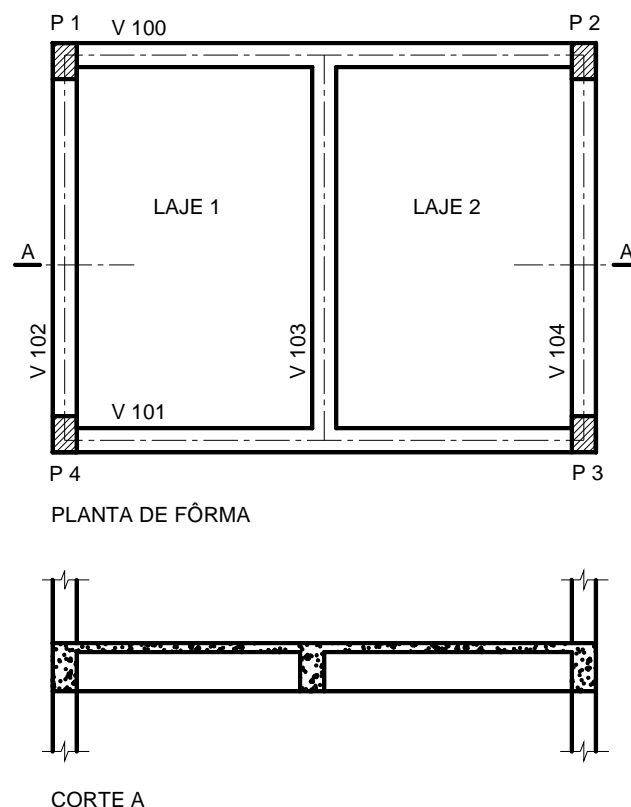


Figura 2.1 – Laje maciça.

**Viga:** Pela definição da NBR 6118/03 (item 14.4.1.1), vigas “são elementos lineares em que a flexão é preponderante”. As vigas são classificadas como barras e são normalmente retas e horizontais, destinadas a receber ações das lajes, de outras vigas, de paredes de



alvenaria, e eventualmente de pilares (Figura 2.2). A função das vigas é basicamente vencer vãos e transmitir as ações nelas atuantes para os apoios, geralmente os pilares. As ações são geralmente perpendicularmente ao seu eixo longitudinal, podendo ser concentradas ou distribuídas. Podem ainda receber forças normais de compressão ou de tração, na direção do eixo longitudinal. As vigas, assim como as lajes e os pilares, também fazem parte da estrutura de contraventamento responsável por proporcionar a estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais;

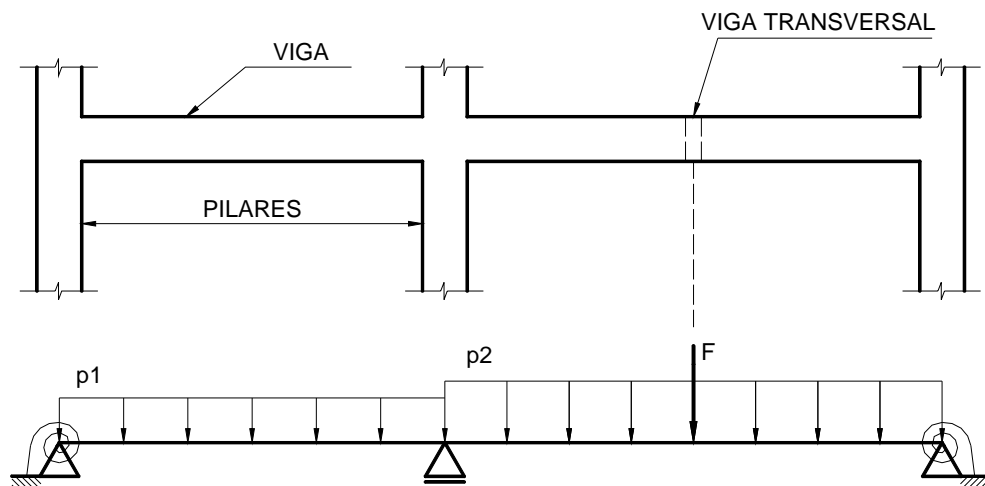


Figura 2.2 – Viga reta de concreto.

**Pilar:** Pilares são “*elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes*” (NBR 6118/03, item 14.4.1.2). São destinados a transmitir as ações às fundações, embora possam também transmitir para outros elementos de apoio. As ações são provenientes geralmente das vigas, bem como de lajes também (Figura 2.3).

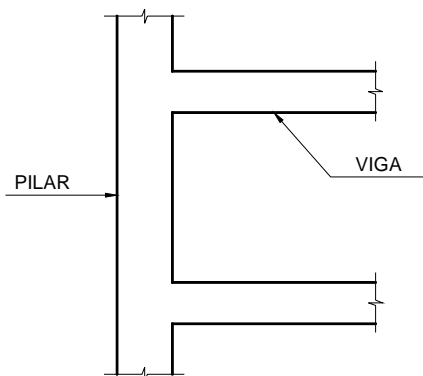


Figura 2.3 – Pilar.

A Figura 2.4 exemplifica uma estrutura formada pelos elementos.

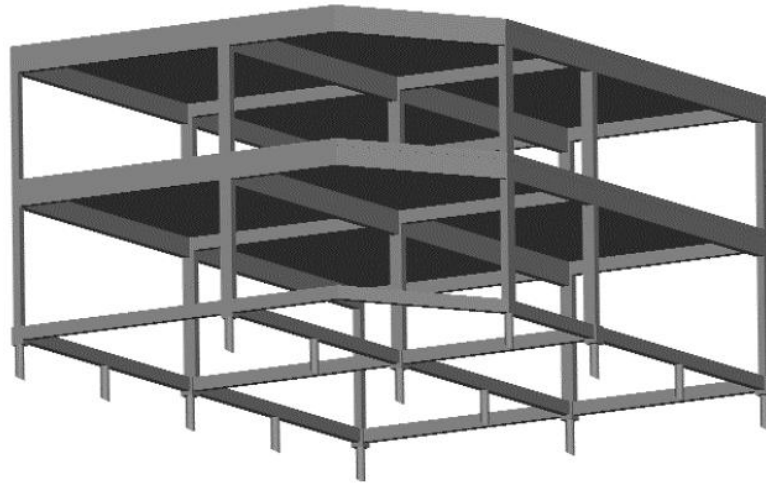


Figura 2.4 – Perspectiva da estrutura composta por lajes, vigas e pilares.

O arranjo estrutural pode ser analisado segundo dois planos, o horizontal (piso) e o vertical, este último essencial para se garantir a estabilidade global do edifício.

As lajes com as vigas formam o pavimento, responsável por receber as ações mais importantes das edificações, que são as ações de utilização. Os pilares, atuando em conjunto com as lajes e as vigas, formam a chamada estrutura ou sistema de contraventamento, responsável por garantir a estabilidade global da estrutura.

O sistema estrutural formado deve proporcionar o equilíbrio e a resistência necessários, tanto para as ações verticais como para as ações horizontais atuando simultaneamente ou não.

Para se obter a melhor solução estrutural é necessário conhecer todos os requisitos a que a construção deve atender, como por exemplo: cargas atuantes, finalidade da obra, facilidade de construção, estética, economia, rapidez de construção, materiais disponíveis na região, existência de mão de obra especializada, etc. É necessário estabelecer a hierarquia ou a prioridade entre os diversos requisitos que podem existir.

A melhor estrutura será aquela que atender, de forma mais eficiente possível, a todos os requisitos existentes, segundo a hierarquia em que forem colocados.

Segundo REBELLO (2001), a pior solução é a que apresenta os maiores desencontros entre os objetivos dos projetos arquitetônico e estrutural.

*“Os pavimentos são estruturas de superfície plana compostos de um ou mais elementos. Esses elementos são usualmente chamadas de lajes, principalmente se executadas com concreto armado ou protendido. Sob o ponto de vista estrutural são placas de concreto,*

*com ações preponderantemente perpendiculares ao seu plano médio, em que a dimensão perpendicular à superfície, usualmente chamada espessura, é relativamente pequena frente às demais (largura e comprimento).” (FIGUEIREDO FILHO e CARVALHO, 2004).*

Na definição da estrutura para um edifício é no piso que se encontram as maiores possibilidades de variação do tipo de sistema estrutural. De modo geral os sistemas estruturais de um pavimento de edifício são formados por lajes, vigas e pilares, ou somente por lajes apoiadas diretamente nos pilares. Cada um deles apresenta várias alternativas, pois cada tipo de laje (maciça, nervurada, protendida, etc.) e cada tipo de viga (armada, protendida, etc.) apresentam características que devem ser analisadas ao serem combinadas.

Em geral atuam dois tipos de ações: as verticais e as horizontais. Ambas as ações devem percorrer a estrutura e atingir a base da construção, e finalmente o solo.

As cargas de utilização que ocorrem nas construções, como as pessoas, móveis, equipamentos fixos ou móveis, peso próprio dos elementos que compõe a construção, etc., em função das forças gravitacionais, são classificadas como ações verticais.

A estrutura da construção será o caminho pelo qual as ações caminharão para o solo.

Por uma questão de simplicidade e economia deve-se oferecer às ações verticais o caminho mais curto possível até o solo, o que nem sempre é fácil e possível de obter.

Outro aspecto a se considerar é que se a estrutura for composta por uma maior quantidade de elementos, como vigas e pilares, cada elemento poderá ter seções transversais menores, se comparada a uma estrutura para a mesma construção, mas com menor quantidade de elementos.

A escolha do sistema estrutural mais adequado para o piso depende de diversos fatores, variáveis em função das características de cada construção. Entre os fatores podem ser citados: finalidade da construção, magnitude dos carregamentos, vãos, facilidade e rapidez de execução, disponibilidade e qualidade da mão-de-obra, localização, estética, funcionalidade, disponibilidade de equipamentos, e principalmente o custo.

Quando diferentes sistemas estruturais são possíveis sem vantagens técnicas significativas entre eles, o custo torna-se o fator principal na escolha do sistema. No custo leva-se em conta a mão-de-obra, os materiais, os equipamentos necessários, etc.

### 2.2.2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS FORMADOS POR LAJES, VIGAS E PILARES

*“Diversos métodos de cálculo estrutural e processos executivos foram desenvolvidos nas últimas décadas, mas apesar disso o que prevalece no mercado de edifícios residenciais, por efeito cultural, são estruturas formadas por vigas e lajes” (CALDURO e LEME, s/d).*

Entende-se como estrutura convencional aquela em que as lajes se apóiam em vigas e as vigas sobre pilares (tipo laje-viga-pilar).

Os sistemas estruturais formados por lajes, vigas e pilares são os mais comuns na prática, tanto para as construções de pequeno porte, como casas e sobrados, como as de grande porte, como edifícios de múltiplos pavimentos, escolas, hospitais e tantas outras. As lajes podem variar segundo vários tipos.

As cargas de utilização das construções geralmente são aplicadas sobre as lajes do pavimento, por onde devem “caminhar” até as bordas para serem transmitidas para as vigas de apoio, geralmente dispostas nas quatro bordas das lajes retangulares e quadradas. As vigas transmitem aos pilares as ações que nelas atuam diretamente, além daquela proveniente das lajes que estão nela apoiada. Os pilares transmitem os carregamentos verticalmente até as fundações, e estas, por sua vez, ao solo (Figura 2.5).

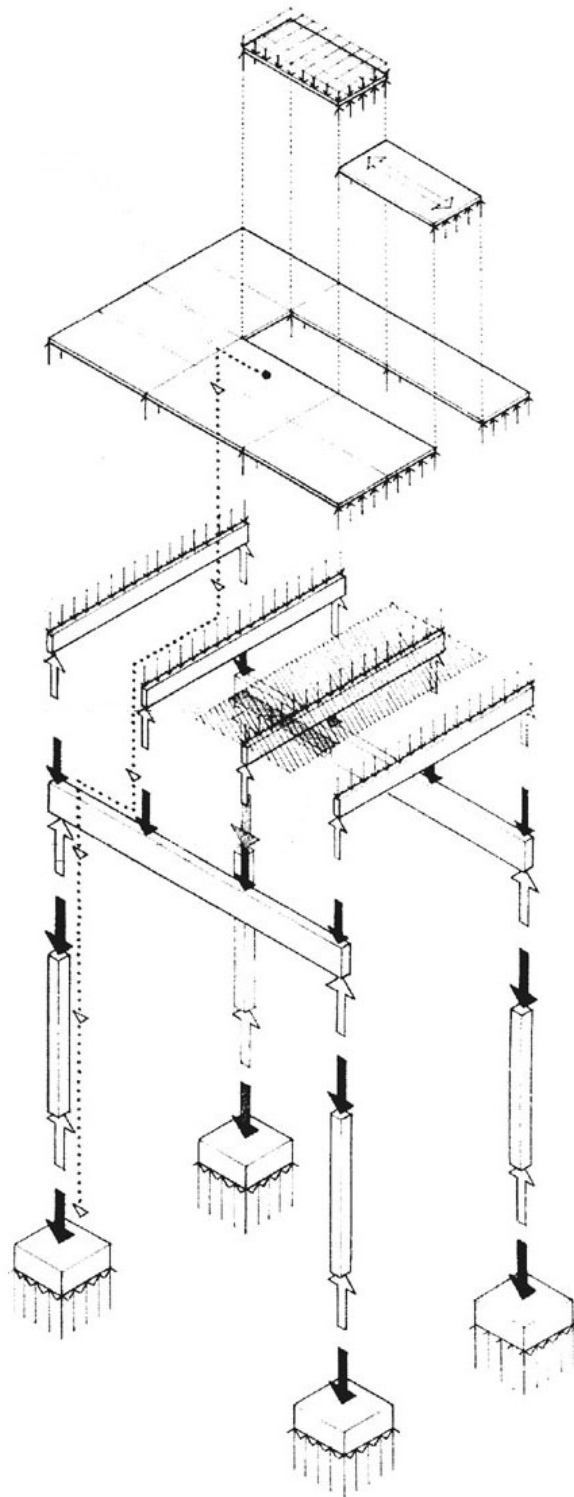


Figura 2.5 - Caminhamento das ações verticais (DEBS, 2007).

Nesse sistema, as paredes não têm função estrutural, servem apenas como divisórias de ambientes, sendo chamadas “paredes de vedação”.

### 2.2.2.2 LANÇAMENTO DE VIGAS E PILARES

Define-se como “lançamento de vigas e pilares” o procedimento de locar, sobre a arquitetura, as vigas e pilares resultantes da concepção estrutural adotada (REBELLO, 2001).

SOARES e DEBS (1999) informam que existe um número razoável de variáveis na determinação do posicionamento dos elementos estruturais, principalmente no que diz respeito aos pilares. Além das características dos materiais, geométricas e das ações externas, a localização ideal dos pilares numa estrutura varia com o tipo de solo, processo construtivo, forma de execução, preço da mão-de-obra, preço das estruturas, tempo disponível de construção, etc. Afirmam que a arquitetura é o que mais restringe o projeto estrutural, sendo muito difícil a coincidência de idealização dos projetos. Devido a toda essa dificuldade, hoje em dia um dos poucos passos que é feito exclusivamente pelo homem, sem o auxílio do computador, é a determinação do posicionamento dos elementos estruturais, sendo esta distribuição dos elementos mais próxima da ótima quanto maior a experiência do engenheiro.

Segundo ALBUQUERQUE (1999), o lançamento da estrutura segue alguns critérios. “Geralmente se inicia pela locação dos pilares no pavimento-tipo, que segue a seguinte ordem: pilares de canto, pilares nas áreas comuns a todos os pavimentos (região da escada e dos elevadores), pilares de extremidade (situados no contorno do pavimento) e finalmente pilares internos”. E complementa “... a colocação das vigas vai depender do tipo de laje que será adotada, já que as vigas delimitam o contorno das lajes. Devem-se colocar as vigas no alinhamento das alvenarias e começar definindo as vigas externas do pavimento. Além daquelas que ligam os pilares que constituem os pórticos, outras vigas podem ser necessárias, para dividir um painel de laje com grandes dimensões. Com o posicionamento das vigas as lajes ficam praticamente definidas, faltando apenas, caso existam, as lajes em balanço”.

As vigas devem ser lançadas levando-se em consideração os três principais aspectos: vãos das lajes, embutimento nas paredes de vedação e a configuração da estrutura para resistência à ação horizontal do vento.

É altamente desejável que as vigas fiquem imperceptíveis o mais possível no edifício acabado, o que se consegue lançando as vigas no traçado das paredes, para que nelas fiquem embutidas.

O arranjo ou posicionamento das vigas e pilares podem ser feito simultaneamente, pois a posição de um influencia a posição do outro. Como uma regra geral deve-se procurar o

arranjo estrutural que leve ao menor trajeto possível para as cargas, dos seus pontos de aplicação até os apoios (pilares).

Nem sempre é possível o posicionamento de pilares em todos os cruzamentos das vigas, o que seria desejável.

O delineamento do arranjo estrutural pode ser também iniciado pelo posicionamento das vigas do piso. As lajes e os vãos surgem em consequência do posicionamento das vigas. A situação ideal seria a de se obter esforços máximos iguais na maioria das lajes, o que é raramente possível.

No caso dos vãos das vigas também seria desejável obter um equilíbrio entre os esforços solicitantes máximos, o que de modo geral não é possível alcançar, em função das mais diversas disposições das paredes, ou do projeto arquitetônico.

### 2.2.2.3 SISTEMAS ESTRUTURAIS FORMADOS POR LAJES E PILARES

Com a retirada de parte das vigas que compõe o pavimento pode-se projetar a chamada “laje lisa” ou laje sem vigas. Nos edifícios de múltiplos pavimentos geralmente são mantidas as vigas do contorno do edifício e as vigas próximas à escada, elevadores e área de circulação comum, geralmente próxima aos elevadores e à escada.

Sem as vigas as lajes devem transmitir o seu carregamento diretamente aos pilares (Figura 2.6). Quando necessário para aumentar a resistência, pode ser feito um engrossamento da laje nas proximidades dos pilares, sendo então a laje chamada “laje cogumelo”. O aumento da espessura pode ser feito de modo gradual, proporcionando uma superfície inclinada, ou não, feita a mudança brusca de espessura.

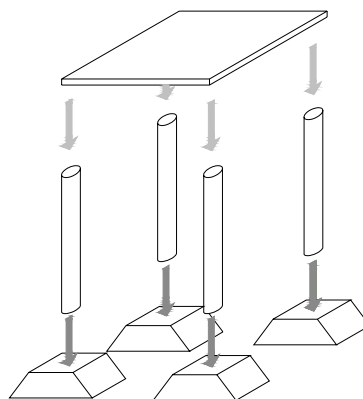


Figura 2.6 – Lajes apoiando diretamente sobre pilares.

As lajes lisa e cogumelo podem ser de concreto armado ou protendido. As lajes em Concreto Armado podem vencer vãos de até em torno de 8,0 m, com espessuras de 12 a 20 cm, dependendo da intensidade das ações verticais de utilização da laje, da resistência do concreto e principalmente do vão.

Quando utilizado o Concreto Protendido tem-se a possibilidade de vencer vãos maiores, com lajes de espessuras menores, portanto menor consumo de concreto e menor peso próprio, que se fossem de Concreto Armado.

As lajes podem ter o consumo de concreto e menor peso próprio diminuídos com a utilização de blocos de enchimento, dando origem à chamada laje nervurada, que também pode ser formada sem materiais de enchimento, com a utilização de moldes plásticos reaproveitáveis, que são retirados da laje alguns dias após a sua concretagem.

Assim como as lajes lisa e cogumelo as lajes nervuradas podem ser projetadas em Concreto Armado ou Protendido.

No caso de lajes nervuradas sem vigas é necessário fazer a região em torno do pilar em concreto maciço, para aumentar a resistência da laje aos momentos fletores negativos e os esforços de punção, que surgem nas proximidades dos apoios (pilares). Punção são os esforços cortantes que surgem nas proximidades desses pilares, que têm a tendência de fazer o pilar perfurar a laje.

Para aumentar a resistência dessas lajes podem ser projetadas vigas largas, unindo os pilares extremos e internos, com a mesma espessura da laje, chamadas “vigas faixas”.

### 2.3 LAJES MACIÇAS

*“Lajes maciças são aquelas onde toda a espessura é composta por concreto, contendo armaduras longitudinais de flexão e eventualmente armaduras transversais, e apoiadas em vigas ou paredes ao longo das bordas. Lajes com bordas livres são casos particulares das lajes apoiadas nas bordas” (BASTOS, 2005).*

Lajes lisa e cogumelo também são lajes maciças, pois toda a espessura é composta por concreto e aço, mas no Brasil, usa-se o termo “maciça” para lajes que se apóiam somente em vigas ou em paredes, ou seja, lajes que são apoiadas em suas bordas (Figura 2.7).



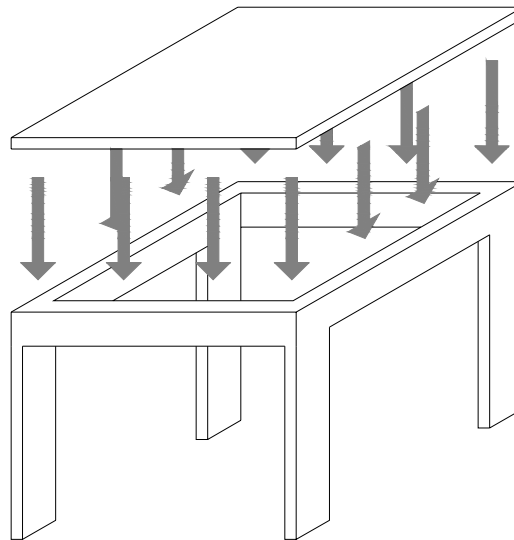


Figura 2.7 – Laje maciça apoiada sobre vigas.

As lajes maciças são as mais usadas nos pavimentos dos edifícios. O dimensionamento segundo a Teoria das Placas e com base na Teoria da Elasticidade, possibilita aos engenheiros realizar rapidamente o cálculo manual sem auxílio de computadores. Seu dimensionamento simplificado aliado à sua fácil execução fez com que este tipo de laje se tornasse popular entre as construtoras. Métodos de dimensionamento práticos podem ser encontrados em BASTOS (2005) e GIONGO (2007), entre outros.

GIONGO (2007) afirma que as lajes correspondem a 50 % do total de concreto consumido na edificação. As lajes maciças são as lajes que apresentam maior consumo de concreto, sendo a espessura a dimensão mais importante a ser quantificada.

As lajes são elementos bidimensionais, sendo a espessura muito menor que as outras duas dimensões. Assim, qualquer aumento na espessura aumenta de forma significativa o consumo de concreto. Na prática, as espessuras variam entre 7 e 15 cm, pois espessuras maiores que 15 cm inviabilizam o uso devido ao seu alto peso próprio que ocasiona deformações excessivas.

A norma NBR 6118/03 estabelece no item 13.2.4 espessuras mínimas para lajes maciças de acordo com o tipo de aplicação (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 – Espessuras mínimas para lajes recomendados pela NBR 6118/03.

<b>APLICAÇÃO</b>	<b>ESPESSURA MÍNIMA (cm)</b>
Lajes de cobertura não em balanço	5
Lajes de piso ou de cobertura em balanço	7
Lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN	10
Lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN	12
Lajes com protensão apoiadas em vigas	15
Lajes de piso bi-apoiadas	$l/42$
Lajes de piso contínuas	$l/50$
Lajes lisas	16
Lajes cogumelos	14

Ao adotar pequenas espessuras para as lajes maciças surgem alguns inconvenientes. Por ser maciça a laje não atua como um bom isolante térmico e acústico, sendo necessário investir em revestimentos que isolem (acústica e termicamente) os pavimentos.

Em geral, os projetistas adotam vão entre 3,5 e 5 m. Vãos maiores se tornam anti-econômicos por exigirem uma maior espessura de concreto. Como os vãos econômicos são pequenos, as lajes são apoiadas sobre vigas intermediárias, sendo o pavimento formado por vários painéis de laje (Figura 2.8). Os apoios das vigas intermediárias sobre outras vigas, na realidade não são apoios fixos. Mas para simplificação do cálculo, no caso de edifícios consideram-se os apoios fixos (sem deslocamento vertical). Na prática, os painéis são concretados juntos formando um só elemento. A discretização da laje em painéis é feita somente para simplificar o dimensionamento.

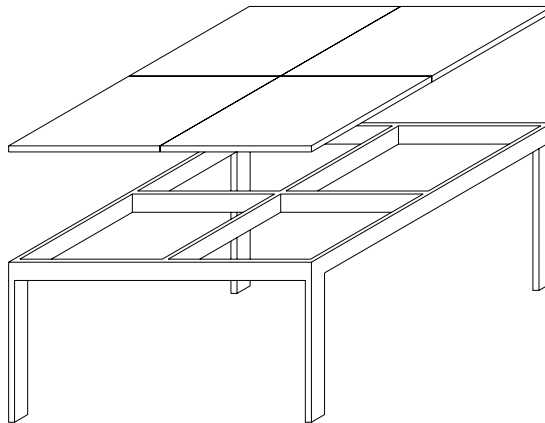


Figura 2.8 – Exemplo de pavimento formado por painéis de lajes.

A existência de muitas vigas torna a obra mais cara devido à existência de muitas fôrmas recortadas, que aumenta o consumo de madeira e reduz o reaproveitamento. Em contrapartida ao custo ocasionado pela grande quantidade de fôrmas, o maior número de vigas aumenta o número de pórticos, aumentando a rigidez do edifício. O maior número de vigas encurta o caminho que a carga percorre até o solo, possibilitando aplicar elementos de concreto armado mais esbeltos.

Para o dimensionamento das vigas, as lajes maciça podem contribuir para a formar uma seção T. “A seção T é bastante comum nas estruturas moldadas no local quando as lajes do pavimento são do tipo maciça, onde a seção T é imperceptível visualmente, mas surge do trabalho conjunto entre as vigas retangulares e as lajes vizinhas nela apoiadas. As tensões normais de compressão, provenientes da flexão, alcançam também as vizinhanças das lajes apoiadas nas vigas. A contribuição das lajes, porém, só pode ser considerada quando as lajes estão comprimidas pelas tensões normais da flexão. Se comprimida, a laje atua aumentando significativamente a área de concreto comprimido ( $A'c$ ) da viga retangular” (BASTOS<sup>1</sup>, 2006).

Normalmente as lajes estão apoiadas no lado superior das vigas. Neste caso, para se formar a seção T a viga deve estar sendo solicitada por momentos fletores positivos, que tracionam as fibras inferiores e comprimem as fibras superiores, caso contrário considera-se a viga com seção retangular (Figura 2.9). Para o caso de momentos fletores negativos (compressão na parte superior) só se consideram seções T para o caso de lajes apoiadas no lado inferior da viga.

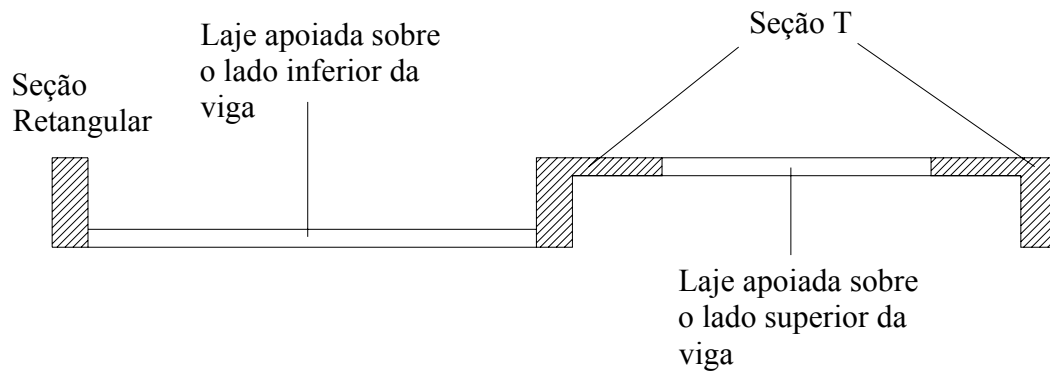


Figura 2.9 – Seção solicitada por momento fletor positivo – compressão na parte superior.

A contribuição de lajes maciças para se formar seções T sempre deve ser verificada, pois a seção T possibilita o dimensionamento de vigas com menores alturas, economia de armadura e de fôrma, flechas menores, etc.

Uma grande vantagem da laje maciça sobre as nervuradas é o fato de os condutores de instalações elétricas (e outras instalações) serem espalhadas sobre a fôrma antes da concretagem, evitando a abertura de furos para passagens de condutores.

Como este tipo de laje já vem sendo empregado há muitos anos, o mercado de trabalho oferece mão-de-obra já capacitada.

Na Figura 2.10 apresenta-se a planta arquitetônica do pavimento tipo do Edifício Exemplo, no qual serão aplicados diferentes sistemas estruturais.

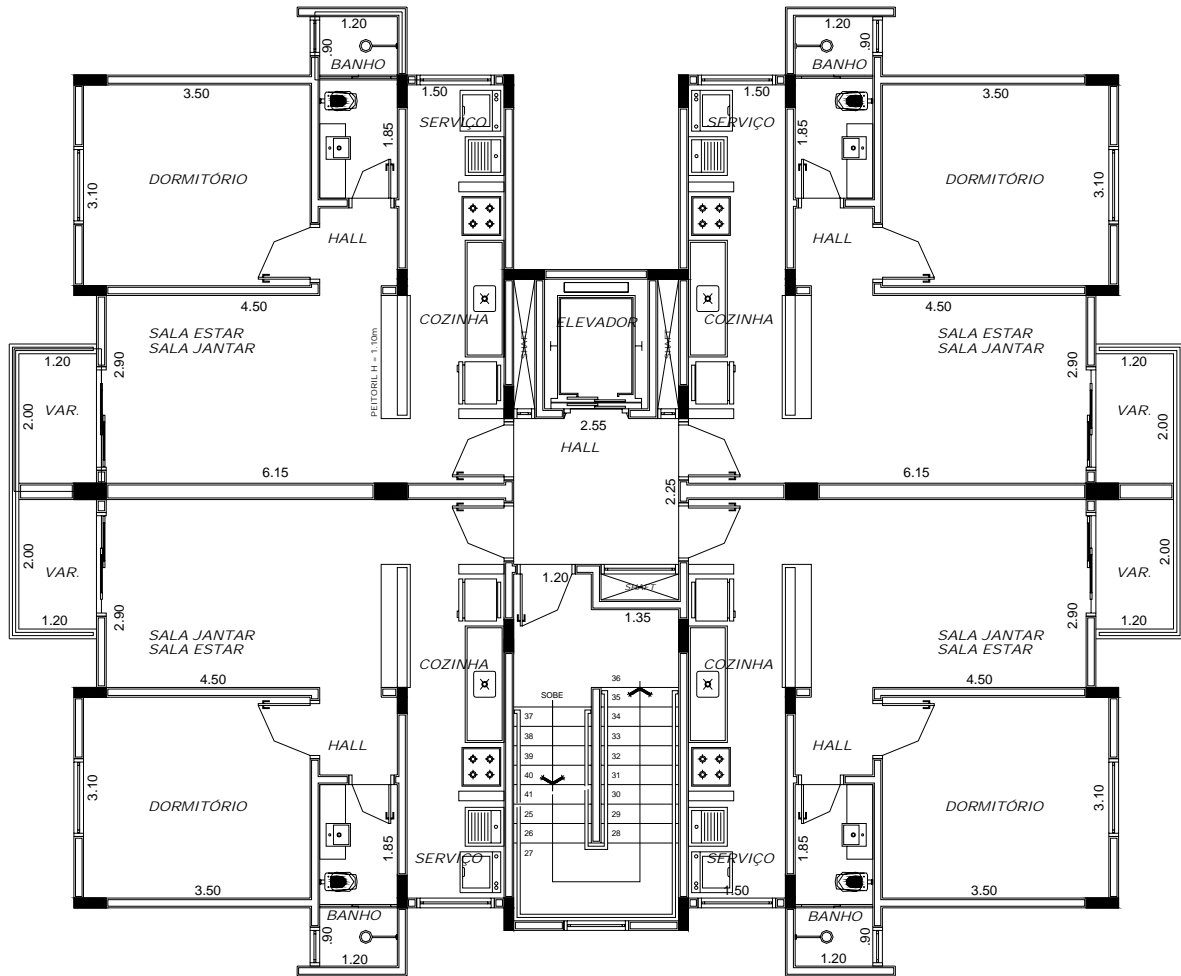


Figura 2.10 – Edifício exemplo.

Ao optar por aplicar lajes maciças apoiadas sobre vigas e pilares é desejável que se distribua vigas onde existam paredes, de forma que as vigas fiquem embutidas na alvenaria, sem prejudicar a estética. A Figura 2.11 retrata uma das possíveis distribuições de lajes, vigas e pilares no pavimento. A vista em perspectiva da estrutura pode ser vista na Figura 2.12.



## 2.4 LAJES LISAS E LAJES COGUMELOS

A NBR 6118/03 (item 14.7.8) define “*Lajes-cogumelo são lajes apoiadas diretamente sobre pilares com capitéis, enquanto as lajes lisas são apoiadas nos pilares sem capitéis*”.

Segundo BRANCO (1989) apud ALBUQUERQUE (1999), “*As lajes-cogumelo foram introduzidas por Turner, em 1905, nos Estados Unidos, país onde ocorreu também o primeiro acidente grave com esse tipo de estrutura: o desabamento do Prest-O-Lite Building, em Indianápolis, Indiana, em dezembro de 1911, matando nove pessoas e ferindo gravemente vinte*”.

“*A utilização de estruturas com lajes cogumelo tornou-se habitual nos últimos anos. Isto se deve fundamentalmente à simplicidade, economia de tempo, execução e custos, assim como à flexibilidade de utilização dos espaços construídos*” (TRAUTWEIN,2006).

A grande vantagem das lajes cogumelos e lisas é a ausência de vigas, que permite uma maior liberdade no layout do pavimento, além de economia de fôrmas e tempo de execução. Mas lajes sem vigas exigem uma maior espessura se comparadas às lajes maciças (sistema convencional). Na Tabela 2.1 apresentam-se as espessuras mínimas recomendadas pela NBR 6118/03 para lajes maciças, sendo 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes cogumelos.

Quanto à nomenclatura, a norma NBR 6118/03 define que lajes cogumelos e lisas são todos os tipos de lajes sem vigas (nervuradas, maciças, etc.), mas usualmente se definem lajes lisas e lajes cogumelos, como sendo as lajes maciças apoiadas diretamente sobre os pilares ou capitéis.

A diferença básica entre lajes lisas e lajes cogumelo é a existencia do capitel (Figura 2.13). “*Capitel é a região nas adjacências dos pilares onde a espessura da laje é aumentada com o objetivo de aumentar a sua capacidade resistente nessa região de alta concentração de esforços cortantes e de flexão*” (BASTOS<sup>2</sup>, 2006). O capitel aumenta significativamente a resistência da laje ao esforço de cisalhamento.

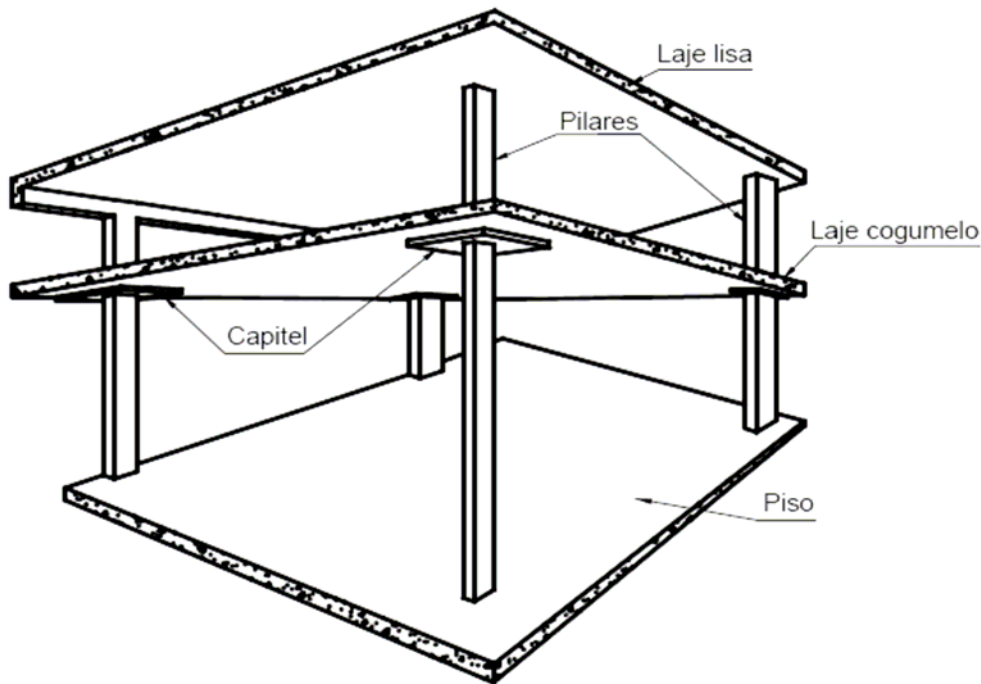


Figura 2.13 – Exemplos de lajes lisa e cogumelo (MacGregor, 1997).

Segundo TRAUTWEIN (2006), “A punção é caracterizada pela atuação de uma força concentrada sobre uma área de um elemento estrutural plano. Essa força causará, no seu entorno, elevadas tensões cisalhantes, podendo causar a ruína desse elemento. Em lajes cogumelo, o pilar introduz essa força concentrada, e a ruína ocorre na ligação laje-pilar. A ruptura por punção pode acontecer de forma abrupta e sem aviso prévio. Procura-se minimizar as tensões atuantes na região próxima ao pilar, com o aumento da espessura da laje inteira ou na região onde ocorre o esforço de punção, com o uso de capitéis. Outra forma de combate à punção está no aumento da capacidade resistente da laje, utilizando-se concreto de alta resistência e armadura de cisalhamento”.

De fato, o principal esforço a ser verificado nas lajes lisas e cogumelo é a punção. OLIVEIRA et al. (2003) afirmam que, normalmente, a capacidade resistente das lajes lisa e cogumelo é ditada pelo cisalhamento, e não pela flexão. Para aumentar a resistência ao cisalhamento, podem ser usadas chapas metálicas ou conectores na junção entre a laje e o pilar. A NBR 6118/03 descreve o dimensionamento de lajes sujeitas à punção em seu item 19.5. Apesar dos esforços de flexão não serem preponderantes, lajes sem vigas apresentam grandes deformações (flechas) se comparadas a lajes de sistemas convencionais.



OLIVEIRA et al. (2003) consideram economicamente competitivas lajes lisas com vãos entre 5 e 6 m e lajes cogumelos com vãos entre 7 e 8 m. Para vãos maiores que 8 m, recomendam o uso de lajes cogumelo protendidas ou nervuradas lisas.

A vantagem da laje lisa sobre a laje cogumelo é a existência de maior liberdade no layout do pavimento. O engrossamento sobre os pilares pode prejudicar a estética do pavimento inferior (Figura 2.14). Em lajes lisas é comum o uso de concreto aparente na borda inferior, reduzindo assim os gastos com forros (Figura 2.15).



*Figura 2.14 – Capitel de laje cogumelo.*



*Figura 2.15 – Laje lisa apoiada diretamente nos pilares.*

As extremidades das lajes cogumelo podem ser livres, se apoiar sobre pilares (eventualmente por meio de meios-capitéis), ou sobre um apoio contínuo, como por exemplo, uma viga de extremidade, uma parede de concreto ou de alvenaria.

A utilização de vigas periféricas no pavimento é uma solução que melhora o comportamento estrutural do sistema de lajes lisas, viabilizando a execução de edifícios altos. JOVAIR et al. (2005) apresentam alguns problemas que podem ser evitados utilizando as vigas de borda:

- Os pilares externos são mais susceptíveis de sofrer punção em razão da menor áreas de contato com a laje, e vigas colocadas nas bordas evitam esse problema, tanto para pilares posicionados nas bordas quanto nos cantos do pavimento;
- As bordas externas dos painéis apresentam grandes deslocamentos transversais, além de que eles são mais perceptíveis, e as vigas nas bordas também reduzem este inconveniente;
- Vigas nas bordas do pavimento colaboram no aumento da rigidez do edifício às ações laterais; isso pode ser particularmente significativo nas situações em que núcleos rígidos sejam pequenos ou em número insuficiente em relação à área do edifício;
- As vigas de borda (não invertidas) ajudam a evitar a propagação de fogo em caso de incêndios;
- A redistribuição de momentos, em combinação com tensões de membrana, garantem uma considerável reserva de capacidade à flexão nas lajes sem vigas em geral, sendo a capacidade resistente dessas lajes, geralmente, ditadas pelo cisalhamento (punção), e não pela flexão.

Quanto à disposição dos pilares, para simplificação do cálculo, é recomendado que sejam espaçados de modo regular, com vãos da mesma ordem de grandeza nas duas direções. Para este caso, OLIVEIRA et al. (2003) recomendam o uso dos modelos simplificados como o método dos pórticos equivalentes (indicado pela NBR 6118/03) e o cálculo como viga contínua. Na existência de aberturas, cargas importantes e pilares mal distribuídos geometricamente, recomendam o uso de modelos mais sofisticados como o Método dos Elementos Finitos.

A execução de lajes sem vigas é mais simples e rápida do que a execução de lajes maciças. Devido à ausência de vigas existe uma redução no consumo de fôrmas, acelerando a

montagem e desmontagem. Todos os condutores de instalações (elétricas, telefônicas, etc.) são distribuídos sobre a fôrma, evitando furos posteriores.

## 2.5 LAJES NERVURADAS

A NBR6118/03 (item 14.7.7) define laje nervurada como “as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte”.

Segundo FIGUEIREDO FILHO e CARVALHO (2004), a laje nervurada pode ser entendida como a evolução da laje maciça. Quando o vão livre de uma laje é grande pode ser antieconômico o emprego de lajes maciças, pois nesse caso a espessura de laje necessária para garantir pequenas deformações será grande. Como em estruturas de concreto armado o papel do aço é resistir aos esforços de tração, o concreto submetido à tração não tem função estrutural, serve apenas para proteger e manter a armadura tracionada em sua posição e garantir a altura útil da laje. O concreto atua então como material inerte e, conseqüentemente, com grande peso próprio, podendo ser retirado ou substituído por outros tipos materiais inertes com menor peso próprio. A ausência de grande parte do concreto tracionado desloca o CG (centro de gravidade - por onde passa a linha de influência), fazendo com que se acumulem as tensões de compressão na parte inferior ou superior da laje, dependendo do sinal do momento fletor ao qual a seção da laje está submetida (Figura 2.16).

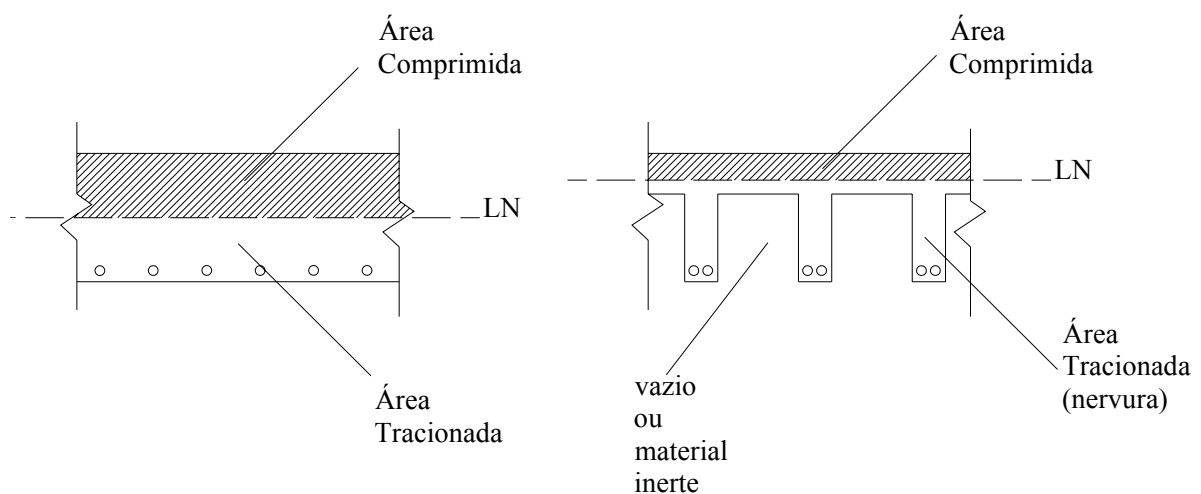


Figura 2.16 – Seção transversal de laje maciça e laje nervurada submetida à flexão.

VIEGAS e SOUSA (2004) recomendam o uso de lajes nervuradas para vãos de 10 a 12 m, sendo possível até 15 m em edifícios residenciais e comerciais. De fato, é possível vencer grandes vãos, pois com o alívio de carga e a economia de concreto gerada, as lajes ainda são econômicas mesmo tendo de uma grande altura. Por apresentar um braço de alavanca maior (distância entre as resultantes das tensões de tração na armadura e compressão no concreto) do que as lajes maciças, as lajes nervuradas têm uma maior rigidez e resistem a maiores esforços (ou vencem vãos maiores), com um aproveitamento mais eficiente do aço e do concreto.

Para a altura da laje, ALBUQUERQUE (2002) recomenda valores entre  $L/30$  e  $L/40$  do menor vão da laje.

### **2.5.1 MATERIAL DE ENCHIMENTO**

A resistência do material de enchimento (materiais inertes) não é considerada, ou seja, não contribui para aumentar a resistência da laje nervurada. São as nervuras, unidas e solidarizadas pela mesa (ou capa), que proporcionam a necessária resistência e rigidez.

Para a execução das nervuras existem vários tipos de materiais, classificados aqui em dois grupos: os moldes reaproveitáveis e as fôrmas perdidas.

#### **a) Moldes reaproveitáveis**

Os moldes reaproveitáveis são utilizados quando se deseja deixar o vazio entre as nervuras, reduzindo significativamente o peso próprio da laje.

Usualmente os moldes reaproveitáveis são denominados caixotes, sendo feitos de material resistente às forças aplicadas no lançamento do concreto, e leve, para facilitar o manuseio. Dentre os materiais mais utilizados destacam-se o plástico, o polipropileno, o poliestireno expandido (EPS) ou isopor e o metal.

Quanto às dimensões, os fabricantes fornecem moldes em tamanhos diversos. Em geral os caixotes têm bases quadradas, que facilitam a distribuição. Os moldes reaproveitáveis

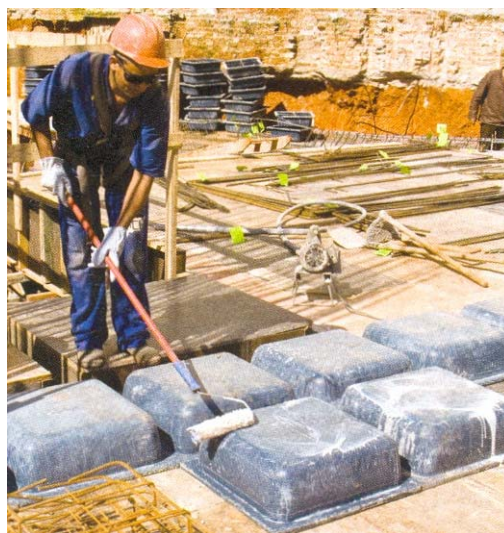
dispensam o uso do tabuleiro tradicional, que pode ser substituído por pranchas colocadas apenas na região das nervuras.

Lajes nervuradas com moldes reaproveitáveis são de fácil execução. De acordo com o projeto, o engenheiro determina as dimensões dos caixotes a serem utilizados. Os operários distribuem os caixotes sobre as pranchas de madeira, tomando apenas o cuidado de não deixar frestas entre um caixote e outro (Figura 2.17). A existência de frestas causa desperdício de concreto e contribui para não-uniformidade das nervuras, prejudicando a estética do pavimento inferior.



*Figura 2.17 – Distribuição dos caixotes sobre o tabuleiro (EQUIPE DE OBRA<sup>1</sup>, 2007).*

Com todos os caixotes posicionados, aplica-se uma camada de líquido desmoldante, com a finalidade de facilitar a sua retirada (Figura 2.18).



*Figura 2.18 – Aplicação do desmoldante sobre os caixotes (EQUIPE DE OBRA<sup>1</sup>, 2007).*

Feita a locação dos caixotes, distribui-se a armadura das nervuras e a armadura da mesa (na mesa usualmente usa-se armadura em malha).

Após conferir as armaduras inicia-se o lançamento do concreto. Na Figura 2.19 apresenta-se a seção transversal de uma laje nervurada após a concretagem.

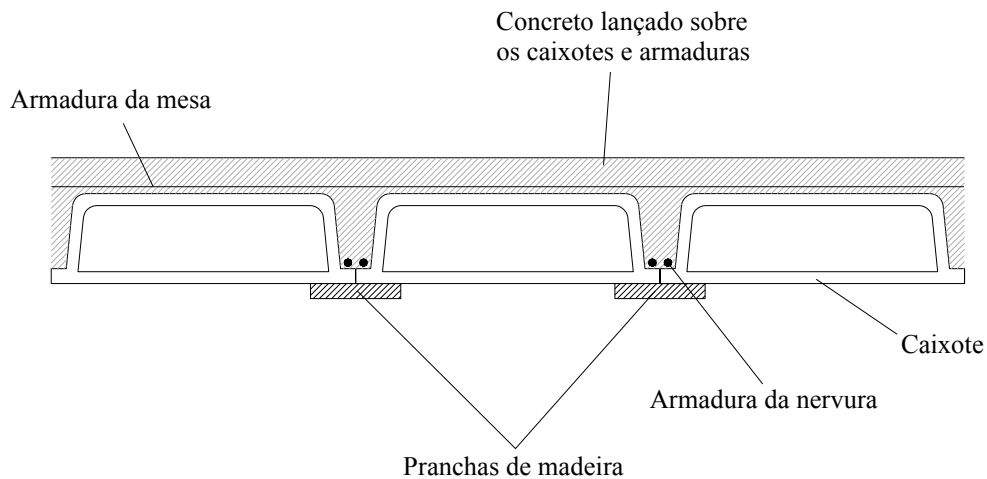


Figura 2.19 - Distribuição dos caixotes.

Com a retirada dos escoramentos, inicia-se também a retirada dos caixotes. Em geral os caixotes têm um furo por onde injeta-se ar comprimido, que faz com que o caixote se desprenda (Figura 2.20). O número de reutilizações dos caixotes pode ultrapassar cem vezes.



Figura 2.20 – Retirada dos caixotes de plástico.

Em relação à arquitetura, as lajes nervuradas têm boa estética, além de possibilitar o uso de forro falso que permite a colocação de dutos de instalação não embutidos na estrutura. Mas a principal característica é o baixo peso próprio, que possibilita grandes vãos. Segundo

ALBUQUERQUE e PINHEIRO (2002), lajes nervuradas são capazes de vencer grandes vãos, o que implica em maiores painéis de lajes (podem atingir até 80 m<sup>2</sup>) apoiados sobre um número menor de vigas, não interferindo significativamente na arquitetura.

Na Figura 2.21 apresenta-se um exemplo de laje nervurada aparente.



Figura 2.21 – Laje nervurada aparente (LATEX, 2001).

#### **b) Fôrmas perdidas**

As fôrmas perdidas são aquelas que ao serem usadas, permanecem na laje, como material inerte ou de enchimento. As resistências destes materiais não são consideradas, ou seja, não contribuem para aumentar a resistência da laje nervurada.

Em geral utilizam-se blocos cujo material apresenta baixo peso próprio e boa resistência. Os mais comuns são blocos de EPS (isopor), blocos de cimento celular autoclavado e blocos cerâmicos, amplamente empregados em lajes nervuradas sobre vigotas pré-fabricadas. Os blocos cerâmicos serão melhor apresentados no item 2.7.2.4, relativo ao material de enchimento de lajes pré-fabricadas.

Apesar dos blocos serem constituídos de materiais diferentes, na execução o princípio é o mesmo. Em geral, distribuem-se os blocos sobre a superfície do tabuleiro (madeira, vigotas, etc.), distribuem-se as armaduras e por fim lança-se o concreto. Mas cada tipo de enchimento apresenta algumas características que devem ser levadas em conta.

Para lajes nervuradas moldadas *in-loco*, os blocos EPS (isopor) e os blocos de concreto celular autoclavado são mais utilizados. Em relação aos blocos cerâmicos, são mais difíceis de se adquirir, mas atuam como melhor isolante térmico e acústico. Ao fim da aplicação, resultam em uma superfície lisa, sem a necessidade de forro.

A Figura 2.22 apresenta o operário locando sobre a fôrma os blocos de concreto celular autoclavado. Após os blocos serem colocados, distribui-se a armadura da mesa e lança-se o concreto.



*Figura 2.22 – Enchimento com concreto celular autoclavado.*

Na Figura 2.23 tem-se o exemplo da distribuição final de blocos EPS sobre as fôrmas do pavimento.





*Figura 2.23 - Blocos EPS distribuídos sobre as fôrmas.*

Uma das dificuldades encontrada no uso de lajes nervuradas é a interação com projetos que envolvem dutos (elétrico, telefônico, etc.). Os dutos devem ser colocados nas regiões das nervuras, pois se colocados na região da mesa, reduzem a seção colaborante. Para a instalação de dutos, já existem no mercado uma grande variedade de ferramentas que facilitam o corte (Figura 2.24). A manipulação e adequação do material de enchimento são muito importantes, pois nem sempre o pavimento apresentará forma geométrica bem definida (retangular, quadrangular, etc.). É necessário neste caso adaptar o material de enchimento às formas da laje.



*Figura 2.24 – Corte do bloco EPS.*

## 2.5.2 TIPOS DE LAJES NERVURADAS

As nervuras formam junto com a mesa, uma seção T, que é muito eficiente quando a mesa é comprimida. Quando a mesa está tracionada, não se leva em conta a contribuição da mesa, considerando a seção transversal das nervuras retangular. Geralmente, aplicam-se lajes nervuradas para resistirem aos momentos positivos que ocorrem no meio do vão, ou seja, aplicam-se as nervuras sob a laje. Para momentos negativos, também pode ser considerada a contribuição da mesa, desde que a nervura esteja sobre a laje, formando uma seção T invertida, o que não é usual.

ANDRADE (1982) apresenta várias formas para se dispor as nervuras (Figura 2.25). Usualmente, utiliza-se o esquema **a** para lajes sujeitas a momento positivo e o esquema **b** para lajes solicitadas por momento negativo. Os esquemas de **b** a **h** embora possíveis não são muito vistos na prática. Os esquemas **a**, **c** e **g** são denominados “lajes nervuradas diretas”, sendo o tipo mais tradicional (mesa superior comprimida). Os esquemas **b** e **d** são denominados de “lajes nervuradas invertidas”. Os outros esquemas são denominados “lajes nervuradas duplas”, pois apresentam painéis com função estrutural nas partes inferiores e superiores. As lajes nervuradas duplas podem ser utilizadas sobre pilares devido aos momentos negativos oriundos da continuidade (ver item 2.5.5).

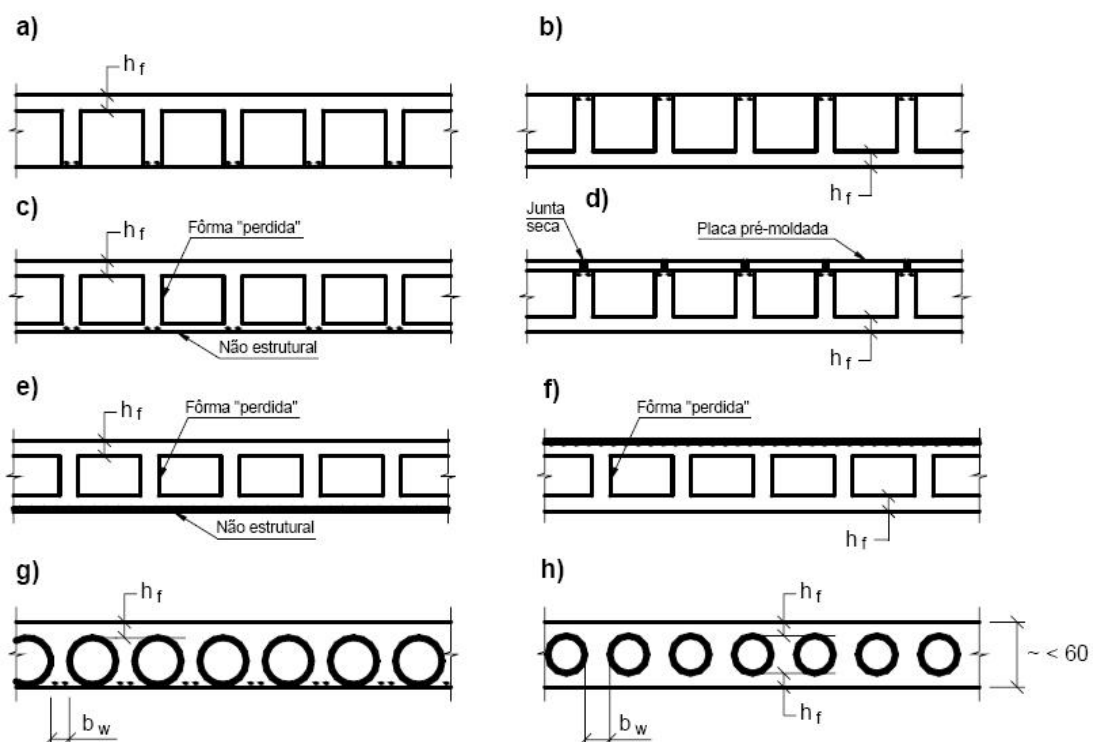


Figura 2.25 - Várias disposições possíveis para as lajes nervuradas (ANDRADE, 1982).

### 2.5.3 MODELOS DE CÁLCULO

Existem basicamente dois tipos de lajes nervuradas: as armadas em uma direção e as armadas em duas direções. As armadas em uma direção apresentam normalmente nervuras na direção do menor vão, e nas armadas em duas direções as nervuras formam uma malha, quase sempre retangular (maior facilidade para adquirir material de preenchimento). Na Figura 2.26 tem-se o esquema de uma laje nervurada armada em uma direção. Neste caso o cálculo é simples, pois a nervura pode ser calculada como uma viga de seção T bi-apoiada.

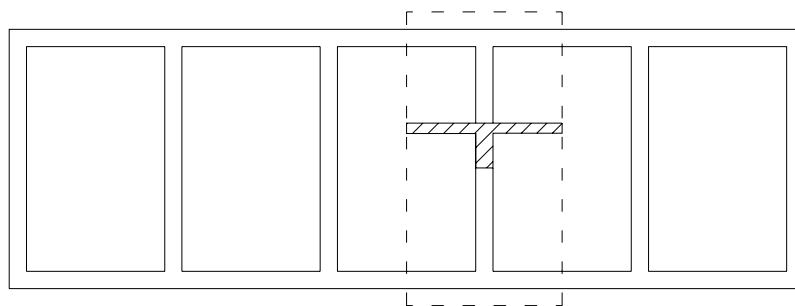


Figura 2.26 – Laje armada em uma direção.

Para FIGUEIREDO FILHO e CARVALHO (2004), “as lajes em uma direção são usadas quando se deseja executar um pavimento de concreto em que uma das direções é bem maior que a outra, mas a menor direção também é de valor elevado ou mesmo se a carga é de grande intensidade”. E complementam “as lajes nervuradas em duas direções devem ser usadas quando a relação entre os dois lados não é superior a 2. Com isso há uma diminuição dos esforços, deformações e uma distribuição das ações em todas as quatro vigas de contorno”.

As nervuras devem ser preferencialmente dispostas de forma a ficarem ortogonais. Se possível, dispor as nervuras paralelas às vigas de contorno. Na Figura 2.27 tem-se o exemplo de uma planta de fôrma de uma laje nervurada bidirecional. Nota-se que as nervuras estão dispostas ortogonalmente entre si (o que facilita a execução).

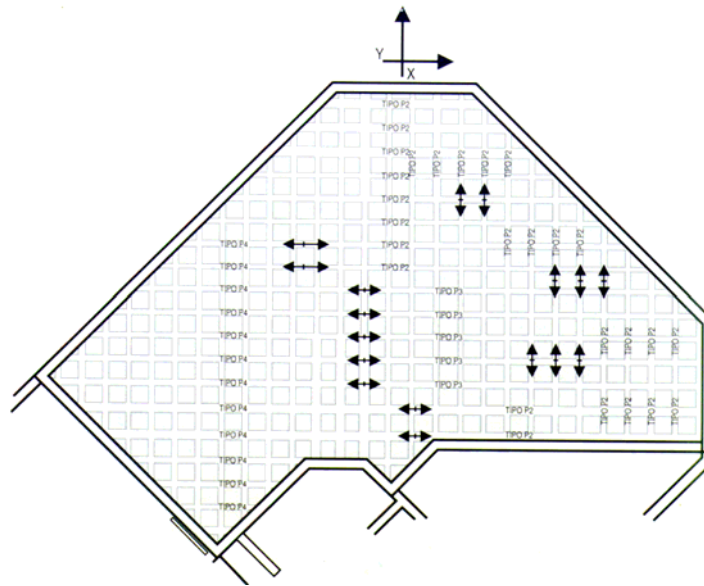


Figura 2.27 - Laje nervurada em cruz ou bi-direcional  
(CÓDIGO ENGENHARIA apud BASTOS, 2005).

A laje nervurada pode ser entendida como um elemento estrutural constituído por vigas (em uma ou em duas direções ortogonais ou não), solidarizadas pela mesa ou capa de concreto. O comportamento estático é intermediário entre o de uma grelha e o de uma laje maciça. A NBR 6118/03 (item 14.7.7) permite o cálculo como placa (laje) no regime elástico, desde que certas condições sejam obedecidas. Neste caso de cálculo como laje maciça o cálculo é chamado simplificado.

Quando for necessário o projeto de uma laje nervurada de modo mais refinado que aquele proporcionado pelo “*cálculo simplificado*”, deve-se calcular os esforços solicitantes e os deslocamentos considerando-se a laje como uma grelha, ou, o que é ainda mais refinado, considerar o método dos Elementos Finitos. No caso do cálculo usando o método de analogia de grelha, as nervuras fazem o papel das barras. O engenheiro precisa pré-dimensionar a estrutura e fornecer os dados (carregamentos e características geométricas dos elementos) para serem processados.

O cálculo da laje como uma grelha é simples e fácil de ser implementado, além de conduzir a resultados precisos e confiáveis. Atualmente, no Brasil, conta-se com alguns programas computacionais comerciais para o projeto das lajes nervuradas, que permitem o cálculo por grelhas e pelo método dos Elementos Finitos (BASTOS, 2005).

## 2.5.4 PRESCRIÇÕES DA NBR 6118/03

A norma NBR 6118/03 apresenta algumas prescrições relativos às lajes nervuradas nos itens 13.2.4.2 e 14.7.7

No item 13.2.4.2 apresentam-se as dimensões limites para lajes nervuradas. A Figura 2.28 representa a seção transversal de uma laje nervurada e as respectivas dimensões mínimas da mesa e nervuras.

*“A espessura da mesa, quando não houver tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a 1/15 da distância entre nervuras e não menor que 3 cm.*

*O valor mínimo absoluto deve ser 4 cm, quando existirem tubulações embutidas de diâmetro máximo 12,5 mm.*

*A espessura das nervuras não deve ser inferior a 5 cm.*

*Nervuras com espessura menor que 8 cm não devem conter armadura de compressão”.*

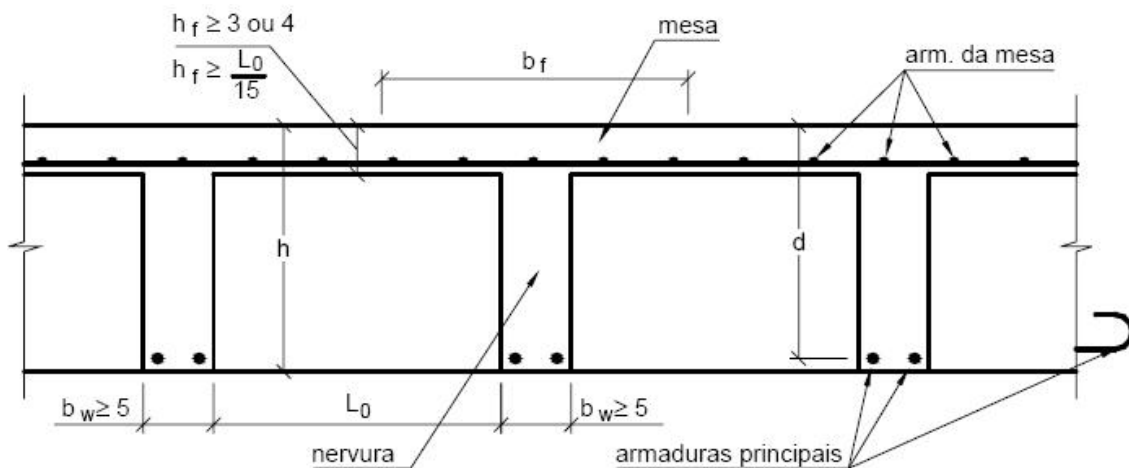


Figura 2.28 - Seção transversal de uma laje nervurada.

*“Para o projeto das lajes nervuradas devem ser obedecidas as seguintes condições:*

*a) para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;*

b) para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm;

c) para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura”.

Ou seja:

$l_0 \leq 65$  cm: não é necessário fazer a verificação da mesa à flexão e o esforço cortante nas nervuras é verificado como nas lajes maciça (item 19.4 da NBR 6118/03);

$65 \text{ cm} \leq l_0 \leq 110$  cm: é necessário fazer a verificação das mesas à flexão e o esforço cortante nas nervuras é verificado como nas vigas (item 17.4 da NBR 6118/03);

$l_0 \leq 90$  cm e  $b_{w,ner} \geq 12$  cm : esforço cortante nas nervuras é verificado com nas lajes maciças;

$l_0 \geq 110$  cm: neste caso a mesa é calculada como laje maciça apoiada sobre as nervuras.

O item 14.7.7, relativo a análise estrutural das lajes maciças, indica que “Quando essas hipóteses não forem verificadas, deve-se analisar a laje nervurada considerando a capa como laje maciça apoiada em grelha de vigas”. Neste mesmo item especifica também que as lajes nervuradas unidirecionais “devem ser calculadas segundo a direção das nervuras desprezadas a rigidez transversal e a rigidez à torção. As lajes nervuradas bidirecionais (conforme ABNT NBR 14859-2) podem ser calculadas, para efeito de esforços solicitantes, como lajes maciças”.

### 2.5.5 VINCULAÇÃO

Normalmente se considera as lajes nervuradas somente apoiadas nas vigas, ou seja, sem engaste. Desta forma, evitam-se os momentos negativos que tracionam a mesa e comprimem a nervura. Mas há casos em que não é possível desconsiderar os momentos negativos, como em lajes em balanço e lajes contínuas (Figura 2.29). Quando houver o momento negativo PINHEIRO et al. (2003) recomendam duas alternativas:

- limitar o momento fletor ao valor correspondente à resistência da nervura compressão;
- utilizar mesa na parte inferior (Figura 2.30), situação conhecida como laje dupla, ou região maciça de dimensão adequada.

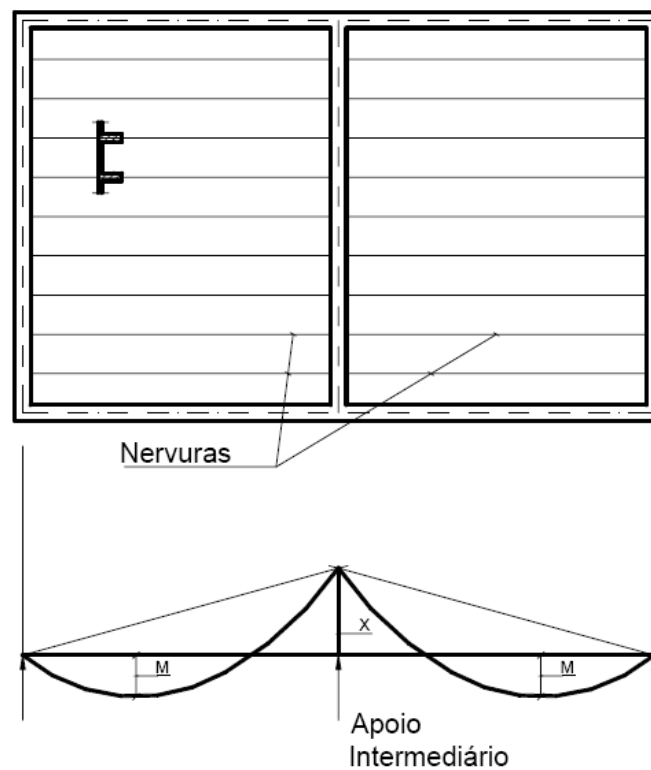


Figura 2.29 – Laje nervurada contínua sobre viga intermediária.

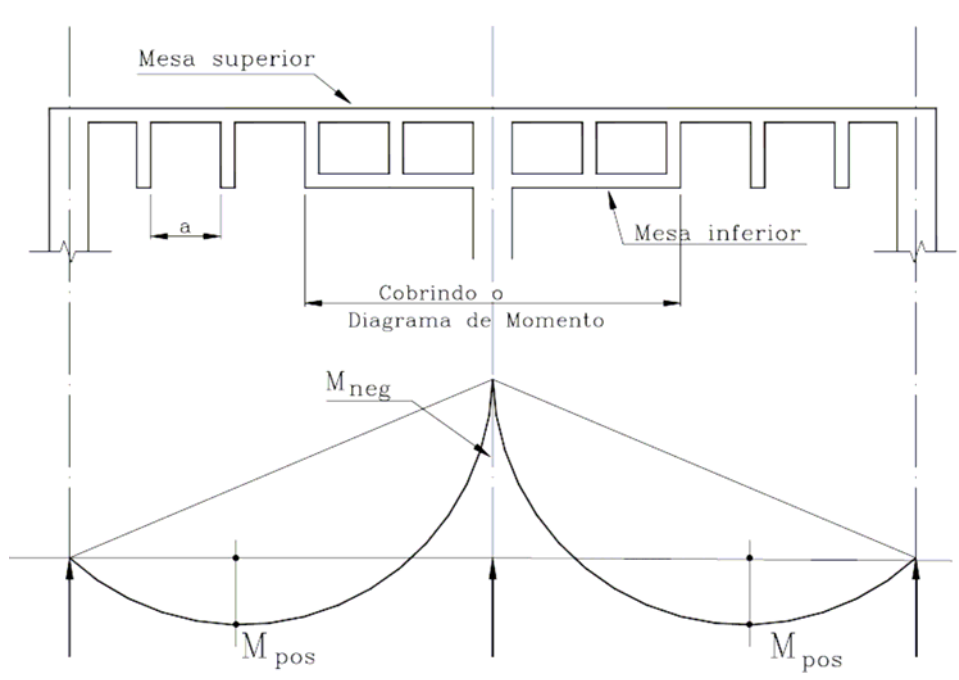


Figura 2.30 – Laje nervurada contínua com mesa na parte inferior.

Geralmente, aplica-se a região maciça (Figura 2.31), pois no caso da mesa inferior, a concretagem necessita ser realizada em duas etapas. A concretagem do trecho maciço é mais prática, pois é realizada junto com a concretagem do restante da laje.

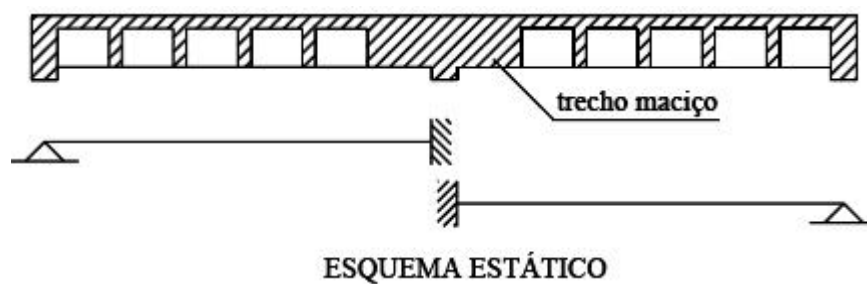


Figura 2.31 – Laje nervurada contínua com trecho maciço (SILVA, 2005).

## 2.5.6 LAJES NERVURADAS LISAS

As lajes nervuradas lisas, são as lajes formadas por nervuras armadas em uma ou duas direções que se apóiam diretamente sobre os pilares (Figura 2.32) ou sobre vigas faixas apoiadas sobre os pilares (Figura 2.33).



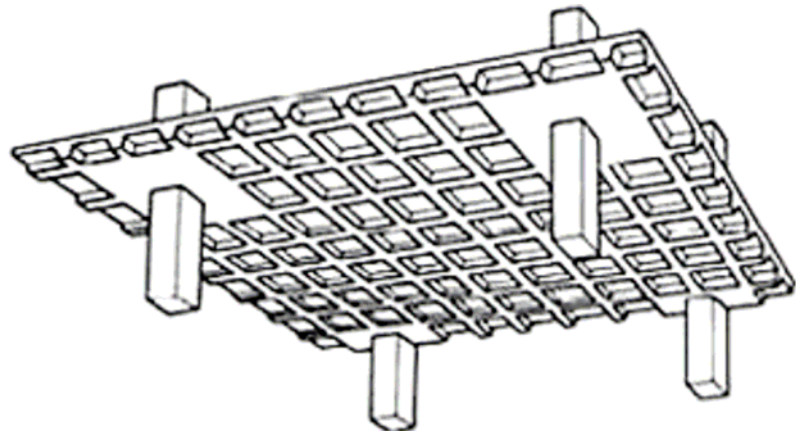


Figura 2.32 – Laje nervurada lisa apoiada sobre pilares (NAWY, 1985).

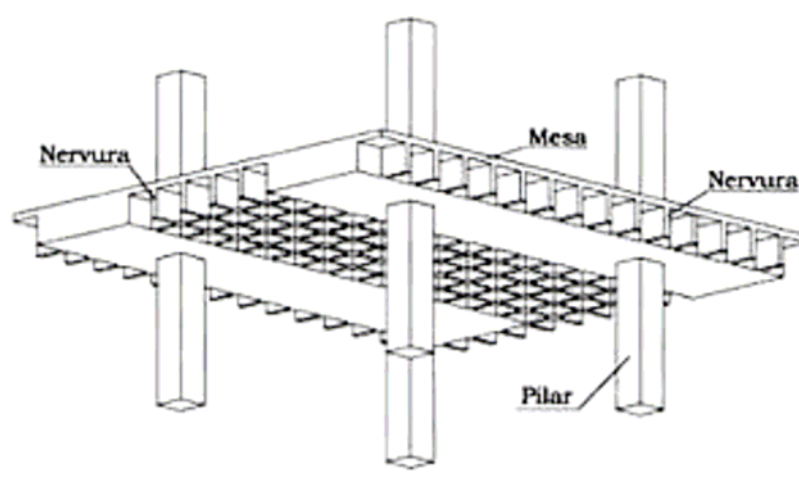


Figura 2.33 – Laje nervurada lisa apoiada sobre pilares com viga-faixa  
(ALMEIDA FILHO apud JOVAIR et al. 2005).

Vigas-faixa podem ser definidas como vigas que apresentam altura igual à espessura da laje. Neste caso, a maior dimensão da seção da viga é a largura. As vigas neste caso podem ser consideradas inseridas nas lajes. Na Figura 2.34 representa-se a armadura do cruzamento de duas vigas-faixa.



*Figura 2.34 – Armaduras do cruzamento de duas vigas-faixa.*

O termo “laje lisa” é normalmente usado para lajes maciças de concreto armado apoiada diretamente sobre pilares. Para lajes nervuradas de concreto armado apoiadas diretamente sobre pilares, usa-se “laje nervurada lisa”. Vale lembrar que esta nomenclatura é adotada na prática. Por conceito, todas as lajes apoiadas diretamente sobre pilares (sem capitéis) são denominadas “lajes lisas”.

Em comparação com as lajes lisas, as lajes nervuradas lisas apresentam a vantagem de vencer vãos maiores e serem mais econômicas. Pode-se citar a economia de concreto, fôrmas, aço, mão de obra e, sobretudo, a facilidade na execução de alvenarias, divisórias e tubulações. Todos estes fatores contribuem para acelerar a execução da obra, o que influencia sobremaneira no preço final do edifício.

Quando executado em concreto armado, este tipo de sistema costuma apresentar boa viabilidade para vãos de 7 m (FERREIRA e OLIVEIRA, 2006).

Como já mencionado no item 2.2.1, é crescente o uso do pavimento com layout flexível. Neste tipo de pavimento o principal objetivo é eliminar os elementos estruturais que possam limitar a distribuição dos compartimentos do pavimento. Assim, nos pavimentos com layout flexível, evita-se ao máximo o uso de vigas e pilares, sendo necessário aplicar um tipo de pavimento que apresente boa resistência e seja capaz de vencer grandes vãos.

As lajes nervuradas lisas é uma boa opção para pavimentos com layout flexível, visto que pode vencer vãos razoáveis sem apresentar elementos que prejudiquem a arquitetura (um capitel, por exemplo).

O dimensionamento é semelhante ao da laje nervurada convencional, aliado às verificações de punção extremamente importante nas lajes lisas. Apesar de apresentar menor peso próprio que as lajes lisas maciças, lajes nervuradas lisas merecem a mesma atenção quanto à punção e às deformações (flechas).

## 2.6 LAJES PROTENDIDAS

A NBR 6118/03 que regula o projeto de estruturas de Concreto Armado e Concreto Protendido define elementos protendidos como *“aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (ELU)”*.

*“O concreto protendido é um refinamento do concreto armado, onde a idéia básica é aplicar tensões prévias de compressão nas regiões da peça que serão tracionadas pela ação do carregamento externo aplicado. Desse modo, as tensões de tração são diminuídas ou até mesmo anuladas pelas tensões de compressão pré-existentes ou pré-aplicadas. Com a protensão contorna-se a característica negativa de baixa resistência do concreto à tração.”*

Quanto à composição, o Concreto Protendido difere do Concreto Armado pelo tipo de armadura e pela interação entre armadura e concreto. Enquanto no Concreto Armado utilizam-se armaduras passivas (armaduras sem pré-alongamento) aderidas ao concreto, no Concreto Protendido aplicam-se armaduras ativas que podem ser ou não aderidas ao concreto. A NBR 6118/03 define como armadura ativa aquela *“constituída por barra, fios isolados ou cordoalhas, destinada à produção de forças de protensão, isto é, na qual se aplica um pré-alongamento inicial”*.

A grande vantagem da protensão é sua capacidade de minimizar fissuras e flechas. Ao submeter o elemento de concreto à protensão, surge uma contra-flecha que diminui ou anula a flecha oriunda dos carregamentos sobre o elemento. Na Figura 2.35 apresenta-se o esquema de protensão sobre uma viga bi-apoiada com os respectivos diagramas de tensão.

A fissuração nos elementos estruturais de concreto é causada pela baixa resistência à tração do concreto. Com a protensão é possível diminuir e anular a tração. Mas anular as fissuras dos elementos muitas vezes não é necessário, desde que se mantenha o controle sobre as aberturas. O controle da fissuração é importante para a segurança estrutural em serviço,

condições de funcionalidade e estética, desempenho (durabilidade, impermeabilidade, etc.). “Deve-se garantir, no projeto, que as fissuras que venham a ocorrer apresentem aberturas menores do que os limites estabelecidos considerados nocivos. Pequenas aberturas de fissuras, mesmo sem colocar em risco a durabilidade da estrutura, podem provocar alarme nos usuários leigos pelo efeito psicológico. Assim, a abertura máxima das fissuras, sem prejudicar a estética ou causar preocupação nos usuários depende da posição, profundidade, finalidade da estrutura, distância do observador, etc.” (SILVA, 2003).

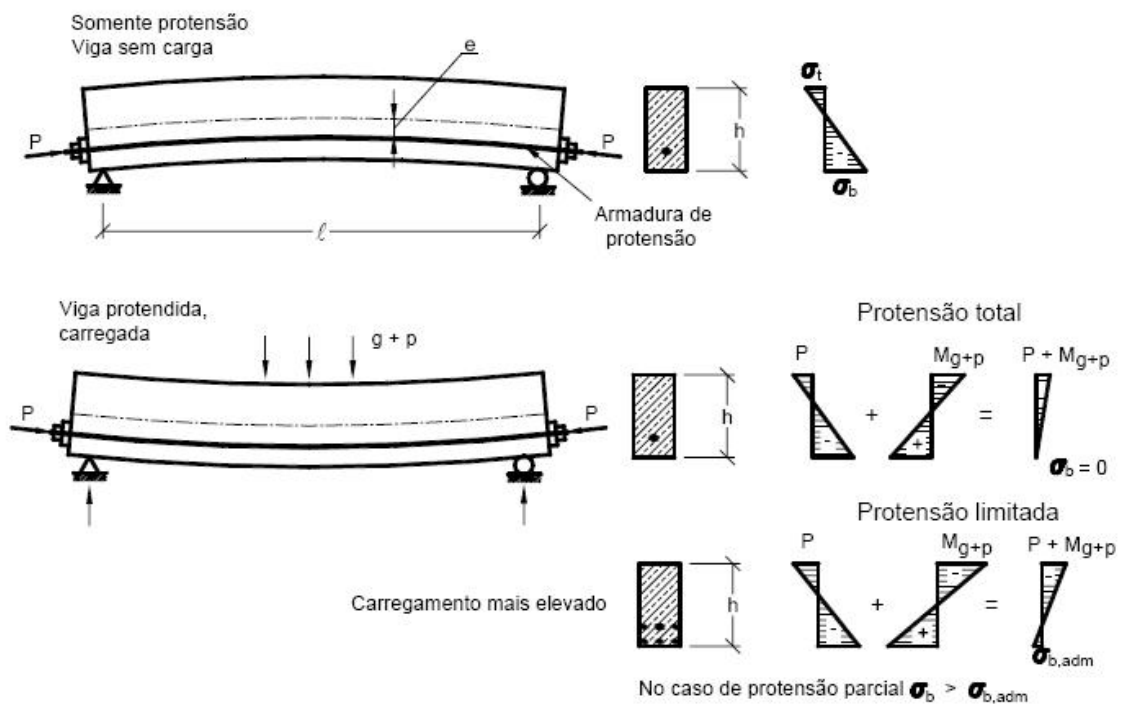


Figura 2.35 – Aplicação da protensão numa viga bi-apoiada (LEONHARDT e MÖNNIG, 1982).

A NBR 6118/03 classifica o Concreto Protendido em três tipos:

- **Concreto com armadura ativa pré-tracionada (protensão com aderência inicial):** Concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto; a ancoragem no concreto realiza-se só por aderência;

- **Concreto com armadura ativa pós-tracionada com aderência (protensão com aderência posterior):** Concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, criando posteriormente aderência com o concreto de modo permanente, por meio da injeção das bainhas;

**Concreto com armadura ativa pós-tracionada sem aderência (protensão sem aderência):** Concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizados, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, mas não sendo criada aderência com o concreto, ficando a armadura ligada ao concreto apenas em pontos localizados. Para o preenchimento das bainhas o item 7.4.5 recomenda o uso de graute, calda de cimento sem adições ou graxa especialmente formulada para esse fim.

Independente do tipo de protensão, o Concreto Protendido apresenta as seguintes vantagens em relação ao Concreto Armado:

- Controle das deflexões;
- Aumento no controle de fissuras;
- Redução nas tensões de tração provocadas pela flexão e pelos esforços cortantes;
- Permite vencer vãos maiores que o concreto armado convencional; para o mesmo vão, permite reduzir a altura necessária de vigas e lajes;
- Facilita o emprego da pré-moldagem, uma vez que a protensão praticamente elimina a fissuração durante o transporte das peças;
- Como as tensões introduzidas no ato da protensão, tanto no aço como no concreto, são muito superiores que as correspondentes à situação da peça em serviço, as operações de protensão funcionam como uma prova de carga da estrutura.

Como desvantagens, podem ser citadas a corrosão da cordoalha de aço, que pode romper de forma brusca e causar acidentes, e os aspectos construtivos de projeto. A tecnologia (equipamentos) e a mão-de-obra especializada é raramente encontrada fora dos grandes centros, tornando anti-econômica sua aplicação.

Com a crescente necessidade de vencer grandes vãos imposta por edifícios com pavimentos de layout flexível, necessidade de mais vagas nas garagens, projetos de pontes, etc., o uso da protensão evoluiu e se intensificou, sendo utilizada e aplicada em vários elementos estruturais.

Em comparação com o Concreto Armado, a protensão apresenta vantagens como o aumento do vão e o número reduzido de fissuras, em contra-partida é um sistema não tão popular, o que eleva seu custo. Nos grandes centros este sistema já é bem utilizado, e viável, devido a existência de tecnologia e mão de obra especializada.

Em relação ao pavimento, pode-se utilizar a protensão em elementos como vigas, vigas-faixa e painéis de laje. Nos edifícios é mais comum o uso da protensão em vigas-faixa e lajes, sendo as vigas protendidas mais usuais em tabuleiros de pontes e viadutos. Na Figura 2.36 tem-se um exemplo de aplicação de viga-faixa protendida embutida em uma laje nervurada protendida.



Figura 2.36 – Distribuição das armaduras de protensão de uma viga-faixa.

Para a aplicação de lajes em edifícios utilizando o sistema convencional (laje-viga-pilar) em Concreto Armado procura-se locar os pilares com vão de 4 a 6 m; com o uso de lajes maciças protendidas o vão pode ser aumentado para valores entre 6 e 10 m. CAUDURO e LEME recomendam o vão de 7,60 m para edifícios nesse sistema construtivo, o que possibilita acomodar três carros entre um pilar e outro.

FERREIRA e OLIVEIRA (2006) informam que atualmente vêm sendo aplicado no Brasil, na maioria dos edifícios residenciais, vãos variando entre 7 e 10 m. O sistema que vem

sendo mais utilizado para essas condições é a aplicação de lajes nervuradas protendidas sobre vigas-chatas também protendidas. Para o uso de outros sistemas, recomendam vãos de até 13 m para lajes lisas planas protendidas (depende do nível de carregamento) e vãos entre 8 e 18 m para lajes nervuradas protendidas.

O método usual de protensão, baseado na tensão aplicada às cordoalhas inseridas em bainhas metálicas, muitas vezes inviabiliza o uso de sistemas que envolvem elementos protendidos em edifícios. Em geral, as estruturas de Concreto Protendido (composto por cordoalhas agrupadas e bainhas metálicas) são de difícil execução, o que torna seu custo elevado se aplicado a edifício.

Para a aplicação em edifícios, desenvolveu-se um método que é muito mais simples e mais barato, o uso de cordoalhas engraxadas.

A protensão não aderente com cordoalhas engraxadas e plastificadas, também conhecida como protensão leve, surgiu no final da década de 50, nos EUA, com a finalidade de ser aplicada a elementos pré-moldados, sendo posteriormente aplicada a outros elementos como painéis de lajes e vigas-chatas de edifícios. No Brasil, o sistema se tornou disponível a partir de 1997 (CALDURO e LEME, s/d). Os princípios são os mesmos da protensão convencional, mas aplicadas a elementos estruturais com cargas leves. A diferença básica é a não existência da bainha metálica e o número de cordoalhas por bainha. A protensão de baixa densidade utiliza monocordoalhas de sete fios com diâmetro total de meia polegada. A cordoalha, previamente engraxada, é envolta em uma bainha plástica extrudada de forma contínua e hermética (Figura 2.37).

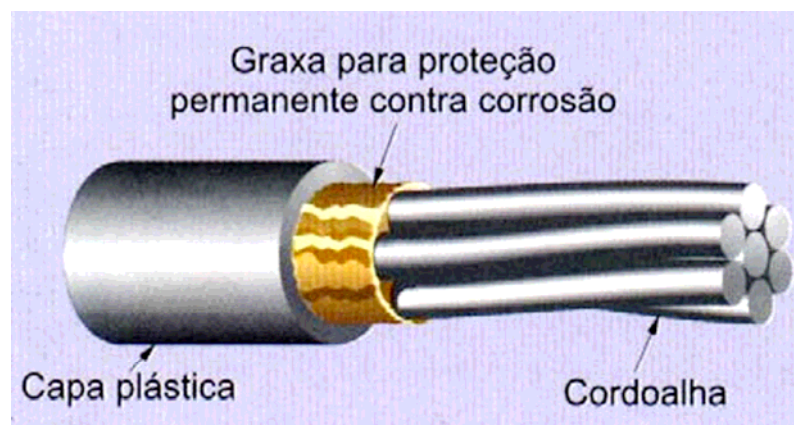


Figura 2.37 – Constituição das cordoalhas engraxadas (HANAI, 2005).

Dessa forma, o sistema permite a protensão mais fácil do cabo, evitando ao mesmo tempo a corrosão. As características do sistema dispensam a utilização de bainhas metálicas e a injeção de nata de cimento. As cordoalhas são as mesmas utilizadas na protensão aderente (KISS, s/d). Na Figura 2.38 apresenta-se o esquema de protensão utilizando monocordoalhas engraxadas e plastificadas.

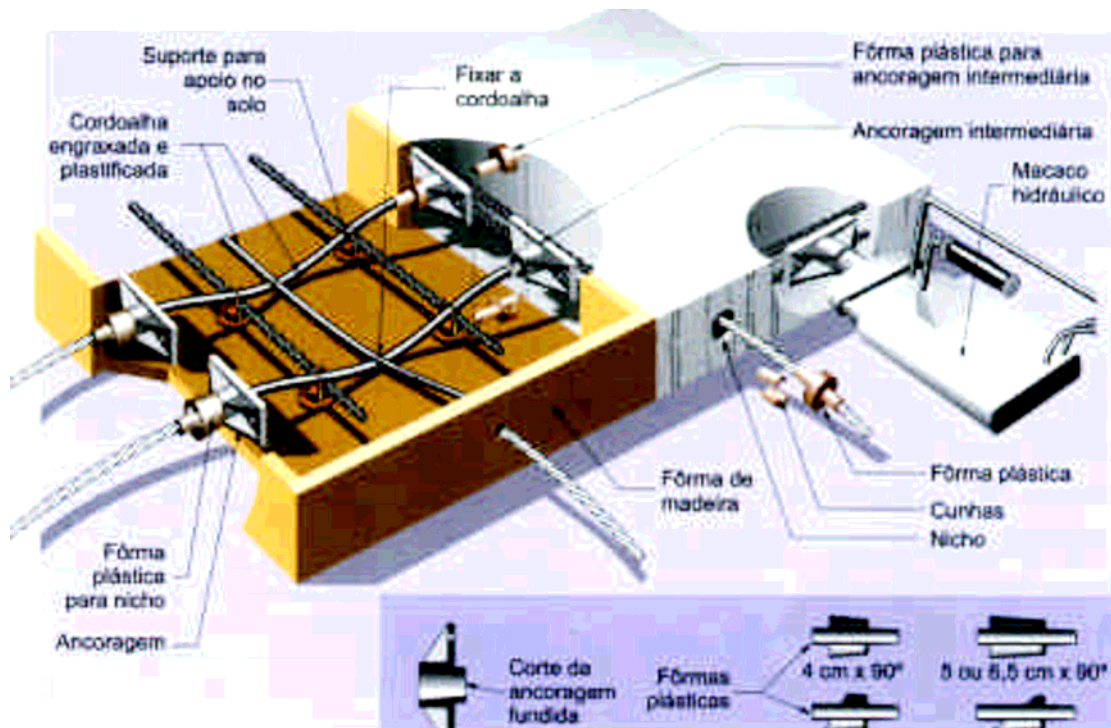


Figura 2.38 – Esquema da protensão com monocordoalhas engraxadas (ALBUQUERQUE, 1999).

A protensão é feita por macacos hidráulicos leves, de fácil operação. A operação de protensão exige dois operários e dura em torno de 10 segundos.

Essa nova tecnologia apresenta algumas vantagens que viabilizam sua aplicação também em edifícios de pequenos vãos sem elevar os custos:

- Lajes mais delgadas, pois devido à pequena dimensão da bainha plástica (15 mm) aumenta-se o braço de alavanca da protensão;
- Fácil transporte e manuseio das cordoalhas, pois sua capa plástica é muito resistente;
- As ancoragens são pequenas e práticas, reunindo em uma só peça o bloco e a placa de distribuição de tensões, e já vêm acompanhadas de uma forma plástica para nicho;



- O conjunto bomba-macaco hidráulico é muito leve (35 e 19 kg) e prático, facilitando o manuseio, transporte horizontal e vertical na obra;
- Protensão simples e descomplicada em uma só etapa de introdução de pressão.

O desenvolvimento de macacos especiais para protensão com dois cilindros paralelos foi outro fator que contribuiu para o avanço do sistema. Encontram-se hoje disponíveis macacos que permitem fazer a protensão da cordoalha, mesmo em locais inacessíveis ao equipamento. Diferentemente dos antigos macacos tradicionais, que possuem um furo central por onde é introduzida a cordoalha, os novos equipamentos efetuam a protensão em qualquer ponto da cordoalha (KISS, s/d).

A ancoragem de monocordoalhas é feita de forma individual e é dividida em dois tipos:

**Ancoragem passiva:** também chamada de ancoragem “morta”, pode ser definida como a ancoragem onde não se aplicam tensões diretamente. Os elementos de ancoragem (armadura de protensão, cunha, porta-cunha, etc.) podem ser localizados externamente ou internamente ao concreto, sendo mais comum que as ancoragens passivas sejam localizadas internamente ao concreto, favorecendo a estética. Na Figura 2.39 apresenta-se um exemplo de ancoragem passiva constituída por cunha e porta-cunha que ficará embutida no concreto.



Figura 2.39 – Acomodação da ancoragem passiva na fôrma.

**Ancoragem ativa:** é a ancoragem que recebe diretamente as tensões do macaco hidráulico, ou seja, é por meio desta ancoragem que se aplica a tensão às armaduras de protensão. O esquema é mostrado na Figura 2.40.

Na Figura 2.41 apresenta-se a aplicação da protensão com o macaco hidráulico.

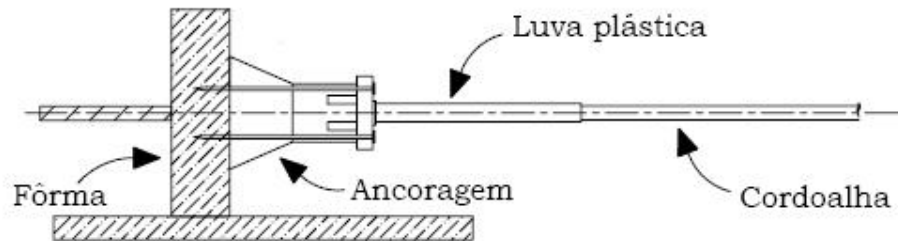


Figura 2.40 – Esquema de ancoragem ativa (ALMEIDA FILHO, 2002).



a)



b)

Figura 2.41 – Ancoragem ativa: a) aplicação da protensão com macaco hidráulico Portátil; b) ancoragem após a retirada do macaco (ESQUIPE DE OBRA<sup>1</sup>).

No Quadro 2.1 se apresenta uma comparação entre o sistema convencional e o sistema com uso de monocordoalhas engraxadas.

Quadro 2.1 – Comparação entre o sistema convencional e o sistema com o uso de monocordoalhas engraxadas (BELGO MINEIRA apud KISS).

<b>SISTEMA CONVENCIONAL (aderente)</b>	<b>MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS (não-aderente)</b>
Usa bainha metálica para até quatro cordoalhas por bainha, em trechos de 6 m com luvas de emenda e vedação	Sem bainha metálica. As cordoalhas vêm de fábrica com graxa e bainha contínua.
O manuseio (enrolar e desenrolar) é feito com quatro cordoalhas ao mesmo tempo (aproximadamente 3,2 kg/m).	O manuseio é feito com uma cordoalha por vez (0,88 kg/m).
Concretagem cuidadosa para evitar danos à bainha metálica (abertura da costura helicoidal).	Concretagem sem maiores cuidados, pois a bainha plástica de PEAD é resistente aos trabalhos de obra.
Usa macaco de furo central que precisa ser enfiado pela ponta da cordoalha (aproximadamente 50 cm da face do concreto).	Usa macaco de dois cilindros que se apóia na cordoalha junto à face do concreto.
A protensão é feita em quatro níveis de pressão hidráulica, seguidos das respectivas leituras de alongamento, correção da tabela e medida da perda por acomodação da ancoragem.	A protensão é feita em uma só elevação de pressão, pois não há retificação da cordoalha (bainha justa), e não há possibilidade de cabos presos por pasta.
Exige lavagem das cordoalhas por dentro para diluição de eventual pasta de cimento que poderia ter entrado e prendido as cordoalhas.	Lavagem desnecessária.
A água deve ser retirada por ar comprimido antes da injeção, para não haver diluição da pasta.	Medida desnecessária
Usa cimento em sacos para preparo da pasta de injeção, feito com misturador elétrico. A injeção é feita por bomba elétrica.	Não necessária.

## 2.7 LAJES PRÉ-FABRICADAS

A pré-fabricação é um método industrial de construção no qual os elementos fabricados em série, por sistemas de produção em massa, são posteriormente montados em obra, tendo como principais vantagens a redução do tempo de construção, do peso da estrutura e, conseqüentemente, do custo final da obra. Pode-se ainda salientar como grande vantagem a ausência de fôrmas para as lajes (KONCZ apud ALBUQUERQUE, 1999).

Dentre os tipos de lajes pré-moldadas (pré-fabricadas) destacam-se as lajes protendidas, que podem ser alveolares ou TT (duplo T), as lajes com vigotas (trilhos), as lajes treliçadas e pré-lajes.

### 2.7.1 LAJES PRÉ-FABRICADAS PROTENDIDAS

As duas seções mais usuais de lajes pré-fabricadas protendidas são as do tipo alveolar e a do tipo TT – duplo T (Figura 2.42).

A laje alveolar é o conjunto formado por painéis alveolares protendidos pré-fabricados, montados por justaposição lateral, eventual capa de concreto estrutural e material de rejuntamento.

A laje com seção TT consiste em um painel com duas nervuras. Seu funcionamento é idêntico ao de lajes nervuradas unidirecionais.

Em ambos os casos, os painéis são fabricados em pistas de concretagem e transportados até a obra, onde são montados (encaixados) e vedados. VIEGAS E SOUZA (2004) indicam o uso de lajes protendidas pré-fabricadas para vãos de 10 a 11 metros. Não são muito usuais em edifícios, sendo mais empregadas em shoppings e áreas industriais.

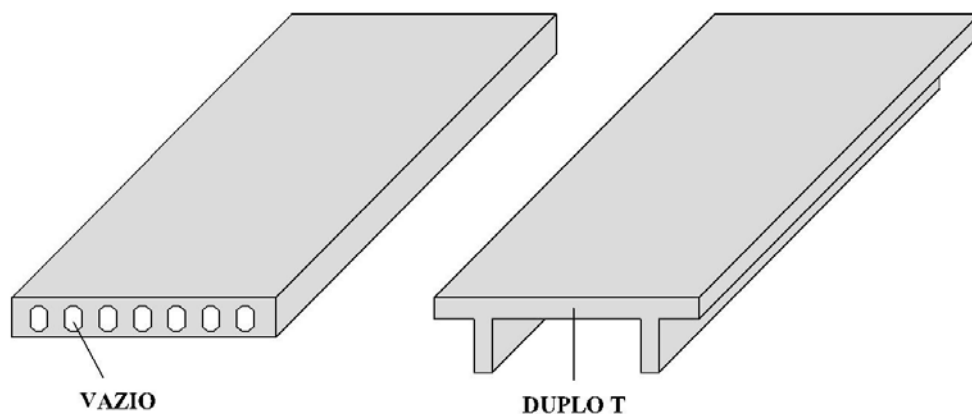


Figura 2.42 - Lajes pré-fabricadas protendidas.

### 2.7.2 LAJES COM VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS

As lajes com vigotas podem ser definidas basicamente como lajes nervuradas construídas com elementos pré-moldados, popularmente chamados de vigotas ou trilhos. São formadas por nervuras principais resistentes, por elementos leves de enchimento (tijolos cerâmicos, por exemplo) que são colocados entre as nervuras e por uma capa superior de concreto. Existem basicamente dois tipos de lajes com vigotas. As lajes convencionais e as lajes treliçadas.

Vigotas pré-fabricadas são definidas pela NBR 14859-1/02 como elementos *constituídos por concreto estrutural, executados industrialmente fora do local de utilização definitivo da estrutura, ou mesmo em canteiros de obra, sob rigorosas condições de controle de qualidade. Englobam total ou parcialmente a armadura inferior de tração, integrando parcialmente a seção de concreto da nervura longitudinal.*

Independente do tipo de vigota, a composição da laje é o apresentado na Figura 2.43.

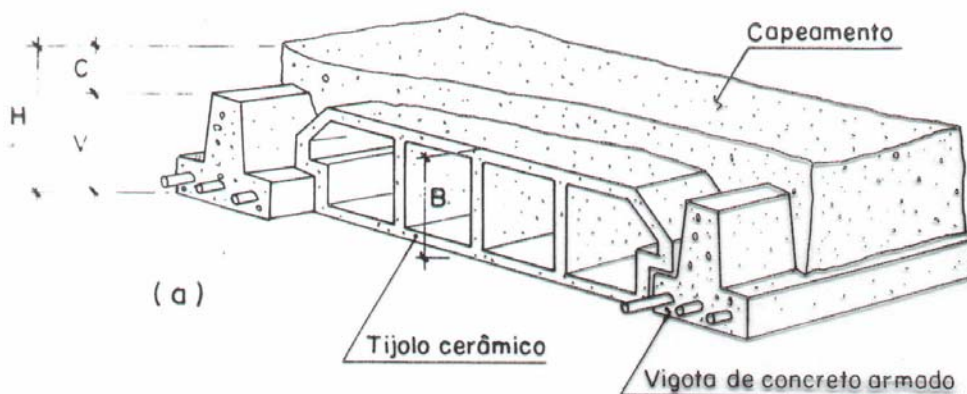


Figura 2.43 – Composição de uma laje com vigotas pré-fabricadas (SOUZA e CUNHA, 1994).

A NBR 14859/02 trata dos requisitos das lajes pré-fabricadas. Na sua primeira parte (NBR 14589-1) são prescritos os requisitos relativos a lajes unidirecionais compostas por vigotas de concreto armado (VC), concreto protendido (VP) e vigotas treliçadas (VT). A segunda parte (NBR 14859-2) prescreve os requisitos relativos a lajes bi-direcionais compostas somente por vigotas treliçadas (VT)..

### 2.7.2.1 SISTEMA CONVENCIONAL

No sistema conhecido como laje convencional pré-fabricada, as vigotas ou trilhos podem ser de Concreto Armado ou Concreto Protendido, sendo mais comum o uso de Concreto Armado. A seção transversal das vigotas é semelhante a um “T” invertido (Figura 2.44). A armadura necessária para resistir à flexão é alojada na parte inferior da vigota. Nos trilhos são inseridas apenas as armaduras necessárias para absorver os esforços de flexão. Caso existam esforços de cisalhamento significativos recomenda-se o uso de vigotas treliçadas, que contém estribos (treliça).

Devido à dificuldade na execução das nervuras ortogonais, a armação é feita em uma direção (unidirecional), geralmente na direção do menor vão.

O dimensionamento à flexão é semelhante ao das lajes maciças de concreto, com a necessidade, porém, de que a linha neutra fique posicionada na altura do capeamento de concreto. A armadura de flexão, calculada por metro de largura de laje, é distribuída às nervuras em função da distância entre elas. A verificação da necessidade ou não de armadura transversal é feita também como no caso das lajes maciças, desde que a distância livre entre as nervuras não supere 65 cm (BASTOS, 2005).

Quanto maior o intereixo, menor o peso próprio da laje, pois esta distância é preenchida por material de enchimento. Mas a ausência de nervuras diminui a rigidez a flexão, fato que aumenta a deformação (flechas). Para diminuir as flechas, seria necessário um aumento na altura da laje, o que muitas vezes se torna inviável para construções de pequeno porte. Em geral são adotadas as dimensões mínimas para o intereixo (Tabela 2.2), o que resulta em mais nervuras e uma menor altura.

Tabela 2.2 – Intereixos mínimos padronizados (NBR 14859-1/02).

<b>Tipo de Vigota</b>	<b>Intereixos mínimos padronizados (cm)</b>
VC	33
VP	40
VT	42 - 40*

\*Se  $h < 13$  cm

Como a laje pré-fabricada é uma laje nervurada, as dimensões limites (intereixo, altura da laje, etc.) e métodos de cálculo são prescritos pela NBR 6118/03 em seu item 13.2.4.2 que trata sobre lajes nervuradas.

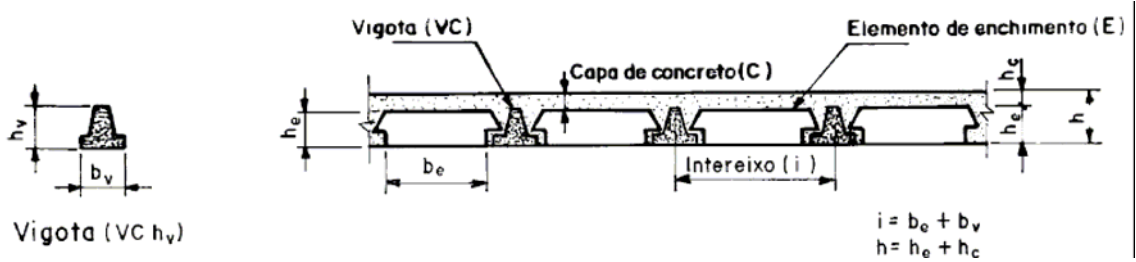


Figura 2.44 – Intereixo de lajes pré-fabricadas (SOUZA e CUNHA, 1994).

SOUZA e CUNHA (1994) apresentam tabelas que fornecem indicações para o dimensionamento de lajes convencionais. A Figura 2.45 apresenta os tipos de lajes convencionais. Na Tabela 2.3 apresentam-se as características de cada tipo de laje e seu respectivo peso próprio. Vãos livres para intereixos de 33 cm são indicados na Tabela 2.4.

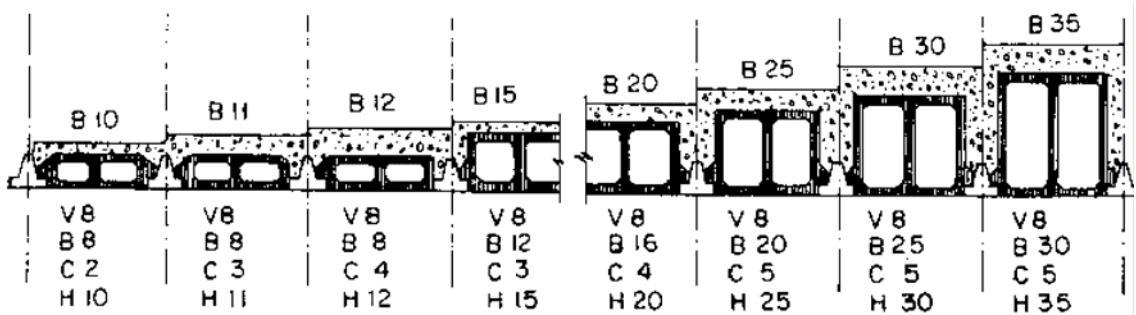


Figura 2.45 – Tipos de lajes convencionais (SOUZA e CUNHA, 1994).

Tabela 2.3 - Dimensões e peso próprio das lajes pré-fabricadas convencionais (SOUZA e CUNHA, 1994).

Tipo de Laje	Altura Total (cm)	Altura dos Blocos (cm)	Capeamento (cm)	Peso Próprio (kN/m <sup>2</sup> )		
				Intereixo (cm)		
				33	40	50
B10	10	8	2	1,35	1,45	1,15
B11	11	8	3	1,60	1,70	1,40
B12	12	8	4	1,85	1,95	-
B15	15	12	3	1,95	2,05	-
B16	16	12	4	2,20	2,30	-
B20	20	16	4	2,75	2,60	-
B25	25	20	5	3,50	-	-
B30	30	25	5	4,00	-	-
B35	35	30	5	4,30	-	-

Tabela 2.4 – Vãos livres máximos para lajes isoladas com intereixo de 33 cm (SOUZA e CUNHA, 1994).

Tipo de Laje	Ação Variável q (kN/m <sup>2</sup> )						
	0,5	1	2	3,5	5	8	10
B10	4,8	4,4	-	-	-	-	-
B11	5,2	4,9	-	-	-	-	-
B12	5,4	5,1	4,6	4,1	3,7	3	2,4
B15	6,5	6,1	-	-	-	-	-
B16	6,7	6,3	5,8	5,2	4,8	4,3	4
B20	7,9	7,5	6,9	6,2	5,7	5,1	4,7
B25	8,5	8,5	8	7,3	6,3	5,7	5
B30	8,5	8,5	8,5	7,7	7,2	6,2	5,7
B35	8,5	8,5	8,5	8,3	7,8	6,6	6

VIEGAS e SOUZA (2004) recomendam o sistema convencional para vãos de 4 m se aplicado a lajes de piso, e 5 m se aplicado a lajes de cobertura. Estes vãos são os mais comuns em obras de pequeno porte. Com o advento de vigotas treliçadas, ocorreu o desuso do sistema convencional em pavimentos, sendo mais comum o emprego em lajes de forro.

Como estas lajes não suportam esforços de cisalhamento, a laje não suporta paredes, sendo necessário o emprego de vigas ou associações de nervuras (Figura 2.46). Em ambos os casos é necessário um cálculo de verificação ao cisalhamento para evitar fissuras.

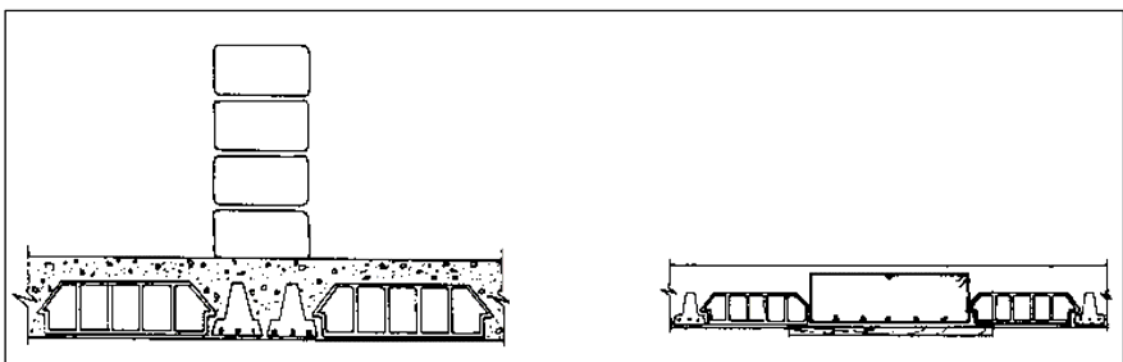


Figura 2.46 – Parede sobre a laje (SOUZA e CUNHA, 1994).

### 2.7.2.2 SISTEMA COM VIGOTAS TRELIÇADAS



A armadura das vigotas treliçadas (Figura 2.47) é constituída por duas barras de aço inferiores (espaçadas entre si normalmente de 8 cm), necessárias para resistir aos momentos fletores positivos, e uma superior que não é considerada nos cálculos das lajes, sendo apenas empregada por facilidade de fabricação e, também, para ajudar a evitar fissuras no transporte do elemento. Ligando as barras dos banzos inferior e superior existem diagonais a eles soldadas igualmente espaçadas (em geral passo de 20 cm), formando a treliça. As treliças têm uma altura (H) que varia de 70 a 250 mm e comprimento (L) praticamente limitado por questões de transporte. As barras do banzo superior têm diâmetros que variam de 6,0 a 12,5 mm e as do banzo inferior de 3,4 a 6,0 mm. As diagonais das treliças podem funcionar como armadura transversal, e proporcionam uma excelente ligação entre o concreto pré-moldado das vigotas e o concreto moldado no local (FIGUEIREDO FILHO e CARVALHO, 2004).

A armadura inferior é revestida por sapatas de concreto de 12 a 13 cm de largura e 3 cm de altura (Figura 2.48).

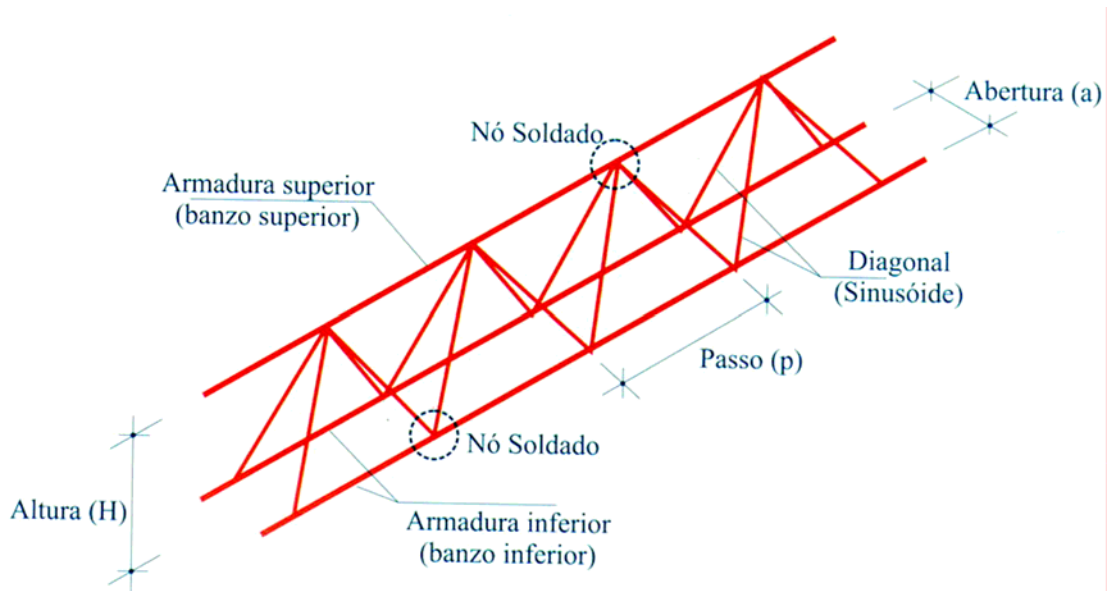


Figura 2.47 – Armação em forma de treliça espacial (LAJES FAULIM, 1998).

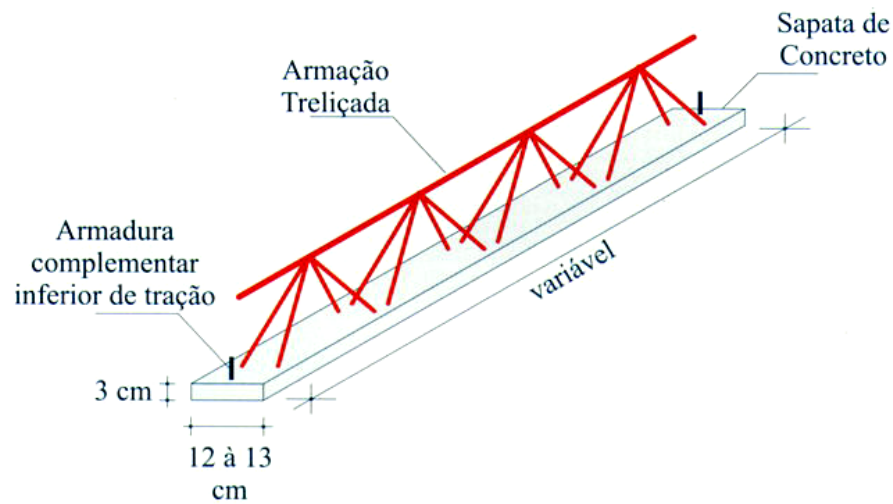


Figura 2.48 – Vigota treliçada (LAJES FAULIM, 1998).

Recomenda-se o uso de nervuras transversais de travamento lateral a cada dois metros, melhorando o comportamento estrutural da laje unidirecional. As nervuras são construídas entre blocos afastados que permitem a penetração do concreto sobre a armadura (Figura 2.49).

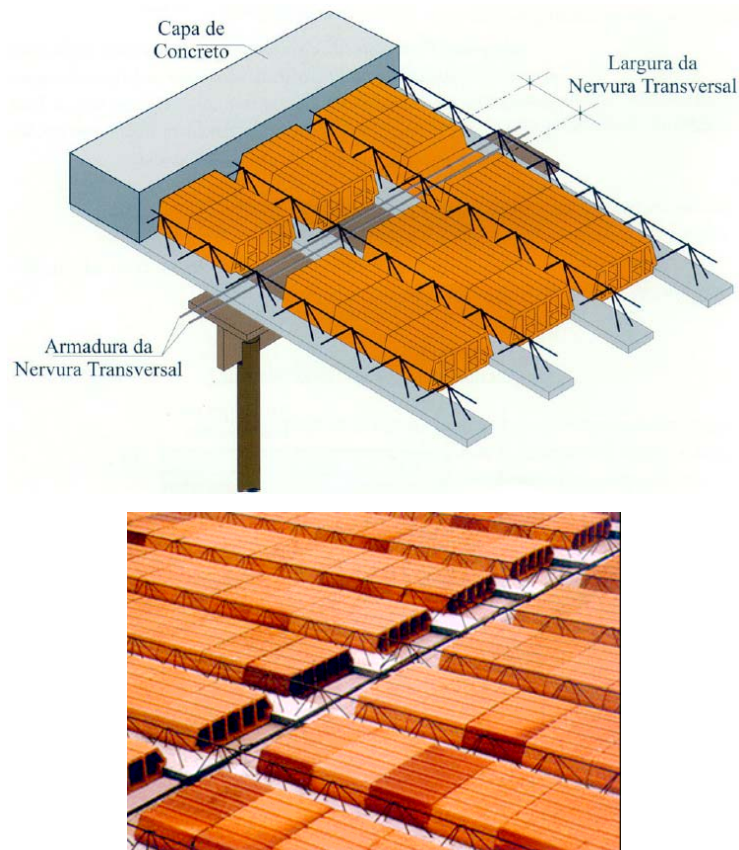


Figura 2.49 – Nervura transversal de travamento (LAJES FAULIM, 1998).

Segundo a NBR 14859-2/02 as *lajes bidirecionais, construídas com vigotas treliçadas* (Figura 2.50), *podem ser calculadas como armadas em cruz, desde que o intereixo das nervuras, tanto longitudinais como transversais, não supere 105 cm. Quando apenas o intereixo das nervuras transversais supera 105 cm, a laje deve ser calculada como unidirecional, apoiada apenas em dois lados. Quando os dois intereixos, tanto longitudinal quanto transversal, superam 105 cm, a estrutura laminar deve ser calculada como grelha ou como um conjunto de vigas isoladas.*

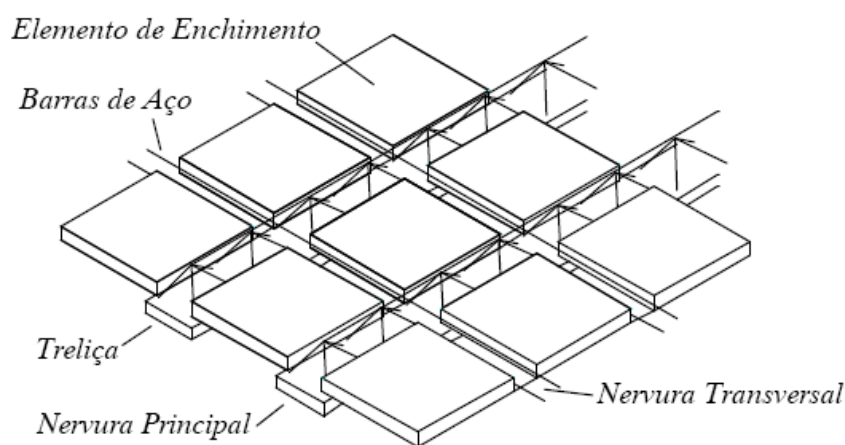


Figura 2.50 – Laje armada em duas direções (FIGUEIREDO FILHO e CARVALHO, 2004).

VIEGAS e SOUZA (2004), apresentam algumas características das lajes treliçadas:

- Vão livre de 3 a 6 m em obras de médio porte;
- Como possuem estribos (treliça) que absorvem o cisalhamento, podem ser utilizadas para vãos maiores, de 8 à 12 m, quando projetadas com espessura maiores e armaduras adicionais;
- Suportam paredes, provocando o desuso de lajes convencionais em lajes de piso.

### 2.7.2.3 PAINÉIS TRELIÇADOS

Segundo FIGUEIREDO FILHO e CARVALHO (2004), os painéis treliçados são placas de concreto moduladas e pré-fabricadas (Figura 2.51). Eles podem ser entendidos como uma extensão das vigotas pré-moldadas. A vantagem deste tipo de elemento em relação ao anterior é o de ter grandes dimensões, mas de peso controlado. Ele permite formar lajes com superfície inferior contínua de Concreto Armado, semelhante às lajes maciças. Esses painéis podem também ser utilizados como fôrmas para lajes maciças de maior espessura, e neste caso são usualmente denominados de pré-laje.

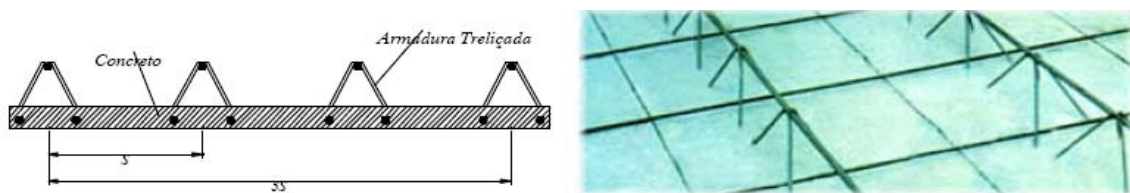


Figura 2.51 – Painéis treliçados (FIGUEIREDO FILHO e CARVALHO, 2004).

#### 2.7.2.4 MATERIAIS DE ENCHIMENTO

Em princípio qualquer material inerte pode ser utilizado como material de enchimento. O elemento de enchimento, que na maioria das vezes fica incorporado na laje, pode ser de bloco cerâmico (lajota), bloco de concreto comum, bloco de concreto celular, bloco de EPS (isopor) ou outros suficientemente rígidos que não produzam danos ao concreto nem às armaduras. O mais comum é o uso de tijolos cerâmicos, blocos EPS (isopor) ou uma combinação destes dois tipos de materiais.

A função do elemento de enchimento é aumentar a altura da laje, aumentar o braço de alavanca formado pela capa de concreto comprimido e a armadura tracionada. Como o concreto abaixo da linha neutra não tem função estrutural, ele é substituído por materiais leves e vazios. As únicas cargas que os elementos de enchimento devem suportar são o peso do concreto fresco moldado no local e as ações de execução.

Os blocos cerâmicos são produzidos segundo diversas e diferentes dimensões, conforme o fabricante (Figura 2.52). A Tabela 2.5 é um exemplo de dimensões de blocos.

Normalmente os blocos são fornecidos pelo fabricante em conjunto com as vigotas da laje treliça. São mais fáceis de adquirir e permitem maior integração com os projetos que envolvem dutos. Mas se comparados aos outros tipos de blocos, possuem maior peso próprio, aumentando a carga sobre a estrutura. Em relação ao concreto, são melhores isolantes

térmicos e acústicos. Na execução, para garantir que os blocos atuem como material inerte é necessário vedá-los com argamassa ou plástico contra a penetração de concreto. A Figura 2.53 apresenta a seção transversal da laje treliçada com blocos cerâmicos como material de enchimento.

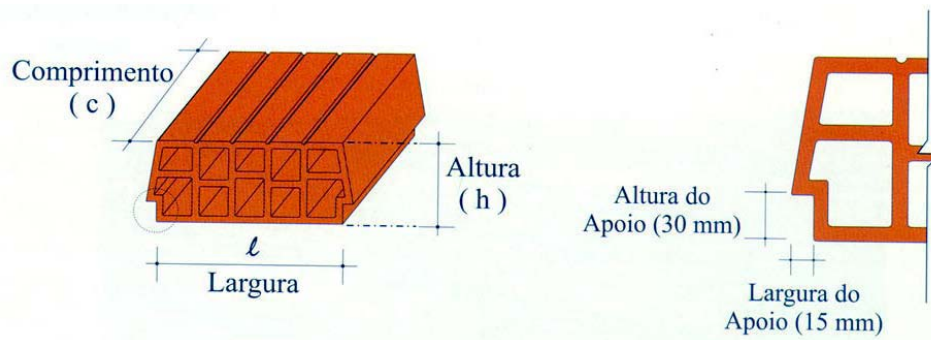


Figura 2.52 – Blocos cerâmicos de enchimento (LAJES FAULIM, 1998).

Tabela 2.5 – Dimensões dos blocos de enchimento (LAJES FAULIM, 1998).

Designação	H 7/25/20	H 7/30/20	H 10/30/20	H 12/30/20	H 16/30/20	H 20/30/20
Altura H (cm)	7	7	12	16	20	10
Largura L (cm)	25	30	30	30	30	30
Comprimento c (cm)	20	20	20	20	20	20
Massa Unitária (kg/peça)	2	2,3	3	3,8	4,8	5,2

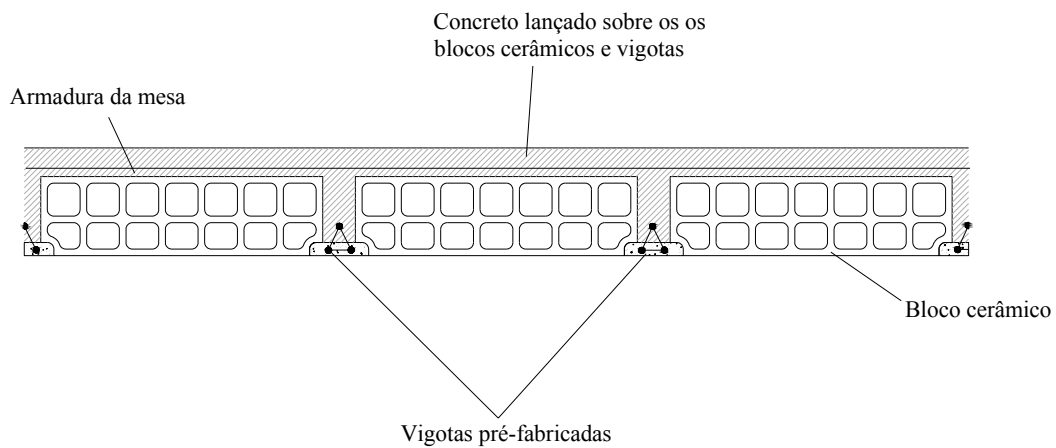


Figura 2.53 – Laje nervurada com blocos cerâmicos como material inerte.

Os blocos de enchimento fabricados com concreto celular são bastante leves. O concreto celular é um composto formado de uma mistura de areia média, cimento, fibras de polipropileno, água e bolhas de ar incorporadas uniformemente na massa, por meio de uma espuma com uma densidade em torno de 80 g/l. É um material homogêneo, resistente e tem medidas uniformes (Figura 2.54), facilitando a execução (Figura 2.55). O concreto celular tem elevada fluidez e baixa condutividade térmica, e possui excelentes índices de isolamento térmico e acústico. Sua massa específica pode variar entre 500 kg/m<sup>3</sup> a 1200 kg/m<sup>3</sup>. Quanto maior sua massa específica, maior sua resistência (FIGUEIREDO FILHO e CARVALHO, 2004).



Figura 2.54 – Dimensões homogêneas (FIGUEIREDO FILHO e CARVALHO, 2004).



Figura 2.55 – A resistência dos blocos facilita a execução.  
(FIGUEIREDO FILHO e CARVALHO, 2004).

### 2.7.2.5 ARMADURAS COMPLEMENTAR E DE DISTRIBUIÇÃO

A armadura complementar tem a função de aumentar a resistência das lajes aos momentos fletores positivos e negativos. A armadura positiva é composta por barras de aço dispostas ao longo do comprimento das nervuras, as quais se somam às duas barras do banzo inferior. Pode estar situada dentro da placa de concreto ou sobre ela, como indicado na Figura 2.56. A armadura longitudinal negativa é posicionada próxima à face superior da capa (Figura 2.57), e tem o objetivo de aumentar a resistência da laje aos momentos negativos.

É importante lembrar que a armadura complementar de tração é comum somente em vigotas treliçadas. No sistema convencional a armadura de tração necessária (já estipulada no projeto) é calculada por faixa de laje, sendo distribuída igualmente entre os trilhos pré-fabricados.

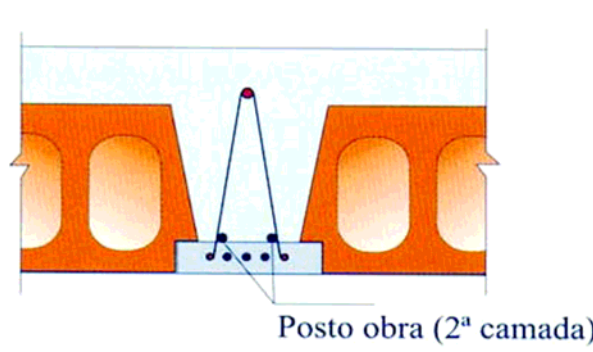


Figura 2.56 – Armadura complementar de tração (LAJES FAULIM, 1998).

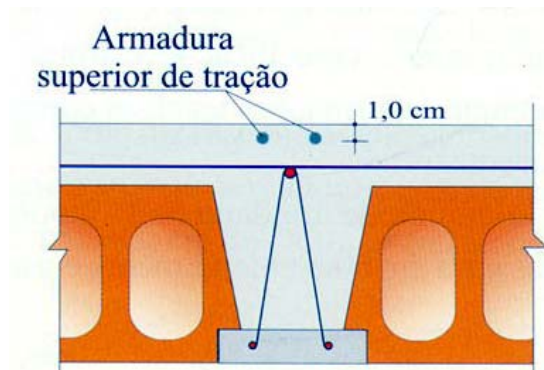


Figura 2.57 – Armadura complementar negativa (LAJES FAULIM, 1998).

Deve também ser prevista uma armadura construtiva a ser colocada na parte superior da laje nas duas direções, posicionada transversalmente às nervuras e sobre a barra do banzo superior da treliça (Figura 2.58). Essa armadura tem a função essencial de distribuição transversal de cargas localizadas, e por isso é denominada de distribuição. Ela pode ser executada com barras distribuídas uniformemente entre os elementos de enchimento e a capa, e também com telas soldadas. Além de distribuir cargas localizadas, pode-se atribuir à armadura de distribuição outras funções como aumentar a resistência da mesa à flexão e à força cortante, fazer as nervuras trabalharem mais conjuntamente e melhorar a ligação entre a mesa e as nervuras a fim de criar a seção T.

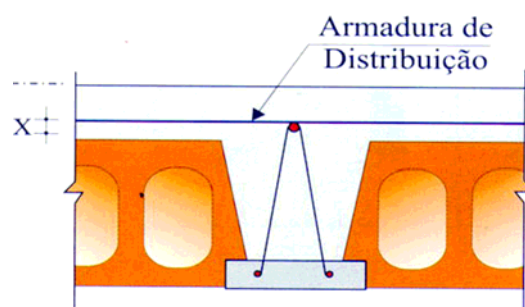


Figura 2.58 – Armadura complementar da capa (LAJES FAULIM, 1998).

### 2.7.2.6 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL



Segundo FIGUEIREDO FILHO e CARVALHO (2004), *as lajes com nervuras pré-moldadas têm um comportamento estrutural diferente do comportamento de placas, pois em princípio elas podem ser entendidas como a associação de diversas vigas, arranjadas em uma direção (uma ao lado da outra) ou em duas direções.*

O comportamento de lajes unidirecionais (mais usuais) aproxima-se do comportamento de vigas bi-apoiadas ou contínuas (em alguns casos). O comportamento só não é idêntico ao de vigas alinhadas lado a lado, porque a existência da capa de concreto proporciona um pequeno efeito de placa.

Ao projetar às vigas que servem de apoio a laje pré-fabricada com vigotas, recomenda-se considerar que todo o carregamento será transmitido na direção  $x$  (direção das vigotas), adotando o comportamento idêntico ao de vigas. Apesar de todo o carregamento se encaminhar pelos apoios principais, FIGUEIREDO FILHO e CARVALHO (2004) recomendam adotar que 25 a 30 % do carregamento total sejam transmitidos às vigas laterais (direção  $y$ ). Desta forma o engenheiro age à favor da segurança, empregando no cálculo das vigas uma carga maior que a real.

Nas lajes bidirecionais, onde as nervuras transversais têm também função estrutural (não são apenas de travamento), o comportamento é semelhante ao de uma grelha.

### **2.7.2.7 VANTAGENS E DESVANTAGENS DE LAJES COM VIGOTAS PRÉ-FABRICADAS**

Em comparação com os sistemas de lajes maciças e lajes nervuradas, as lajes com nervuras pré-moldadas apresentam diversas vantagens:

- **Versatilidade:** As lajes com elementos pré-moldados são mais usuais em obras de pequeno porte, em geral residências, mas seu uso pode ser estendido a várias outras edificações como edifícios de apartamentos, edifícios comerciais, edifícios escolares, núcleos habitacionais, galpões, etc;
- **Distribuição direta de tubulações:** No caso de lajes treliçadas, a colocação das tubulações elétricas e hidráulicas é facilitada, pois podem ser embutidas diretamente na laje, distribuídas entre as treliças antes da concretagem, evitando o uso das lajes rebaixadas ou o artifício do forro falso. No caso de lajes do tipo trilho, esta é uma desvantagem, pois nesse

caso os dutos devem ser distribuídos entre os blocos cerâmicos ou a capa de concreto, o que implica em um aumento da espessura de concreto da capa;

- **Diminuição de fôrmas e escoramentos:** Dependendo da sua altura, as nervuras pré-moldadas têm rigidez que permite vencer vãos da ordem de 1 m a 2 m, de modo que a quantidade de escoras necessárias para sua execução é bem menor do que seria em lajes maciças similares. Os elementos de enchimento apóiam-se sobre as nervuras, formando um plano que serve de fôrma para a concretagem da capa, dispensando o uso das tradicionais de madeira;

- **Fácil execução:** A execução de lajes pré-moldadas com vigotas é em geral bem mais simples e rápida do que qualquer outro tipo de laje. As vigotas são distribuídas sobre a parede e o escoramento. Sobre as vigotas são distribuídos os materiais de enchimento. Depois de colocados os materiais de enchimento são alojadas as armaduras complementares e as instalações prediais. Por fim lança-se o concreto para formar a capa;

- **Redução de custos da estrutura:** Pelo fato de trabalhar com vários materiais industrializados (nervuras, elementos de enchimento e até mesmo o concreto), este sistema proporciona uma baixa de perda de materiais durante a montagem, e além disso, é o que apresenta menor volume de concreto e armaduras, e a quantidade de mão-de-obra necessária para a execução é substancialmente reduzida. Em razão desses aspectos há uma evidente redução no custo da estrutura.

Como principais desvantagens apresentadas pelos sistemas de lajes com nervuras pré-moldadas, podem ser destacadas a dificuldade na execução das instalações prediais nas lajes com nervuras tipo trilho, e os valores dos deslocamentos transversais, que são bem maiores que os apresentados pelas lajes maciças (FIGUEIREDO FILHO e CARVALHO, 2004).

## CAPÍTULO 3

### 3 CONCEPÇÃO VERTICAL

*A concepção estrutural na direção vertical deve ser feita seguindo dois objetivos: transmitir os carregamentos até o meio externo (solo) e garantir a estabilidade global do edifício. Neste capítulo apresentam-se os elementos mais comuns utilizados na concepção vertical e alguns conceitos relativos à estabilidade global.*

#### 3.1 CAMINHAMENTO DAS AÇÕES

Dentre as diretrizes básicas para a concepção de estruturas de edifícios de concreto, no que se refere à concepção na direção vertical, pode-se destacar a busca pelo menor trajeto de cargas possível.

O percurso das ações verticais tem início nas lajes, que suportam as ações permanentes (peso próprio, cargas de paredes que se apóiam diretamente sobre elas, etc.) e ações variáveis (pessoas, móveis e outras ações que variam com a finalidade do edifício). As lajes transmitem essas ações para as vigas, por meio das reações de apoio. As vigas suportam seus pesos próprios, as reações provenientes das lajes, pesos de paredes e, ainda, ações de outros elementos que nelas se apóiem, como, por exemplo, as reações de apoio de outras vigas. Em geral as vigas trabalham à flexão e a força cortante e transmitem as ações para os elementos verticais - pilares e pilares-parede - por meio das respectivas reações. Os pilares e os pilares-parede recebem as reações das vigas que neles se apóiam, as quais, juntamente com o peso próprio desses elementos verticais, são transferidas para os andares inferiores e, finalmente, para o solo, por meio dos respectivos elementos de fundação (PINHEIRO et al., 2003).

A NBR 6118/03 define pilares em seu item 14.4.1.2 como “*elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são*

*preponderantes*”. Pilares-parede são “*elementos de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Podem ser compostos por uma ou mais superfícies associadas. Para que se tenha um pilar-parede, em algumas dessas superfícies a menor dimensão deve ser menos que 1/5 da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento estrutural.*”

As ações horizontais, constituídas basicamente por ações do vento e empuxos do solo, também devem ser absorvidas pela estrutura e transmitidas ao solo pela fundação. As ações do vento são recebidas pelas paredes externas e transmitidas à estrutura de contraventamento, formada por elementos verticais de grande rigidez (pórticos, pilares-parede, núcleos de rigidez, etc.). A estrutura de contraventamento transmite as ações aos elementos de fundação.

### **3.2 CONSIDERAÇÃO DO VENTO NAS ESTRUTURAS**

A ação do vento pode causar muitos estragos para a cidade e danos irreparáveis para as estruturas. Ventos fortes podem danificar redes de energia elétrica, interromper o trânsito nas pontes, fechar aeroportos e causar queda de estruturas mal projetadas.

Nas estruturas de edifícios altos e esbeltos, a ação do vento pode provocar deslocamentos horizontais significativos e, em consequência, momentos fletores de segunda ordem. Este efeito pode se tornar ainda mais crítico nas edificações com lajes lisas e lajes cogumelo, tendo em vista que nesses casos não existe o contraventamento das vigas. Desta maneira, as edificações devem ser suficientemente rígidas não apenas para resistir aos esforços atuantes, mas também garantir a estabilidade global da estrutura.

De acordo com a NBR 6118/03 (item 11.4.1.2) “*os esforços devidos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo como prescrito pela NBR 6123/88, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em normas brasileiras específicas*”.

### **3.3 ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO**

Para auxiliar a compreensão do conceito de estruturas de contraventamento, apresenta-se primeiramente o conceito de rigidez.

De um modo genérico, rigidez é a propriedade do material que age contra o esforço aplicado ao elemento, ou seja, é a capacidade do material de se manter indeformado. A Figura 3.1 ajuda a entender melhor o que é um corpo rígido.

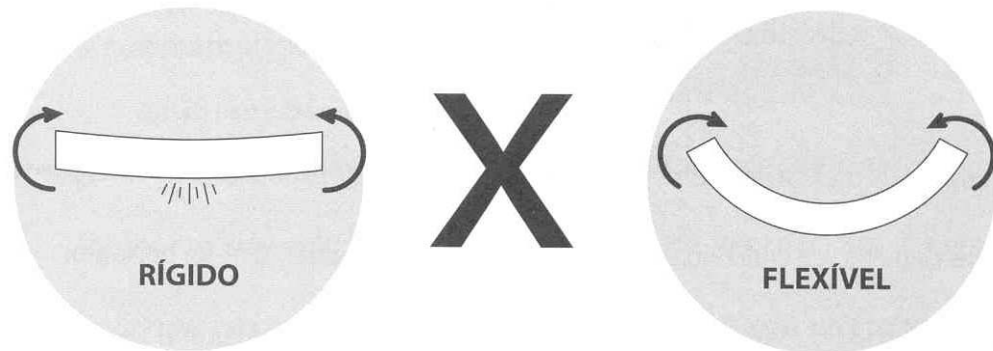


Figura 3.1 – Exemplo de corpos rígido e flexível (KIMURA, 2007).

Segundo KIMURA (2007) é possível associar um tipo de rigidez para cada tipo de esforço:

**Rigidez à flexão:** rigidez perante a atuação de um momento fletor (Figura 3.2a).

**Rigidez axial:** rigidez perante a atuação da força normal (Figura 3.2b).

**Rigidez à torção:** rigidez perante a atuação de um momento (Figura 3.2c).

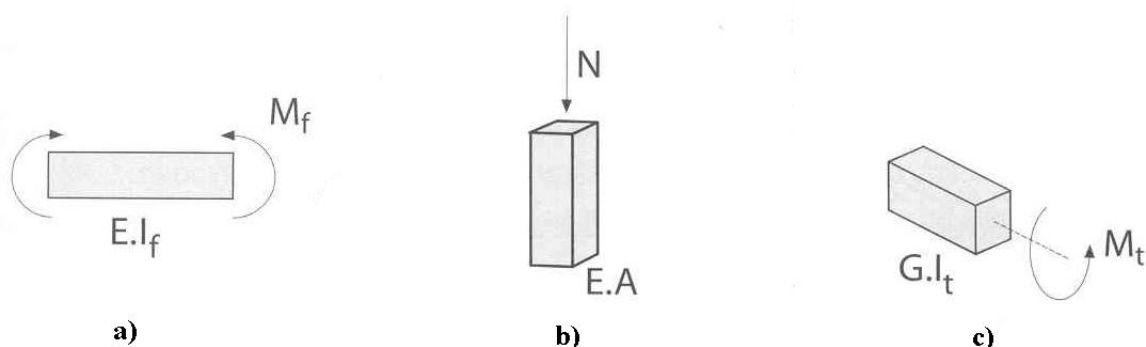


Figura 3.2 – Tipos de rigidez (KIMURA, 2007).

Aplicando o conceito de rigidez na estrutura como um todo, pode-se dizer que a rigidez da estrutura é a capacidade que a estrutura tem de permanecer inflexível

(indeformada) enquanto recebe as ações externas. Quanto mais rígida a estrutura como um todo, menores serão as deformações provenientes dos carregamentos aplicados na estrutura.

No caso das ações horizontais sobre o edifício, a principal característica do elemento é sua rigidez à flexão, definida como o produto do módulo de elasticidade pela inércia à flexão do elemento. Desta forma, pode-se afirmar que, quanto maior a inércia em relação à direção do carregamento, maior será sua rigidez. Para facilitar o entendimento, simplifique a estrutura do edifício a um pilar engastado (Figura 3.3).

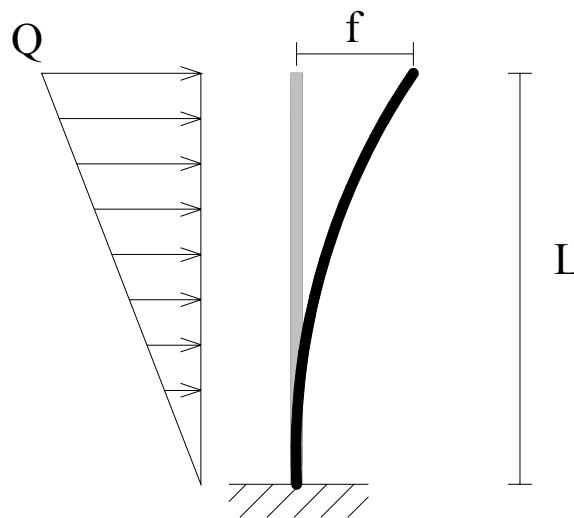


Figura 3.3 – Estrutura simplificada do edifício (barra engastada).

A flecha **f** no topo da barra é dada pela equação:

$$f = \frac{11 \cdot Q \cdot L^4}{120 \cdot EI}$$

onde:

**Q** = carga horizontal distribuída;

**L** = comprimento (altura) da barra;

**EI** = rigidez da barra à flexão.

Percebe-se pela equação que quanto maior a inércia à flexão, maior será a rigidez e menor será o deslocamento **f** da barra engastada na base.

É fundamental o entendimento desses conceitos, pois a definição de estrutura de contraventamento está diretamente ligada à definição de rigidez estrutural.

Segundo a NBR 6118/03 em seu item 15.4.3, *“por conveniência de análise, é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas, que devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento”*.

Como já foi dito, as ações horizontais, constituídas principalmente pelos ventos, devem ser absorvidas pela estrutura e transmitida para as fundações. Os elementos responsáveis por essa transmissão formam a subestrutura de contraventamento do edifício. Dessa forma, define-se estrutura de contraventamento como a estrutura composta por um conjunto de elementos que tem como principal característica uma grande rigidez a ações horizontais, cuja função é resistir e transmitir as ações horizontais para a fundação, ou seja, a estrutura de contraventamento tem como objetivo principal “travar” a estrutura, proporcionando estabilidade horizontal diminuindo ao máximo os deslocamentos horizontais.

Ainda em relação ao “contraventamento” da estrutura, a NBR 6118/03 divide os elementos estruturais em dois grupos: os elementos de contraventamento e os elementos contraventados.

Os elementos de contraventamento são os elementos que fazem parte da subestrutura de contraventamento. Segundo FUSCO (1981), seriam considerados elementos de contraventamento os pilares de grandes dimensões, os pilares-parede e as treliças ou pórticos de grande rigidez.

Os elementos contraventados são os elementos da estrutura que não fazem parte da subestrutura de contraventamento, pois colaboram pouco na resistência às ações horizontais (pequena rigidez). A Figura 3.4 ilustra exemplos de elementos de contraventamento e elementos contraventados. No caso, os elementos de contraventamento são representados por pilares de grande rigidez e núcleos de rigidez, os elementos contraventados são representados por pilares.

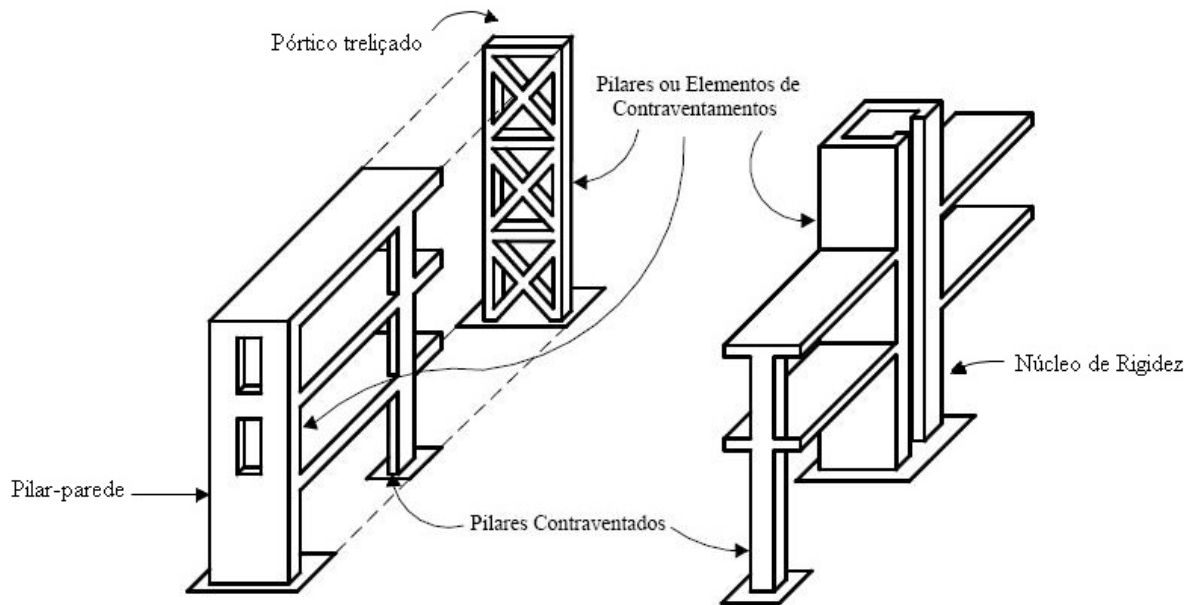


Figura 3.4 – Pilares contraventados e elementos de contraventamento (FUSCO, 1981).

É importante lembrar que a deformação da estrutura está diretamente relacionada não só à rigidez, mas também a vinculação dos elementos. Na Figura 3.5 apresenta-se um exemplo de estrutura onde o pilar P1 faz parte da estrutura de contraventamento (elemento resistente às ações horizontais) e o pilar P2 é um elemento contraventado (não apresenta resistência às ações horizontais).

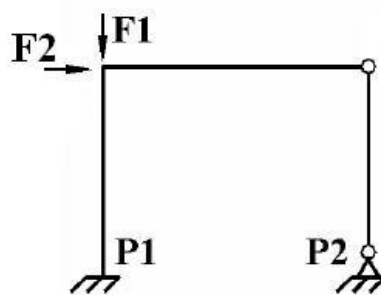


Figura 3.5 – Elemento de contraventamento e elemento contraventado.

FUSCO (1981) classifica os elementos de contraventamento em flexíveis e rígidos (Figura 3.6). “Consideram-se como elementos flexíveis de contraventamento os que devem ser calculados com a consideração dos efeitos de 2ª ordem”. Afirma que estes tipos de elementos devem ser evitados, devido a dificuldade do cálculo. “Consideram-se elementos



rígidos de contraventamento os que podem ser calculados sem a consideração dos efeitos de 2ª ordem. Para isso devem ter rigidez superior a certos limites mínimos estabelecidos”. A rigidez mínima indicada neste caso corresponde ao índice de esbeltez  $\lambda = 25$ .

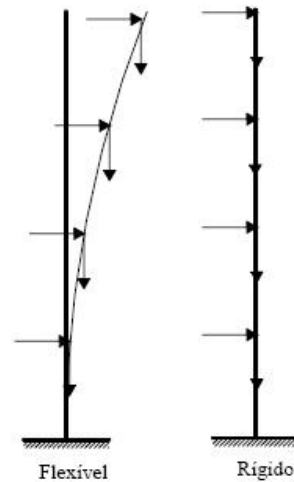


Figura 3.6 – Elemento flexível e elemento rígido (FUSCO, 1981).

### 3.4 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO

No projeto de edifícios, em geral não é conveniente que todos os pilares façam parte do sistema de contraventamento. Essa participação, se fosse considerada, levaria a uma complexidade exagerada de cálculo (FUSCO, 1981). O sistema de contraventamento é, em geral, constituído por elementos de grande rigidez ou por combinação desses elementos (pilares-parede, treliças, pórticos, etc.).

#### 3.4.1 PILARES E PILARES-PAREDE

Nos sistemas onde os elementos de contraventamento são pilares e pilares-parede, os elementos de contraventamento atuam como barras em balanço submetidas às ações horizontais.

O uso de pilares de grandes dimensões e pilares-parede solitários não é muito comum em edifícios de Concreto Armado. Quando adotado o sistema convencional (laje-viga-pilar) os pilares e pilares-parede tendem a formar os pórticos, que têm características diferentes dos elementos isolados. Dessa forma, o uso de pilares isolados como elementos de contraventamento se restringe a estruturas do tipo laje-pilar (lajes apoiadas diretamente sobre pilares) e estrutura com elementos pré-moldados de baixa altura.

Os pilares são os principais responsáveis por absorver as ações horizontais. A transmissão das ações no plano horizontal é garantida pela ação (efeito) de diafragma das lajes.

A laje maciça, possuindo grande rigidez no próprio plano (por não apresentar praticamente deformações devido a carregamentos de membrana), comporta-se como um “diafragma rígido”, sendo capaz de unir todos os pilares e fazendo com que a responsabilidade pela recepção do vento seja dividida entre todos os elementos verticais: pilares, pilares-parede, e, por fim, em edificações mais altas, os núcleos estruturais locados internamente na planta.

Na Figura 3.7 apresenta-se uma estrutura submetida às ações horizontais do vento. A consideração da laje como diafragma rígido implica em deslocamentos iguais pois a laje não se deforma.

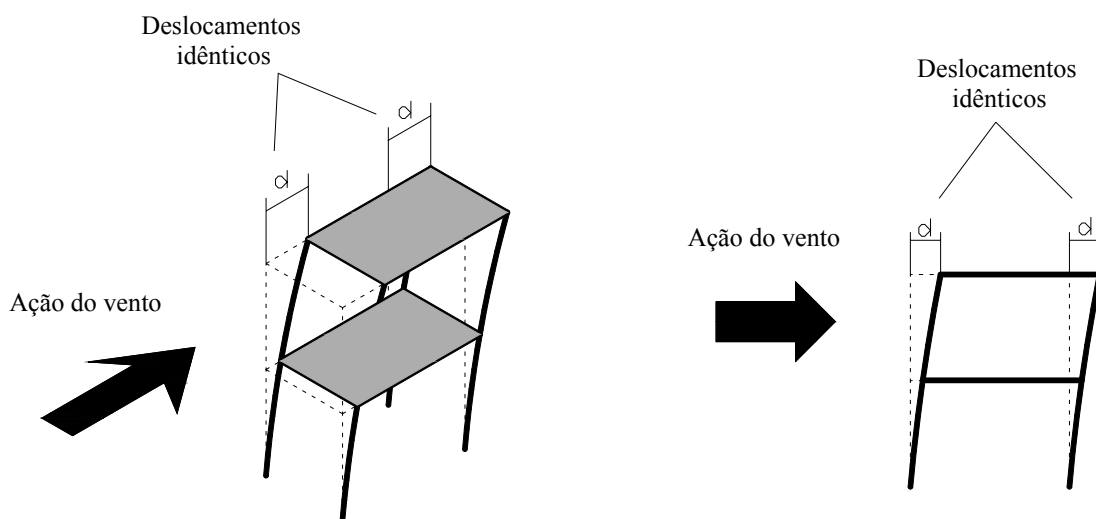


Figura 3.7 – Diafragma rígido.

Quanto maior a altura do edifício, maior será a solicitação dos ventos e maior será a deformação. Para manter as deformações da estrutura dentro de limites aceitáveis é necessário

e elevar a rigidez à flexão, que pode ser alterada aumentando o número de elementos de contraventamento ou combinando pilares e pilares-parede a um sistema mais rígido (pórticos contraventados, por exemplo). No caso de edifícios de elevada altura, conceber uma estrutura de contraventamento formada somente por pilares e pilares-parede exigiria um número elevado de elementos, o que pode ser inviável economicamente e arquitetonicamente.

### 3.4.2 PÓRTICOS DESLOCÁVEIS

Os pórticos são elementos formados a partir da associação de pilares e vigas. O que diferencia o pórtico de um sistema formado por viga apoiada sobre pilares é o tipo de ligação viga-pilar. No pórtico, o vínculo entre viga e pilar é rígido, o que faz com que as ações sobre um elemento do pórtico sejam refletidas nos outros. Apesar da rigidez das ligações, os pórticos são “deslocáveis” no sentido horizontal (Figura 3.8).

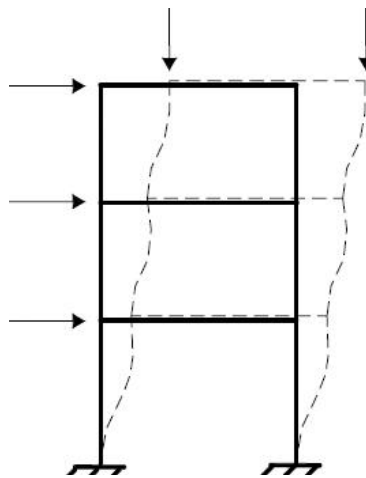


Figura 3.8 – Pórtico deslocável (FUSCO, 1981).

O posicionamento dos pilares nas edificações altas é então um fator de grande importância: pilares mal posicionados impedem a formação dos pórticos nas direções de atuação do vento e, dessa maneira, tornam os edifícios muito flexíveis. Além da posição de um pilar em relação ao outro é importante que se tenha uma distribuição das inércias principais dos pilares segundo as direções ortogonais de atuação do vento. Pilares com inércias maiores à flexão para um mesmo lado da edificação, sob a ação do vento na direção

menos rígida, podem levar à fissuração das alvenarias de fechamento (externas e internas) e dos elementos estruturais, como já visto, pela movimentação demasiada do edifício, em último instante causar colapso global. Inércias principais maiores distribuídas nas duas direções enrijecem o edifício de maneira global. Como os pilares interferem diretamente na arquitetura, já que obstruem o espaço construído e utilizável, é importante conceber o projeto arquitetônico informando quais locais e com que dimensões os pilares poderão acontecer para que não venham a ser pontos de discórdia durante a obra e, o que é pior, depois da obra executada. Há casos onde o posicionamento inadequado dos pilares chega até a inviabilizar o uso para o qual foi projetada determinada edificação (DIAS, 2004).

### 3.4.3 PÓRTICOS INDESLOCÁVEIS

Em estruturas com mais de três pavimentos, os deslocamentos horizontais podem assumir grandes valores, onde a ligação rígida entre vigas e pilares do pórtico podem não conferir a estabilidade necessária para a edificação. Surge então a necessidade de se “travar” a estrutura por meio das chamadas “diagonais de contraventamento”, que tornam os pórticos “indeslocáveis” (Figura 3.9).

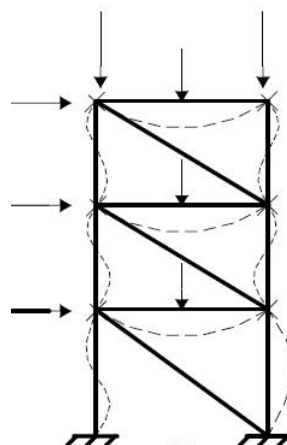


Figura 3.9 – Pórtico indeslocável (FUSCO, 1981).

As diagonais podem ser de concreto ou qualquer outro material, desde que resistam aos esforços que nelas ocorrem. Pode-se usar o concreto (quando a diagonal é somente solicitada à compressão) e o aço (no caso de solicitações de tração e compressão). Contudo, do ponto de vista de execução, a concretagem de peças inclinadas ligando nós de barras

horizontais e verticais é um trabalho que exige muita eficiência da equipe de construção (DIAS, 2004).

Segundo ABCIC (s/d) “os elementos de contraventamento são tão robustos que a rigidez dos elementos do pórtico e as ligações não são importantes. Assim, os momentos fletores devidos aos deslocamentos são pequenos e os pilares podem apenas fletir entre os pavimentos, como barras bi-rotuladas”.

Apesar da possibilidade de considerar os pilares como barras bi-rotuladas, vale lembrar que a NBR 6118/03 em seu item 11.3.3.4.3 define um momento fletor mínimo nas extremidades a ser considerado devido às imperfeições locais de 1ª ordem.

A aplicação das diagonais podem ocorrer de várias formas. Os mais comuns são os travamentos com uma diagonal (Figura 3.10a), travamento em “X” (Figura 3.10b), travamento em “K” ou “V” (Figura 3.10c) e o travamento em “Y” (Figura 3.10d).

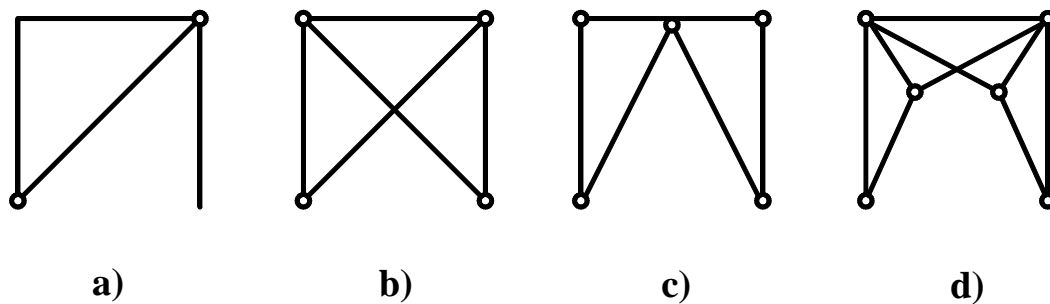


Figura 3.10 – Formas geométricas de travamento de pórticos.

O uso de diagonais inclinadas não são muito comuns em edifícios de Concreto Armado, sendo seu uso amplamente usado em estruturas metálicas.

#### 3.4.4 NÚCLEOS DE RIGIDEZ

Os núcleos de rigidez podem ser definidos como associações de elementos de elevada rigidez. Em geral, associam-se pilares de grandes dimensões ou pilares-parede formando seções abertas. Nos edifícios altos é comum situar núcleos de rigidez nas caixas de elevadores e escadas. As formas geométricas dos núcleos são variadas, sendo mostradas algumas delas na

Figura 3.11. As seções apresentadas podem ser combinadas ou modificadas de acordo com a rigidez necessária.

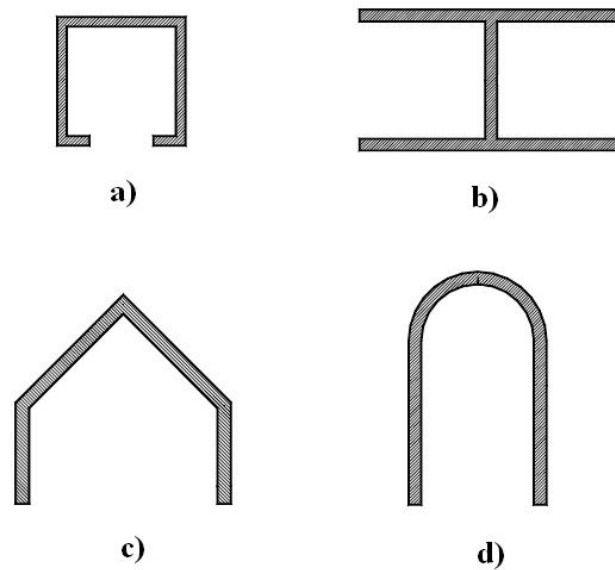


Figura 3.11 – Núcleos de rigidez (Pereira, 1997).

Em edifícios muito altos de Concreto Armado é comum a utilização de núcleos de rigidez em concreto (Figura 3.12). Podem também ser compostos por pilares metálicos contraventados.

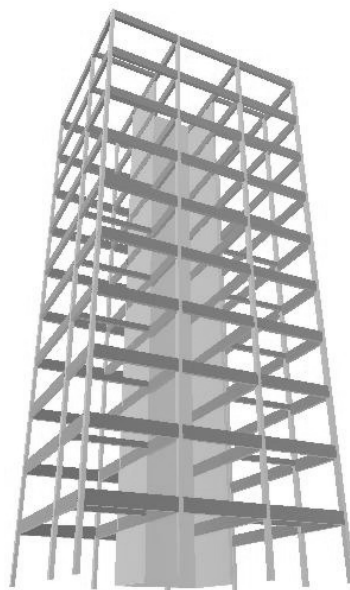


Figura 3.12 – Estrutura de edifício alto composto por pórtico espacial associado a núcleo de rigidez.

Estruturalmente, os núcleos de rigidez são capazes de resistir a todos os principais tipos de ações atuantes no edifício. Assim, segundo YAGUI apud PEREIRA (1997), os núcleos de rigidez são estruturas mais eficientes e econômicas para resistir às ações horizontais.

### 3.4.5 TUBOS DE PERIFERIA

A definição de “tubo de periferia” é basicamente a mesma de núcleo de rigidez, ou seja, é a associação de elementos de alta rigidez. Porém, os tubos de periferia se diferenciam dos núcleos de rigidez pela constituição e pela aplicação.

Enquanto os núcleos de rigidez são em sua grande maioria formados por paredes estruturais de Concreto Armado e aplicados no interior dos edifícios, os tubos de periferia são formados pela associação de pórticos contraventados, que formam um tubo, envolvendo todo o edifício (Figura 3.13). Os tubos podem aparentes ou “embutidos” na fachada.

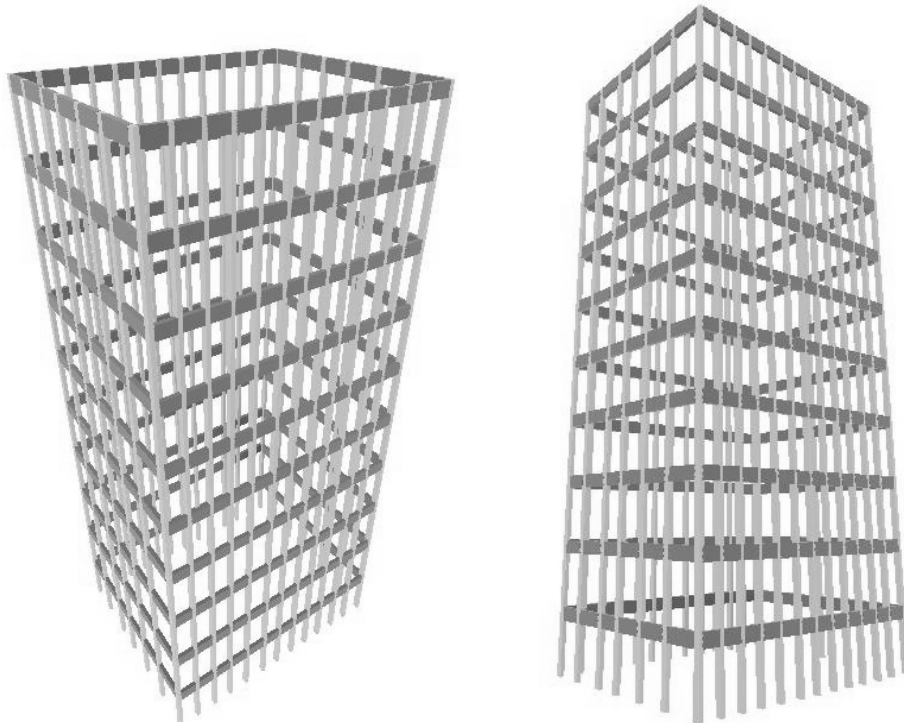


Figura 3.13 – Exemplo de estrutura tubular periférica.

Como exemplo de tubo de periferia externo, pode ser citado o Edifício Acal, projetado pelo arquiteto Pedro Paulo de Melo Saraiva (Figura 3.14), que utiliza o contraventamento em “X” de Concreto Armado. Um outro exemplo de contraventamento em “X” é o Hotel Arts localizado em Barcelona, onde foi aplicada a estrutura de contraventamento em aço (Figura 3.15).



Figura 3.14 – Edifício Acal (São Paulo) - Contraventamento em “X” de Concreto Armado.



Figura 3.15 – Hotel Arts (Barcelona) - Contraventamento metálico em “X”.

Ao se optar por tubos de periferia aparentes é mais indicado o uso de estruturas em aço, devido a algumas vantagens:

- Como o aço apresenta maior resistência, aplicam-se barras com seções transversais menores, o que facilita no aspecto arquitetônico;



- Dificuldade na concretagem das diagonais;
- O concreto resiste somente aos esforços de compressão.

No caso de tubos de periferia de concreto armado “embutidos” na fachada, o tubo é formado por vigas e pilares pouco afastados. Como este sistema de contraventamento é recomendado para edifícios muito altos, é conveniente associar o tubo de periferia a núcleos de rigidez. Na Figura 3.16 são apresentadas algumas possibilidades de aplicação de tubos de periferia.

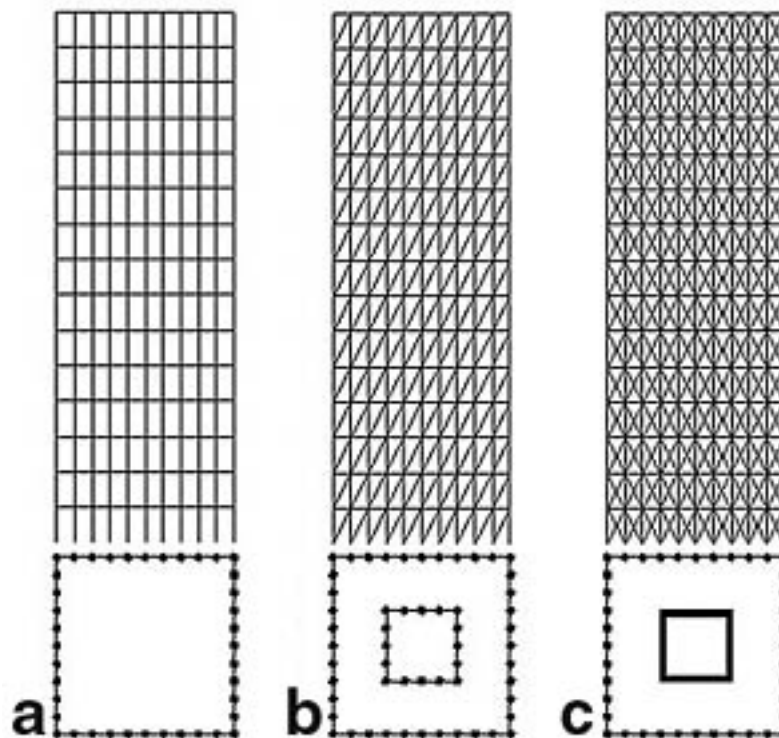


Figura 3.16 - Estruturas de contraventamento em tubo de periferia: a) Tubo de periferia; b) Tubo de periferia associado à núcleo tubular; c) Tubo de periferia associado à núcleo central (DIAS, 2004)

### 3.4.6 SISTEMAS MISTOS

Com a elevação da altura dos edifícios, o maior obstáculo para os engenheiros estruturais é criar estruturas rígidas, capazes de absorver às ações, que aumentam consideravelmente com a altura.

Ao atingir alturas elevadas, muitos dos elementos de contraventamento já apresentados se tornam inviáveis. Como exemplo pode-se citar a aplicação de um sistema de

contraventamento formado por pilares-parede em um edifício de 40 pavimentos. Neste caso, a ação do vento é tão grande que para a estrutura transmitir as solicitações às fundações sem deformações excessivas seria necessário um grande número de pilares, o que inviabiliza a execução. Cabe então ao engenheiro adotar a melhor concepção para resolver o problema.

No caso de edifícios altos é comum o uso de estruturas mistas, que combinam diversos elementos verticais de acordo com as vantagens e desvantagens de cada um. Dessa forma é comum encontrar edifícios cuja estrutura de contraventamento é composta por pilares-parede ligados a pórticos contraventados (indeslocáveis), ou tubos periféricos ligados a núcleos de rigidez.

A combinação de elementos estruturais de características diferentes é válida não somente por aumentar a rigidez da estrutura, mas também pelo tipo de deformação que cada elemento sofre. Em outras palavras, significa que os diferentes elementos estruturais verticais (pilares-parede, pórticos deformáveis, pórticos indeformáveis, etc.) se deformam de maneira diferente.

Os pilares de grandes dimensões, pilares-parede, núcleos de rigidez (Figura 3.17a) e pórticos enrijecidos (Figura 3.17b) são elementos que se comportam como uma barraengastada de extremidade livre. Percebe-se que neste caso, existe uma maior deformação na parte superior da barra, ou seja, com um sentido convexo para o carregamento.

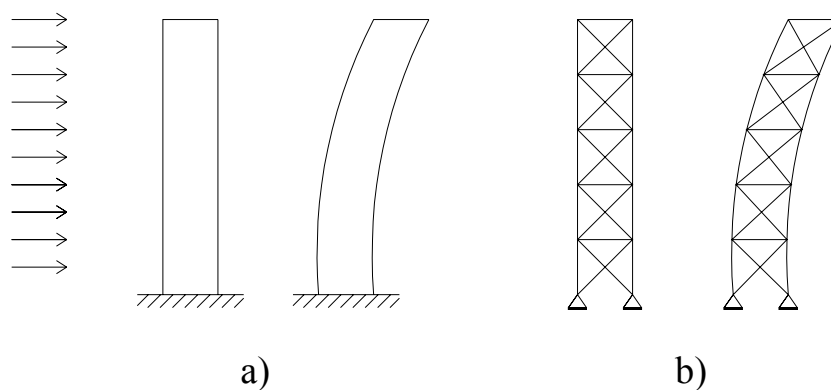


Figura 3.17 – Deformação com um sentido convexo para o carregamento: a) pilar-parede; b) pórtico contraventado.

Os pórticos deslocáveis não podem ser comparados a barras engastadas, pois se deformam de maneira diferente. Pórticos deslocáveis apresentam maior deformação

em sua base, assumindo a forma de uma barra deformada com sentido côncavo para o carregamento (Figura 3.18).

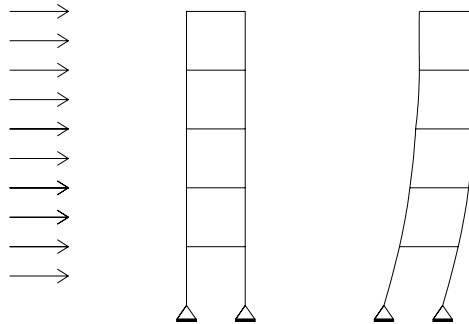


Figura 3.18 – Deformação com um sentido côncavo para o carregamento.

Como as deformações são diferentes, o ideal é combinar esses elementos. Um exemplo é o uso de pórticos deslocáveis ligados a pilares-parede. Dessa forma, a grande deformação da base do pórtico deslocável é travada pela base do pilar e a parte superior do pilar-parede têm suas deformações reduzidas pelo efeito do pórtico. Os carregamentos são transmitidos de um sistema para o outro por meio de “diafragmas rígidos”. Na Figura 3.19 apresentam-se dois tipos de sistemas mistos, onde os pórticos deslocáveis são ligados ao pilar-parede (Figura 3.19a) e ao pórtico contraventado por diafragmas rígidos (Figura 3.19b).

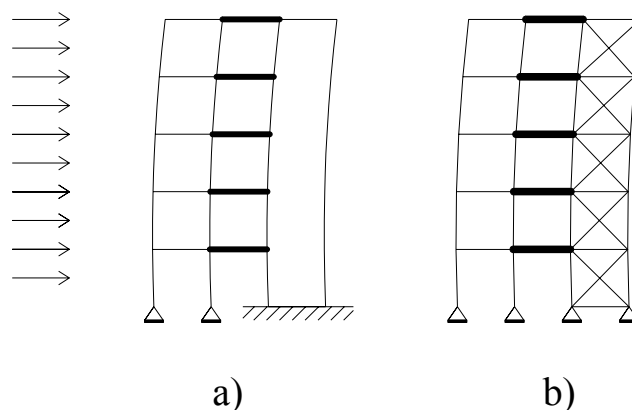


Figura 3.19 - Deformação do sistema misto: a) pórtico deslocável e pilar-parede; b) pórtico deslocável e pórtico contraventado.

Segundo KHAN apud RODRIGUES JÚNIOR (2005) as estruturas de Concreto Armado possuem rigidez lateral se os sistemas estruturais verticais projetados forem:

- Pórticos em edifícios até 20 pavimentos;
- Pórticos associados a pilares-parede em edifícios até 50 pavimentos;
- Tubos aperticados (tubos de periferia) em edifícios até 50 pavimentos;
- Tubos dentro de tubos em edifícios até 60 pavimentos.

Como exemplos reais de estruturas com sistemas mistos pode-se destacar as torres *Petronas*, na Malásia, com 88 pavimentos (altura de 452 m), com pilares periféricos circulares em Concreto Armado de alta resistência associados a núcleo estrutural também maciço, com uma conexão rígida entre pilares periféricos e núcleo à meia altura do edifício, em três pavimentos. As torres do World Trade Center, em Nova York, com 110 pavimentos e altura de 417 m com subsistema vertical composto por estrutura tubular periférica com pilares de aço afastados de apenas um metro entre eles, e núcleo central, onde dois terços do carregamento gravitacional era suportado pela estrutura central, ou seja, a estrutura tubular periférica tinha a finalidade principal de conter os carregamentos horizontais.



a)



b)

Figura 3.20 – Estruturas com sistemas verticais mistos: a) *Petronas Tower I e II*;  
b) *World Trade Center (Torres Gêmeas)*.

## CAPÍTULO 4

### 4 ESFORÇOS SOLICITANTES E DESLOCAMENTOS

*Neste capítulo serão apresentados os diferentes modelos considerados, desde aquele tradicionalmente usado no passado, com lajes isoladas calculadas segundo a Teoria da Elasticidade e vigas contínuas discretizadas (ainda útil para construções simples de pequeno porte), até os mais atuais, como os modelos de grelha. Serão apresentados também os modelos de pórticos planos e espaciais para o projeto de vigas e pilares, sob ações verticais e horizontais.*

Segundo a NBR 6118/03 “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 de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura”.

Para KIMURA (2007), a análise estrutural é “a etapa mais importante, durante todo o projeto de edifícios, mas que muitas vezes não é tratada com a devida atenção e os cuidados necessários quando se faz uso de uma ferramenta computacional”.

A análise estrutural é considerada a etapa mais importante do projeto, pois é nesta etapa que se determinam os esforços solicitantes (esforços internos) que futuramente serão empregados no dimensionamento e detalhamento de toda a estrutura, ou seja, o dimensionamento e detalhamento é reflexo direto da análise estrutural. Além de influenciar diretamente no detalhamento e dimensionamento dos elementos, é com base na análise estrutural que é previsto o comportamento da estrutura em serviço.

Com a evolução das ferramentas computacionais, que possibilitaram calcular a estrutura rapidamente, muitos engenheiros se “esquecem” de dar maior atenção a esta etapa, dedicando maior tempo ao dimensionamento e detalhamento das armaduras.

Apesar do produto final do projeto estrutural ser composto somente por desenhos das armações nos elementos, é necessário efetuar uma análise cuidadosa, aplicando o modelo estrutural adequado. De nada adianta dimensionar e detalhar armaduras se os esforços solicitantes determinados durante a análise estrutural estiverem incorretos ou não traduzirem a realidade à qual a estrutura está sujeita.

A análise deve ser realizada por meio de um modelo estrutural que represente, da maneira mais adequada possível, o comportamento da estrutura real, permitindo delinear assim o caminhamento das cargas até os apoios da mesma. Em casos muito complexos, a interação solo-estrutura também deve ser contemplada no modelo.

Com o fim de determinação de esforços, os modelos estruturais consideram composições de um ou mais tipos de elementos. Esses modelos, também denominados esquemas estruturais, devem contemplar os diferentes esforços que solicitam a estrutura, e têm seu uso determinado também pela disponibilidade de tempo, conhecimento e ferramentas computacionais por parte do projetista, ou por limitações de custo do projeto (FONTES, 2005).

Um modelo estrutural pode ser definido como uma estrutura virtual ou um protótipo, que simula o edifício real no computador.

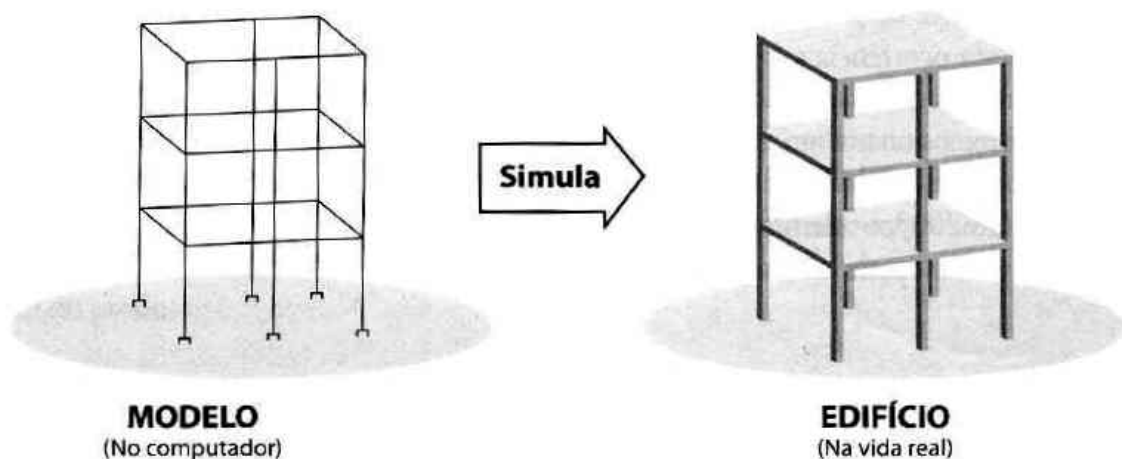


Figura 4.1 – Modelo estrutural (KIMURA, 2007).

Dentre os modelos estruturais, apresentam-se a seguir os mais usuais. Para o cálculo do pavimento apresentam-se os métodos aproximados, baseados na Teoria da Elasticidade e na consideração de vigas contínuas isoladas, e os modelos de grelha. A estruturação vertical pode ser analisada segundo pórticos planos e pórticos tridimensionais.

#### 4.1 TEORIA DA ELASTICIDADE E VIGAS CONTÍNUAS ISOLADAS

Este é primeiro modelo com que o engenheiro tem contato. A maioria dos cursos de graduação ensinam o cálculo de lajes pela Teoria da Elasticidade, associada ao modelo clássico de viga contínua simplesmente apoiadas sobre pilares.

A Teoria das Placas, desenvolvida com base na teoria matemática da elasticidade, onde o material é elástico linear (vale a Lei de Hooke), homogêneo e isotrópico, proporciona a equação geral das placas (equação diferencial de quarta ordem, não homogênea), obtida por Lagrange em 1811, que relaciona a deformada elástica da placa com a carga unitária, uniformemente distribuída na área da placa. A solução da equação geral das placas é tarefa muito complexa, o que motivou o surgimento de diversas tabelas, de diferentes origens e autores, com coeficientes que proporcionam o cálculo aproximado dos momentos fletores e das flechas para casos específicos de apoios e carregamentos. Há diversas tabelas de autores como: Czerny, Stiglat/Wippel, Bares, Szilard, Marcus, etc. De modo geral abrangem os casos de lajes retangulares, triangulares, circulares, apoiadas em pilares, com bordas livres, etc., sob carregamento uniforme e triangular.

Dentre os processos de cálculo aproximado encontra-se o de MARCUS, de grande importância histórica, por ter sido o mais utilizado na fase anterior aos computadores eletrônicos. É aplicável às lajes retangulares com carga uniforme e bordas apoiadas ou engastadas. O grande impulso dado ao desenvolvimento dos métodos numéricos em engenharia, com o advento dos computadores, possibilitou a elaboração de tabelas como as de Bares e de Czerny, que hoje substituem com muitas vantagens as tabelas de Marcus (DUARTE, 1998).

O modelo clássico de viga contínua consiste na consideração de vigas isoladas, simplesmente apoiadas nos pilares, sem ligações rígidas nos apoios (efeito pórtico). A NBR 6118/03 permite a utilização deste modelo mediante algumas correções:

- a) Não devem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- b) 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 momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;

c) 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 no item 14.6.7.1.

Alternativamente, o modelo de viga continua pode ser melhorado, considerando-se a solidariedade dos pilares com a viga, mediante a introdução da rigidez à flexão dos pilares extremos e intermediários.

Por se tratar de um modelo simples, o cálculo dos esforços solicitantes com auxílio de tabelas tem a vantagem de poder ser feito manualmente, sem auxílio de microcomputadores e programas computacionais específicos. Já foi muito utilizado no passado, estando hoje restrito ao cálculo de estruturas de pequeno porte, bem como àqueles profissionais que não possuem programas computacionais de cálculo estrutural. Embora os programas computacionais atuais de projeto estrutural contenham modelos de análise estrutural mais avançados, eles também possibilitam a análise da estrutura com a discretização dos seus diferentes elementos constituintes. Aliás, os primeiros programas computacionais surgiram para automatizar o cálculo com a discretização da estrutura, o que antes era feito manualmente.

Devido à simplicidade do modelo de discretização virtual, o seu entendimento é fácil e tem a vantagem de facilitar a compreensão de outros modelos mais elaborados e modernos.

Os sistemas estruturais são geralmente formados por lajes, vigas e pilares. A principal simplificação introduzida na análise desse sistema estrutural consiste em fazer uma subdivisão virtual da estrutura tridimensional real em elementos estruturais individuais, e avaliar cada elemento separadamente, sem levar em conta a interação real existente entre eles. A estrutura é subdividida em elementos individuais, com uma decomposição virtual, fictícia, de forma a se poder projetar e dimensionar cada um deles separadamente, de maneira mais simples. Considera-se que cada elemento esteja apoiado sobre um outro e a vinculação (ligação) entre um e outro é considerada de modo simplificado.

A continuidade entre lajes é tratada de forma simplificada, como se não houvesse interação entre elas ou supondo-se engastamento fixo ou, ainda, buscando-se uma compatibilização dos momentos fletores adjacentes de um apoio, com posteriores correções dos momentos centrais. Em outras palavras, nos métodos aproximados, as lajes, as vigas e os pilares são calculados de forma independente, o que não representa a realidade. O edifício real é composto por elementos (lajes, vigas e pilares) que trabalham de forma conjunta.

Tomando como exemplo um edifício simples de pequeno porte com dois pavimentos, com a planta de fôrma do pavimento superior apresentada na Figura 4.2 e a estrutura em três



dimensões mostrada Figura 4.3, sendo o pavimento composto por quatro lajes, seis vigas contínuas no contorno das lajes e nove pilares. A análise será feita com base na planta de fôrma do pavimento superior, porém, para os dois outros pavimentos (térreo e cobertura), a análise teria os mesmos princípios.

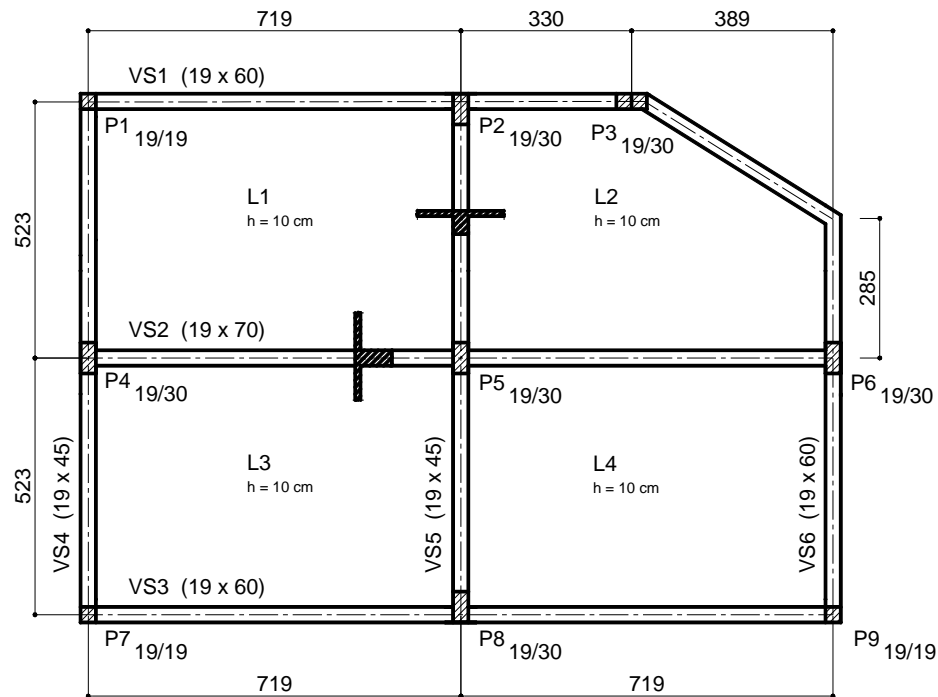


Figura 4.2 – Planta de fôrma do pavimento superior.

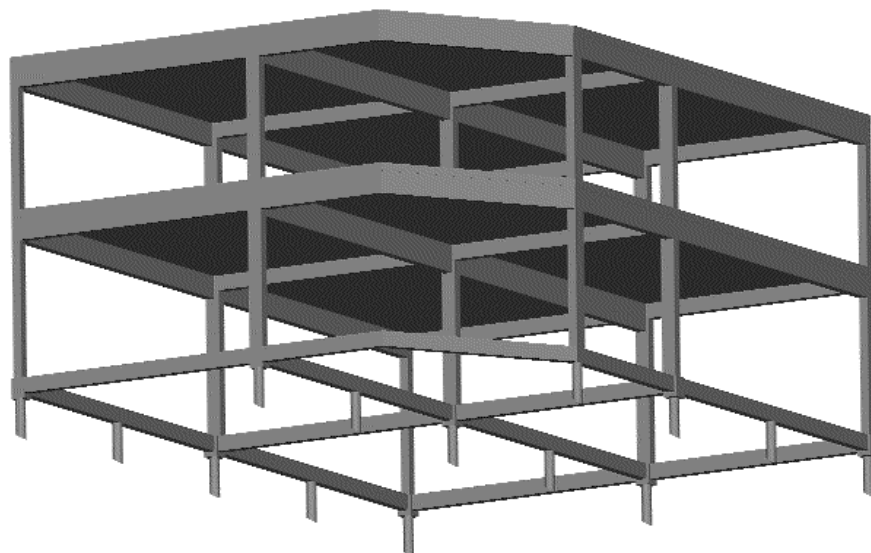


Figura 4.3 – Estrutura em três dimensões.

A subdivisão virtual consiste em separar as lajes das vigas e as vigas das lajes e dos pilares, como será explicado a seguir.

A análise tem início com a separação das quatro lajes (L1, L2, L3 e L4), supostas maciças, das vigas de borda que lhes servem de apoio. As lajes podem ser simplificadamente consideradas como uma placa apoiada continuamente ao longo das quatro vigas de borda (Figura 4.4), sendo as vigas consideradas indeslocáveis na direção vertical. Na verdade, as vigas deformam-se sob ação das cargas verticais, e o apoio da laje é na realidade flexível, ocorrendo translações verticais, que não são consideradas porque aumentariam a complexidade na análise das lajes.

O carregamento na laje consiste basicamente do peso próprio, de argamassas de regularização, do piso, de paredes apoiadas sobre a laje e de cargas variáveis, que levam em conta as pessoas, móveis, equipamentos, etc. Normalmente os carregamentos são considerados atuando uniformemente distribuídos em cada metro quadrado de área da laje.

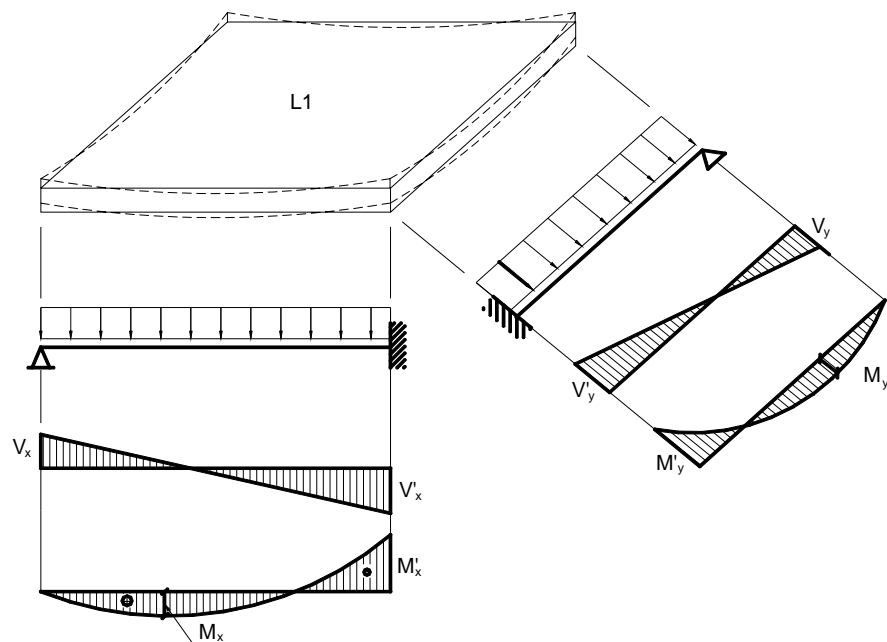


Figura 4.4 – Separação virtual e esforços solicitantes na laje L1.

Cada laje tem então os seus esforços solicitantes (momentos fletores e forças cortantes) e a flecha máxima determinados, segundo as ações atuantes em cada uma delas, levando-se em consideração a continuidade existente entre as lajes, para definição dos vínculos nas bordas.

Os momentos fletores solicitantes nas lajes são calculados segundo a Teoria das Placas, por meio de tabelas como as de Barés, Czerny e outras.

A análise inicia-se com as lajes porque os carregamentos básicos de utilização do edifício são aplicados primeiramente sobre as lajes. Numa seqüência natural, as cargas caminham para as vigas, sendo portanto, as vigas os próximos elementos a serem analisados. Do mesmo modo, é feita uma discretização virtual das vigas em relação às lajes e aos pilares.

As cargas que as lajes aplicam sobre as vigas de borda são chamadas reações de apoio. Admite-se simplificada que as reações de apoio sejam uniformemente distribuídas. Cada viga de borda recebe um quinhão da carga total na laje, referente à área da laje adjacente à viga.

Na verdade, ao se considerar a laje simplesmente apoiada nas vigas de borda está se fazendo uma simplificação, pois na realidade existe uma certa ligação entre as lajes e as vigas, dado que as lajes são ligadas monoliticamente às vigas.

As cargas transmitidas às vigas pelas lajes podem ser determinadas por área de influência. Desta forma, todo o carregamento atuante na laje, incluindo as cargas de parede e sobrecargas de utilização, é admitido como uniforme sobre toda a superfície do painel. Tais considerações podem conduzir este tipo de análise a resultados muito imprecisos, dependendo da forma do pavimento que se queira analisar.

Na Figura 4.5 apresenta-se um exemplo de percurso de cargas. Os carregamentos recebidos inicialmente pelas lajes são transmitidos para as vigas por área de influência. As cargas recebidas pelas vigas são analisadas pelo modelo de viga contínua onde as reações nos apoios são transmitidas para os pilares.

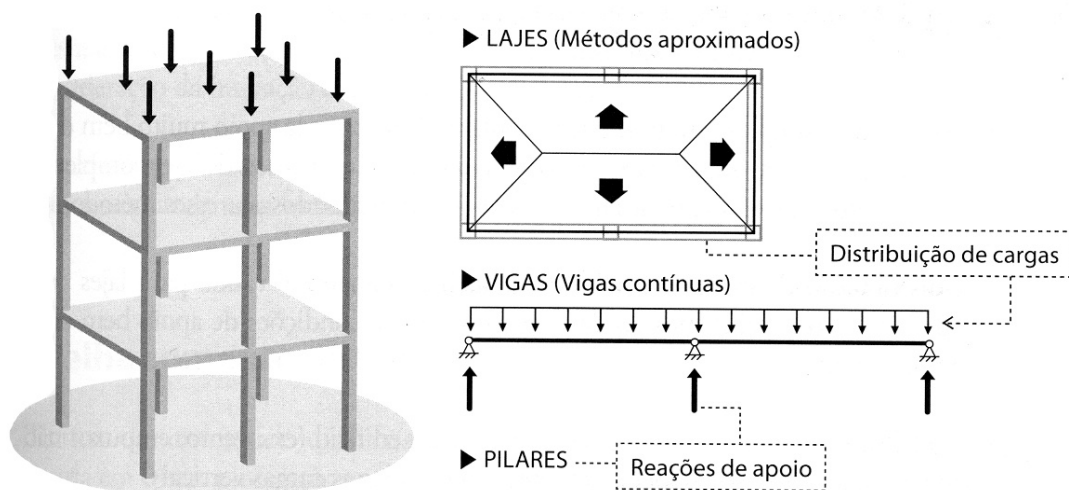


Figura 4.5 – Percurso dos carregamentos verticais (KIMURA, 2007).

Tomando a viga VS1 como exemplo, o esquema estático mais simples que se pode adotar é o de fazer os pilares P1, P2 e P3 como apoios fixos. Porém, a NBR 6118/03 (item 14.6.7.1) obriga que seja considerada a ligação monolítica existente entre a viga e os pilares extremos (P1 e P3), o que pode ser feito considerando esses pilares como engastes elásticos, como mostrado na Figura 4.6.

Os carregamentos atuantes nos vãos da viga VS1 provêm do seu próprio peso, das lajes L1 e L2 nela apoiada e das paredes que comumente apóiam-se sobre as vigas. Eventualmente podem-se ter também outras vigas apoiadas sobre uma viga.

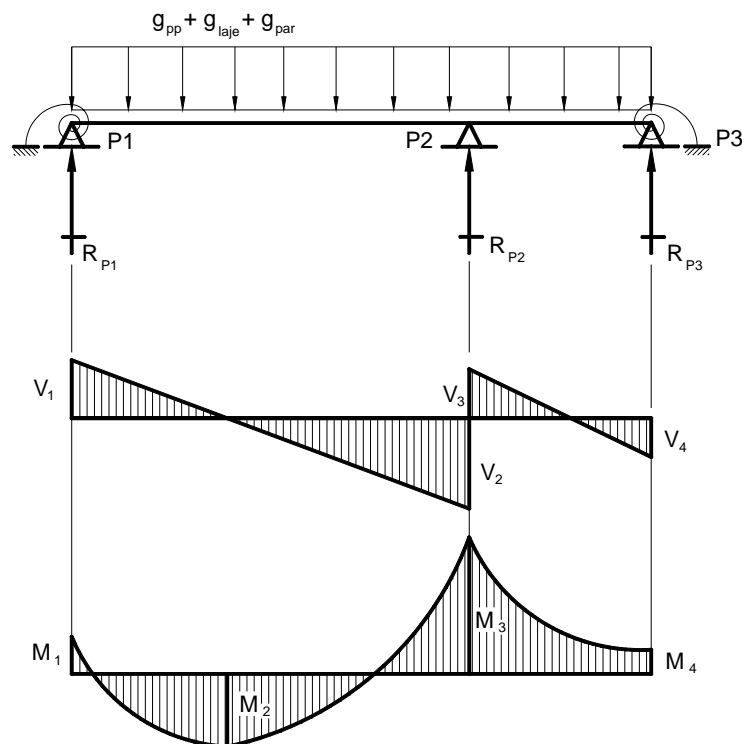


Figura 4.6 – Esquema estático simplificado e esforços solicitantes da viga VS1.

Após os esforços solicitantes na viga serem determinados as armaduras da viga podem ser dimensionadas e detalhadas. Além disso, a flecha máxima na viga deve ser avaliada, conforme manda a NBR 6118/03. Se a flecha for muito alta, a altura da viga pode ser aumentada a fim de diminuí-la. As demais vigas devem ser analisadas de modo semelhante.

Os pilares também são analisados separadamente e individualmente, assim como as lajes e as vigas. O pilar P1 (Figura 4.7), por exemplo, tem dois lances, o primeiro lance no primeiro pavimento (entre o térreo e o pavimento superior) e o segundo lance no segundo pavimento (entre o pavimento superior e a cobertura).

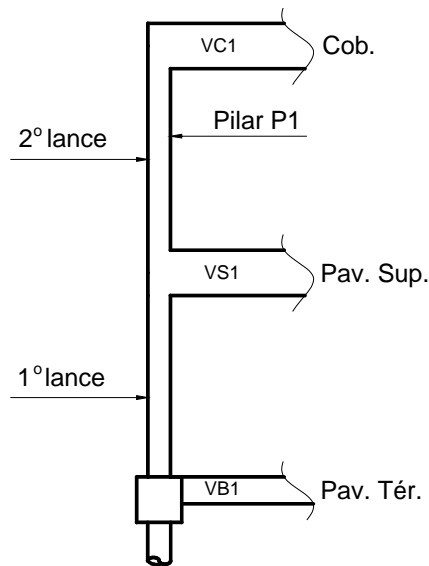


Figura 4.7 – Lances do pilar P1.

Cada lance do pilar é analisado e dimensionado separadamente, com os carregamentos próprios neles atuantes. No segundo lance o carregamento vertical provém das vigas VC1/VC4 e do peso próprio do lance ( $g_{pp}$ ). Existem ainda momentos fletores de ligação entre o pilar e as vigas VC1 e VC4 (Figura 4.8). No primeiro lance do pilar P1 o carregamento vertical provém do segundo lance do pilar, somado às reações verticais das vigas VS1 e VS4 do pavimento superior, e do peso próprio do lance (Figura 4.9). Existem também os momentos fletores de ligação entre as vigas VS1 e VS4 e o pilar.

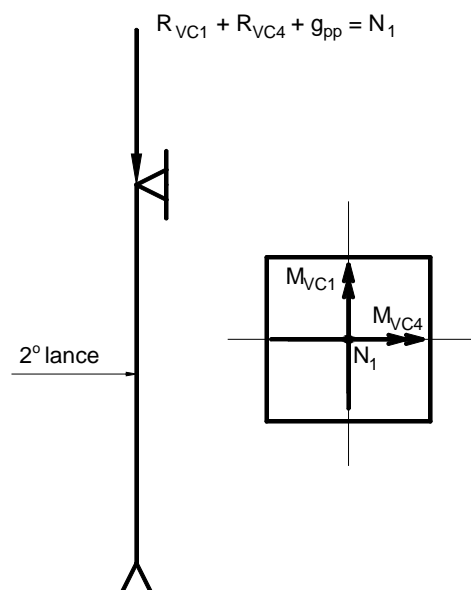


Figura 4.8 – Esforços solicitantes no segundo lance do pilar P1.

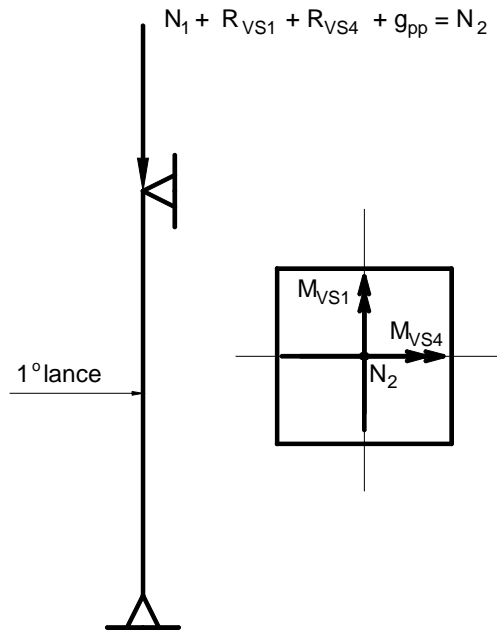


Figura 4.9 – Esforços solicitantes no primeiro lance do pilar P1.

Após serem determinados os esforços solicitantes na base dos primeiros lances dos pilares pode-se então projetar a superestrutura (fundações do edifício), composta por blocos, sapatas, estacas, tubulões, vigas de equilíbrio, vigas baldrame, etc.

Dessa forma, a análise estrutural baseada na Teoria da Elasticidade e viga contínua é, em resumo, da seguinte maneira:

- Os esforços e flechas nas lajes são calculados a partir de tabelas baseadas na teoria da elasticidade (Czerny, Stiglat/Wippel, Bares, Szilard, Marcus, etc.);
- As cargas da lajes são transferidas para as vigas por área de influência;
- Os esforços e as flechas nas vigas são calculados com base no modelo clássico de viga contínua;
- A reação vertical obtida nos apoios das vigas é transferida como carga para os pilares.
- Os esforços na base dos pilares são transmitidos às fundações.

As simplificações desse modelo estrutural resultam num modelo simples, de fácil compreensão dos resultados e com a possibilidade do cálculo manual. Por outro lado, apresenta algumas limitações, como: não consideração das ações horizontais do vento sobre a estrutura, pequena interação entre os elementos estruturais, necessidade de lajes com geometria regular (retangular ou quadrada), entre outras. A não consideração das ações horizontais é uma desvantagem significativa, pois como já observado, e a NBR 6118/03 (item 11.4.1.2), torna obrigatória a consideração dos ventos em qualquer estrutura.

Na prática, este modelo não é mais utilizado em projetos elaborados com auxílio de programa computacional, mas devido à sua facilidade de cálculo, este método pode ser utilizado como uma eficiente ferramenta de validação dos resultados. Seu desuso está relacionado também com o seu alto grau de simplificação. No entanto, para edifícios usuais de poucos pavimentos, esse modelo continua sendo apropriado, com aproximações satisfatórias se comparado com modelos mais requintados de cálculo, além de possibilitar cálculos manuais. Entre os diversos processos para cálculo de vigas contínuas, destacam-se a equação dos três momentos, o processo de Cross e o processo dos deslocamentos.

Em BASTOS (2005), CAMACHO (2004) e GIONGO (2007), entre outros, podem ser encontrados roteiros para os cálculo de estruturas por meio deste modelo apresentado.

## 4.2 MODELO DE GRELHA

As grelhas são, por definição, estruturas planas reticuladas (formadas por barras), que recebem cargas na direção perpendicular ao seu plano. Por hipótese, em cada intersecção entre as barras é definido um nó com três graus de liberdade: uma translação (na direção do eixo  $z$ ) e duas rotações (em torno dos eixos  $x$  e  $y$ ). Os esforços internos oriundos da aplicação de ações verticais são três: força cortante, momento fletor e momento . Na Figura 4.10 é feita a representação dos esforços internos solicitantes juntamente com a convenção usual para os eixos locais.

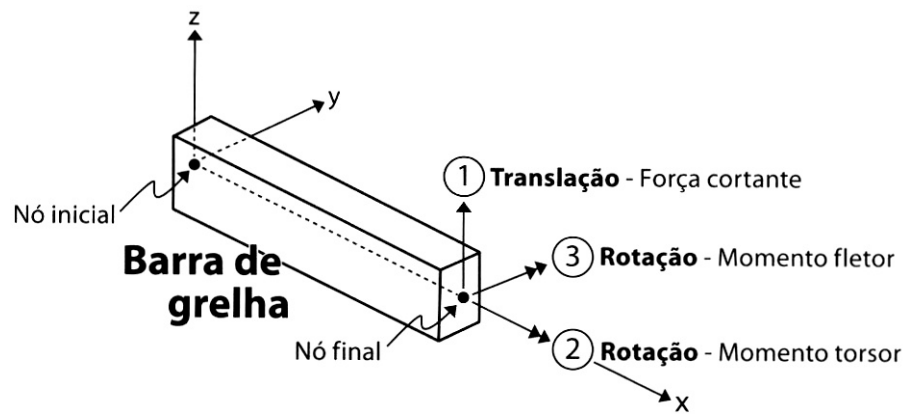


Figura 4.10 – Graus de liberdade de um nó de grelha (KIMURA, 2007).

O modelo de grelha consiste em considerar as vigas, lajes ou todo o pavimento como uma grelha, criando desse modo um modelo virtual equivalente à estrutura real do pavimento do edifício.

A substituição do pavimento por uma grelha foi inicialmente idealizada por Marcus em 1932, que não dispunha, nesta época, de computadores, sendo necessário se valer de processos aproximados para resolver as lajes. Com o grande desenvolvimento da informática, surgiram programas computacionais que calculam rapidamente os esforços em cada barra da grelha, simulando melhor o comportamento da estrutura.

Nos modelos de grelha não é possível considerar as ações horizontais (vento, empuxo, etc.), o que restringe o uso dos modelos de grelha a análise de pavimentos. Para a análise dos edifícios é comum aplicar os modelos de grelhas ao pavimento sujeito às ações verticais e, a partir de seus resultados, aplicar modelos de pórticos (bidimensionais ou tridimensionais) que consideram as ações horizontais e verticais.



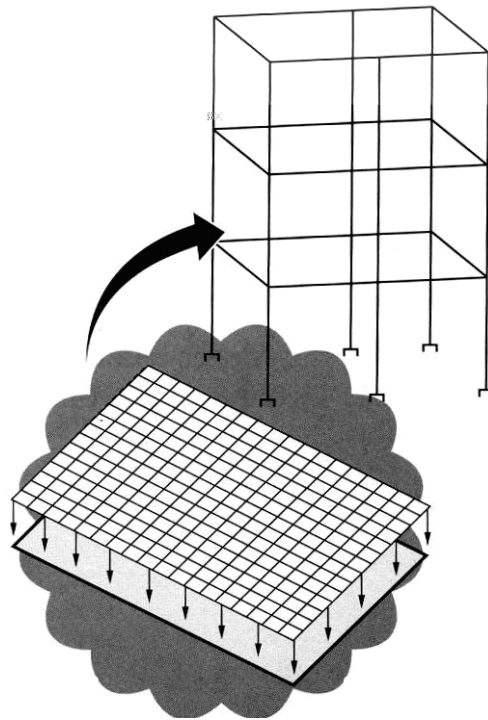


Figura 4.11 – Modelo de grelha aliado ao pórtico tridimensional (KIMURA, 2007).

Existem basicamente dois tipos de modelo de grelha: aquele onde somente as vigas são consideradas fazendo parte da grelha, e aquele onde as lajes são consideradas em conjunto com as vigas. A seguir serão abordadas as características de cada modelo.

#### 4.2.1 GRELHA DE VIGAS

O modelo de grelha somente de vigas pode ser entendido como uma evolução do modelo aproximado de cálculo (modelo de vigas contínuas). Neste modelo, as vigas do pavimento são representadas por uma grelha, onde as vigas são representadas por barras. Cada barra (viga) recebe as ações verticais oriundas das lajes. Este modelo, ao contrário do modelo anterior, necessita de microcomputadores e um programa computacional específico para cálculo de grelhas.

É importante lembrar que as lajes não são consideradas, sendo as cargas nas vigas calculadas por área de influência da laje. A Figura 4.12 exemplifica como ocorre o caminhamento das cargas neste modelo.

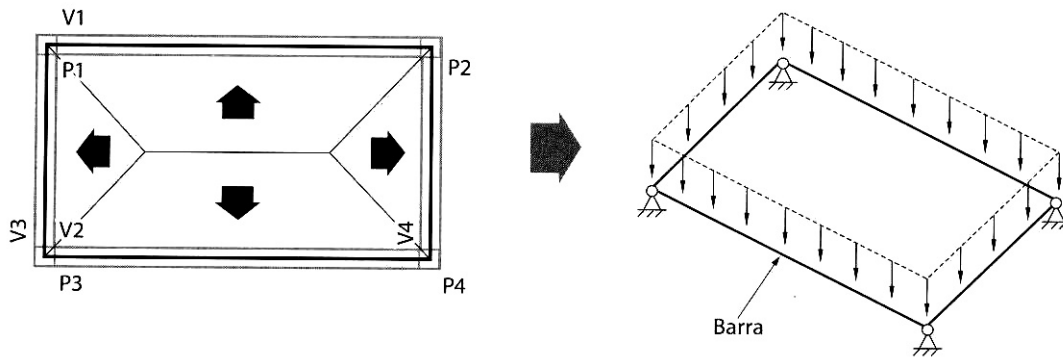


Figura 4.12 – Caminhamento das ações no modelo de grelha de vigas (Kimura, 2007).

Assim, tomando a estrutura do pavimento superior, com a planta de fôrma indicada na Figura 4.2, as vigas do pavimento são substituídas por barras da grelha (Figura 4.13).

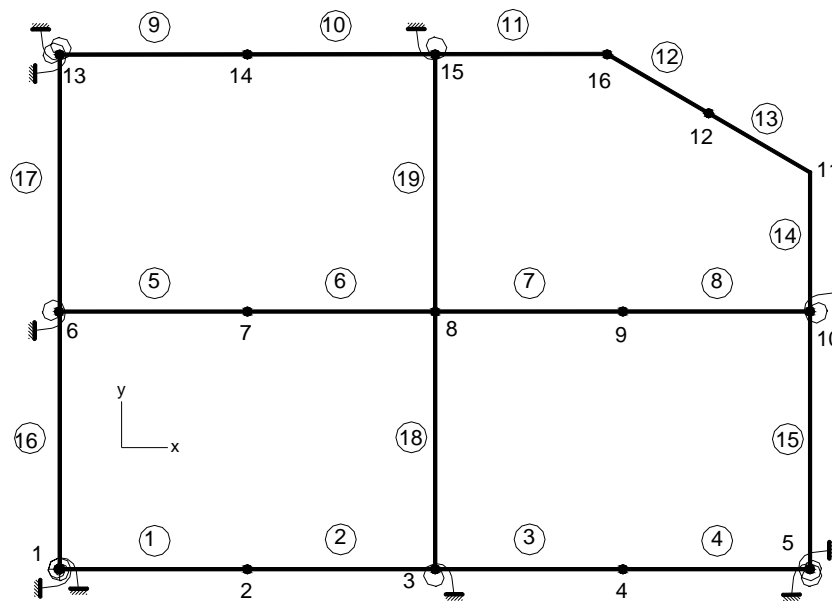


Figura 4.13 – Grelha representativa das vigas do pavimento superior, com numeração das barras e dos nós.

As cargas nas barras da grelha devem ser perpendiculares ao plano da grelha, e são provenientes das lajes, dos pesos próprios das vigas e de paredes que existam sobre as vigas.

Ao executar o programa de grelha os resultados obtidos são os deslocamentos verticais nos nós da grelha onde não existam apoios, os giros das barras nos nós e os esforços solicitantes nas extremidades das barras da grelha.

Com os deslocamentos verticais (flechas) o projetista estrutural pode decidir se há a necessidade de fazer correções na estrutura de tal forma a adequar as flechas aos valores máximos permitidos pela norma.

De posse dos esforços solicitantes nas barras o projetista pode dimensionar e detalhar as armaduras das vigas.

Os pilares são analisados de modo semelhante ao apresentado no modelo anterior, com a diferença apenas de que as cargas verticais e os momentos fletores nos pilares resultam do programa de grelha das vigas.

Este modelo tem as vantagens de considerar a interação entre as vigas do pavimento, ser de fácil compreensão e exigir apenas um programa computacional de grelha, disponível gratuitamente na internet.

Porém, tem as limitações de não considerar as ações horizontais do vento, não considerar interações mais realísticas com as lajes e os pilares, e limitar as lajes a uma geometria regular.

A grande diferença entre a utilização da grelha de vigas e o modelo de viga contínua é a consideração da interação entre as vigas. Cada barra possui uma seção e um material, ou seja, é preciso levar em conta algumas propriedades das vigas como área, inércia, módulos de elasticidade longitudinal e transversal. Cada pilar é representado por um apoio articulado.

Segundo KIMURA (2007) “*o modelo de grelha somente de vigas ainda é utilizado na análise de vigas de um pavimento, mas teve seu uso praticamente substituído pela grelha de vigas e lajes*”.

#### **4.2.2 GRELHA DE VIGAS E LAJES**

O modelo de “Grelha de Vigas e Lajes” consiste em substituir as lajes e vigas do pavimento por barras dispostas no plano horizontal, formando uma grelha sobre apoios simples, que representam os pilares.

Segundo SILVA et al. (2003), para analisar um pavimento por meio do processo de analogia de grelha deve-se dividir as lajes que o compõe em um número adequado de faixas, as quais terão larguras dependentes da geometria e das dimensões do pavimento. Considerando que, assim como as vigas, as faixas possam ser substituídas por elementos estruturais de barras exatamente nos seus eixos, obtém-se então uma grelha equivalente, que passa a representar o pavimento.

Para KIMURA (2007), cada laje é subdividida em diversos alinhamentos de barras, usualmente proporcionadas nas direções principal e secundária. Essa subdivisão, também chamada discretização, faz com que cada barra represente um trecho da laje (Figura 4.14).

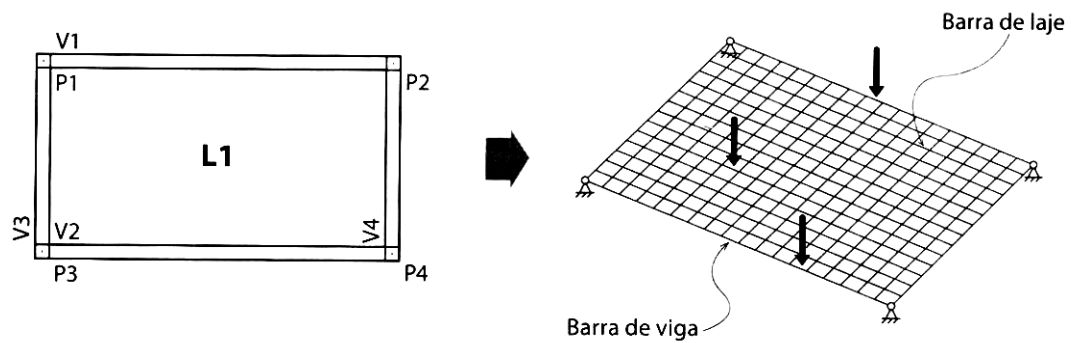


Figura 4.14 - Discretização do pavimento (KIMURA, 2007).

A discretização do pavimento consiste em subdividir o pavimento em pequenos elementos. Esta etapa exige muita atenção e experiência do engenheiro, pois cabe a ele estabelecer as dimensões dos elementos de barra e suas características (área, inércia, etc.). A maior dificuldade nesta etapa é a consideração das rigidezes à flexão e à torção. Alguns trabalhos como os apresentados por DUARTE (1998), SILVA et al. (2003) e STRAMANDINOLI e LORIGGIO<sup>1</sup> (2003), discutem os valores das rigidezes a serem adotados.

O carregamento da grelha pode ser representado de duas maneiras: como cargas concentradas nos nós (Figura 4.15a) ou como cargas distribuídas ao longo das barras (Figura 4.15b). Para ambos os casos, o carregamento deve ser calculado por área de influência do elemento (nó ou barra).

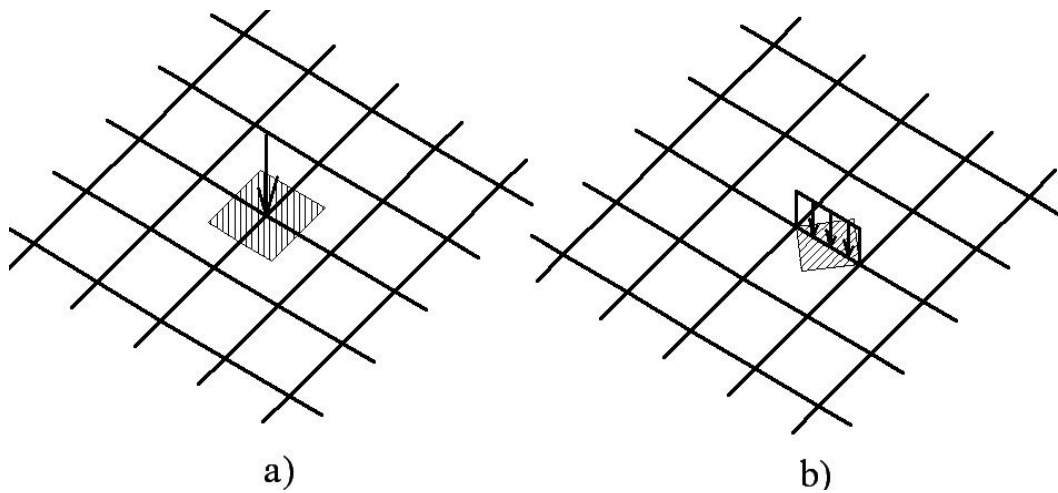


Figura 4.15 – Tipos de carregamento da grelha: a) carga concentrada nos nós;  
b) carga distribuída na barra.

A grande vantagem deste modelo, se comparados aos apresentados anteriormente, é a interação existente entre as lajes e as vigas. A transferência das cargas das lajes para as vigas não é mais feita por área de influência, pois a distribuição dos esforços é feita automaticamente de acordo com a rigidez de cada barra. O esforço migrará automaticamente para as regiões de maior rigidez. A substituição de uma laje por grelha é apresentada na Figura 4.16.

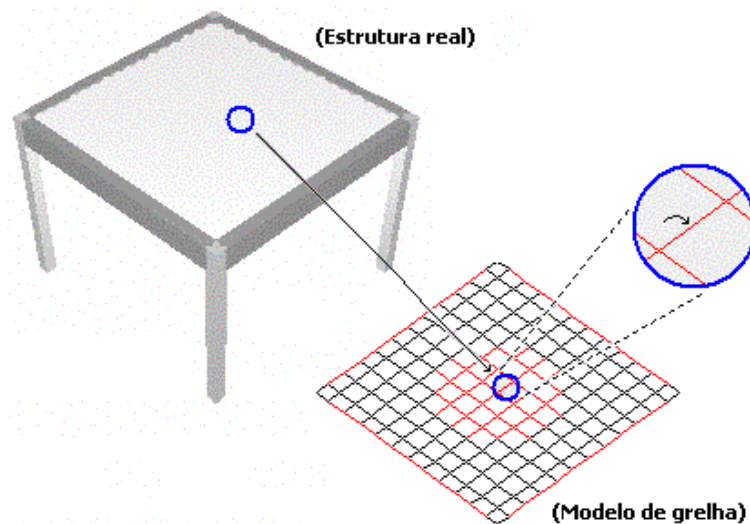


Figura 4.16 – Substituição da laje por uma grelha (TQS INFORMÁTICA).

### 4.3 PÓRTICOS PLANOS

Ao modelar a estrutura do edifício com pórticos planos, o projetista opta por representar a estrutura do edifício em duas dimensões, sendo uma delas a altura do edifício. É importante ressaltar que só é possível modelar a estrutura por meio de pórticos planos, se os pilares e vigas estiverem dispostos de maneira a formar os pórticos. Na Figura 4.17 apresenta-se um exemplo de estrutura representada por um pórtico plano.

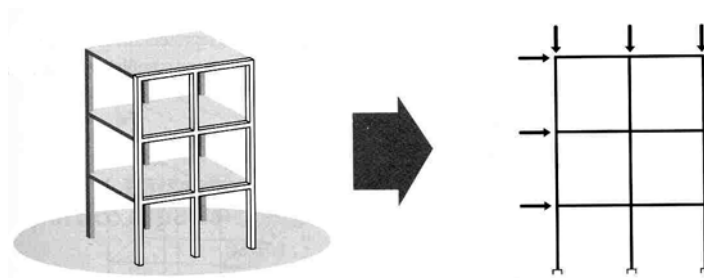


Figura 4.17 – Modelo de pórtico plano (KIMURA, 2007).

Por se tratar de um modelo plano, cada nó entre os elementos lineares possui três graus de liberdade: duas translações (nas direções  $x$  e  $y$ ) e uma rotação (em torno do eixo  $z$ ) retratadas na Figura 4.18. Os graus de liberdade possibilitam a obtenção dos esforços (força normal, força cortante e momento fletor) em cada barra do pórtico. O modelo de pórtico plano tem como limitação a incapacidade de avaliar os efeitos de torção.

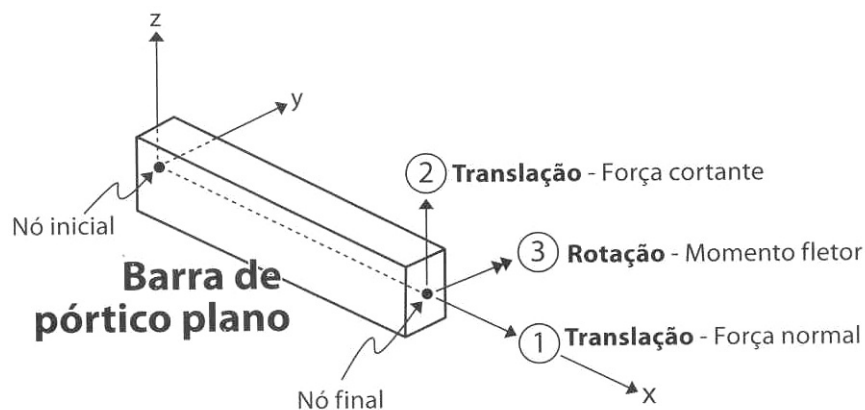


Figura 4.18 – Graus de liberdade de um nó de pórtico plano (KIMURA, 2007).

Neste modelo as lajes não são consideradas, sendo necessário calcular as lajes por outros modelos (Teoria da Elasticidade, analogia de grelha, etc.). Depois de calculada a ação nas lajes, considera-se que o carregamento será transmitido diretamente para as vigas, que são consideradas indeformáveis.

As ações horizontais (ventos na maioria dos casos) também são consideradas, sendo aplicadas aos elementos de vedação (paredes de alvenaria ou outros materiais) e transmitidas para os pilares.

Durante muito tempo este foi o modelo mais utilizado para a avaliação da estabilidade global. Com a evolução da informática, surgiram muitos programas computacionais capazes de calcular as flechas em todos os pontos do pórtico, considerando os efeitos de primeira e de segunda ordem.

Uma das vantagens deste modelo é a possibilidade de simular o comportamento da estrutura por meio da decomposição do edifício em diversos pórticos planos, que podem ser independentes ou interligados por diafragmas rígidos. O comportamento de diafragma rígido é capaz de unir todos os pórticos fazendo com que a responsabilidade pela recepção das ações horizontais seja dividida.

Na Figura 4.19 apresenta-se a planta de fôrma de um edifício que é solicitado pelo vento segundo duas direções.

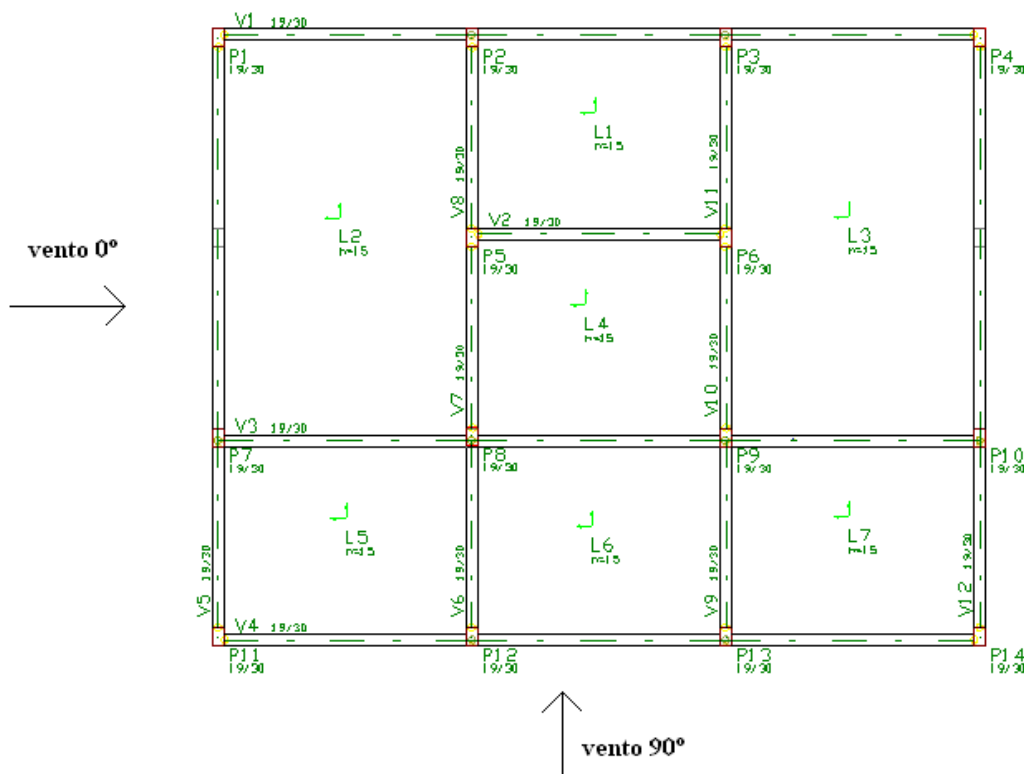


Figura 4.19 - Planta de fôrma do edifício sob forças do vento em duas direções.

Para verificar como a estrutura se comporta pode-se resumir a estrutura a pórticos planos, com eixo na mesma direção do carregamento. No caso da planta de fôrma da Figura 4.19, para resistir ao vento horizontal ( $0^\circ$ ) serão formados pórticos planos. Na Figura 4.20 são apresentadas as vistas em planta e frontal. A representação da estrutura em perspectiva é vista na Figura 4.21.

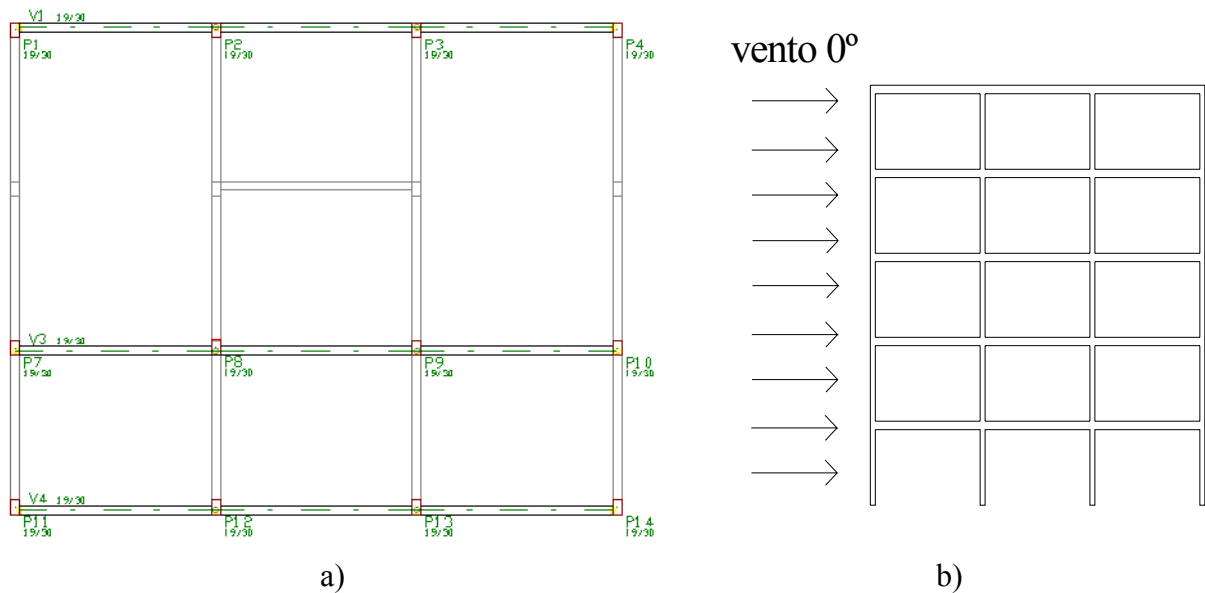


Figura 4.20 – Pórticos planos: a) em planta; b) vista frontal



Figura 4.21 – Pórticos planos em perspectiva.



Os pórticos planos são considerados por FABRIZZI (2007) como uma solução clássica para edifícios de pequeno porte (até cinco pavimentos). Até aproximadamente 10 pavimentos esta solução é viável, porém, edifícios com cinco pavimentos ou mais têm obrigatoriamente elevadores, o que inviabiliza utilizar modelos de análise que associarão os pórticos formados por vigas e pilares ao núcleo de rigidez formado pelas caixas de elevadores e escada. Neste caso é mais indicada a aplicação do modelo de pórtico tridimensional, que será apresentado a seguir.

#### 4.4 PÓRTICO ESPACIAL

O pórtico espacial ou tridimensional é um modelo que representa a estrutura segundo três direções, sendo capaz de representar todas as vigas e pilares do edifício. Na Figura 4.22 apresenta-se um edifício simples sendo representado por um pórtico espacial.

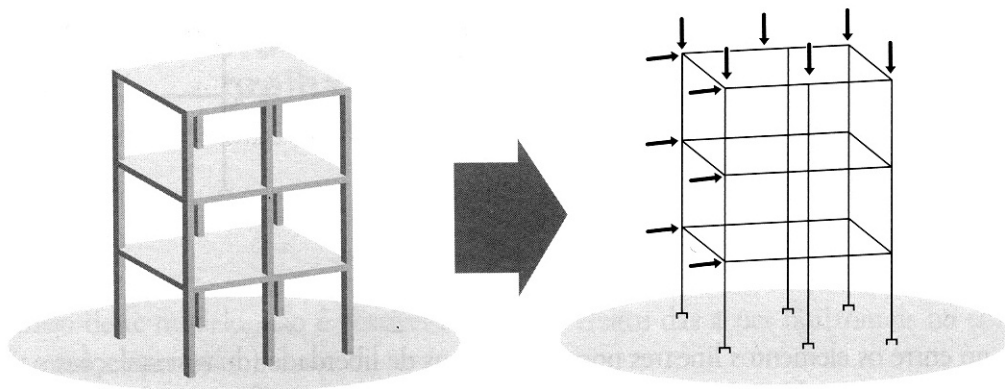


Figura 4.22 – Modelo de pórtico tridimensional (KIMURA,2007).

Por se tratar de um modelo espacial, cada nó entre os elementos lineares possui seis graus de liberdade: três translações (nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ ) e três rotações (em torno dos eixos  $x$ ,  $y$  e  $z$ ) retratadas na Figura 4.23. Os graus de liberdade possibilitam a obtenção dos esforços (força normal, força cortante e momento fletor) em cada barra do pórtico.

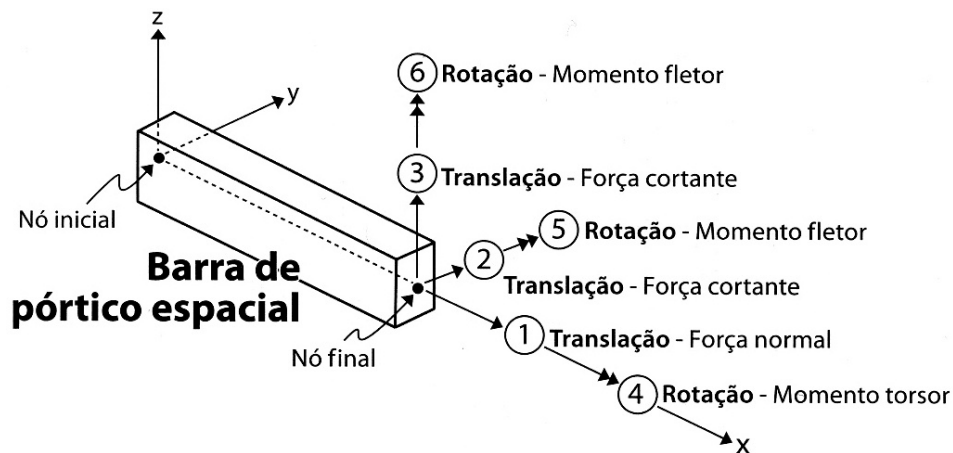


Figura 4.23 – Graus de liberdade de um nó de pórtico espacial (KIMURA, 2007).

É importante destacar que a existência de um grande número de graus de liberdade torna o cálculo dos esforços mais trabalhoso, pois para cada grau de liberdade é definida uma equação, que representa o comportamento de cada elemento da estrutura.

Com a evolução computacional, o cálculo de modelos espaciais deixou de ser trabalhoso e passou a ser necessário. FONTES e PINHEIRO (2006) analisam um edifício por vários modelos estruturais e concluem que edifícios com grandes assimetrias em sua estrutura apresentam esforços significativos decorrentes da torção do edifício. Tais esforços só podem ser calculados com um modelo espacial.

FONTES (2005) considera o modelo espacial como o mais completo para a análise estrutural, devido à sua capacidade de determinar momentos fletores e de torção, e esforços cortantes e normais, de todos os elementos. Afirma que seu uso é adequado para a análise de carregamentos verticais ou horizontais, inclusive com assimetria. A análise considera rotações devidas à torção, que podem interferir nos esforços solicitantes finais. Além disso, é possível a aplicação de forças em qualquer direção.

Para a situação típica em que a estrutura do edifício é composta por lajes e pórtico espacial, sem a presença de grandes aberturas nas lajes, é possível admitir que o pavimento funcione como um elemento infinitamente rígido em seu plano (efeito diafragma), que compatibiliza o comportamento em todos os pontos do mesmo pavimento de uma forma equivalente.

Assim como nos pórticos planos, nos pórticos espaciais são consideradas as ações verticais e as horizontais.

Apesar de não serem consideradas as lajes neste modelo, as ações verticais sobre o pavimento são calculadas considerando as vigas como apoios indeformáveis. Para o cálculo

das ações verticais sobre o pavimento pode-se aplicar o modelo de grelha do pavimento, por exemplo. As ações então são transmitidas às vigas do pórtico.

As ações horizontais são recebidas pelos elementos de fechamento e transmitidas para os elementos do pórtico (vigas e pilares). As lajes (diafragmas rígidos) compatibilizam os efeitos, fazendo com que as ações sejam distribuídas por todas as barras e nós contidos em seu plano. No caso de edifícios com núcleo de rigidez, como o apresentado na Figura 4.24, a laje tem a função de diafragma rígido, transmitindo as ações para todas as barras em seu plano, assim como para o núcleo de rigidez.

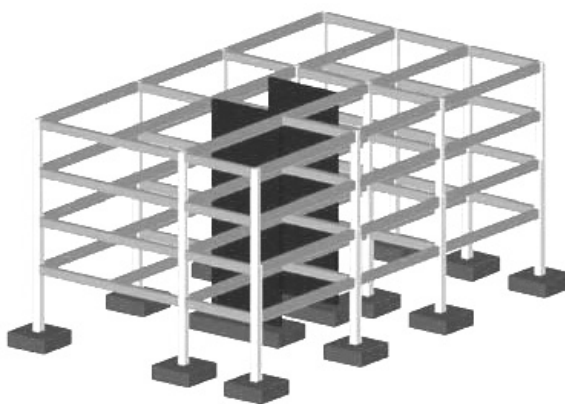


Figura 4.24 – Modelo de pórtico espacial de edifício com núcleo de rigidez (LOURENÇO et al., 1997)

O pórtico espacial é muito abrangente, pois com ele podem ser simulados tanto edifícios altos como edifícios de pequeno porte. O fato de a estrutura ser representada em três direções possibilita, com auxílio de um gráfico, uma melhor visualização e interpretação dos resultados obtidos.

Na prática, o pórtico espacial é amplamente usado na avaliação do edifício como um todo.

Atualmente, o modelo mais usado pelos engenheiros projetistas na análise de edifícios de Concreto Armado é a combinação de grelha do pavimento com o modelo de pórtico espacial.

O modelo de grelha do pavimento é utilizado para o cálculo dos esforços e deslocamentos no pavimento, sem levar em conta as ações horizontais. Dessa forma, obtêm-se as ações verticais sobre as vigas.

Para que os esforços da grelha sejam calculados de forma mais realista, devem existir adaptações que simulem a interação do pavimento com o restante da estrutura. Tais

adaptações podem ser representadas por apoios elásticos (molas), alteração das rigidezes das barras, consideração de “offsets” rígidos, cálculo com redistribuição dos esforços, efeitos construtivos, etc. Todas estas adaptações são incluídas nos cálculos e cabe ao engenheiro determinar como as adaptações serão utilizadas e quais suas influências no resultado final.

Após o cálculo dos esforços do pavimento, analisa-se a estrutura de forma global pelo modelo de pórtico espacial, onde são consideradas as ações verticais sobre as vigas (obtidas por meio da grelha) e as ações horizontais (ventos, empuxos, etc.).

Na Figura 4.25 apresenta-se um esquema do modelo atual de cálculo de edifícios de Concreto Armado.

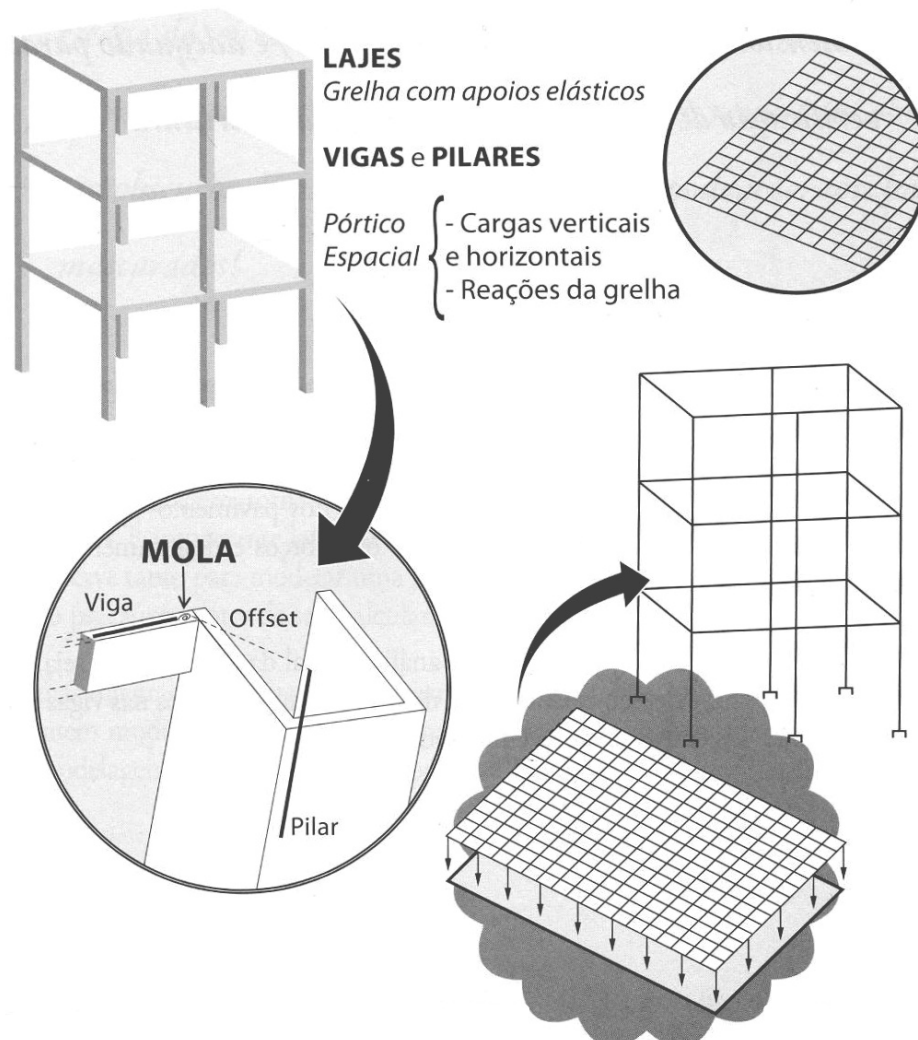


Figura 4.25 – Modelo atual de cálculo de edifícios de Concreto Armado (KIMURA,2007).

É importante observar que apesar das vigas serem representadas nos dois modelos, elas são consideradas só no pórtico espacial, onde recebem as cargas obtidas com a grelha da laje. Este fato se deve ao modelo de pórtico ser capaz de analisar a estrutura de forma global, simulando de forma mais realista a estrutura.

#### **4.5 ESCOLHA DO MODELO**

A escolha do modelo deve ser feita pelo engenheiro e nunca pelo programa computacional. Vários autores como BITTENCOURT et al. (2003), KIMURA (2007) e SANCHES JR. (2003) comentam sobre a importância do engenheiro no cálculo de estruturas e a consideração das normas técnicas. Esses trabalhos indicam que o cálculo estrutural se tornou menos trabalhoso com o advento dos computadores, mas para que os resultados indiquem o comportamento da estrutura de maneira realista, o engenheiro calculista deve ter amplo conhecimento sobre o programa computacional que está utilizando e sobre o modelo estrutural escolhido.

O ideal é o engenheiro estrutural saber diferenciar cada modelo, saber as principais características de cada modelo e aplicar o modelo que melhor representará a estrutura real. Neste sentido, existem vários trabalhos que comparam a aplicação de modelos diferentes para uma mesma situação e recomendam a aplicação dos que apresentam os melhores resultados.

FONTES e PINHEIRO (2006) consideraram os modelos estruturais mais utilizados no cálculo de edifícios, compostos por elementos lineares. Realizaram o exemplo de um edifício de oito pavimentos, para demonstrar as diferenças nos esforços e nos deslocamentos obtidos com modelos estruturais distintos. Para as ações verticais consideraram os modelos de viga contínua, pórtico plano e pórtico espacial. Para as ações horizontais consideraram os modelos de pórticos planos associados, pórtico espacial, pórtico espacial com lajes e pórtico espacial com lajes e trechos rígidos. Recomendam a utilização do modelo de viga contínua somente para edifícios de menor porte, nos quais os tramos das vigas apresentem uma certa padronização quanto ao comprimento do vão e ao carregamento, e sempre que possível dar preferência à utilização do pórtico espacial.

PRADO et al. (2005) avaliaram os esforços solicitantes em pavimentos comparando os métodos clássicos (Método de Marcus e Tabelas de Czerny) com o Processo de Grelhas e Método dos Elementos Finitos (MEF), concluíram que quanto mais o comportamento de uma faixa de laje se aproxima do comportamento de uma faixa isolada, menores são as diferenças

entre os momentos fletores calculados pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) e pelo Processo das Grelhas (PG). Sugerem que sempre que possível sejam empregados métodos discretos, como o Método dos Elementos Finitos e a grelha do pavimento, para a determinação dos esforços em lajes. Entretanto, deve-se tomar cuidado, principalmente na definição da inércia à torção das barras, recomendando sempre um estudo da sua influência sobre os resultados e nunca uma utilização do método confiando apenas em valores padrões definidos nos programas.

BITTENCOURT et al. (2003) analisaram as lajes de um pavimento conforme as tabelas de Czerny, usaram o programa Ftool para análise das vigas e pilares, o programa TQS para cálculo dos esforços solicitantes e modelaram também o pavimento com um programa de Elementos Finitos. Concluíram que as tabelas de Czerny associadas com o programa Ftool proporcionam esforços solicitantes maiores àqueles obtidos com programas como o TQS e por Elementos Finitos.

STRAMANDINOLI E LORIGGIO<sup>1</sup> (2003) estudaram várias relações J/I para lajes quadradas e retangulares para diversas condições de apoio (engastado/apoiado), com seis modelos de grelha (espaçamentos entre as barras). Compararam os resultados obtidos com a analogia de grelha com o modelo de placa pela Teoria da Elasticidade. O trabalho fornece indicações para o modelamento da laje para a obtenção de deslocamentos, e para a obtenção de esforços solicitantes necessários no dimensionamento. Verificaram que a analogia de grelha apresenta resultados satisfatórios e pode ser usada com vantagens no modelamento das lajes de Concreto Armado.

STRAMANDINOLI E LORIGGIO<sup>2</sup> (2003) também estudaram as lajes nervuradas por meio da analogia de grelha. Comparam os modelos de grelha com os modelos de placa e com um modelo tridimensional de laje nervurada discretizada por Elementos Finitos, onde a mesa e a nervura são discretizadas como elemento de casca. Concluíram dizendo que a utilização do modelo de analogia de grelha para representação das lajes nervuradas é bastante adequada, pois além de ter apresentado bons resultados quando comparado com o modelo em Elementos Finitos, ele é fácil de ser utilizado e assimilado pelos projetistas.

#### **4.6 TIPOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL**

Ao analisar a estrutura segundo um modelo estrutural o engenheiro deve estabelecer alguns parâmetros relativos ao comportamento do material que compõe a estrutura. Segundo FONTES (2005), “*para que seja possível equacionar o problema de análise estrutural de um*

edifício, é necessário, anteriormente, idealizar o comportamento dos materiais que o constituirão”. Dessa forma, o tipo de análise estrutural pode ser definido como o processo ou método que se aplicará à estrutura com o intuito de representar da melhor forma o comportamento do material adotado.

A NBR 6118/03 indica cinco tipos de análise estrutural, cabendo ao engenheiro adotar pelo menos um destes:

- Análise linear;
- Análise linear com redistribuição;
- Análise plástica;
- Análise não-linear;
- Análise através de modelos físicos.

#### 4.6.1 ANÁLISE LINEAR

A análise linear é o primeiro tipo de análise que é apresentado ao engenheiro na graduação. Nesse tipo de análise considera-se que os materiais que constituem a estrutura assumem comportamento elástico-linear.

A elasticidade é definida como a propriedade que o um elemento tem de se deformar ao receber ações externas e assim que cessadas as ações voltar à configuração inicial. Ter um comportamento elástico-linear significa que o material tem propriedades elásticas e que sua deformação é proporcional à intensidade das ações externas (Figura 4.26).

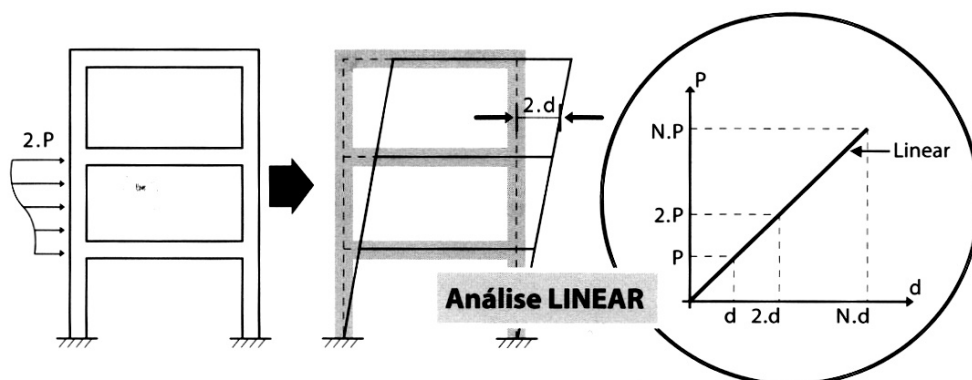


Figura 4.26 – Comportamento linear (KIMURA, 2007).

Em 1676 o físico inglês Robert Hooke (1635-1703) foi o primeiro a estabelecer a relação entre tensão e deformação, estabelecendo a “Lei de Hooke” :

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

onde:

$\sigma$  = tensão;

$\varepsilon$  = deformação;

E = módulo de elasticidade.

O módulo de elasticidade é avaliado por meio do diagrama tensão x deformação do concreto ( $\sigma$  x  $\varepsilon$ ). Devido a não-linearidade do diagrama  $\sigma$  x  $\varepsilon$  (não-linearidade física), o valor do módulo de elasticidade pode ser calculado com infinitos valores. Porém, tem destaque o módulo de elasticidade tangente, dado pela tangente do ângulo ( $\alpha'$ ) formado por uma reta tangente à curva do diagrama  $\sigma$  x  $\varepsilon$ . Um outro módulo também importante é o módulo de elasticidade secante, dado pela tangente do ângulo ( $\alpha''$ ) formado pela reta secante que passa por um ponto A do diagrama (Figura 4.27). O módulo deve ser obtido segundo ensaio descrito na NBR 8522/03.

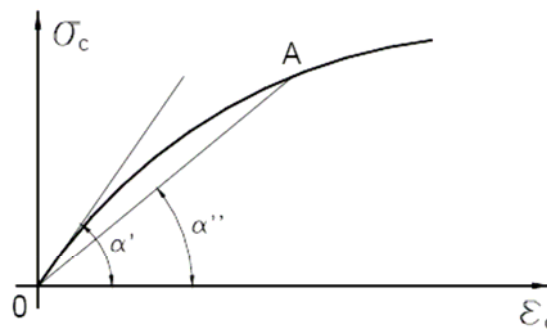


Figura 4.27 – Determinação do módulo de elasticidade do concreto à compressão.

A Lei de Hooke é válida para deformações abaixo do limite elástico do material. O comportamento elástico dos materiais segue o regime elástico na lei de Hooke até um determinado valor de força, após este valor, a relação de proporcionalidade deixa de ser definida, sendo necessário recorrer a um outro tipo de análise.

Os resultados desta análise são empregados na verificação dos Estados Limites de Serviço (ELS).



#### 4.6.2 ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO

Uma vez realizada a análise linear de uma estrutura, pode-se proceder uma redistribuição dos esforços calculados, decorrente da variação de rigidez dos elementos estruturais. A fissuração, e a conseqüente entrada no Estádio II, de determinadas seções transversais, provoca um remanejamento dos esforços solicitantes, para regiões de maior rigidez. É o caso de vigas contínuas, por exemplo. Ao aumentar-se progressivamente o carregamento de uma viga contínua, fissuras aparecerão primeiramente nos apoios, onde os momentos fletores são maiores. A região do apoio entra no Estádio II quando o concreto tracionado deixa de contribuir na resistência, por ação das fissuras. Ainda sob o carregamento crescente, nota-se um aumento mais rápido dos momentos fletores nos vãos, que ainda estão no Estádio I (seção não fissurada), do que nos apoios. Esse processo continua até a entrada também da região do vão no Estádio II (FONTES, 2005).

#### 4.6.3 ANÁLISE NÃO-LINEAR

Segundo KIMURA (2007), “*uma análise não-linear é um cálculo no qual a resposta da estrutura, seja em deslocamentos, esforços ou tensões, possui um comportamento não-linear, isto é, desproporcional à medida que um carregamento é aplicado*”.

Conforme visto na Figura 4.26, o gráfico ação x deformação ( $P \times d$ ) tem em seu trecho inicial uma reta, que indica que  $P$  e  $d$  são proporcionais. Esta proporção indica que quando se opta pela análise linear, o módulo de elasticidade é constante e definido. Na Figura 4.28 apresenta-se o gráfico ação x deformação ( $P \times d$ ) onde se considera o comportamento não-linear da estrutura. Percebe-se que ao aumentar a ação  $P$ , aumenta-se também a deformação  $d$ , mas sem existir uma proporção. Neste caso, não se tem um módulo de elasticidade definido.

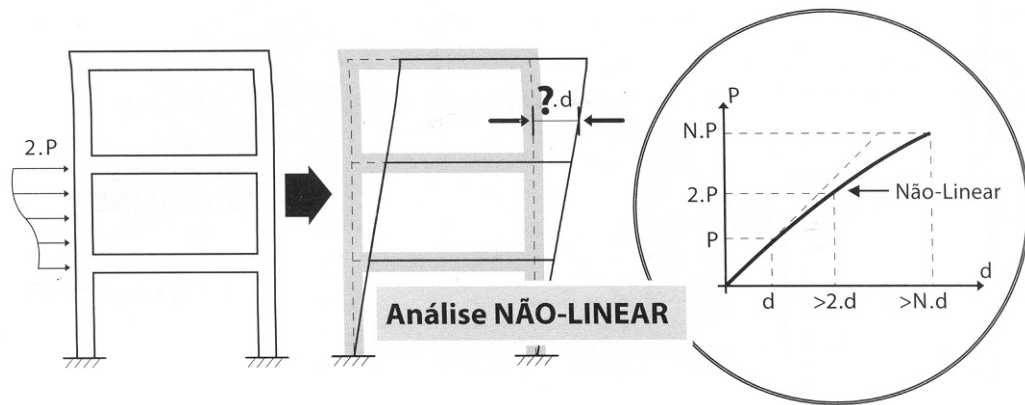


Figura 4.28 – Comportamento não-linear (KIMURA, 2007).

As causas da não-linearidade são diversas, mas usualmente divide-se a não-linearidade em duas: a não-linearidade física e a não-linearidade geométrica.

Uma análise completamente não-linear exige esforços computacionais muito grandes, devido 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. Ao final da análise não-linear, têm-se novos esforços, que permitem o cálculo de uma armadura diferente. Essa nova armadura passa a ser utilizada na iteração seguinte. O processo se repete até que a armadura obtida seja próxima da relativa à iteração anterior. Por ser muito trabalhoso, é indispensável a utilização de programas computacionais para esse tipo de análise. A hipótese de superposição de efeitos não é válida para a análise não-linear (FONTES, 2005).

#### 4.6.3.1 NÃO-LINEARIDADE FÍSICA

A não-linearidade física desenvolve-se a partir de fissuração, fluência, deformação plástica do concreto, escoamento das armaduras, entre outros fatores, e está associada ao comportamento do material. A sua consideração envolve a determinação da rigidez de cada elemento estrutural, para cada seção transversal com variação da quantidade e da disposição de armadura, e do grau de sollicitação, a partir das relações constitutivas dos materiais (FONTES, 2005).

Na Figura 4.27 apresentou-se o diagrama  $\sigma \times \epsilon$ , onde o módulo de deformação é dado pela tg ( $\alpha$ ). Devido à curva tensão x deformação ( $\sigma \times \epsilon$ ) não ser linear, o módulo de

elasticidade (**E**) não tem um valor constante, ou seja, a rigidez (**E I**) do elemento estrutural não é constante, mas variável em função da magnitude do carregamento.

Além da não-linearidade do concreto e do aço existe outro fator que afeta diretamente a rigidez dos elementos: a fissuração.

As fissuras surgem quando os esforços de tração são maiores que a resistência à tração do concreto. Ao fissurar (Figura 4.29), ocorre uma redução na seção transversal, o que diminui a área e inércia à flexão da seção solicitada. Sendo a rigidez definida como o produto do módulo de elasticidade pela inércia à flexão, qualquer alteração na inércia da seção solicitada afeta diretamente a rigidez do elemento. KIMURA (2007) considera que “*em elementos predominantemente fletidos, como as vigas e as lajes, a fissuração do concreto é um fator decisivo na resposta não-linear da estrutura. A consideração da fissuração do concreto é fundamental para o cálculo dos deslocamentos dessas peças*”.

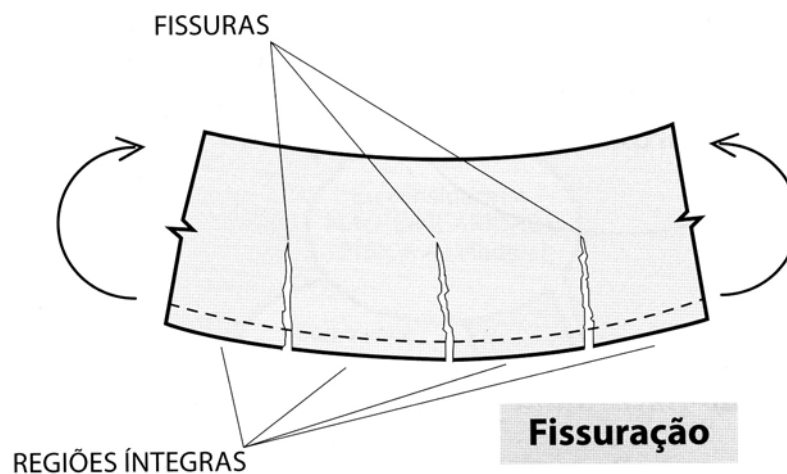


Figura 4.29 – Elemento fissurado (KIMURA, 2007).

O emprego da não-linearidade física, para as estruturas de Concreto Armado, resulta em uma tarefa complexa, implicando em grande esforço computacional. Na tentativa de facilitar o cálculo de edifícios de Concreto Armado, diversos estudos apresentam métodos que propõem consideração da não-linearidade física. Esses métodos são, em geral, baseados em modelos constitutivos do concreto e do aço.

Outra forma de se considerar a não-linearidade física é alterar diretamente a rigidez dos elementos da estrutura. A NBR 6118/03, em seu item 15.7.2, admite a redução direta da rigidez apenas para a obtenção dos esforços globais de 2ª ordem, sendo necessário aplicar métodos mais precisos para a obtenção de esforços locais de 2ª ordem. Como método mais

refinado de consideração da não-linearidade física, KIMURA (2007) recomenda a utilização de diagramas de curvatura.

#### 4.6.3.2 NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Segundo KIMURA (2007), a análise de 1ª ordem “é aquela em que o cálculo da estrutura é realizado na sua configuração geométrica inicial não deformada, gerando os chamados efeitos de primeira ordem”, ou seja, neste tipo de análise não se leva em conta o efeito das deformações ocorridas com a aplicação do carregamento (Figura 4.30a). Já a análise de 2ª “é aquela em que o cálculo da estrutura é realizado na sua posição deformada, ocasionando o aparecimento de efeitos adicionais chamados efeitos de segunda ordem, que tendem a desestabilizar a edificação” (Figura 4.30b).

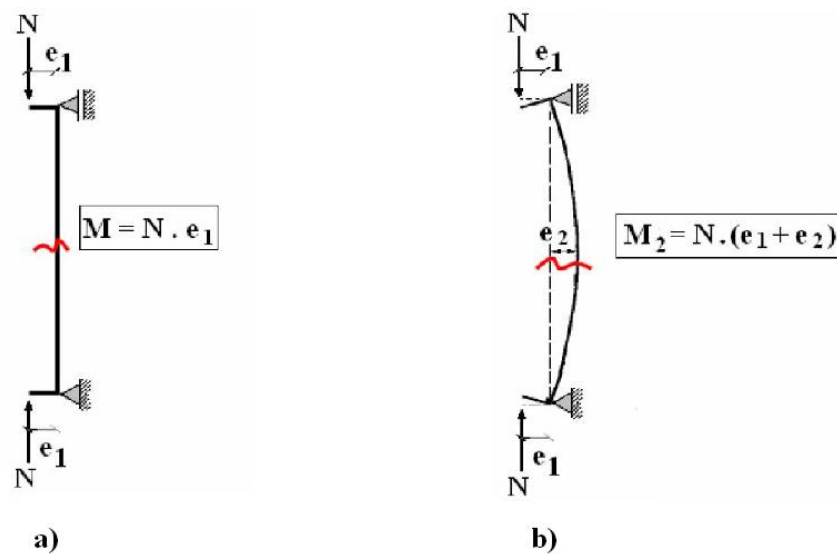


Figura 4.30 – Efeitos de 1ª e 2ª ordem (MELGES, 2005).

Em outras palavras, enquanto nos estudos de primeira ordem os esforços e os deslocamentos variam linearmente com as ações, nos de segunda ordem essas relações tornam-se não-lineares (LIMA, 2001).

A atuação simultânea de ações verticais e horizontais provoca deslocamentos laterais dos elementos ou nós das estruturas. Este efeito causa um aumento das solicitações nos

elementos que compõem a estrutura e é chamado de não-linearidade geométrica. Deve-se então dar atenção aos esforços adicionais (segunda ordem global) que surgirão, pois o equilíbrio agora considerado não será mais na posição indeformada da estrutura e sim na sua posição deformada (WORDELL, 2003).

A não-linearidade geométrica é decorrente da consideração dos efeitos de segunda ordem, provenientes da análise da estrutura em sua posição deformada, e que devem ser somados aos efeitos de primeira ordem. Normalmente as estruturas apresentam uma resposta não-linear aos efeitos de segunda ordem, ou seja, os deslocamentos extras não são diretamente proporcionais ao carregamento aplicado. Um exemplo simples de efeito de segunda ordem é o aumento de momentos fletores nos pilares de edifícios, resultado da combinação das ações verticais com deslocamentos horizontais provocados pelo vento (FONTES, 2005).

#### **4.6.4 ANÁLISE PLÁSTICA**

Conforme a Lei de Hooke, um corpo se deforma proporcionalmente a tensão aplicada sobre ele. Até a tensão atingir seu limite elástico, considera-se o corpo em regime elástico, ou seja, ao sofrer uma deformação o corpo tende a assumir sua forma original.

A partir de uma tensão limite, denominada “tensão de escoamento”, o corpo deixa de apresentar elasticidade e passa a se comportar no regime plástico. O regime plástico se diferencia do regime elástico pela perda da capacidade que o corpo tem de retornar à sua configuração original. Ao ultrapassar a tensão limite ou de escoamento, as deformações tendem a se tornar permanentes.

Na análise plástica, admite-se que o concreto armado trabalha na iminência de ruptura, ou seja, que ele apresenta um comportamento correspondente a uma fase posterior à da análise não-linear de seu diagrama de tensão-deformação, caracterizada por escoamento de armaduras e pelo progresso de linhas de plastificação ao longo da sua estrutura. Admite-se, pois, neste tipo de análise, um comportamento rígido-plástico perfeito ou elasto-plástico perfeito para concreto armado, permitindo uma determinação adequada do valor da carga máxima que ele pode ser submetido numa solicitação, carga esta conhecida como carga de ruína ou carga última (DUARTE, 1998).

#### 4.6.5 ANÁLISE POR MODELOS FÍSICOS

A análise através de modelos físicos consiste em realizar ensaios em protótipos que sejam similares a estrutura real. A NBR 6118/03 estabelece que “*na análise através de modelos físicos, o comportamento estrutural é determinado a partir de ensaios realizados com modelos físicos de concreto, considerando os critérios de semelhança mecânica*”.

A metodologia, os fatores de escala e os materiais empregados nos experimentos devem assegurar a possibilidade de obter a correta interpretação dos resultados.

Segundo FONTES (2005), o uso de modelos físicos tem diversos objetivos, destacando-se entre eles:

- Demonstrar o comportamento de certas estruturas, seja com o caráter pedagógico ou o de pesquisa;
- Checar a validade de procedimentos analíticos utilizados, geralmente no caso de estruturas cuja teoria ainda não se encontra consolidada no meio técnico;
- Participar diretamente na concepção de estruturas, sendo este objetivo o que mais exige precisão na semelhança mecânica entre modelo e estrutura real, e na interpretação dos dados obtidos.

A NBR 6118/03 ainda prescreve que “*obrigatoriamente devem ser obtidos resultados para todos os estados limites últimos e de serviço a serem empregados na análise da estrutura. Todas as ações, condições e possíveis influências que possam ocorrer durante a vida da estrutura devem ser convenientemente reproduzidas nos ensaios*”.

O emprego de modelos físicos ainda é bem reduzido, pois geralmente seu custo é maior e sua utilização requer equipamentos sofisticados de laboratório e pessoal especializado.

#### 4.7 ESTABILIDADE GLOBAL

Quando se elabora o projeto estrutural, o lançamento dos pilares, e outros elementos verticais, tem como objetivo principal dar sustentação às cargas verticais aplicadas ao pavimento.

Esta idéia vigorou durante anos entre os engenheiros estruturais. Com a elevação dos custos do espaço, os projetistas arquitetônicos buscaram utilizar ao máximo a área do terreno e aumentar a altura dos edifícios.

Dessa forma, a concepção vertical dos edifícios passou a ser influenciada não só pelas cargas verticais (peso próprio, etc.), mas também pelas cargas horizontais (ventos e empuxos). Pode-se afirmar que quanto maior a altura do edifício, maior é a influência das ações horizontais, ou seja, quanto maior a altura do edifício, maior atenção deve ser dada à análise da estabilidade global.

A estabilidade de uma estrutura pode ser entendida como a sua capacidade de manter o equilíbrio sob a incidência de ações (LIMA, 2001). Segundo WORDELL (2003), *“uma análise da instabilidade global das estruturas se faz necessária, e pode-se dizer que é até fundamental para as edificações. Todo e qualquer edifício independente do número de pavimentos, pilares e dimensões, deve ser verificado se o seu sistema de travamento está devidamente adequado e dimensionado. Destaca-se a NBR 6118/03 que faz desta verificação uma questão indispensável aos projetos estruturais”*.

A NBR 6118/03 apresenta dois parâmetros como forma de avaliar a instabilidade global da estrutura, o parâmetro  $\alpha$  e o parâmetro  $\gamma_z$ . Antes de apresentar as definições de cada parâmetro, é importante definir como é feita a classificação da estrutura quanto à mobilidade dos nós.

#### 4.7.1 ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM

Durante a graduação o engenheiro aprende a obter os esforços solicitantes com a estrutura em sua configuração inicial (Figura 4.31). Conforme são aplicados os carregamentos, a estrutura se deforma e os esforços calculados já não representam o que realmente está acontecendo com a estrutura. É necessário então obter novamente os esforços com a estrutura na posição em que ocorre o equilíbrio (Figura 4.32). A análise de 2ª ordem não é usualmente abordada nos cursos de graduação, apesar de sua importante aplicação na estruturação vertical de edifícios.

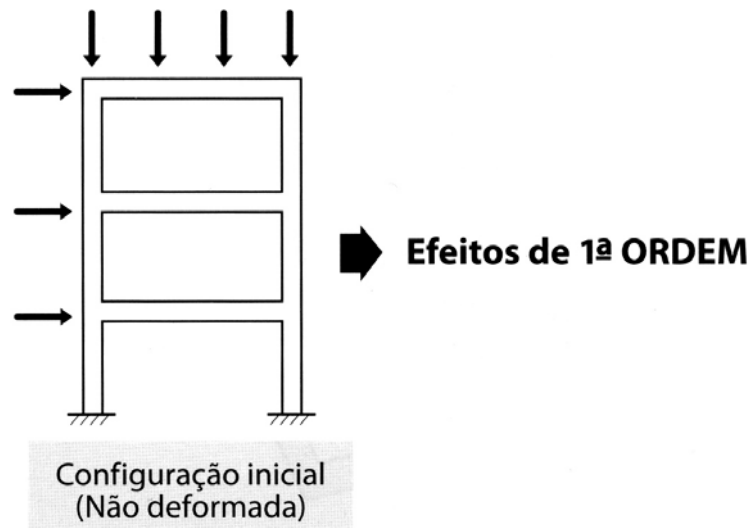


Figura 4.31 – Efeitos de primeira ordem (KIMURA, 2007).



Figura 4.32 – Efeitos de segunda ordem (KIMURA, 2007).

A NBR 6118/03 em seu item 15.4.1 classifica os efeitos de segunda ordem em globais, locais e localizados (Figura 4.33). A seguir, apresenta-se a definição para cada um deles encontrados em KIMURA (2007):



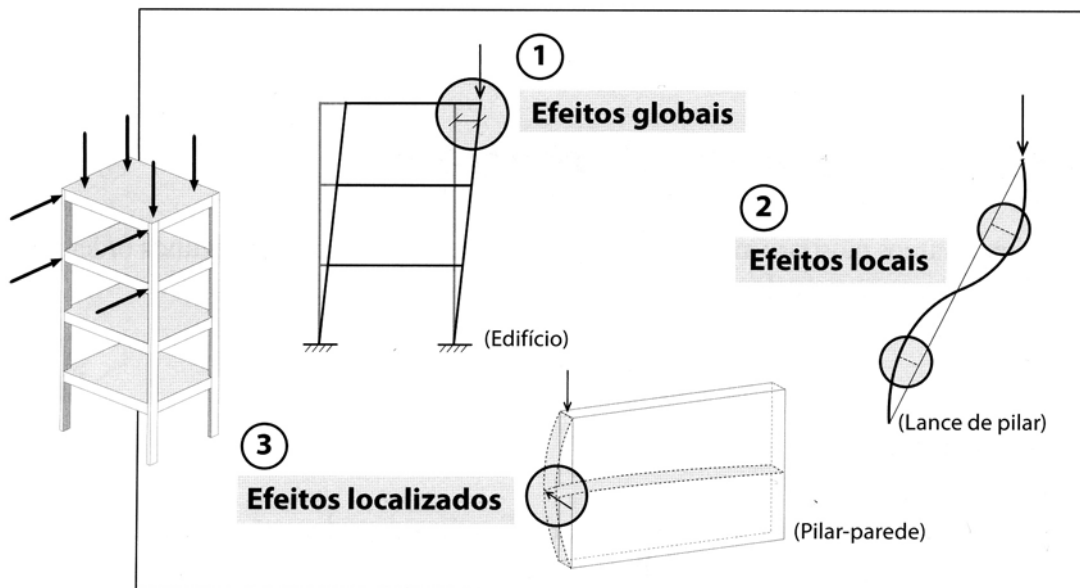


Figura 4.33 – Classificação dos efeitos de 2ª ordem (KIMURA, 2007).

“Os efeitos globais estão relacionados ao edifício como um todo, isto é, ao conjunto completo formado pelos pilares, vigas e lajes. Por exemplo: um edifício submetido à ação do vento se desloca horizontalmente (Figura 4.34). E, por essa razão geram-se efeitos de segunda ordem devido a presença simultânea de cargas verticais (peso próprio e sobrecarga)”.

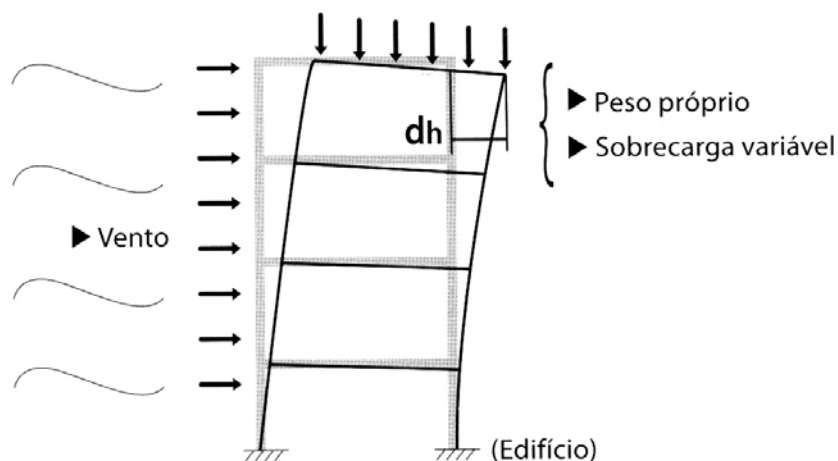


Figura 4.34 - Efeitos globais de 2ª ordem (KIMURA, 2007).

“Já os efeitos locais estão associados a uma parte isolada da estrutura. Por exemplo: um lance de pilar sob a atuação de momentos fletores no seu topo e na sua base se deforma

(Figura 4.35). Com isso são produzidos efeitos de segunda ordem devido à presença simultânea de carga normal de compressão”.

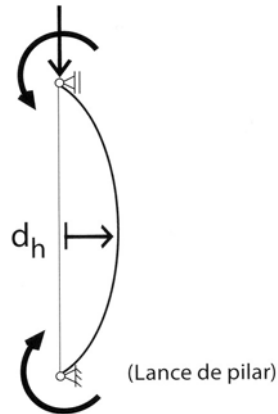


Figura 4.35 – Efeitos locais de 2ª ordem (KIMURA, 2007).

“Os efeitos localizados, por sua vez, referem-se a uma região específica de um elemento no qual se concentram tensões. Exemplo: um pilar-parede sob atuação de momento fletor segundo sua direção mais rígida se deforma mais em uma de suas extremidades (Figura 4.36). O resultado é o desenvolvimento de efeitos de segunda ordem devido à presença de uma carga normal de compressão mais significativa nessa região”.

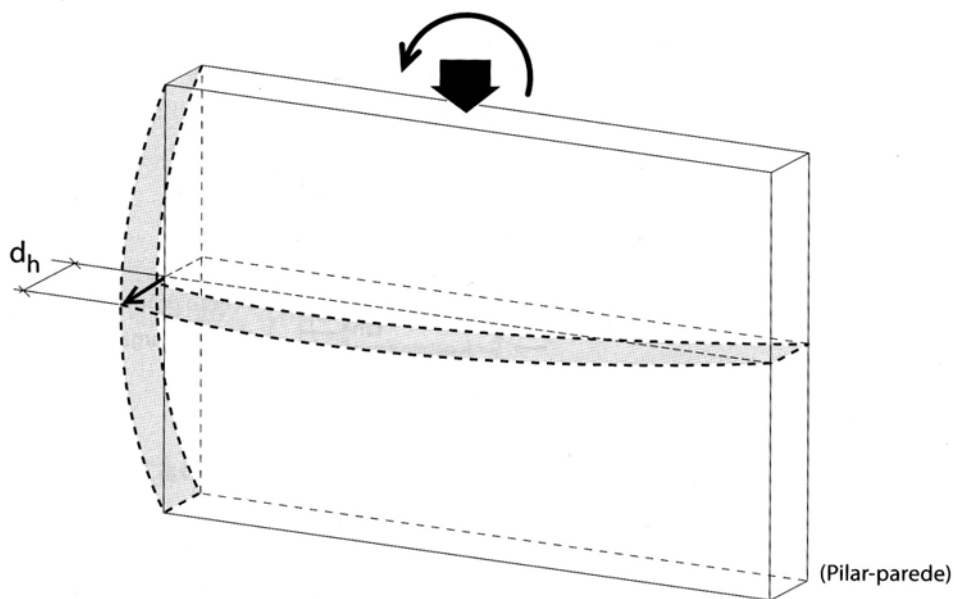


Figura 4.36 – Efeitos localizados de 2ª ordem (KIMURA, 2007).

#### 4.7.2 CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA QUANTO À MOBILIDADE DOS NÓS

A NBR 6118/03 considera a estrutura como de nós fixos quando “os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas basta considerar os efeitos locais e de 2ª ordem”.

A vantagem da estrutura de nós fixos é a facilidade no cálculo da estrutura. Além de não serem considerados os efeitos globais de 2ª ordem, “o cálculo pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais que ali concorrem, onde se aplicam os esforços obtidos pela análise da estrutura efetuada segundo a teoria de 1ª ordem” (NBR 6118/03).

São considerados elementos isolados (item 15.4.4 da NBR 6118/03):

- a) os elementos estruturais isostáticos;
- b) os elementos contraventados;
- c) os elementos das estruturas de contraventamento de nós fixos;
- d) os elementos das subestruturas de contraventamento de nós móveis desde que, aos esforços nas extremidades, obtidos numa análise de 1ª ordem, sejam acrescentados os determinados por análise global de 2ª ordem.

Vale reforçar que pode haver perda de estabilidade de algum pilar isolado, mesmo em uma estrutura considerada de nós fixos, devido aos efeitos de segunda ordem locais. Por isso, não pode ser dispensada a verificação local da peça, tanto nas estruturas consideradas deslocáveis quanto nas consideradas indeslocáveis.

“As estrutura de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados” (NBR 6118/03).

Ao considerar a estrutura como de nós móveis, surgem implicações no cálculo. A NBR 6118/03, prescreve em seu item 15.7 que na análise de estruturas de nós móveis devem ser consideradas as não-linearidades física e geométrica.

A definição do tipo da estrutura segundo a classificação dos seus nós torna-se prática após calculados os parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$ .

### 4.7.3 PARÂMETRO DE INSTABILIDADE $\alpha$

O parâmetro de instabilidade  $\alpha$  foi introduzido por BECK & KÖNIG (1966) e incorporado pelo Código Modelo CEB-FIP em 1978, passando a ser utilizado por projetistas no mundo inteiro. No Brasil, este parâmetro é adotado pela NBR 6118/03.

Os primeiros estudos voltados para a avaliação dos efeitos de segunda ordem enfocavam apenas o comportamento de barras isoladas. BECK & KÖNIG, com base na teoria de Eüler, desenvolveram os primeiros trabalhos de maior repercussão que envolveram estruturas como um todo, trabalhando em regime elástico-linear. Consideraram o edifício equivalente a um pilar único, engastado na base e livre no topo, de seção constante, e sujeito a uma força vertical uniformemente distribuída ao longo do seu comprimento. Esse pilar tinha rigidez igual à soma das rigidezes dos pilares isolados que participavam do contraventamento da estrutura. Observaram que a perda de estabilidade da estrutura se relacionava a um coeficiente denominado  $\alpha$ , que dependia do carregamento e das características geométricas do pilar (LIMA, 2001).

A NBR 6118/03 em seu item 15.5.2, define o parâmetro  $\alpha$  com base nos trabalhos apresentados por BECK & KÖNIG, sendo  $\alpha$  definido por:

$$\alpha = H_{\text{tot}} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I_c}}$$

onde:

$H_{\text{tot}}$  = 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  $H_{\text{tot}}$ ), com seu valor característico;

$E_{cs} \cdot I_c$  = o somatório dos valores de 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.

O cálculo da rigidez equivalente é feito seguindo dois passos:

- Primeiro, determina-se o deslocamento **a** no topo da estrutura de contraventamento submetida ao carregamento distribuído **q**. Como a estrutura de contraventamento de edifícios é em geral constituída por pórticos, pilares-parede, núcleos de rigidez e estruturas mistas, esse cálculo requer o uso de programas computacionais apropriados;

- Calculado o deslocamento no topo, a rigidez equivalente (**EI<sub>eq</sub>**) é dada pela equação:

$$EI_{eq} = \frac{q \cdot H^4}{8 \cdot a}$$

onde:

**q** = ação horizontal uniformemente distribuída;

**H** = altura total do edifício;

**a** = deslocamento no topo do edifício submetido à ação horizontal **q**.

A Figura 4.37 representa a consideração do pilar de rigidez equivalente.

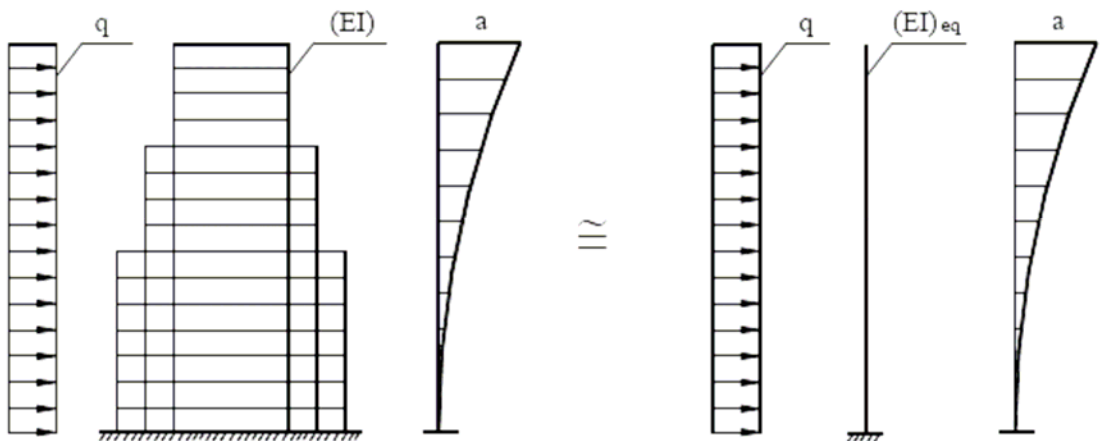


Figura 4.37 – Módulo de rigidez equivalente.

O parâmetro de instabilidade  $\alpha$  tem objetivo único de fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Em outras palavras, pode-se dizer que este parâmetro atua como um “termômetro” para julgamento da sensibilidade, ou seja, indica se há ou não a necessidade de se considerar os efeitos de segunda ordem.

Assim, calculado parâmetro  $\alpha$ , é necessário verificar se seu valor excede os valores limites.

Segundo o item 15.5.2 da NBR 6118/03, *uma estrutura reticulada pode ser considerada de nós fixos (pode-se desconsiderar os efeitos globais de 2ª ordem) se seu parâmetro de instabilidade  $\alpha$  for menor que o valor  $\alpha_1$ , conforme a expressão:*

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= 0,2 + 0,1 \cdot n && \text{se } n \leq 3 \\ \alpha_1 &= 0,6 && \text{se } n \geq 4\end{aligned}$$

onde  $n$  é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

Segundo FRANCO apud LIMA (2001), o valor limite para  $\alpha$  não é único e depende do sistema de contraventamento da estrutura. A justificativa para os diferentes valores limites é a de que os diferentes tipos de estruturas de contraventamento (pilar-parede, pórticos, núcleos de rigidez, etc) apresentam deformações diferentes ao longo da estrutura, ou seja, “*as diferentes deformadas realmente sugerem diferentes respostas aos efeitos de segunda ordem e, conseqüentemente diferentes valores de  $\alpha_{lim}$* ” (LIMA, 2001).

A NBR 6118/03 não desconsidera as afirmações de FRANCO (1985) e sugere diferentes valores para  $\alpha_1$  (quando  $n \geq 4$ ), de acordo com o tipo de contraventamento da estrutura:

$$\alpha_1 \leq 0,7 \text{ (estruturas contraventadas por pilares-parede)}$$

$$\alpha_1 \leq 0,6 \text{ (estruturas contraventadas por associações de pórticos e pilares-parede)}$$

$$\alpha_1 \leq 0,5 \text{ (estruturas contraventadas somente por pórticos)}$$

Quando o valor de  $\alpha$  excede o valor limite ( $\alpha_1$ ), têm-se três opções:

- Levar em conta os efeitos de 2ª ordem, por meio do processo P $\Delta$ . Detalhes deste processo podem ser encontrados em LIMA (2001), WORDELL (2003) e LONGO (2000);
- Consideração aproximada dos efeitos de 2ª ordem, majorando-se as ações horizontais do vento (fator K);
- Aumentar as seções ou número de elementos estruturais de contraventamento e recalculer  $\alpha$ .

#### 4.7.4 COEFICIENTE $\gamma_z$

Aplicando-se o processo **P- $\Delta$**  em estruturas regulares submetidas a forças horizontais e verticais uniformemente distribuídas, respectivamente, ao longo da altura e ao longo do eixo vertical, pode-se observar que as razões entre os acréscimos de deslocamentos referentes a uma certa iteração e os acréscimos referentes à iteração anterior, têm praticamente o mesmo valor, quaisquer que sejam essas iterações. Assumindo-se a hipótese de que essa razão seja realmente igual para todas as iterações, pode-se aproximar o desenvolvimento progressivo dos deslocamentos horizontais por uma progressão geométrica decrescente. Com base nessas observações, FRANCO e VASCONCELOS (1991) introduziram o chamado coeficiente  $\gamma_z$ .

O coeficiente  $\gamma_z$  teve origem nos estudos de FRANCO e VASCONCELOS (1991), com o objetivo de propor um processo simples de se estabelecer a mobilidade da estrutura e uma forma de estimar, com certa precisão os esforços de segunda ordem. Este coeficiente é utilizado como majorador de esforços de primeira ordem, para obtenção dos esforços finais, os quais já incluem os esforços de segunda ordem.

Assim como o parâmetro  $\alpha$ , o coeficiente  $\gamma_z$  avalia a sensibilidade do edifício aos efeitos de 2ª ordem, mas com um diferencial: a partir do coeficiente  $\gamma_z$  é possível estimar o valor dos efeitos de 2ª ordem.

Quanto à sua aplicação, o  $\gamma_z$  pode ser usado para a classificação das estruturas quanto à deslocabilidade dos nós, de maneira análoga ao parâmetro  $\alpha$ . Seu valor é calculado e comparado com o valor limite, acima do qual a estrutura deve ser considerada de nós móveis. A principal vantagem do  $\gamma_z$ , entretanto, é que ele também pode ser utilizado como coeficiente majorador dos efeitos de primeira ordem, de forma rápida e simples.

KIMURA (2007) define o coeficiente como “*um parâmetro que avalia a estabilidade global de um edifício de concreto armado de forma simples, rápida e bastante eficiente*”.

De fato, o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  é simples:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}}$$

onde:

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

$\Delta M_{tot,d}$  = soma dos produtos de toda as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de calculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem. Em outras palavras, é o acréscimo de momento após a análise de 1ª ordem.

$M_{1,tot,d}$  é dado pela equação:

$$M_{1,tot,d} = \sum (FH_{id} \cdot x_i)$$

onde:

$FH_{id}$  = força horizontal do andar  $i$ ;

$x_i$  = distancia do andar  $i$  à base do edifício.

$\Delta M_{tot,d}$  é dado pela equação:

$$\Delta M_{tot,d} = \sum (P_{id} \cdot y_i)$$

onde:

$P_{id}$  = força vertical do andar  $i$ ;

$y_i$  = deslocamento horizontal do andar  $i$ .

Exemplos de cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  podem ser encontrados em KIMURA (2007) e LIMA (2001).

Calculado o parâmetro coeficiente  $\gamma_z$ , é necessário verificar os valores limites para a classificação da estrutura. A NBR 6118/03 em seu item 15.5.3 estabelece que a estrutura pode ser considerada como de nós fixos se  $\gamma_z \leq 1,1$ .

Se o coeficiente  $\gamma_z > 1,1$ , a estrutura é então considerada de nós móveis e se faz necessária a consideração dos efeitos de 2ª ordem globais.

A NBR 6118/03 (item 15.7.2) prescreve que “ *uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem e 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação*



de carregamento considerada por  $0,95 \cdot \gamma_z$ . Esse processo só é válido para  $\gamma_z \leq 1,3$ ”.

Apesar da NBR 6118/03 permitir a majoração dos esforços horizontais por  $0,95 \cdot \gamma_z$ , LIMA (2001) recomenda a aplicação do coeficiente  $\gamma_z$  em seu valor integral, “a majoração com  $0,95 \times \gamma_z$  se distancia mais das médias do processo P- $\Delta$  para todos os efeitos de segunda ordem, enquanto que o uso do  $\gamma_z$ , com seu valor integral, mostra-se bastante eficiente e praticamente coincide com as médias do processo mais rigoroso”.

Caso o coeficiente  $\gamma_z$  supere o valor 1,3, o cálculo dos esforços globais de 2ª ordem devem ser feitos por um método mais rigoroso como o processo P- $\Delta$ .

Após calcular os valores do parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e do coeficiente  $\gamma_z$ , pode-se classificar a estrutura como:

Parâmetro de instabilidade  $\alpha$ :

$\alpha < \alpha_1$	→	estrutura de nós fixos
$\alpha \geq \alpha_1$	→	estrutura de nós móveis

Coeficiente  $\gamma_z$ :

$\gamma_z \leq 1,1$	→	estrutura de nós fixos
$\gamma_z > 1,1$	→	estrutura de nós móveis

## 4.8 ESFORÇOS NOS PILARES

Os pilares têm papel decisivo em edifícios de Concreto Armado: são os responsáveis pela “coleta” dos carregamentos que acontecem nos pisos, levando-os até o solo. Recebem também os carregamentos laterais (horizontais) dos ventos e de empuxos de solo (quando estruturam muros de arrimo).

Sem dúvida, são os elementos mais importantes da edificação, pois todas as ações aplicadas a um edifício são transmitidas para os pilares. Além de receber e transmitir ações os pilares são responsáveis pela manutenção da estabilidade global do edifício.

Pode-se afirmar então que os pilares são os “*elementos que possuem uma grande responsabilidade num edifício. Trata-se de uma peça diferenciada, singular. E por esta razão, precisa ser dimensionado e detalhado com muita atenção*” (TQS, s/d). A ruptura de um pilar pode causar a ruína do edifício (Figura 4.38).

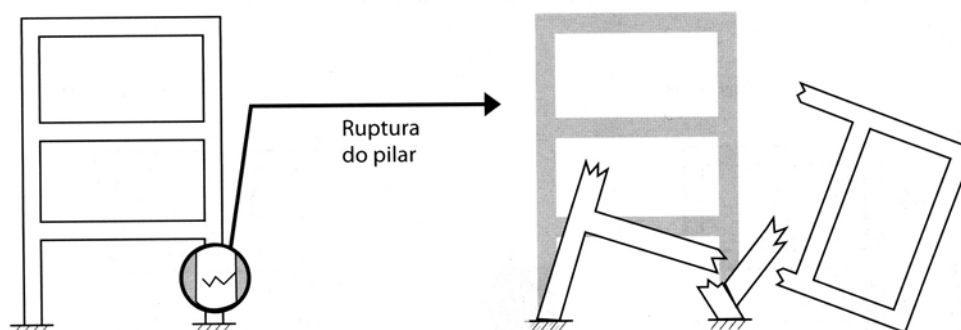


Figura 4.38 – Ruptura do pilar (KIMURA, 2007).

Todo e qualquer edifício, quando executado está sujeito ao aparecimento de desvios geométricos, isto é, distorções na forma e no posicionamento de seus elementos estruturais. Estas distorções chamadas de “imperfeições geométricas” podem assumir valores pequenos ou grandes, mas nunca deixam de existir. Na prática, toda estrutura é geometricamente imperfeita (TQS, s/d).

Com o aumento significativo da altura das edificações e a tendência atual de se projetar layouts flexíveis (espaços maiores nas edificações com um número reduzido de interferências), houve uma significativa redução no número de elementos no interior do edifício e na seção transversal dos elementos. Dessa forma, os elementos da estrutura tendem a se tornar cada vez mais esbeltos e com maiores carregamentos.

As imperfeições geométricas podem ter origem na execução, devido má qualidade na montagem das fôrmas, desaprumo, etc., ou na deformação devido às ações horizontais e verticais atuantes. Um exemplo de imperfeição geométrica oriunda do carregamento sobre elementos é a excentricidade de segunda ordem ocasionada pela flambagem.

A NBR 6118/03 em seu item 11.3.3.4 classifica as imperfeições geométricas em dois tipos:

**Imperfeições geométricas globais:** se referem ao edifício como um todo. É como se a estrutura inteira fosse construída inclinada (em desaprumo) para um dos lados, ocasionando esforços adicionais devido a presença concomitante das cargas verticais (Figura 4.39).

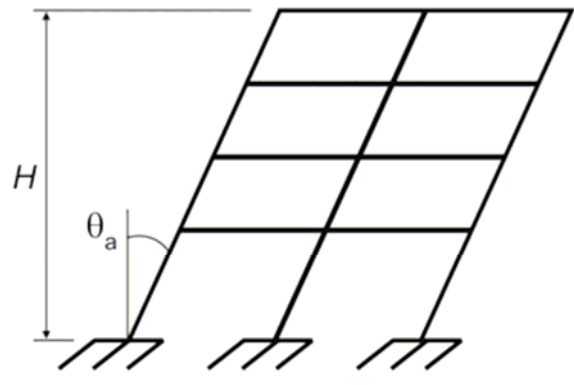


Figura 4.39 – Imperfeição geométrica global (NBR 6118/03).

**Imperfeições geométricas locais:** refere-se a imperfeições apresentadas por um elemento específico (lance de pilar, por exemplo). São ocasionadas por falta de retilinidade do eixo (Figura 4.40a) ou de desaprumo (Figura 4.40b).

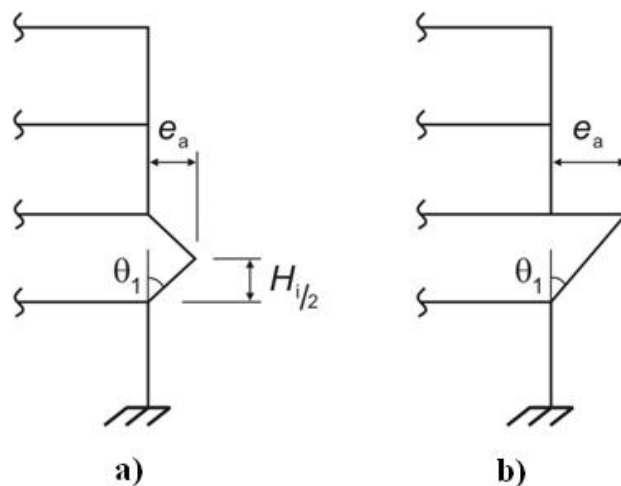


Figura 4.40 - Imperfeições geométricas locais:  
a) falta de retilinidade; b) desaprumo.

Embora as imperfeições geométricas existam em toda a estrutura, ela é muito mais significativa no dimensionamento dos pilares, sendo necessário sempre considerar os efeitos de 2ª ordem devido a estas imperfeições.

De acordo com a NBR 6118/03 os cálculos dos efeitos locais de 2ª ordem pode ser feito pelo método geral ou por métodos aproximados. O método geral é obrigatório para  $\lambda > 140$  (item 15.8.3). A norma apresenta quatro diferentes métodos aproximados, sendo eles: método do pilar padrão com curvatura aproximada (item 15.8.3.3.2), método do pilar-padrão com rigidez  $\kappa$  aproximada (item 15.8.3.3.3), método do pilar-padrão acoplado a diagramas M, N,  $1/r$  (item 15.8.3.3.4) e método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua (item 15.8.3.3.5).

Os programas computacionais para cálculo de estruturas de Concreto Armado calculam os esforços de 2ª ordem globais (por meio do coeficiente  $\gamma_z$  ou processo P- $\Delta$ ) e locais segundo a “calibragem” do projetista. Nos pilares, por exemplo, o projetista pode optar por vários processos de cálculo como o Método Geral (NBR 6118/03 item 18.3.3.2), com a consideração da não-linearidade de maneira não aproximada, ou com Métodos Simplificados (NBR 6118/03 item 18.3.3.3) baseados no pilar-padrão.

O dimensionamento dos pilares é feito em função dos esforços solicitantes de cálculo. A obtenção de esforços deve ser feita de maneira correta, adotando-se modelos adequados e com a consideração dos efeitos de 2ª ordem, de tal forma que os resultados obtidos sejam confiáveis e precisos. É importante destacar que, como sendo o elemento muito importante da edificação, qualquer erro de cálculo pode levar à ruína do edifício.

Os pilares são definidos pela NBR 6118/03 em seu item 14.4.1.2 como “*elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes*”. Assim, os pilares são elementos que sempre estarão sujeitos à compressão. Outros tipos de esforços que podem ocorrer nos pilares são os momentos fletores nas direções x e y e os esforços cortantes nas direções x e y.

Devido à importância dos pilares, recomenda-se que seus esforços sejam obtidos pelo modelo de pórtico espacial e análise não-linear, considerando não só a interação entre todos os elementos lineares da estrutura, mas também suas respectivas imperfeições.

Por ser um modelo mais refinado de cálculo, o pórtico espacial deve ser calculado por um programa computacional, que ao final dos cálculos retorna os valores dos esforços na forma de tabelas ou gráficos. O papel do engenheiro é ler os resultados (numéricos ou gráficos) e dimensionar os elementos. A leitura e interpretação dos resultados emitidos pelo

computador não é uma tarefa simples, exigindo do engenheiro alguns estudos sobre o programa computacional utilizado.

Como apresentado no item 4.4, no pórtico espacial cada nó entre os elementos lineares possui seis graus de liberdade: três translações (nas direções x, y e z) e três rotações (em torno dos eixos x, y e z), ou seja, o pórtico espacial é capaz de calcular os esforços normais, força cortante (em duas direções), momento torçor e momentos fletores (em duas direções). Cada esforço é definido segundo uma direção adotada como convencional. É importante lembrar que os programas computacionais não apresentam a mesma convenção de sinais, eixos, unidades etc., o engenheiro tem de estudar e adequar seu projeto à convenção adotada pelo programa computacional.

Como exemplo são apresentados os esforços solicitantes em um pilar, obtidos com o programa computacional TQS. A estrutura da qual o pilar faz parte é bastante simples e consiste num edifício de quatro pavimentos. A planta de fôrma do pavimento tipo e a estrutura em três dimensões são apresentadas na Figura 4.41.

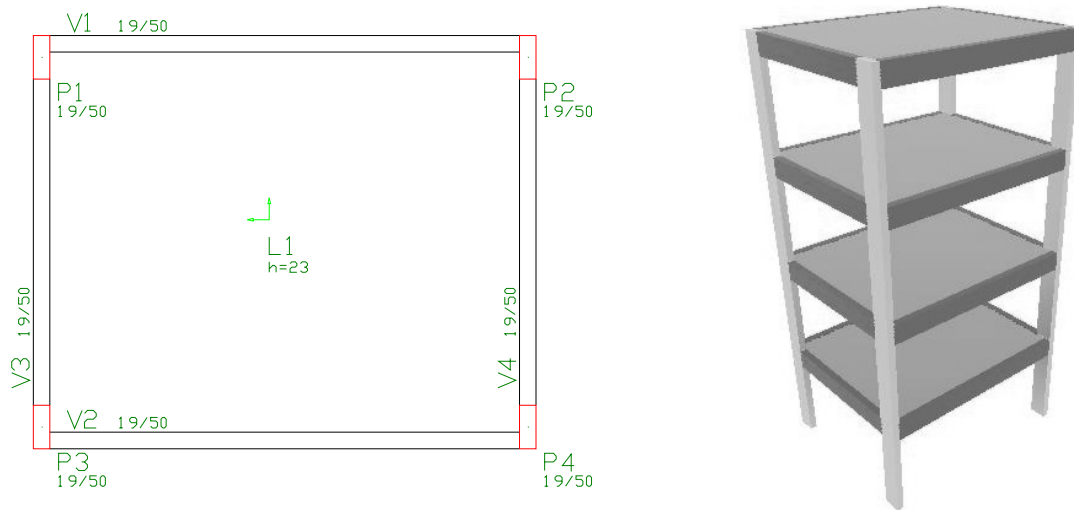


Figura 4.41 - Planta de fôrma e desenho em 3D.

A convenção adotada pelo programa computacional TQS é descrita no ANEXO A.

Antes de “rodar” o edifício, foram definidos todos os parâmetros necessários (seções dos elementos, materiais, cargas, etc.) para o cálculo da estrutura. Conferidos todos os parâmetros, o programa calculou os esforços solicitantes no pórtico espacial.

#### 4.8.1 ESFORÇOS NORMAIS

Os pilares são elementos que recebem durante toda sua vida esforços de compressão. A seção mais solicitada à compressão é, em geral, a base do pilar, que tem de suportar cargas oriundas de todos os pavimentos. Conforme se eleva na altura, o número de pisos que transmitem cargas para o pilar é menor, diminuindo a solicitação à compressão.

Após o cálculo dos esforços no pórtico espacial, o TQS informa os resultados obtidos de duas maneiras: forma numérica, por meio de tabelas, e por meio de gráficos, denominados diagramas de esforços solicitantes. O programa calcula os esforços nas extremidades das barras.

Os resultados na forma de tabelas são complexos, abrangendo todas as combinações possíveis. Como exemplo, apresenta-se na Figura 4.42 os esforços obtidos no Estado Limite Último (ELU), no caso 1, onde atuam todas as cargas permanentes e variáveis. É importante observar que existem vários casos de carregamento (combinações) e o engenheiro, com auxílio do programa computacional, deve calcular os esforços em todas combinações e dimensionar o pilar com os casos que resultam nas maiores solicitações.

##### Esforços em pilares - sistema LOCAL

Pil	Ps	Barr	Cas	Mom		Normal	DeslXY	Mom		Normal	DeslXY
				Y	Z			Y	Z		
				Ini	Ini	Ini	Ini	Fim	Fim	Fim	Fim
				tfm	tfm	tf	cm	tfm	tfm	tf	cm
P1											
180ø	4	49	1	-.7	.5	4.1	.0	1.0	-.7	4.7	.0
	3	33	1	-1.2	.9	14.8	.0	1.1	-.8	15.5	.0
	2	17	1	-1.1	.9	25.5	.0	1.2	-.9	26.2	.0
	1	1	1	-.9	.7	36.2	.0	.4	-.3	36.9	.0
P2											
180ø	4	50	1	-.7	-.5	4.1	.0	1.0	.7	4.7	.0
	3	34	1	-1.2	-.9	14.9	.0	1.1	.8	15.6	.0
	2	18	1	-1.1	-.9	25.7	.0	1.2	.9	26.4	.0
	1	2	1	-.9	-.7	36.6	.0	.4	.3	37.2	.0
P3											
180ø	4	51	1	.7	.5	4.1	.0	-1.0	-.7	4.7	.0
	3	35	1	1.2	.9	14.8	.0	-1.1	-.8	15.5	.0
	2	19	1	1.1	.9	25.5	.0	-1.2	-.9	26.2	.0
	1	3	1	.9	.7	36.2	.0	-.4	-.3	36.9	.0
P4											
180ø	4	52	1	.7	-.5	4.1	.0	-1.0	.7	4.7	.0
	3	36	1	1.2	-.9	14.9	.0	-1.1	.8	15.6	.0
	2	20	1	1.1	-.9	25.7	.0	-1.2	.9	26.4	.0
	1	4	1	.9	-.7	36.6	.0	-.4	.3	37.2	.0

Figura 4.42 - Esforços solicitantes nos pilares obtidos no programa TQS.

Para cada pilar (Pil), para cada piso (Ps), é mostrada a barra correspondente. Para cada barra, para cada caso de carregamento (Cas) são mostrados os momentos  $M_Y$  e  $M_Z$  solicitantes na barra segundo o sistema local da barra e a força normal  $F_X$ , para o início (parte superior) e o fim (parte inferior) da barra. O deslocamento mostrado é a componente exclusivamente horizontal.

O uso de gráficos (diagramas) facilita a obtenção dos esforços. Os valores dos diagramas são mostrados no início e fim de cada trecho e nos pontos de máximo / mínimo. O visualizador de pórticos exhibe inicialmente o pórtico espacial e o diagrama selecionado em perspectiva, oferecendo total liberdade para o engenheiro escolher a vista que preferir.

Na Figura 4.43 apresentam-se os diagramas de esforços normais dos pilares. Para facilitar a visualização, pode-se isolar um dos pilares e visualizá-lo da forma convencional (em duas dimensões).

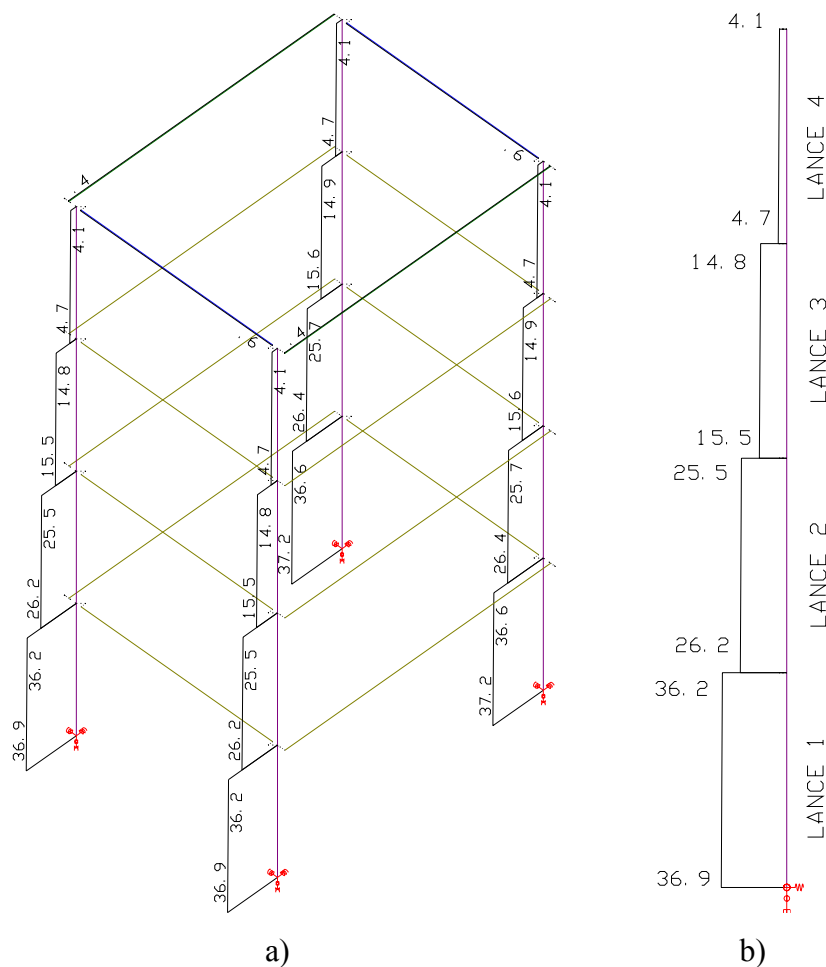


Figura 4.43 – Diagramas em perspectiva de esforços normais nos pilares: a) no pórtico; b) no pilar P1.

A partir da visualização dos resultados de todo o edifício obtêm-se os esforços em cada lance do pilar. Os resultados obtidos com o pórtico espacial devem ser sempre verificados. Para a verificação recomenda-se calcular os esforços à mão por meio de modelos menos refinados (modelo de viga contínua, por exemplo). Os resultados devem ser da mesma ordem de grandeza.

#### 4.8.2 MOMENTOS FLETORES

Os pilares sob esforços normais podem também estar submetidos a esforços de flexão. Este caso de solicitação é denominado flexão composta.

A flexão composta pode ser normal ou oblíqua. Denomina-se flexão composta normal, o caso em que o pilar é submetido à força normal e um momento fletor numa direção (Figura 4.44a). A flexão composta oblíqua existe quando o pilar é submetido à força normal e a dois momentos fletores, em duas direções diferentes (Figura 4.44b).

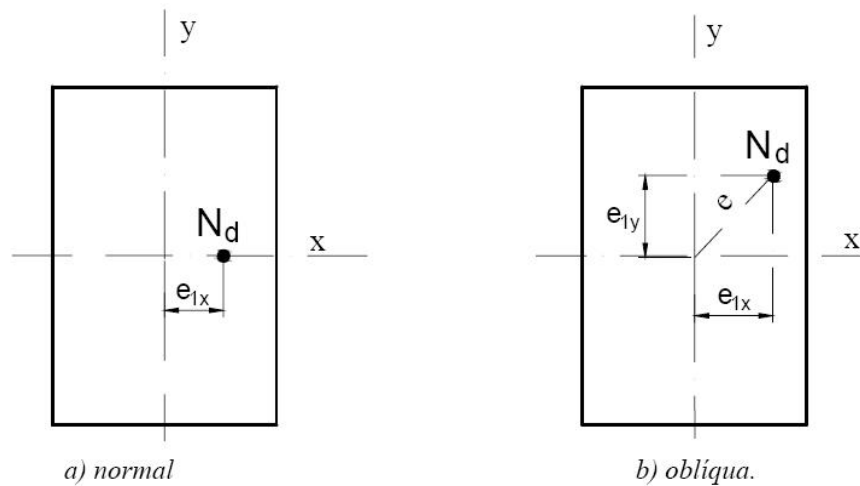


Figura 4.44 - Tipos de flexão composta.

Os momentos fletores são nomeados seguindo a “regra da mão direita”, baseada no vetor de momento com direção paralela ao plano  $yz$  local do pilar. Assim, denomina-se  $M_y$  o momento em torno do eixo  $y$  e  $M_z$  o momento em torno do eixo  $z$  (Figura 4.45).



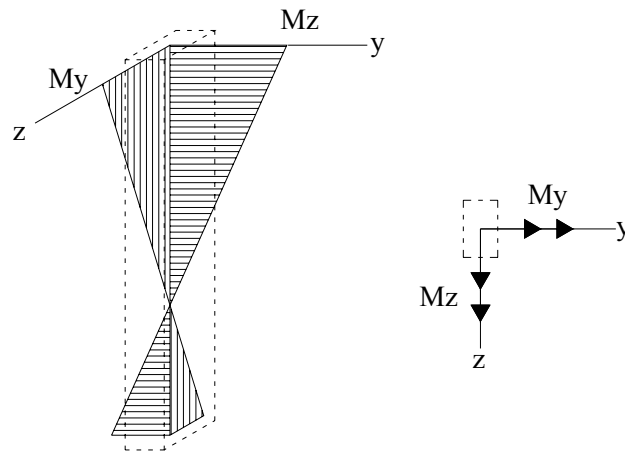


Figura 4.45 – Momentos fletores no pilar.

A convenção apresentada na Figura 4.45 é a mesma adotada pelo programa computacional TQS. A convenção de sinais para pórtico espacial adotada pelo programa computacional TQS é apresentada no ANEXO A.

Os valores dos momentos fletores nos pilares, obtidos com o pórtico espacial, pode ser exibido de forma numérica em tabelas como a apresentada na Figura 4.46. Neste caso, o TQS informa somente os esforços finais nas extremidades de cada lance do pilar. Os esforços no meio do vão também são calculados, mas são apresentados numericamente somente em relatórios que exibem os valores intermediários de cálculo.

## Esforços em pilares - sistema LOCAL

=====

Pil	Ps	Barr	Cas	Mom Y	Mom Z	Normal	DeslXY	Mom Y	Mom Z	Normal	DeslXY
				Ini	Ini	Ini	Ini	Fim	Fim	Fim	Fim
				tfm	tfm	tf	cm	tfm	tfm	tf	cm
P1											
180ø	4	49	1	-.7	.5	4.1	.0	1.0	-.7	4.7	.0
	3	33	1	-1.2	.9	14.8	.0	1.1	-.8	15.5	.0
	2	17	1	-1.1	.9	25.5	.0	1.2	-.9	26.2	.0
	1	1	1	-.9	.7	36.2	.0	.4	-.3	36.9	.0
P2											
180ø	4	50	1	-.7	-.5	4.1	.0	1.0	.7	4.7	.0
	3	34	1	-1.2	-.9	14.9	.0	1.1	.8	15.6	.0
	2	18	1	-1.1	-.9	25.7	.0	1.2	.9	26.4	.0
	1	2	1	-.9	-.7	36.6	.0	.4	.3	37.2	.0
P3											
180ø	4	51	1	.7	.5	4.1	.0	-1.0	-.7	4.7	.0
	3	35	1	1.2	.9	14.8	.0	-1.1	-.8	15.5	.0
	2	19	1	1.1	.9	25.5	.0	-1.2	-.9	26.2	.0
	1	3	1	.9	.7	36.2	.0	-.4	-.3	36.9	.0
P4											
180ø	4	52	1	.7	-.5	4.1	.0	-1.0	.7	4.7	.0
	3	36	1	1.2	-.9	14.9	.0	-1.1	.8	15.6	.0
	2	20	1	1.1	-.9	25.7	.0	-1.2	.9	26.4	.0
	1	4	1	.9	-.7	36.6	.0	-.4	.3	37.2	.0

Figura 4.46 – Momentos fletores obtidos no pórtico espacial pelo programa TQS.

A visualização dos resultados a partir de diagramas é mais recomendada no caso de momentos fletores. Como já foi dito, os valores dos diagramas são mostrados no início e fim de cada trecho e nos pontos de máximo / mínimo. O que significa que o visualizador de pórticos exibirá o momento fletor máximo nos casos em que o esforço máximo ocorre no meio do vão.

O visualizador de pórtico espacial do programa computacional TQS não exibe momentos fletores em duas direções no mesmo modelo espacial. Dessa forma, deve optar por visualizar os momentos fletores somente em uma direção.

Na Figura 4.47a apresenta-se os momentos fletores na direção y obtidos pelo modelo de pórtico espacial. Para uma melhor visualização, isolou-se o pilar P3, apresentando o diagrama de momentos fletores na direção y na Figura 4.47b.



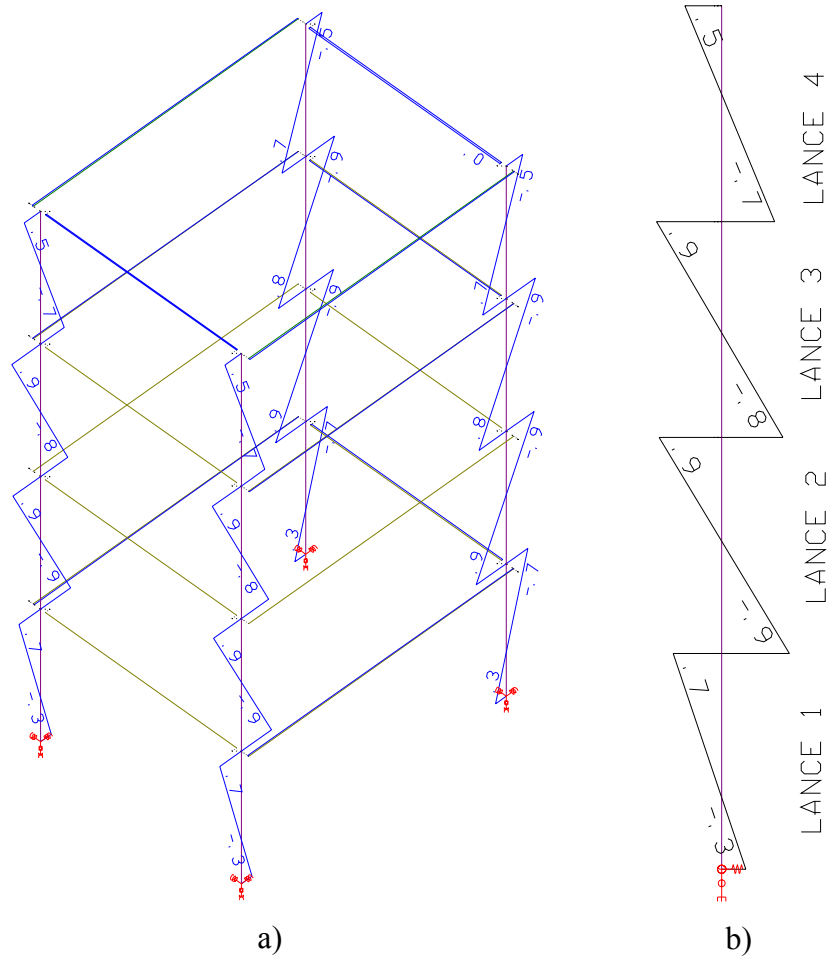


Figura 4.48 - Momentos fletores na direção z: a) no pórtico espacial; b) no pilar P3.

Assim como nos esforços normais, os momentos fletores são apresentados por lance do pilar, o que facilita a visualização.

### 4.8.3 FORÇA CORTANTE E MOMENTO TORÇOR

Além dos esforços normais de compressão e os momentos fletores, existe a atuação do momento torçor e das forças cortantes nos pilares. Esses esforços também são calculados pelo modelo de pórtico espacial. No entanto, nos casos usuais de edifícios, os esforços cortantes e o momento torçor em pilares podem ser desprezados, pois não são solicitações preponderantes ou significativas (TQS, s/d).

## 4.9 ESFORÇOS NAS VIGAS

As vigas são elementos que fazem parte, ao mesmo tempo, do subsistema horizontal (pavimentos) e do subsistema vertical (contraventamento).

No pavimento, a função das vigas é receber as cargas das lajes e transmiti-las aos pilares. Neste caso, as vigas são submetidas a esforços cortantes e à flexão. Podem existir também esforços de torção, devido a lajes em balanço.

No subsistema vertical, as vigas normalmente fazem parte de pórticos (planos ou espaciais), onde os esforços preponderantes são os momentos fletores, os esforços cortantes e momentos torçores. Em alguns casos, pode existir tração ou compressão.

Por fazer parte dos subsistemas horizontal e vertical do edifício, seus esforços podem ser obtidos tanto nos modelos aplicados ao pavimento (modelos de grelha) quanto nos modelos aplicados à subestrutura vertical (pórticos). No entanto, recomenda-se sempre obter os esforços na viga por meio de pórticos planos ou espaciais, pois esses modelos são capazes de avaliar o comportamento de todo o edifício no plano e no espaço respectivamente. A tendência atual no cálculo de edifícios de Concreto Armado é a aplicação de modelos de grelha (para o pavimento) aliados a pórticos espaciais.

A obtenção dos esforços na viga a partir do pórtico espacial é semelhante ao apresentado no item 4.8, pois assim como os pilares, as vigas são consideradas como barras articuladas do pórtico espacial.

Os esforços obtidos com a análise da viga podem ser vistos em tabelas ou em diagramas de esforços solicitantes.

O programa computacional TQS calcula os esforços em 13 pontos, ou seja, divide a viga em 12 partes. Os esforços em cada um dos 13 pontos pode ser visualizado em relatórios de cálculo. Na Figura 4.49 são mostrados, como exemplo, os esforços cortantes e momentos fletores máximos e mínimos na viga V1 do edifício exemplo da Figura 4.41.

T Q S CAD / Vigas		Projeto: 1002 - Tipo		VIGA: 1 - V1												
ENG	ESQ=NAO	ENG	DIR=NAO	REPET.= 1	ANDAR= 3	RED V	EXT=NAO	FAT	CARGA	MIN=1.00						
VAO	COMPRIM.	LARGURA	ALTURA	B	COLAB.S.B	COLAB.I.TIPO	SECAO	ESP.LJ.S.	ESP.LJ.I.FC	SP	EIXOFC	LT	EIXO			
2	5.600	.190	.500	.750	.000	5.000	.040	.000	.250	.095						
VAO 2 - NO.CARGAS= 1 ESF.ADIC.-MX. (TF-M): MESQ= .00 MDIR= .00 Q= .00-MN. (TF-M): MESQ= .00 MDIR= .00 Q= .00																
1- PARC.DIST.PMAX= 2.168 TF/M FMIN= 1.778 TF/M INICIO= .000 M COMPR.= 5.600 M																
Q	MN. VAO= 1	ESFORÇOS PROVENIENTES DE GRELHA/PORTICO ESPACIAL														
Q	MN. VAO= 2	3.708	3.179	2.581	1.779	.901	-.006	-.924	-1.839	-2.741	-3.610	-4.432	-4.995	-5.549	.000	
Q	MN. VAO= 3	.000														
M	MN. VAO= 1	ESFORÇOS PROVENIENTES DE GRELHA/PORTICO ESPACIAL														
M	MN. VAO= 2	-3.634	-1.213	.949	2.794	4.250	5.269	5.816	5.270	4.253	2.797	.951	-1.218	-3.632	.000	
M	MN. VAO= 3	.000														
Q	MX. VAO= 1	ESFORÇOS PROVENIENTES DE GRELHA/PORTICO ESPACIAL														
Q	MX. VAO= 2	5.544	4.981	4.341	3.508	2.630	1.724	.806	-.110	-1.012	-1.880	-2.654	-3.186	-3.711	.000	
Q	MX. VAO= 3	.000														
M	MX. VAO= 1	ESFORÇOS PROVENIENTES DE GRELHA/PORTICO ESPACIAL														
M	MX. VAO= 2	1.208	2.822	4.178	5.215	6.091	6.563	6.564	6.094	5.218	4.180	2.818	1.210	.000		
M	MX. VAO= 3	.000														
R.APOIO-NO. MAXIMOS MINIMOS LARGURA DEPEV MORTE NOME M.I.MX M.I.MN PILARS ESPESI ESPES %RDMO PILARES:																
1 5.544 3.708 .19 .00 0. P1 .00 .00 .00 .00 .00 0 1. 0. 0. 0. 0. 0.																
2 5.549 3.711 .19 .00 0. P2 .00 .00 .00 .00 .00 0 2. 0. 0. 0. 0. 0.																

Figura 4.49 – Relatório de dados da viga V1.

Na visualização dos diagrama, o TQS informa somente os esforços finais nas extremidades e os esforços máximos e mínimos de cada viga.

#### 4.9.1 MOMENTOS FLETORES

As ações sobre as vigas (concentradas ou distribuídas) são geralmente perpendicularmente ao seu eixo longitudinal, o que gera esforços internos de flexão. No pórtico espacial, são calculados os momentos fletores nas direções y e z da viga (a convenção dos eixos é apresentada no ANEXO A).

Como os esforços preponderantes de flexão são oriundos de cargas verticais, surgem momentos fletores na direção y. Nas vigas de edifícios os momentos fletores na direção z podem ser desprezados desde que não assumam valores significativos.

Na Figura 4.50 são apresentados os momentos fletores na direção y do edifício exemplo.



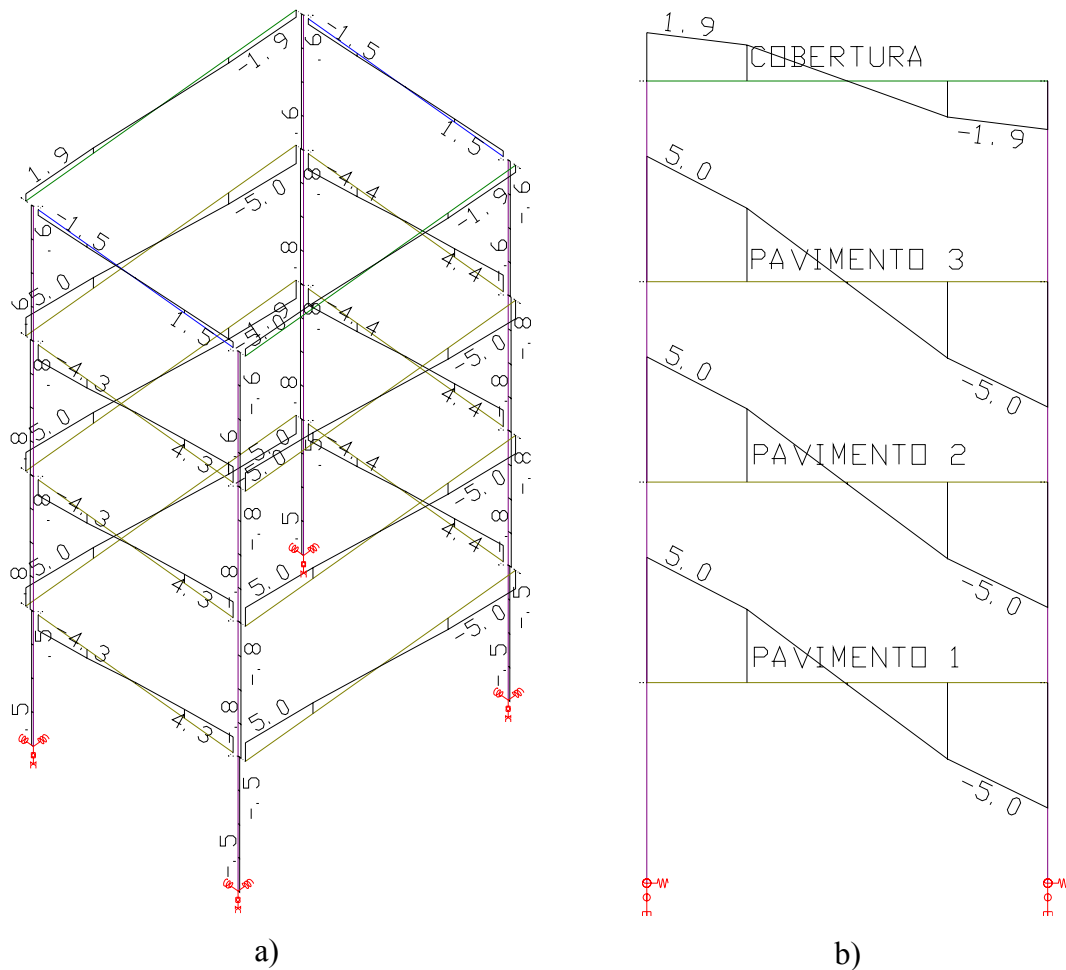


Figura 4.51 – Esforços cortantes na direção z: a) no pórtico espacial; b) na viga V1.

### 4.9.3 MOMENTO TORÇOR

Um conjugado que tende a torcer uma peça fazendo-a girar sobre o seu próprio eixo é denominado “momento de torção”, momento torçor ou torque.

A torção simples, torção uniforme ou torção pura (não atuação simultânea com momentos fletores e esforços cortantes) excetuando os eixos de transmissão, ocorre raramente na prática. Geralmente a torção ocorre combinada com o momento fletor e força cortante, mesmo que esses esforços sejam causados apenas pelo peso próprio do elemento estrutural. De modo aproximado, os princípios de dimensionamento para a torção simples são aplicados às vigas com atuação simultânea de momento fletor e força cortante (LEONHARDT e MÖNNIG, 1982).



Nas estruturas de concreto, a ligação monolítica entre as vigas e as lajes e entre vigas apoiadas em outras vigas, dá origem a momentos de torção que, de modo geral, podem ser desprezados por não serem essenciais ao equilíbrio.

O caso mais comum de torção em edifícios ocorre com lajes em balanço engastadas em vigas de apoio, como por exemplo lajes (marquises) para proteção de entradas de edifícios, sacadas, etc. O fato da laje em balanço não ter continuidade com outras lajes internas à construção faz com que a laje deva estar obrigatoriamente engastada na viga de apoio (Figura 4.52).

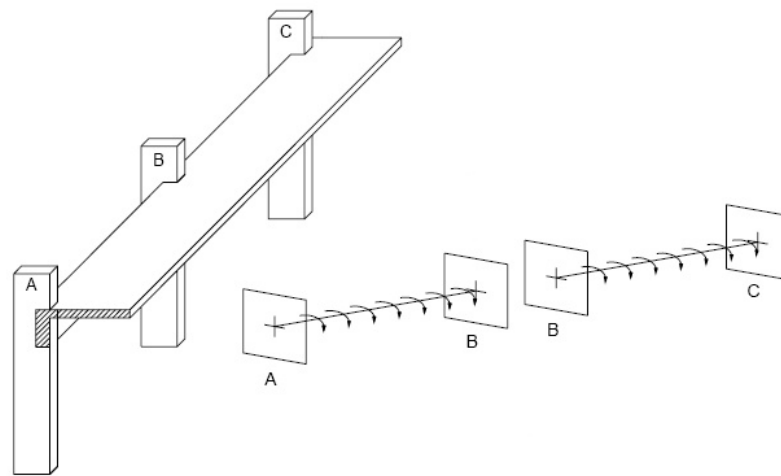


Figura 4.52 – Viga contínua sob torção por efeito de laje em balanço.

Um outro caso, de torção em viga ocorre em vigas com mudança de direção. No ponto de mudança de direção um tramo aplica sobre o outro momento de torção (Figura 4.53).

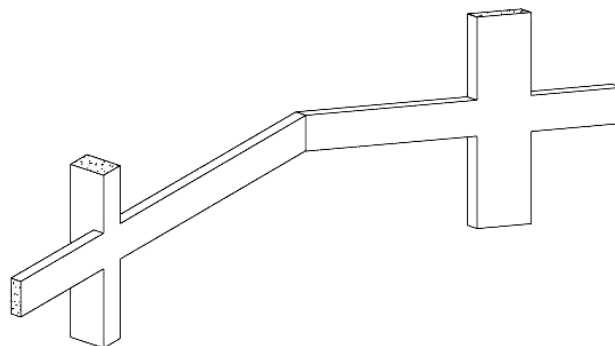
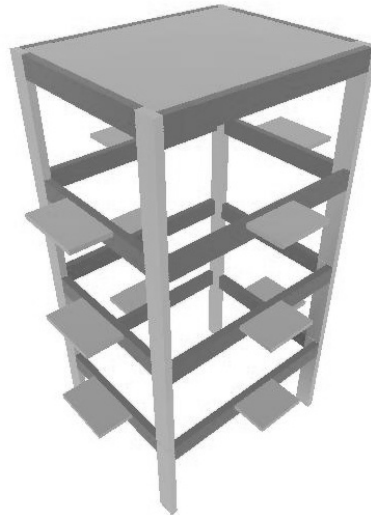


Figura 4.53 – Torção em viga devido à mudança de direção.

A obtenção dos momentos torçores a partir do pórtico espacial é semelhante aos exemplos já apresentados.

Segundo a convenção do programa TQS (ANEXO A), os momentos torçores são denominados “ $M_x$ ”, ou seja, o momento em torno do eixo x, sendo que o eixo x na direção principal da viga.

Para uma melhor visualização dos efeitos de torção nas vigas, modificou-se o edifício exemplo introduzindo pequenas lajes engastadas nas vigas, que representam o efeito de sacadas em edifícios. Para a obtenção dos momentos torçores, foi considerado que as sacadas são engastadas nas vigas, e não na laje do pavimento, o que implica na não consideração das lajes no interior do edifício (Figura 4.54).



*Figura 4.54 – Edifício exemplo com lajes em balanço engastadas no pavimento tipo.*

Com o visualizador de pórticos do programa foi obtida a Figura 4.55, onde são indicados os momentos torçores nas vigas.

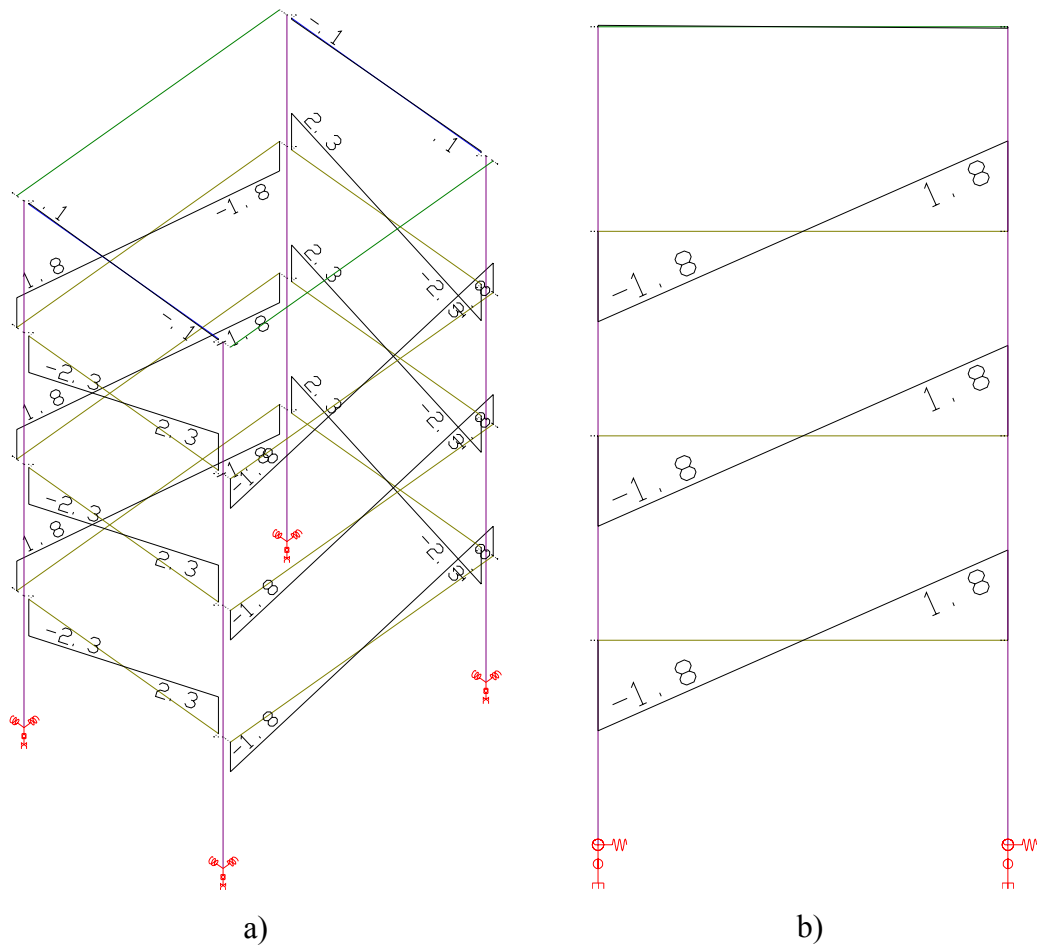


Figura 4.55- Momentos torçores: a) no pórtico espacial; b) na viga V4.

#### 4.9.4 ESFORÇOS NORMAIS

Além dos esforços cortantes, os momentos fletores e os momentos torçores, existem a atuação dos esforços normais de compressão e tração. Esses esforços também são calculados pelo modelo de pórtico espacial, mas na maioria dos casos apresentam valores que podem ser desprezados. Os esforços normais nas vigas só assumem valores significativos quando a estrutura não é bem concebida ou não existe uma subestrutura de contraventamento responsável por absorver as ações horizontais.

A NBR 6118/03 em seu item 18.3, relativo ao dimensionamento de vigas, não apresenta nenhuma recomendação quanto aos esforços normais de tração e compressão, considerando que os esforços preponderantes são de flexão. Dessa forma, os engenheiros

devem procurar eliminar os esforços de tração já na concepção da estrutura, adotando um arranjo onde as vigas não são submetidas a esforços normais e, se necessário, conceber uma subestrutura de contraventamento que absorva as ações horizontais garantindo que as vigas não sejam solicitadas à tração ou compressão.

## CAPÍTULO 5

### 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho apresentaram-se os conceitos básicos relativos à concepção estrutural de edifícios de Concreto Armado, abrangendo desde a concepção até os modelos de cálculo utilizados para obtenção dos esforços solicitantes.

No que se refere à concepção, é importante observar o papel fundamental que o engenheiro exerce. Para conceber uma estrutura, o engenheiro aplica os conhecimentos teóricos, adquiridos durante a graduação e pós-graduação, aliados aos conhecimentos empíricos, adquiridos durante sua vida profissional.

Um dos desafios encontrados por muitos engenheiros é a compatibilização dos vários projetos existentes em uma obra (projeto estrutural, projeto de instalações hidráulicas, elétricas, etc.). É necessário sentir a estrutura, prever suas deformações e posicionar e atribuir elementos que trabalhem de forma a garantir seu funcionamento com segurança e qualidade.

Devido a estas razões, recomenda-se atribuir a engenheiros já experientes a concepção estrutural dos edifícios. Somente um engenheiro experiente é capaz de classificar os requisitos que a estrutura deve atender de forma hierárquica e conceber a estrutura atendendo tais requisitos. É importante lembrar que a construção de edifícios não é imutável e o engenheiro não pode se basear somente em sua experiência ao conceber edifícios. Todo engenheiro deve buscar se adequar às inovações que o mercado apresenta e buscar aprimorar seus conhecimentos.

Os sistemas estruturais mais usuais na concepção de edifícios de Concreto Armado foram apresentados buscando propiciar o conhecimento básico inicial para os estudantes de engenharia civil e engenheiros recém formados, destacando as principais características, vantagens e desvantagens de cada sistema. No texto, não houve preocupação em exibir detalhes relativos ao dimensionamento, pois o objetivo deste trabalho é dar apenas uma idéia inicial sobre sistemas estruturais e suas várias possibilidades, cabendo a cada engenheiro aprender, aprimorar e aperfeiçoar seus métodos de dimensionamento.

Um item importante é o relativo às lajes de Concreto Protendido. Apesar do tema deste trabalho de Iniciação Científica tratar de edifícios de Concreto Armado, não se pode deixar de lado este sistema que vem se tornando cada vez mais usual. Com o barateamento da protensão e as diversas vantagens de se utilizar lajes protendidas (menores seções transversais, maiores vãos, melhor controle de fissuras, etc.), tornou-se comum encontrar sistemas mistos, onde as vigas e os pilares são de Concreto Armado e as lajes de Concreto Protendido.

Buscou-se também apresentar o conceito de layout flexível para o pavimento, pois este conceito apresenta-se como uma tendência no que se refere à adequação dos edifícios às necessidades dos clientes ou usuários finais. Ao projetar um edifício com layout flexível, o engenheiro proporciona ao usuário maior liberdade para distribuir o pavimento conforme sua preferência ou necessidade.

Em relação ao cálculo estrutural, a evolução dos modelos de análise estrutural foi tão grande que, hoje, o computador é um equipamento imprescindível no projeto de edifícios. A tendência atual e futura é cada vez mais analisar a estrutura de forma global, considerando a interação dos diversos elementos, até mesmo com o solo, o que já vem sendo muito pesquisado.

Os modelos de análise apresentados são os usados na maioria dos escritórios de cálculo estrutural, destacando-se o modelo misto de pórtico espacial e o modelo de analogia de grelha. A aplicação deste modelo misto possibilita analisar a estrutura tanto na direção horizontal como na vertical, sendo possível também analisar o comportamento global da estrutura com resultados satisfatórios.

Com a inserção de teorias mais complexas (consideração da análise não-linear, aplicação de modelos espaciais, etc.) muitos engenheiros não estão preparados para definir os parâmetros necessários para que os programas computacionais representem as estruturas de maneira satisfatória. Destaca-se a importância do conhecimento e experiência do engenheiro ao lidar com os programas de análise estrutural.

Cabe ao engenheiro executar todas as funções que exigem raciocínio, lógica e discernimento. O programa computacional não faz engenharia, ele apenas aplica um método de cálculo previamente “calibrado” pelo engenheiro. Cabe ao usuário do programa – o engenheiro – verificar se os resultados fornecidos pelo computador representam o que realmente acontece na estrutura. A responsabilidade sobre o projeto estrutural não é do programa computacional, mas sim de quem assina o projeto, o Engenheiro Civil.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABCIC - Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto, *Fundamentos das estruturas e fachadas pré-fabricadas de concreto*. Material didático, s/d. Disponível em [www.abcic.com.br](http://www.abcic.com.br). Acessado em 25/06/2008.
- ALBUQUERQUE, A. T. *Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado*. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 1999, 106p.
- ALBUQUERQUE, A. T. ; PINHEIRO, L. M. *Viabilidade econômica de alternativas estruturais de concreto armado para edifícios*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2002, n. 19, p. 1-19.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Laje pré-fabricada: Requisitos – Parte 1: lajes unidirecionais*. - NBR 14859-1. Rio de Janeiro, ABNT, mai/2002, 15p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Laje pré-fabricada: Requisitos – Parte 2: lajes bi-direcionais*. - NBR 14859-2. Rio de Janeiro, ABNT, mar/2002, 2p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento - NBR 6118*. Rio de Janeiro, ABNT, mar/2003, 221p.
- BANDEIRA, A. A. C. *Análise do uso de estruturas de aço em edificações habitacionais de interesse social*. Monografia, Belo Horizonte, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, 2008, 122p.
- BASTOS<sup>1</sup>, P. S. S. *Flexão normal simples - Vigas*. Apostila. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista - UNESP, Bauru, 2006, 95p.
- BASTOS<sup>2</sup>, P. S. S. *Fundamentos do concreto armado*. Apostila. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista - UNESP, Bauru, 2006, 98p.
- BASTOS<sup>3</sup>, P. S. S. *Lajes de concreto*. Apostila. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista - UNESP, Bauru, 2005, 132p.
- BITTENCOURT, T. N.; ASSIS, W.S; TRAUTWEIN, L. M.; NETO, J. P. *Modelos computacionais para projetos de edifícios*. IN: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003, 18p.
- CAUDURO, E. L. ; LEME, A. J. H. *A protensão em edifícios sem vigas - Novas técnicas aumentam a qualidade e reduzem o custo total do edifício*, s/d., 14p.
- CORRÊA, R. M. ; NAVEIRO, R. M. *Importância do ensino da integração dos projetos de arquitetura e estrutura de edifícios: fase de lançamento das estruturas*, s/d., 5p.

DEBS, A. L. H. C. *Sistemas Estruturais*. Material didático da disciplina SET177 – Sistemas Estruturais II. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2007. Disponível em <http://www.set.eesc.usp.br/cursos/SET177/ana/2-sistemas%20estruturais.doc>. Acesso em 12/12/2007. 13p.

DIAS, R. H. *Importância e interferências da concepção dos subsistemas verticais em edifícios altos na arquitetura*. Texto Especial 270, Portal Vitruvius, 2004. Disponível em <http://www.vitruvius.com.br/arquitextos/arq000/esp270.asp>. Acessado em 24/04/2008.

DUARTE, H. *Aspectos da análise estrutural das lajes de edifícios de concreto armado*. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 1998, 91p.

FABRIZZI, M. A. *Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço – concreto*. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2007, 233p.

FIGUEIREDO FILHO, J. R. ; CARVALHO, R. C. *Análise e comportamento de sistemas estruturais em concreto - Pavimentos de edifícios*. Pós-Graduação em Construção Civil, São Carlos, Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, Departamento de Engenharia Civil, 2004, 34p.

FERREIRA, M. P. ; OLIVEIRA, D. R. C. *Viabilidade técnica e econômica de sistemas estruturais em concreto armado para edifícios de múltiplos pavimentos com layout flexível*. IN: Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, Trabalho SIMP0225, 2006, p.2114-2128.0

FONTES, F. F. *Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003*. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2005, 137p.

FONTES, F.F ; PINHEIRO, L.M. *Análise de um edifício por vários modelos estruturais*. IN: Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, Trabalho SIMP0225, 2006, p.233-250.

FUSCO, P. B. *Estruturas de concreto – solicitações normais*. Rio de Janeiro. Ed. LTC, 1981, 464p.

GIONGO, J. S. *Concreto armado: projeto estrutural de edifícios*. Apostila, São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2007, 184p.

JOVAIR, A. J. ; FIGUEIREDO FILHO, J. R. ; TANCREDO, A. O. ; SANTOS, E. C. ; CARVALHO, R. C. *Lajes lisas: utilização do sistema estrutural com lajes nervuradas pré-fabricadas*. IN: Anais do 47º Congresso Brasileiro de Concreto - CBC, Trabalho 47CBC0333, 2005, p. XI341-353

KIMURA, A. *Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com uso de sistemas computacionais*. São Paulo. Ed. Pini, 2007, 624p.



KISS, P. *Protensão – Os leves puxam o mercado.* s/d.

LAJES FAULIM. *Manual.* 1998.

LATEX. *Catálogos.* 2001.

LEONHARDT, F. ; MÖNNIG, E. *Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado*, v. 1. Rio de Janeiro, Ed. Interciência, 1982, 305p.

LIMA, J. S. *Verificação da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e verificação de aplicações normativas.* Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2001, 249p.

LISERRE, L. *Sistema computacional com geração de dados e visualização de resultados para estrutura de edifícios.* Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2003, 113p.

LONGO, H. I. *Ação do vento em estruturas de edifícios de concreto armado.* Apostila. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2000, 28p.

LONGO, H.I. *O engenheiro de estruturas diante do computador.* IN: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003, 15p.

LOURENÇO, P. J. B. B. *Novas metodologias para o dimensionamento de betão armado.* Escola de Engenharia, Universidade do Minho, 1992, 211p.

LOURENÇO, P. B.; GOMES, A.; OLIVEIRA, D.V.; MARQUES, E. M.; VINAGRE, J.; OLIVEIRA, L. *Sobre o cálculo automático no projeto de estruturas de betão armado.* IN: V Encontro Nacional de Mecânica Computacional, Guimarães, Universidade do Minho, 1997, 9p.

MACGREGOR, J.G. *Reinforced concrete – Mechanics and design.* 3a ed., Upper Saddle River, Ed. Prentice Hall, 1997, 939p.

MELGES, J. L. P. *Estabilidade global.* Notas de aula. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira (UNESP). 2005. 17p.

NAWY, E.G. *Reinforced concrete – A fundamental approach.* Englewood Cliffs, Ed. Prentice Hall, 1985, 701p.

OLIVEIRA, R. M. ; CLEMENTE, L. G. ; SILVA, I. M. *Avaliação de momentos fletores em lajes cogumelo de concreto armado.* IN: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003, 12p.

PRADO, A.A. ; ARAÚJO, D.L. ; DUARTE, M.A. *Avaliação dos esforços solicitantes em pavimentos de edifícios de concreto armado: comparação entre métodos clássicos, analogia de grelha e o MEF.* IN: 47º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, 2005, Trabalho 47CBC0426, 17p.

PEREIRA, G. S. *Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios de concreto armado*. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 1997, 111p.

PIETRO, J. E. *O papel do professor no ensino de estruturas das edificações*. IN: Congresso Brasileiro de Ensino de Engenharia – COBENGE, 2004, 12p.

PINHEIRO, L.M. ; MUZARDO, C.D. ; SANTOS, S.P. *Fundamentos do concreto e projeto de edifícios*. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2003, 265p.

PINTO, R. S.; RAMALHO, M. A. *Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado*. Cadernos de Engenharias de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2002, 35p.

REBELLO, Y.C.P. *A concepção estrutural e a arquitetura*. S. Paulo, Zigurate Editora, 2001, 271p.

RODRIGUES JÚNIOR, S. J. *Otimização de pilares de edifícios altos de concreto armado*. Tese (Mestrado), Rio de Janeiro, Pontifícia Universidade Católica – PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2005, 154p.

SILVA, R.C. *Vigas de concreto armado com telas soldadas: análise teórica e experimental da resistência à força cortante e do controle da fissuração*. Tese (Doutorado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2003, 328p.

SILVA, M. A. F.; FIGUEIREDO FILHO, J. R.; CARVALHO, R. C. *A utilização da analogia de grelha para análise de pavimentos de edifícios em concreto armado*. IN: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003, 16p.

SILVA, M. A. F. ; *Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado*. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, Departamento de Engenharia Civil, 2005, 239p.

SOARES, R. C. ; DEBS, A. L. H. C. *Otimização de seções transversais de concreto armado sujeitas à flexão: aplicação a pavimentos*. IN: Cadernos de Engenharias de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 1999, 30p.

SOUZA, V.C.M.; CUNHA, A.J.P. *Lajes em Concreto Armado e Protendido*. Niterói, Ed. Da Universidade Federal Fluminense, 1994, 580p.

STRAMANDINOLI<sup>1</sup>, J.S.B. ; LORIGGIO, D.D. *Estudo da rigidez à torção para a aplicação do processo de analogia de grelha em lajes maciças*. IN: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003, 20p.

STRAMANDINOLI<sup>2</sup>, J.S.B. ; LORIGGIO, D.D. *Lajes nervuradas: cálculo dos esforços e deslocamentos usando o processo de analogia de grelha*. IN: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003, 20p.

VIEGAS, I. B. ; SOUSA, N. E. *Concreto armado*. Notas de aula da disciplina Estruturas III. Faculdade de Engenharia – PUCRS. 2004. 39p.

TRAUTWEIN, L. M. *Punção em lajes cogumelo de concreto armado: análise experimental e numérica*. Tese (Doutorado), São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – USP, Área de concentração: Engenharia de Estruturas, 2006, 329p.

TQS. *Manual do usuário – Informática aplicada em estruturas de concreto armado*. (s/d).

WORDELL, F. *Avaliação da instabilidade de edifícios altos*. Dissertação (Mestrado), Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2003, 94p.

## BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

ALMEIDA FILHO, F. M. *Estruturas com pisos de edifícios com a utilização de cordoalhas engraxadas*. Dissertação (Mestrado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2002, 283p.

BECK, H.; KÖNIG, G. *Restraining forces (Festhaltekräfte) in the analysis of tall buildings*. In: SYMPOSIUM ON TALL BUILDINGS, Oxford, 1966, p.513-536.

CAMACHO, J.S. *Estudo das lajes*. Ilha Solteira, Faculdade de Engenharia - UNESP, Departamento de Engenharia Civil, 2004, 59p.

EQUIPE DE OBRA<sup>1</sup>. Revista. Edição nº 14, Ano III - Novembro/Dezembro, 2007, 40p.

EQUIPE DE OBRA<sup>2</sup>. Revista. Edição nº 16, Ano IV - Março/Abril, 2008, 40p.

FRANCO, M. (1985). *O parâmetro de instabilidade dos edifícios altos*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Lisboa, 1985, n.23, p.69-72.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. *Practical assessment of second order effects in tall buildings*. In: COLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro, 1991, p.307-324.

LONGO, H.I. *Vigas de edifícios de concreto armado*. Rio de Janeiro, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2000, 37p.

MARINO, M.A. *Pilares*. Disciplina TC-405 – Sistemas Estruturais A. Curitiba, Universidade Federal do Paraná, Departamento de Construção Civil, 2005, 62p.

PAPPALARDO JR., A. *Aula 2 – Esquema estático*. Disciplina Estruturas de Concreto II, São Paulo, Escola de Engenharia Universidade Presbiteriana Mackenzie, Departamento de Engenharia Civil, 2004, 14p.

TQS INFORMÁTICA LTDA. Disponível em [www.tqs.com.br](http://www.tqs.com.br). Data de acesso: 12/07/2008.

## ANEXO A

### CONVENÇÃO ADOTADA PELO PROGRAMA TQS NO MODELO DE PÓRTICO ESPACIAL

Todas as coordenadas do pórtico são definidas no sistema global. Neste sistema, os eixos X e Y globais coincidem com os definidos nas plantas de formas, e o eixo Z sobe junto com o edifício (valem as cotas Z calculadas no esquema do edifício).

As vigas e pilares passam a ser barras do pórtico. As barras têm um sistema local com o eixo X na direção da barra (Figura A. 1).

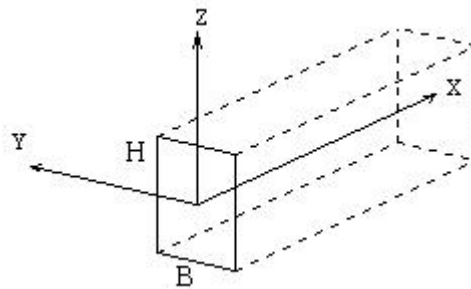


Figura A. 1 – Sistema local da barra.

As barras são definidas por um nó inicial e um final. Isto não define perfeitamente os eixos locais no espaço, que ainda podem "girar" em torno do eixo X. A definição dos eixos locais é completada por um ponto adicional chamado de *PY*, que está num lugar qualquer do plano XY, no lado positivo de Y (Figura A. 2).

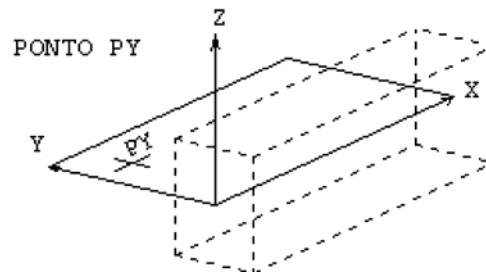


Figura A. 2 – Plano contendo o ponto PY.

Nas vigas, o eixo Y é paralelo ao plano XY global. O CAD/Formas gera para cada barra de viga um ponto PY igual ao nó final da barra girado  $90^\circ$  em relação a um eixo vertical passando pelo nó inicial. O CAD/Formas gera uma barra para cada trecho de viga, sendo os nós numerados seqüencialmente do trecho inicial ao final.

Com este sistema local, os usuais diagramas de momento fletor nas vigas correspondem aos momentos MY, enquanto que os diagramas de força cortante correspondem às forças FZ. MX é o momento torçor na viga.

As barras dos pilares são geradas com o nó inicial no piso de cima e o nó final no piso de baixo, do mesmo modo como os pilares são vistos na planta de formas, de cima para baixo. No sistema local do pilar, o eixo X aponta para baixo, paralelo e em sentido contrário ao eixo Z global. Já o Y local aponta em média para o sentido contrário do X global, e é girado junto com o ângulo de rotação do pilar. O engenheiro precisa ter este ângulo em mente, para interpretar corretamente os diagramas de esforços no pilar (Figura A. 3).

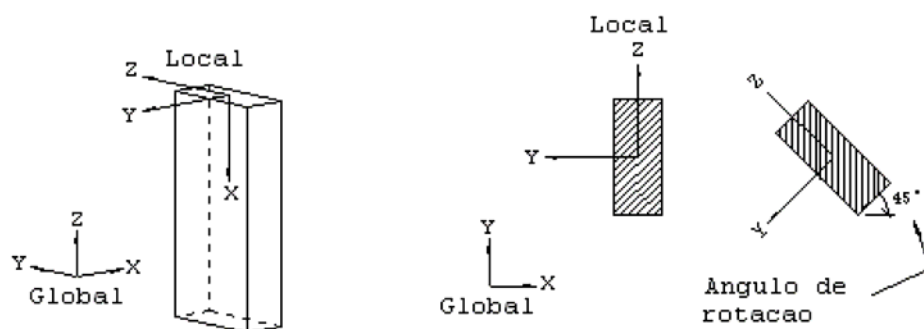


Figura A. 3 – Sistema local dos pilares.

Nos pilares, o ponto PY é locado 10 m à esquerda do centro de gravidade do pilar, rodado junto com o eixo Y. Lembre-se de que quando a forma é gerada através do modelador

estrutural de formas, os pilares retangulares recebem ângulo de rotação igual ao definido graficamente.

O sistema local do pilar faz com que os momentos principais para detalhamento sejam MY e MZ.