

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

**ALGUMAS DIRETRIZES PARA A ELABORAÇÃO  
DE UM PROJETO DE ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO**

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

Engenheira ANA MÁRCIA VIEIRA ARDUINI

ORIENTADOR:  
WALTER ABRAHÃO NIMIR

BANCA EXAMINADORA:  
Prof. Dr. Walter Abrahão Nimir  
Prof. Dr. José Samuel Giongo  
Prof. Dr. José Henrique Albiero

SUPLENTES:  
Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro  
Prof. Dr. Marcos Vinicio Costa Agnesi

São Carlos, 16 de Outubro de 1991

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

À minha família

A José Carlos

## AGRADECIMENTOS

Expresso aqui meu agradecimento a todos aqueles que, direta ou indiretamente, participaram da elaboração desse trabalho, e em especial:

.Ao Prof. Dr. Walter Abrahão Nimir, que com sua amizade e experiência encaminhou-me para a finalização de mais esta etapa;

.Ao corpo docente do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, e em especial aos professores José Samuel Giongo e Libânio Miranda Pinheiro, pela leitura e pelas valiosas contribuições;

.A Francisco Carlos G. de Brito pela confecção dos desenhos;

.Aos meus amigos e colegas de curso pelo constante estímulo no desenvolvimento do trabalho.

## RESUMO

O presente trabalho analisa, de maneira clara e simples, os vários fatores envolvidos no processo de elaboração de um projeto de estrutura em concreto armado.

A análise subjetiva diferencia-se dos demais trabalhos na área, uma vez que não são aqui discutidos os vários métodos de cálculo hoje existentes, e nem mesmo há um aprofundamento em termos numéricos.

É um trabalho voltado, basicamente, para o ensino a nível de graduação, e para consulta por parte daqueles engenheiros que estão iniciando a carreira de projetista estrutural.

Inicialmente, analisa-se a estrutura a nível mais geral, ressaltando sua relação com as demais áreas de projeto, que devem igualmente ser acomodadas para formar o edifício.

A seguir, a estrutura é estudada a nível mais específico, em seus planos verticais e horizontais, buscando extrair as características principais de cada peça, para seu melhor aproveitamento dentro da estrutura global.

Finalmente, são estudados exemplos gerais, que procuram englobar todos os conceitos vistos anteriormente, e simulam as situações que ocorrem no dia-a-dia dos escritórios de projeto.

## ABSTRACT

The present work analyses, in a clear way, the factors involved in the process of reinforced concrete building designs.

The subjective analysis is distinguished from all other works in the area of structures, once all available methods are not discussed here and no emphasis is made on numerical aspects.

It is a work basically dedicated to undergraduate student teaching and also to give support to all engineers who are initiating the structural designer carrier.

Firstly, the structure is analysed in a general level with emphasis on its relationship with other design parts which should be considered in order to give the building shape.

After that, particular studies are specifically made, analysis of horizontal and vertical plans for instance, trying to point out the main features of each structural element to find its best performance inside the whole structure.

Finally many examples are studied in wich ideas previously discussed are put together and the day-by-day situations found in the design offices are modelled.

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. GENERALIDADES.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.3. ETAPAS DO TRABALHO.....	3
2. CONCEITOS GERAIS.....	5
2.1. ANÁLISE DOS CUSTOS DAS PARTES COMPONENTES DO EDIFÍCIO.....	5
2.2. OBJETIVOS DE UM PROJETO ESTRUTURAL.....	10
2.3. A RELAÇÃO ARQUITETO-ENGENHEIRO.....	11
3. PRINCÍPIOS DE UM PROJETO ESTRUTURAL.....	13
3.1. PRINCÍPIOS GERAIS	
3.1.1. A Evolução dos Conceitos Estruturais.....	13
3.1.2. O Engenheiro Frente aos Avanços Tecnológicos.....	15
3.1.3. Decisões na Concepção de um Projeto.....	15
3.1.4. A Utilização do Computador.....	18
3.2. A ESTRUTURA COMO DETERMINANTE DA FORMA.....	18
3.3. MÉTODOS DE PROJETO ESTRUTURAL.....	20
4. CONSIDERAÇÕES ARQUITETÔNICAS.....	21
4.1. GERAÇÃO DE ESPAÇOS DESOBSTRUÍDOS.....	21

5. Os PLANOS HORIZONTAIS.....	28
5.1. LAJES COGUMELO.....	28
5.2. LAJES NERVURADAS.....	30
5.3. LAJES MACIÇAS.....	31
5.3.1. Condições Impostas ao Dimensionamento.....	31
5.3.1.1. Dimensionamento à Flexão Simples.....	32
5.3.1.2. Dimensionamento aos Esforços Cortantes.....	33
5.3.1.3. Verificação do Estado de Deformação.....	34
5.3.1.4. Prescrições das Normas Brasileiras.....	35
5.3.2. Exemplos com Lajes Isoladas.....	35
5.3.3. Comentários.....	43
5.4. VIGAS.....	44
5.4.1. Condições Impostas ao Dimensionamento.....	45
5.4.1.1. Dimensionamento à Flexão Simples.....	45
5.4.1.2. Dimensionamento aos Esforços Cortantes.....	45
5.4.1.3. Verificação do Estado de Deformação.....	46
5.4.1.4. Prescrições das Normas Brasileiras.....	46
5.4.2. Exemplos com Vigas.....	46
5.4.3. Comentários.....	51
6. A INFLUÊNCIA DA FORMA DAS LAJES.....	53
6.1. COMENTÁRIOS.....	62

7. Os PLANOS VERTICAIS.....	63
7.1. RESISTÊNCIA DO EDIFÍCIO ÀS CARGAS VERTICAIS	63
7.2. RESISTÊNCIA DO EDIFÍCIO ÀS AÇÕES LATERAIS..	66
7.3. TIPOS DE SISTEMAS DE RESISTÊNCIA LATERAL...	67
7.4. CONSIDERAÇÕES DE PROJETO.....	71
7.5. PROBLEMAS DE ORIGEM ARQUITETÔNICA.....	73
7.6. EFEITOS DA FORMA DO EDIFÍCIO.....	74
8. ESTRUTURAS VERTICAIS.....	78
8.1. VARIACÃO DO CUSTO DOS PILARES E DAS PAREDES COM RELAÇÃO À ALTURA DO EDIFÍCIO.....	78
8.2. OUTROS ASPECTOS ECONÔMICOS DA ESTRUTURA RESISTENTE DO EDIFÍCIO.....	84
9. PROJETOS DE RESISTÊNCIA LATERAL.....	88
9.1. EDIFÍCIO A.....	89
9.2. EDIFÍCIO B.....	87
9.3. EDIFÍCIO DE ENGENHARIA ELÉTRICA - UNIVERSIDADE DE SOUTHAMPTON.....	102
9.4. EDIFÍCIO DE RADIAÇÃO.....	103
9.5. POINT ROYAL.....	104
9.6. STANDARD BANK.....	105
10. ESCADAS.....	108
10.1. CLASSIFICAÇÃO.....	108
10.2. ESTRUTURA.....	112



13.3.3. Criação de Novos Pilares.....	166
13.3.3.1. Pilares P7 e P10 da ESTRUTURA III.....	166
13.3.3.2. Pilares P12 e P13 da ESTRUTURA III.....	168
13.3.3.3. Pilares P22 e P23 da ESTRUTURA III.....	169
13.3.3.4. Pilares P26 e P30 da ESTRUTURA III.....	171
13.3.4. Estudo da Viabilidade da Divisão das Lajes L4 da ESTRUTURA III.....	172
13.3.5. Estudo da Viabilidade da Divisão das Lajes L5 da ESTRUTURA III.....	174

14. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	176
-------------------------------	-----

15. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	178
-------------------------------------	-----

## CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

### 1.1 - GENERALIDADES

Muitos estudos dentro da Engenharia de Estruturas têm sido feitos, ultimamente, no sentido de se aperfeiçoar as técnicas de análise computacional e otimização no cálculo de estruturas. O advento dos computadores e o constante desenvolvimento de seus recursos tornaram possível aos engenheiros a elaboração de programas que racionalizam o trabalho e diminuem sensivelmente o tempo gasto em executá-lo. Não há dúvida de que houve um imenso avanço das pesquisas nesta área, onde o computador tem grande aplicação.

Apesar de todos estes benefícios gerados pelo advento da alta tecnologia, tem sido deixado de lado, dentro da Engenharia, o estudo da escolha da forma estrutural e do entendimento do comportamento das estruturas. A ênfase computacional se sobrepôs à análise propriamente dita de projetos, a qual é, talvez, o maior desafio do projetista estrutural.

Alguns autores vêm se preocupando com este fato há algum tempo. Já em 1966, DUNICAN [01] apontava para o fato dos engenheiros ignorarem a arte dentro da Engenharia de Estruturas. A preocupação excessiva com cálculos matemáticos estava tornando estes profissionais incapazes de valorizar o trabalho de habilidade que existe em projetar estruturas.

Em 1986, HOLGATE [02] confirmava as preocupações de Dunican a respeito deste assunto. Seu trabalho buscava, basicamente, analisar os vários fatores envolvidos na elaboração de um projeto, desde estéticos, funcionais, e até econômicos, sob um ponto de vista mais qualitativo do que quantitativo.

Nota-se hoje que, pouco a pouco, os engenheiros vêm perdendo a sua função original, ou seja, a de aplicar os "conhecimentos científicos e empíricos, e certas habilitações específicas, à criação de estruturas, dispositivos e processos para converter recursos naturais em formas adequadas ao atendimento das necessidades humanas" [03]. Vê-se, daí, a importância do processo mental envolvido no projeto e no desenvolvimento da criatividade. Os conhecimentos e técnicas disponíveis são bastante limitados quando comparados com a complexidade dos problemas encontrados. Existem muitas áreas onde a ciência pouco pode servir de guia, ou onde técnicas quantitativas não são aplicáveis. Defronta-se, então, com problemas cujas respostas são subjetivas, e que dependem fundamentalmente do bom senso do projetista.

Assim como o arquiteto, o engenheiro tem que projetar estruturas, e sua habilidade para projetar aumenta com a quantidade e qualidade das estruturas que ele viu, estudou e registrou mentalmente. É importante que se tenha um grande repertório de possibilidades dentre as quais seja possível fazer uma escolha, quando existir um problema a ser resolvido. É claro que não é suficiente ter-se apenas visto um grande número de estruturas. É também necessário analisá-las e criticá-las, a fim de descobrir porque elas foram projetadas de uma determinada maneira [04].

## 1.2 - OBJETIVOS

Na maioria das vezes, a grande dificuldade encontrada pelo projetista estrutural reside no projeto da estrutura compatível com o projeto arquitetônico. Esta dificuldade é ainda maior para o engenheiro principiante, com pouca ou nenhuma experiência na área. Por isso, este trabalho tem como objetivo principal o estudo das estruturas de concreto armado, visando auxiliar o projetista nesta tarefa tão importante, e de tão grande

responsabilidade. Serão ainda fornecidos alguns parâmetros e exemplos que poderão servir de "banco de dados" para utilização em projetos futuros.

### 1.3 - ETAPAS DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em 14 capítulos.

No capítulo 2 são feitas algumas considerações sobre o custo das construções e sobre o trabalho conjunto de engenheiros e arquitetos. Os vários fatores envolvidos na elaboração de um projeto, sejam eles estéticos, econômicos, computacionais, etc, são analisados no capítulo 3.

O capítulo 4 analisa a íntima relação que existe entre o conjunto arquitetônico e as decisões do projeto estrutural.

Os planos horizontais, compostos pelas lajes e vigas, são analisados nos capítulos 5 e 6. No capítulo 5, é feito um estudo sobre os tipos de laje mais comuns em edifícios, assim como são mostradas suas principais características e as situações em que são mais recomendadas. Um estudo mais aprofundado é feito sobre as lajes maciças e sobre as vigas, tentando obter alguns parâmetros para a elaboração de projetos. O capítulo 6 trata da influência da forma das lajes no seu custo final.

Os planos verticais, formados pelos pilares e paredes de contraventamento, são analisados nos capítulos 7, 8 e 9.

O capítulo 7 analisa os sistemas de resistência do edifício às cargas verticais e laterais. O capítulo 8 trata da variação do custo de um edifício em função da altura, do material estrutural empregado e do posicionamento das peças estruturais. O capítulo 9 apresenta seis exemplos de edifícios, onde são mostrados as possibilidades de escolha do sistema estrutural.

O capítulo 10 trata das escadas e o capítulo 11

trata da escolha do tipo de fundação.

Algumas sugestões para melhorar a qualidade da estrutura, visando a redução dos custos e o aumento da eficiência, relativas ao posicionamento das peças e detalhamento estrutural, são vistas no capítulo 12.

O capítulo 13 mostra dois exemplos de edifícios em que é comentada a escolha do posicionamento das várias peças que compõem a estrutura. As considerações finais sobre o trabalho são expostas no capítulo 14.

## CAPÍTULO 2 - CONCEITOS GERAIS

### 2.1 - ANÁLISE DOS CUSTOS DAS PARTES COMPONENTES DO EDIFÍCIO

Nos dias de hoje, a política econômica no Brasil é quem governa as decisões em todas as áreas, inclusive na Engenharia Civil. A tentativa de se construir, a custos cada vez menores, buscando o máximo de eficiência, tem sido a preocupação maior de todos.

Embora seja difícil estabelecer uma relação direta entre as decisões de projeto e o custo total do edifício, é possível definir-se alguns parâmetros que podem ajudar o projetista na busca da solução mais econômica.

Neste sentido, devem ser consideradas as contribuições, individuais ou em grupo, de todos os profissionais que, direta ou indiretamente, participam da elaboração e execução de uma obra: arquiteto, projetistas estrutural, elétrico, hidráulico, engenheiro de obra, mestre-de-obras, e muitos outros. Cada um pode dar a sua participação no sentido de diminuir os gastos sem prejuízo da qualidade.

É muito frequente, na prática, a imposição de limitações orçamentárias, diante das quais tenta-se economizar em todos os itens possíveis. Isto resulta, muitas vezes, em perdas de qualidade sensivelmente mais significativas do que a economia obtida, diminuindo, ao invés de aumentar, a relação benefício/custo.

É interessante a todo profissional ligado à área de edificações, ter conhecimento da importância relativa de cada item na composição do custo total. De acordo com MASCARÓ [05], este conhecimento deve ser não apenas quantitativo (aspecto já razoavelmente conhecido), mas

também associado a possíveis decisões alternativas de projeto que o arquiteto, e mesmo o projetista estrutural, podem tomar no sentido de tornar o projeto mais eficiente.

O projeto estrutural é apenas uma pequena parte do projeto como um todo. Segundo HOLGATE [02], o custo da construção de um edifício é também influenciado pelo custo do terreno, interesses políticos, taxações, honorários, despesas envolvidas em atividades empresariais, etc. Além disso, o custo da estrutura é apenas uma fração do custo total do edifício: de 20% a 40%, dependendo das circunstâncias. Isto não significa que o projeto estrutural não seja importante, mas sim que o projetista deve tomar suas decisões em função do provável efeito sobre outros aspectos do edifício, possivelmente mais caros.

A Tabela 2.1, extraída de MASCARÓ [05], apresenta um resumo da participação de cada item no custo total. Através dela, pode-se ter idéia da importância relativa da estrutura dentro do custo total: cerca de 25% é gasto com a estrutura resistente, incluindo fundações. É claro que este percentual varia de acordo com o tipo de obra, mas fornece uma visão geral da parcela de responsabilidade do projetista estrutural, com relação ao custo da obra.

Tabela 2.1

*Importância Relativa, em Porcentagem, do Custo de Construção das Diferentes Etapas (Edifício de Apartamentos Entre Divisas, com Dez Andares, Terreo, sem Garagem, com Fundações Diretas sobre Terreno de Boa Qualidade)*

Item	Porcentagem sobre o Custo Total (%)	Observações
Canteiro de Obras	5,09	Compreende: amortização dos equipamentos 0,44%; trabalhos preliminares 0,48%; previdência 1,25%; seguros e vigilância 2,26% e vários 0,66% .
Fundações	4,48	Considera o caso de fundações diretas, ou seja, por sapatas independentes ou, em alguns casos, vinculadas.
Estrutura resistente (sem fundações)	20,13	Compreende: lajes, vigas, pilares e paredes de contra-ventamento.
Contrapisos	2,22	Compreende os contrapisos sobre o terreno natural, ou dos banheiros e outros contrapisos em geral.
Alvenaria e Impermeabilizações	8,72	O gasto em impermeabilização é pequeno e chega, aproximadamente, a 0,3% (incluindo a cobertura).
Acabamentos Verticais	14,49	Compreende: rebocos exteriores 3,49%; rebocos interiores 5,24%; revestimentos 1,65%; pintura 3,18% e rodapes 0,93% .
Acabamentos Horizontais	6,99	Compreende: forros 2,06%; terraços acessíveis 0,71%; soleiras 0,42% e pisos 3,8%
Esquadrias Internas e Externas	14,14	Compreende: esquadrias internas de madeira 8,21%; externas metálicas 5,32% e vidros 0,61% .
Instalação Sanitária e Contra Incêndio	8,22	Compreende os aparelhos das instalações.

Tabela 2.1 (cont.)

Item	Porcentagem sobre o Custo Total (%)	Observações
Instalação de Gás	4,69	Compreende os aparelhos da instalação.
Instalação Elétrica	5,45	Compreende bombas de elevação de água.
Elevadores	4,79	Compreende elevadores para 4 pessoas: 45 m/min; portas telescópicas; comando simples, sem memória.
Compactador de Lixo	0,59	-

A Tabela 2.2, extraída da mesma fonte, mostra uma reorganização dos itens em planos horizontais, planos verticais e instalações. Ela nos mostra que os planos horizontais representam aproximadamente 30% do custo total, os verticais 40%, as instalações 25% e o canteiro de obras 5%. Daí pode-se concluir o seguinte:

a) Cerca de 70% do custo dos planos horizontais (ou 20% do custo total) é gasto com a estrutura resistente (lajes e vigas) e fundações;

b) Cerca de 10% do custo dos planos verticais (ou 4% do custo total) é gasto com a estrutura resistente (pilares e paredes de contraventamento).

Tabela 2.2

Composição do Custo Total do Edifício da Tabela 2.1,  
Segundo Planos Horizontais, Verticais e Instalações

Classificação do Elemento	Composição	Porcentagem de Custo	Total Parcial
Elementos formando planos horizontais	.parte horizontal da estrutura resistente, fundações	20,58	29,79%
	.contrapisos	2,22	
	.acabamentos horizontais	6,99	
Elementos formando planos verticais	.parte vertical da estrutura resistente	4,03	41,37%
	.alvenaria e isolamento	8,72	
	.acabamentos verticais	14,49	
	.esquadria interna e externa	14,14	
Instalações (cujos custos são semi-independentes das dimensões do edifício)	.instalação sanitária e contra incêndio	8,22	23,74%
	.instalação de gás	4,69	
	.instalação elétrica	5,45	
	.elevadores	4,79	
	.compactador de lixo	0,59	
Canteiro de Obra	-	-	5,09%

Apesar de vital, a estrutura representa, em muitos casos, a menor parte do custo total da construção. O resultado é que, ao se comparar alternativas estruturais, o custo da estrutura em si pode ser menos importante do que a influência da estrutura sobre outros custos da edificação. Uma particular estrutura pode ser bastante eficiente e ter um baixo custo, mas produzir formas e detalhes que tornam outros aspectos da construção difíceis e caros, gerando um resultado final que não é realmente econômico.

## 2.2 - OBJETIVOS DE UM PROJETO ESTRUTURAL

Ao preparar um projeto estrutural, o engenheiro deve ter em mente alguns critérios a serem analisados. A lista seguinte, sugerida por SNYDER e CATANESE [06], não pretende ser completa e nem é ordenada segundo a importância. Contudo, os edifícios devem ser projetados considerando-se os seguintes critérios:

1. *Segurança estrutural.* Tanto o sistema estrutural quanto os elementos individuais devem ser bem dimensionados para suportar as ações de projeto.

2. *Segurança contra fogo.*

3. *Facilidade de construção.* Os métodos de construção devem ser simples e diretos. Se as técnicas de construção forem trabalhosas, as dificuldades devem ser mais do que compensadas pelos benefícios gerados pelo sistema proposto.

4. *Durabilidade.* O sistema e os componentes resultantes deverão ser resistentes à ação do tempo.

5. *Disponibilidade.* Os materiais e a mão-de-obra necessários deverão estar facilmente disponíveis nas proximidades do local da obra.

6. *Escala.* O sistema e seus componentes devem ser de tamanho e caráter apropriados ao projeto da edificação.

7. *Integração.* O sistema estrutural deve estar bem relacionado com os sistemas paralelos e interligados de construção que devem ser acomodados.

8. *Rigidez.* A estrutura toda deve ser bastante rígida para resistir à ação do vento. Os elementos individuais devem manter as deflexões dentro de limites aceitáveis.

9. *Economia.* O custo relativo do sistema deve estar equilibrado com o custo total de construção. Mais ainda, o custo da estrutura deve estar apropriado aos benefícios a serem obtidos.

10. *Visual.* A estrutura completa e seus componentes devem reforçar o conceito arquitetônico da construção.

### 2.3 - A RELAÇÃO ARQUITETO-ENGENHEIRO

Arquitetos e Engenheiros, geralmente, enfrentam sérios conflitos de ordem ideológica [01]. O engenheiro por vezes peca ao ignorar que a única razão para a existência da estrutura é o edifício, e que sem ele a estrutura não tem significado. Os arquitetos, por sua vez, subestimam a contribuição que o engenheiro estrutural pode, e deve dar, na procura de uma solução arquitetônica viável ao problema do edifício. Outra dificuldade em encontrar o nível necessário de colaboração entre arquitetos e engenheiros é a questão da competência técnica. Acontece com frequência uma suspeita, por parte dos engenheiros, com relação à capacidade técnica dos arquitetos com os quais trabalham. Isto geralmente leva a uma arrogância técnica por parte do engenheiro, a qual conflita com a aparente arrogância intelectual do arquiteto. O respeito mútuo é imprescindível, quando se quer alcançar o sucesso.

O arquiteto é o responsável pelo planejamento funcional da obra. Cada uma das decisões adotadas por ele em seu projeto significa uma opção para solucionar um ou vários aspectos da obra; são decisões que, de alguma maneira, condicionam o comportamento e o desempenho de todo o edifício, tanto econômica como funcionalmente [05].

É muito importante que haja uma interação do arquiteto com o engenheiro estrutural. O arquiteto, não sendo especialista no campo de estruturas, às vezes encontra dificuldades, no início do projeto, com relação ao potencial das diferentes formas de construção e dos diferentes sistemas estruturais. Cabe ao engenheiro, então, dar uma contribuição positiva quanto às opções estruturais, ou mesmo sugerir modificações que sejam estruturalmente mais viáveis, e que possam aumentar a eficiência da estrutura. Às vezes, mesmo pequena, a contribuição do engenheiro na busca de um projeto mais eficiente pode representar uma economia significativa no custo final da obra. Para isso, tanto o arquiteto quanto o projetista

estrutural devem ter conhecimentos básicos sobre a influência que a variação de dimensões e posicionamento das peças tem sobre o custo da estrutura resistente.

Devido às limitações impostas pela arquitetura, há ocasiões em que o engenheiro tem pouca ou nenhuma escolha. Há outras, porém, em que existem alternativas, e é necessário que ele tenha conhecimentos sobre a eficiência de cada uma delas, para que faça a escolha mais acertada. Mesmo quando esta escolha não é possível, ele deve ter uma noção da viabilidade construtiva e provável custo de sua opção única.

## CAPÍTULO 3 - PRINCÍPIOS DE UM PROJETO ESTRUTURAL

### 3.1 - PRINCÍPIOS GERAIS

#### 3.1.1 - A EVOLUÇÃO DOS CONCEITOS ESTRUTURAIIS

Segundo DUNICAN [01], alguns projetistas definem a arte da Engenharia Estrutural como sendo o ato de projetar uma estrutura que não só preencha todas as necessidades fundamentais específicas e outras condições, mas também que esteja em harmonia com seu ambiente. A estrutura tem que contribuir positivamente ao ambiente e ser parte integrante deste.

Os arquitetos e os engenheiros têm hoje, à sua disposição, um grande conjunto de opções estruturais e de construção que, ao mesmo tempo em que são atraentes, são potencialmente indutoras ao erro. Os profissionais de projeto de construções mais simples, de épocas anteriores, tinham à sua disposição uma limitada gama de métodos estruturais e materiais, gerando limitações visuais e espaciais na arquitetura de suas sociedades. Os construtores romanos, por exemplo, confiavam nas estruturas arqueadas de alvenaria compressiva, que impunham limites em lances sem suporte e determinaram muito da paisagem visual que hoje se associa à antiga Roma. De modo semelhante, as principais características das construções do início da colonização americana foram determinadas, basicamente, pela limitada oferta de materiais de construção. Em contrapartida, a grande oferta de excelente madeira a preços relativamente baixos foi um fator determinante no desenvolvimento dos protótipos arquitetônicos nativos da América, como galpões de fazendas, igrejas, prefeituras,

casas e edificações semelhantes. A este respeito pode-se concluir que as proporções, o caráter, a continuidade de muitas comunidades neo-americanas, particularmente na Nova Inglaterra, devem suas características mais marcantes a considerações estruturais impostas pela limitada tecnologia de construção e estreita quantidade de materiais.

Hoje em dia, estas rigorosas limitações já não mais existem. A restrição dos vãos de construção e o caráter arquitetônico imposto por ela fazem parte do passado. As potencialidades atuais do projeto estrutural são quase sem limites. É possível desenvolver vãos de cobertura de 300 m e construir um edifício de 800 m de altura. As recentes exposições internacionais têm demonstrado que é grande a possibilidade de se construir um edifício com qualquer forma. O principal aspecto a ser considerado não é apenas como incorporar a estrutura ao edifício, mas também como estabelecer a base para a seleção de métodos estruturais apropriados e de materiais, em relação ao projeto de construção. Uma vez que os meios tecnológicos disponíveis tornam possíveis quase todas as soluções estruturais, tem sido imposta aos arquitetos e engenheiros uma carga de responsabilidade maior em fazer escolhas racionais com respeito à estrutura de edifícios [06].

Não é difícil encontrar alguns sistemas estruturais estaticamente possíveis, embora a geometria final do sistema dependa da forma e função do edifício e dos materiais estruturais disponíveis. Os materiais estruturais influenciam consideravelmente no processo construtivo, e a forma do edifício é decisivamente afetada pela geometria do sistema. As possibilidades parecem ser infinitas, e se assim o fossem, o projeto seria virtualmente impossível. Felizmente, na prática, elas são limitadas. Algumas regras existem naturalmente, outras são criadas pela própria comunidade científica. Regras já existentes têm que ser constantemente examinadas e revistas, porque o progresso das pesquisas nesta área podem

torná-las rapidamente obsoletas [01].

### 3.1.2 - O ENGENHEIRO FRENTE AOS AVANÇOS TECNOLÓGICOS

Projetar deveria sempre incluir a busca de soluções aperfeiçoadas comparadas com as tradicionais. Isto significa ter pensamento crítico - estar sempre em dúvida, cético e suspeitar de soluções prematuras. A mente humana não é perfeita, e muitos dos nossos pontos de vista e pensamentos são baseados em preconceitos tradicionais [01].

Estas considerações críticas devem também ser aplicadas a algumas teorias existentes. Deve-se continuar a estudar o comportamento real das estruturas através de testes e medições. Somente a natureza pode desvendar a verdade. Devem ser estudadas especialmente as imperfeições, geométricas ou dos materiais, para que possam ser quantificadas e limitadas nas análises científicas. Os engenheiros devem esforçar-se para encontrar a verdade, para conhecer os reais valores das forças de ação e reação, das várias causas e efeitos, com o objetivo de construir estruturas seguras e duradouras.

Todo projetista deve ser flexível. Ele deve tentar acomodar-se às mudanças e inovações que vão surgindo com o decorrer do tempo. Na verdade, ele deve iniciá-las. Deve tentar entender o potencial de toda nova idéia, e tentar aplicá-la nas suas decisões do dia-a-dia.

### 3.1.3 - DECISÕES NA CONCEPÇÃO DE UM PROJETO

A satisfação estética num projeto arquitetônico depende, a princípio, de alcançar-se uma solução estrutural exequível. Também está ligada à proporção e às relações de espaço. A proporção e relação corretas não são obtidas por acaso, mas através de trabalho árduo. Não há regras

absolutas. As únicas regras podem ser a boa vontade em explorar todas as possibilidades, estudar os efeitos que cada possibilidade tem sobre o edifício e nas suas partes, ser flexível, evitar atitudes doutrinárias e, acima de tudo, fazer uma escolha consciente.

Os engenheiros são os responsáveis pela segurança física das pessoas que utilizam suas estruturas. Por esta razão, a responsabilidade e o controle sobre seus projetos são habilidades indispensáveis a um bom projetista. Sua reputação depende disso. O espírito de responsabilidade e a segurança devem estar vivos em todos os seus trabalhos. Mas isto refere-se não só às qualidades técnicas de sua estrutura, como também à economia visando o interesse de seu cliente, público ou privado. Ao engenheiro cabe desenvolver a solução mais econômica, observando, além dos custos de construção, os de manutenção.

Por exemplo, considere-se um elemento estrutural relativamente simples, que ocorre na maioria dos sistemas - o pilar. A função principal deste membro é suportar carga vertical. Num caso específico, esta carga pode ser definida dentro de limites aceitáveis. Partindo do princípio de que este elemento ocorre num sistema de pavimentos múltiplos e que, por razões particulares, este elemento tenha que ser feito em concreto estrutural, como determinar sua forma e dimensões? Obviamente há uma dimensão mínima. Também existe uma dimensão mais econômica. Estas duas dimensões provavelmente não são a mesma. Então há a questão da forma que influirá na dimensão. A forma é influenciada não só pela estética, mas por necessidades do projeto e por fatores econômicos de construção. Existe escolha considerável e provavelmente não há uma escolha ideal. O problema só pode ser resolvido por tentativas.

Todo projeto é um processo de tentativa - a conciliação de condições conflitantes. Faz-se as hipóteses. Testa-se estas hipóteses através de exames detalhados, modificando-as à luz daquilo que se descobrir. O processo continua até que todas as condições impostas tenham sido

satisfeitas - até que uma solução aceitável tenha sido encontrada. Este processo pode ser curto ou longo, dependendo da experiência e da severidade das limitações que são impostas e, principalmente, do tempo disponível. No caso do pilar, se o arquiteto optar pela forma circular e tão esbelta quanto possível, a solução não demorará a sair. Por outro lado, pode ser que a verdadeira questão não seja a dimensão do pilar, mas, talvez, se ele é mesmo necessário. O projetista deve sempre se perguntar: "Estamos resolvendo o problema de maneira adequada?". Talvez o projetista esteja preocupado demais com o projeto detalhado dos elementos do sistema estrutural. Sua primeira preocupação tem que ser com a concepção do próprio sistema e igualmente com o modo de sua execução. O método de construção deve ser inerente ao sistema. Alguns sistemas podem ser executados de vários modos. Mas para todo sistema deve haver um método de construção compatível. Nenhum engenheiro deve projetar uma estrutura sem saber como executá-la.

A parte mais importante do trabalho do engenheiro é o começo do projeto [04]. A estrutura deve tomar sua primeira forma na imaginação e depois ser transferida para o papel. Soluções diferentes devem ser comparadas - primeiramente dentro do repertório tradicional, depois tentando-se encontrar uma solução nova e melhor para a tarefa específica. Enquanto idealiza estas soluções, o projetista deve ter em mente todas as necessidades dos usuários e dos serviços, dimensões aproximadas, estética (principalmente no que diz respeito às proporções), possíveis métodos de construção, custos prováveis e, em alguns casos, até a praticabilidade do detalhamento estrutural. Esta enumeração, que é o início do projeto, é a tarefa mais complexa, requerendo várias habilidades que só podem ser adquiridas através de um longo e variado processo de aprendizagem e experiência prática. Um bom engenheiro projetista deve ter um amplo comando sobre os vários campos de conhecimentos específicos e ciências aplicadas.

### 3.1.4 - A UTILIZAÇÃO DO COMPUTADOR

O computador tem tido um efeito considerável nos métodos de cálculo atualmente utilizados na Engenharia de Estruturas, assim como em outras áreas. É inegável a grande contribuição prestada por ele nas pesquisas em todas as áreas da ciência moderna.

Muitos engenheiros hoje em dia executam um grande número de cálculos computacionais antes de terem uma visão clara da estrutura e dos detalhes importantes. Isto não é correto [04]. Geralmente, tem-se dado pouca ênfase à análise preliminar e subjetiva de projetos durante os últimos anos, tanto nas Universidades quanto nos escritórios. Deve ser objetivo de todo engenheiro simplificar os cálculos, baseados em teorias altamente desenvolvidas, e usar o computador para ganhar mais tempo e capacidade para aperfeiçoar o projeto, incluindo os detalhes, visando uma maior utilização e durabilidade da obra. Até agora o computador tem sido usado para produzir mais e mais cálculos baseados em hipóteses duvidosas. Alguns exemplos simples podem ser encontrados em cálculos básicos com o uso de coeficientes empíricos. Em uma conduta sensata, deve-se reconhecer e admitir que a matemática, a mecânica, e a análise de projetos baseada nestas ciências são auxiliares da Engenharia, assim como o conhecimento em outros campos - materiais, por exemplo. A tarefa primária é projetar para atender às necessidades da sociedade. Deve-se esperar que o computador auxilie a análise teórica, e não que ele faça a análise e dê a solução.

### 3.2 - A ESTRUTURA COMO DETERMINANTE DA FORMA

Deve haver um consenso geral em torno da idéia de que um edifício, para que possa ser considerado bem integrado em seu conjunto, precisa mostrar um ajustamento entre os requisitos dos projetos espacial, funcional e

estrutural. Há edificações em que a estrutura pode ser vista como um fator dominante no processo de projeto e, como tal, formar seu caráter básico. A importância da estrutura como determinante da forma pode ser vista no distrito comercial do centro de qualquer grande cidade do mundo. A forma e as dimensões da maioria dos grandes edifícios de escritórios têm sido decididas, quase que exclusivamente, por considerações de espaçamento de pilares, eficiência dos membros de vão e a ação do vento.

É importante observar que, à medida em que a edificação cresce de tamanho, a estrutura torna-se o principal determinante da forma [06]. Sabe-se que a nível de residência individual é possível, e em muitos casos desejável, subordinar o aspecto estrutural ao arquitetônico. No outro extremo da escala - como no caso de arenas, estádios, auditórios - é igualmente claro que um projeto arquitetônico sem uma rigorosa e bem integrada moldura estrutural seria ilusório.

Muitos pontos têm que ser considerados no projeto de um edifício. Projeto urbano, comportamento ambiental e outras considerações foram acrescidas aos tradicionais requisitos de firmeza, comodidade e prazer. Sob esse aspecto, o projeto arquitetônico pode ser tomado como dependente de um número crescente de variáveis. Dar igual atenção a cada uma dessas considerações no projeto da edificação é inadequado e, de fato, impossível. O arquiteto estabelece prioridades em relação aos requisitos específicos do programa para cada projeto. Pode-se dizer com segurança que, na maioria dos edifícios, a seleção do sistema estrutural tem usualmente a mais alta prioridade no processo de projeto. Assim, a determinação de um sistema estrutural lógico e racional pode fornecer as bases para lidar com mais eficiência com toda gama de prioridades do projeto.

### 3.3 - MÉTODOS DE PROJETO ESTRUTURAL

É importante considerar que em qualquer projeto estrutural as intenções do projeto arquitetônico devem ser as primeiras a ser acomodadas. O tamanho dos painéis, as alturas de piso a piso e as extensões dos vãos são decisões tomadas pelo arquiteto em resposta a requisitos do programa. O engenheiro estrutural não estabelece as relações globais de tamanho. A análise e o projeto dos membros individuais só são feitos depois de serem tomadas decisões básicas de planejamento [06].

Na prática, os edifícios têm suas cargas determinadas em ordem exatamente oposta àquela em que são construídos. O sistema de cobertura é estudado primeiro, em seguida os pisos, depois os pilares ou sistema de suporte e finalmente as fundações, que transferem ao solo toda a carga do edifício. O processo de projetar é cumulativo, no qual cada transferência de carga é acrescida aos membros sucessivos na medida em que se vão aproximando de sua condição final ou máxima de suporte.

## CAPÍTULO 4 - CONSIDERAÇÕES ARQUITETÔNICAS

### 4.1 - GERAÇÃO DE ESPAÇOS DESOBSTRUÍDOS

Certas atividades em espaços fechados criam a necessidade de espaços interiores desobstruídos [07]. Estes espaços podem ser muito pequenos (banheiros) ou muito grandes (quadras de esporte). A necessidade de espaços abertos envolve a tarefa básica de se obter os vãos estruturais (Figura 4.1). A grandeza do problema do vão é determinado pelas ações e pela necessidade de espaço livre. À medida que esse espaço aumenta, o esforço estrutural que aparece aumenta significativamente, e as opções para o sistema estrutural diminuem.

Um problema particularmente difícil é o de desenvolver um grande espaço desobstruído na porção inferior de um edifício de múltiplos andares. Como mostrado na Figura 4.2, isto gera uma concentração de cargas no nível de transição da estrutura. Esta situação deve ser evitada, e estruturas de vãos maiores consistem geralmente de coberturas, para as quais as cargas são relativamente pequenas.

Um importante aspecto arquitetônico de edifícios de andares múltiplos é o planejamento dos elementos de suporte vertical, uma vez que eles representam objetos fixos em torno dos quais os espaços interiores devem ser arranjados. Devido à necessidade de suporte, os elementos da estrutura vertical são sempre uma condição importante no projeto de cada nível, apesar das possíveis mudanças nas exigências arquitetônicas dos vários níveis. Um edifício de apartamentos com estacionamento nos andares inferiores apresenta o problema de desenvolver projetos contendo localizações fixas dos elementos estruturais verticais que

possam se adaptar tanto às múltiplas vagas de estacionamento quanto aos cômodos dos apartamentos.

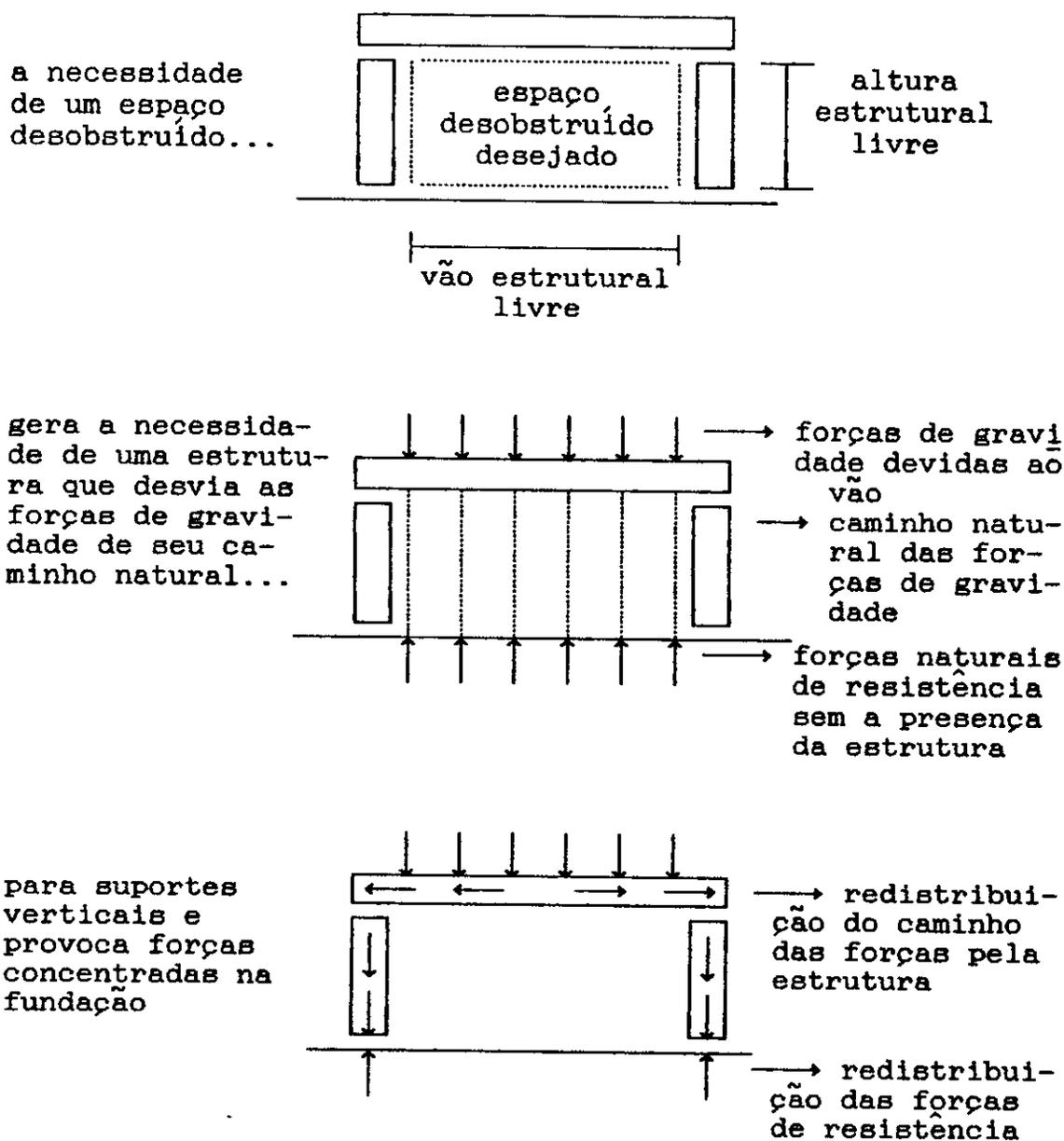
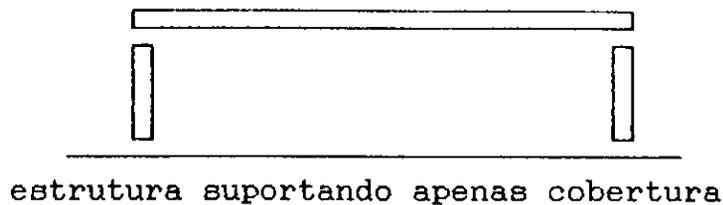
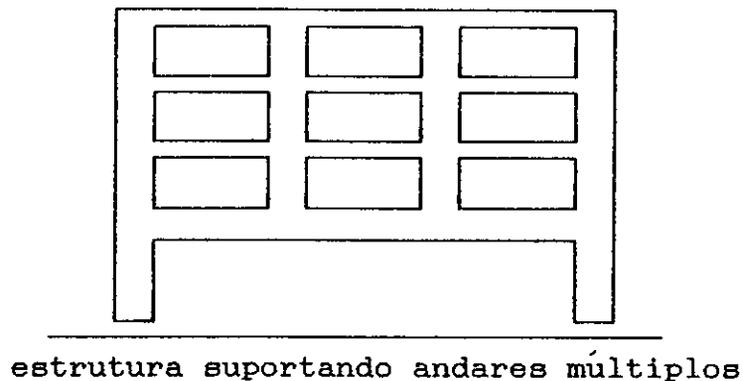


Figura 4.1 - Tarefa Estrutural de Gerar Espaços Internos Desobstruídos



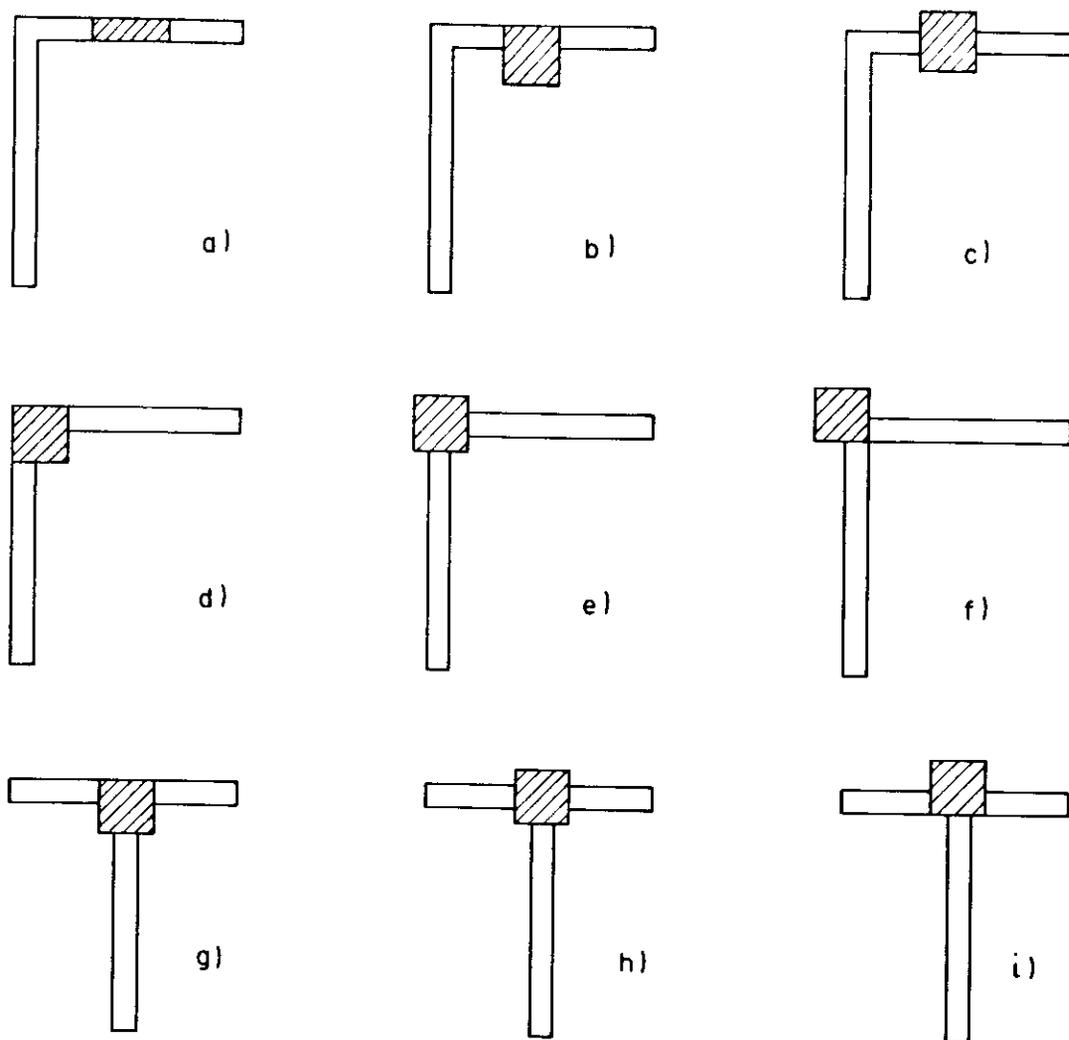
versus



*Figura 4.2 - Condições de Carga para uma Estrutura com Vão Livre*

A Figura 4.3 mostra as várias posições relativas entre pilares internos e paredes divisórias. Quando as dimensões dos pilares são tais que se torna impossível mantê-lo invisível dentro da parede (Figura 4.3.a), enfrenta-se a situação de como posicioná-la dentro do conjunto arquitetônico. Neste sentido, o projetista deve usar de bom senso e muita criatividade.

Assim sendo, há que se estudar a função dos cômodos adjacentes e, esteticamente, posicionar o pilar. As Figuras 4.3.b e 4.3.c mostram duas localizações possíveis para um pilar central. Na primeira, ele fica aparente em apenas um dos cômodos, ao passo que na segunda, fica visível dos dois lados. Talvez a primeira situação seja preferível por prejudicar apenas um dos lados; todavia, a segunda oferece a possibilidade de se conseguir disfarçá-lo dos dois lados, através do engrossamento do revestimento.



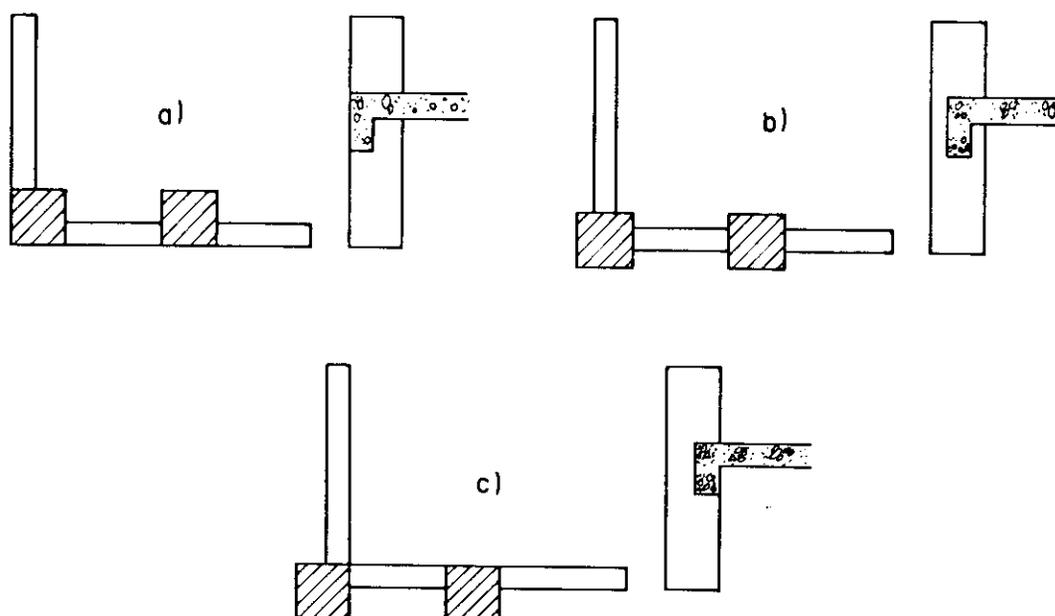
*Figura 4.3 - Posicionamento Dos Pilares Internos à Construção*

As Figuras 4.3.d, 4.3.e e 4.3.f mostram o posicionamento relativo de um pilar de canto. A primeira posição é preferível em detrimento das demais, pois causa menores perturbações estéticas nas faces externas aos cantos.

No encontro de três paredes, pode-se ter os posicionamentos das Figuras 4.3.g, 4.3.h e 4.3.i, sendo esta última a preferível, pelos mesmos motivos expostos para os casos anteriores.

Quando os pilares estão localizados na periferia

do edifício, a sua relação com as paredes adjacentes tem uma grande influência na fachada, assim como no planejamento interno. A Figura 4.4 mostra três prováveis localizações de pilares em relação ao plano das paredes externas, cada uma tendo suas vantagens e desvantagens.



*Figura 4.4 - Posicionamento dos Pilares Externos*

Muitas vezes, o que se tem é uma parede fina e um pilar espesso. Para se obter uma fachada lisa, o pilar deve ser nivelado com a face externa da parede (Figura 4.4.a), apesar de que isto cria os mesmos problemas de projeto que foram discutidos para os pilares internos. Um outro esquema que pode ser utilizado é o posicionamento do pilar no plano médio da parede (Figura 4.4.b), sendo este, porém, o menos recomendável. Se a parede é alinhada com a face interna do pilar (Figura 4.4.c), o interior do edifício será liso, facilitando o projeto, mas a fachada será dominada pelas arestas dos pilares. Outra solução, é claro, seria engrossar a parede o suficiente para acomodar o pilar - um

elegante truque arquitetônico, mas que geralmente resulta em consideráveis desperdícios de espaço, além de elevação dos custos.

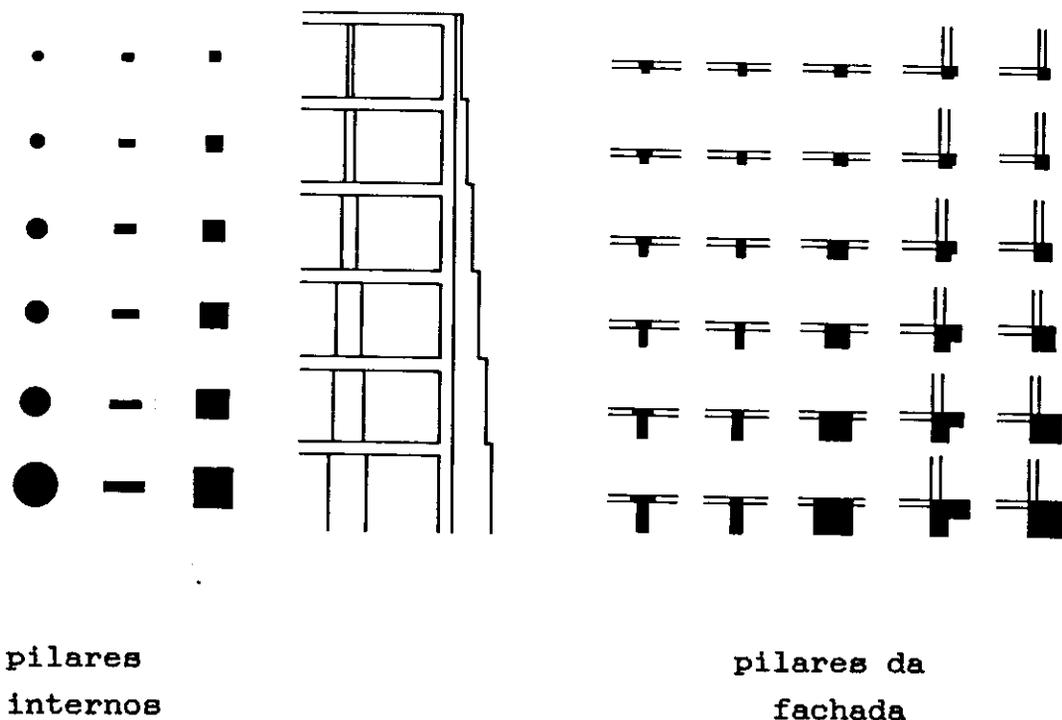
Em edifícios altos, as dimensões dos pilares geralmente variam do topo à base, apesar de ser possível, e até desejável, obter-se uma considerável gama de resistências dentro de uma dimensão fixada, conforme Figura 4.5. Apesar de alguns projetistas ainda preferirem a variação das dimensões do pilar, a tendência atual tem sido o uso de dimensões constantes, ou mesmo alterações em níveis pré-fixados.

pilar de concreto armado		baixa resistência do concreto baixa porcentagem de armadura baixa resistência do aço
		alta resistência do concreto alta porcentagem de armadura alta resistência do aço
pilar de aço		baixa resistência do aço abas e almas finas proteção contra fogo
		alta resistência do aço abas e almas espessas com a adição de chapas proteção contra fogo

*Figura 4.5 - Variação na Resistência do Pilar sem Alteração nas Dimensões Arquitetônicas Finais*

Problemas de planejamento às vezes requerem reduções nas dimensões dos pilares. Para tanto, estas reduções devem ser planejadas. Se forem necessárias alterações nas dimensões dos pilares internos, o procedimento usual é uma redução de forma concêntrica, como mostrado na Figura 4.6. São exceções os pilares que cercam escadas, poços de elevador e ductos de ventilação, onde geralmente é recomendável manter a superfície interna alinhada verticalmente.

Para pilares externos, as mudanças de dimensão estão ligadas à relação pilar-fachada. Se a parede é alinhada com a superfície interna do pilar, há muitas maneiras de se alterar as dimensões sem modificar o alinhamento.



*Figura 4.6 - Exemplos de Variação de Dimensões de Pilares em Edifícios de Andares Múltiplos*

## CAPÍTULO 5 - OS PLANOS HORIZONTAIS

Os planos horizontais são compostos por lajes e vigas.

Lajes são placas horizontais que têm como função principal suportar as ações verticais aplicadas ao piso dos edifícios [08]. A NBR-8681 [09] classifica estas ações em permanentes e variáveis. As cargas permanentes, como o próprio nome diz, são aquelas que atuam permanentemente sobre a estrutura: peso próprio da laje, pavimentação, revestimento, paredes, etc. Já as cargas acidentais correspondem ao peso dos móveis, pessoas e objetos, que podem ou não atuar sobre a laje, mas que necessariamente devem ser considerados no projeto.

As lajes mais comuns empregadas em edifícios são:

- .lajes maciças;
- .lajes cogumelo; e
- .lajes nervuradas.

Vigas são elementos lineares, em que as dimensões da seção transversal são bem menores que o comprimento [08]. Têm como função principal receber as cargas das lajes e das paredes e transmiti-las aos pilares.

### 5.1 - LAJES COGUMELO

As lajes cogumelo são lajes maciças apoiadas diretamente sobre os pilares, sem vigas [08]. No Brasil, é comum empregar-se o termo laje cogumelo para designar qualquer sistema de lajes sem vigas, embora alguns autores, como FIGUEIREDO FILHO [10], façam distinção entre as que têm capitéis (lajes cogumelo) e as que não os têm (lajes sem vigas). Geralmente, procura-se evitar os capitéis de

modo a se obter tetos lisos e, conseqüentemente, simplificações das fôrmas.

O sistema de lajes cogumelo apresentam uma série de vantagens em relação àquelas de lajes, vigas e pilares, dentre as quais se destacam [10]:

- .Adaptabilidade a diversas formas ambientais;
- .Simplificação das fôrmas;
- .Simplificação das armaduras;
- .Simplificação da concretagem;
- .Diminuição de revestimentos;
- .Redução da altura total do edifício;
- .Simplificação das instalações;
- .Melhoria das condições de habitabilidade;
- .Redução do tempo de execução.

Embora seja grande o número de vantagens desse sistema, existem também algumas desvantagens que devem ser analisadas, pois são importantes e podem mesmo inviabilizar o uso das lajes cogumelo em certas situações. Pode-se destacar:

- .Punção das lajes;
- .Deslocamentos transversais das lajes;
- .Instabilidade global do edifício.

Com relação às ações laterais nos edifícios sem vigas, este sistema estrutural apresenta pequena rigidez, o que se constitui num problema que pode mesmo comprometer a sua utilização em determinadas situações (edifícios muito esbeltos, regiões sujeitas a ventos fortes e terremotos).

Uma das maneiras de se combater os efeitos destes esforços é construir sistemas estruturais múltiplos, onde um deles pode ser fixo em outro, como por exemplo sistemas de lajes cogumelo onde os elementos horizontais e verticais podem ser ligados a sistemas de núcleos rígidos compostos de paredes estruturais. Uma outra solução seria a consideração de estruturas em que os elementos de pisos, juntamente com os pilares, constituam estruturas espaciais aporticadas, que por si só resistam às ações laterais.

Todos os engenheiros que executam edifícios com

lajes cogumelo são unânimes em afirmar que este sistema estrutural é mais econômico que o convencional, mas há divergência quanto ao percentual de redução. FIGUEIREDO FILHO [10] cita os percentuais obtidos por três fontes diferentes. O Engenheiro Gilberto Pinto Rodrigues afirma que o custo global da estrutura é barateado em 15% (Dirigente Construtor, março de 1987); o Engenheiro José Augusto Gante, no mesmo artigo, relata que, em um edifício por ele executado, a economia total da estrutura ficou em 30%; HANAI et alii encontraram, para algumas situações, redução média de 16,5% nos custos.

No geral, observa-se que há uma redução no custo total das fôrmas e um aumento no custo das armaduras e do concreto.

## 5.2 - LAJES NERVURADAS

A laje nervurada pode ser entendida como um elemento estrutural constituído por famílias de vigas que se cruzam (ortogonalmente ou não), solidarizadas entre si pela mesa. Podem manter as nervuras aparentes ou utilizar, além do concreto e do aço, um material inerte (tijolo cerâmico, bloco de concreto leve, etc). Apóiam-se em vigas nas extremidades [11].

O uso de lajes nervuradas é indicado em situações onde o uso de lajes maciças levaria a valores de altura iguais ou superiores a 15 cm. Na verdade, alturas superiores a essa em lajes maciças são exigidas quase que apenas para satisfazer condições de utilização (limitação de flechas) e não de resistência.

As lajes nervuradas têm o consumo de concreto diminuído e o peso próprio aliviado, pois na formação dos painéis são escolhidos materiais mais leves que o concreto, sem prejuízo da altura da seção resistente e conseqüentemente da rigidez.

As lajes nervuradas têm seu uso indicado em

painéis com vãos de grandes dimensões.

### 5.3 - LAJES MACIÇAS

As lajes maciças são placas constituídas de concreto armado, que podem ou não ter as bordas apoiadas em vigas.

As lajes maciças podem ser classificadas de acordo com a relação entre os dois vãos perpendiculares. Assim, tem-se dois grupos [08]:

a) Lajes armadas em uma única direção, que são aquelas cuja relação entre o maior e o menor vão é maior que dois;

b) Lajes armadas em duas direções, que são aquelas cuja relação entre o maior e o menor vão é menor ou igual a dois.

Estudos feitos por PINHEIRO [12] contestam essa afirmação, e mostram que, para lajes com a relação entre o maior e o menor vão maior que dois, considerar laje armada em uma só direção pode acarretar erros de até 47% no momento fletor positivo na direção principal, como ocorre nas lajes com duas bordas menores engastadas. Ele sugere que se adote, como valor limite para a relação entre os vãos que diferencia lajes armadas em duas direções de lajes armadas em uma direção, um valor igual a 4.

Faz-se a seguir um estudo das lajes isoladamente, no sentido de obter algumas informações a respeito da eficiência das mesmas, em função de seus vãos, carregamento, etc.

#### 5.3.1 - CONDIÇÕES IMPOSTAS AO DIMENSIONAMENTO

Para que uma laje seja dimensionada do modo mais eficiente possível, é necessário que suas dimensões obedeçam a certas condições, que proporcionam um maior aproveitamento da resistência dos materiais que a compõem,

sem, no entanto, prejudicar sua resistência e estabilidade.

Nesse sentido, o projetista deve procurar satisfazer, da melhor maneira possível, todos os requisitos necessários ao projeto de uma laje, quais sejam:

- a) dimensionamento à flexão simples;
- b) dimensionamento aos esforços cortantes;
- c) verificação do estado de deformação;
- d) prescrições das Normas Brasileiras.

Cada um desses itens deve ser verificado com atenção, objetivando sempre aumentar a eficiência da laje.

#### 5.3.1.1 - Dimensionamento à Flexão Simples

As lajes maciças são constituídas de dois materiais básicos - o concreto simples e a armadura - com perfeita aderência entre eles, de tal modo que resistam solidariamente aos esforços a que são submetidos [13].

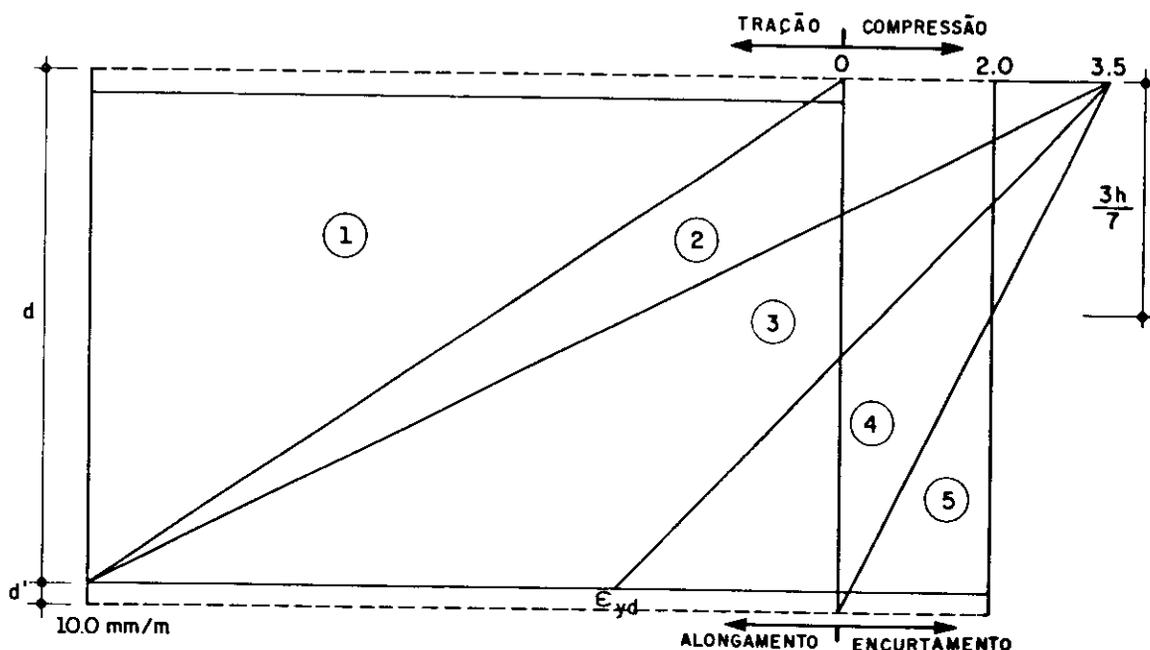
O concreto simples tem como propriedade marcante uma boa resistência à compressão, aliada a uma baixa resistência à tração. Para sanar essa deficiência, é adicionado ao concreto a armadura, que tem elevada resistência à tração, formando assim o concreto armado.

Para um melhor aproveitamento desses materiais, é necessário que, sob a combinação mais desfavorável das ações, ambos sejam solicitados com a máxima tensão permitida. Além disso, suas deformações devem ser tais que não ultrapassem certos limites, indicados como máximos.

Assim, no dimensionamento aos esforços oriundos da flexão, a altura da laje deve ser escolhida de tal forma que as condições acima sejam atendidas. Isso acontece quando o dimensionamento é feito nos Domínios 2 ou 3 da Figura 5.1.

O Domínio 2 é a região do diagrama das deformações representativa dos casos de flexão simples ou composta sem ruptura do concreto, e alongamento máximo da armadura tracionada.

O Domínio 3 constitui-se na região representativa das seções transversais sob flexão simples ou composta, na ruptura por esmagamento do concreto, com a armadura tracionada se escoando. As tensões, tanto no concreto quanto no aço, são as máximas por eles resistidas, caracterizando-se, então, num domínio de dimensionamento econômico.



*Figura 5.1 - Domínios de Dimensionamento*

Assim, um primeiro critério para o projeto da estrutura horizontal de um edifício é tentar fazer com que as lajes estejam dentro desses domínios.

#### 5.3.1.2 - Dimensionamento aos Esforços Cortantes

Os esforços cortantes nas lajes são provocados pelas cargas verticais que atuam sobre as mesmas. Em

estruturas de edifícios comuns, é procedimento corrente adotar-se uma altura da laje tal que seja dispensado o uso de armadura de cisalhamento ( $\tau_{vd} \leq \tau_{vul}$ ). Esta é uma verificação de praxe; observa-se, no entanto, que em grande parte das lajes usuais, a altura exigida para combate aos esforços de flexão é suficiente para a dispensa da armadura transversal.

### 5.3.1.3 - Verificação do Estado de Deformação

Ao projetar uma estrutura, o Engenheiro deve dar especial atenção à verificação da possibilidade de ser atingido o estado de deformação excessiva, a fim de se evitar prejuízos à estrutura ou a outras partes da construção. No cálculo, deve-se levar em conta, além da deformação elástica inicial, a retração e a deformação lenta.

A NBR-6118 [14] trata da deformação das peças fletidas, e, para estruturas de edifícios, prescreve as seguintes limitações:

a) as flechas medidas a partir do plano que contém os apoios, quando atuarem todas as ações, não ultrapassarão 1/300 do vão teórico, exceto no caso de balanços, para os quais não ultrapassarão 1/150 do seu comprimento teórico;

b) o deslocamento causado pelas cargas acidentais não será superior a 1/500 do vão teórico e 1/250 do comprimento teórico dos balanços.

Prescreve ainda que é dispensada a verificação da flecha se se adotar para a altura útil da laje o valor:

$$d \geq \frac{l_x}{\psi_2 * \psi_3}$$

onde  $\psi_2$  e  $\psi_3$  são coeficientes fornecidos pela referida norma. O valor de "d" calculado por esta expressão, porém, leva, na maioria das vezes, a valores exagerados da altura, provocando, como consequência, o uso anti-econômico de

armadura mínima, além de aumentar o peso próprio da laje.

O cálculo e verificação da flecha é, às vezes, o fator determinante no dimensionamento das lajes. Isso ocorre, principalmente, em lajes armadas em uma direção, simplesmente apoiadas, e em lajes armadas em duas direções, com os 4 bordos simplesmente apoiados.

#### 5.3.1.4 - Prescrições das Normas Brasileiras

A NBR-6118 [14], em seu item "Disposições Construtivas", enumera alguns cuidados a serem tomados, especialmente no que diz respeito ao dimensionamento e detalhamento, no sentido de evitar abusos e prejuízos à resistência e estabilidade das peças.

#### 5.3.2 - EXEMPLOS COM LAJES ISOLADAS

Com o objetivo de se tentar estabelecer alguns parâmetros para o projeto de uma estrutura, foram feitos alguns exemplos com lajes isoladas. Todos os valores de coeficientes utilizados foram extraídos de PINHEIRO [15]. Os exemplos basearam-se no seguinte:

a) Foram estudadas lajes armadas em duas direções, com relação entre o lado maior e o menor  $l_y/l_x$  igual a 1,0 , 1,5 e 2,0 , e lajes armadas em uma direção.

b) As lajes armadas em duas direções foram representadas por três tipos de condições de apoio:

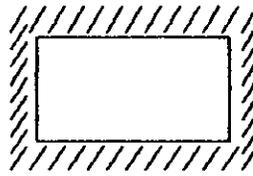
Tipo 1



Tipo 2



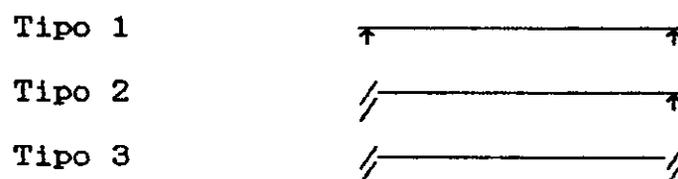
Tipo 3



Sendo um dos objetivos destes exemplos estabelecer a variação da altura mínima das lajes usuais, estas condições de apoio foram escolhidas porque são representativas dos valores limites para o cálculo desta altura.

Assim, a laje Tipo 1 foi escolhida porque, dentre todas as possíveis combinações de apoios, é a que apresenta os maiores coeficientes relativos à flecha máxima para um determinado carregamento. É também a que apresenta o menor coeficiente para o cálculo do máximo momento fletor, no apoio ou no vão, correspondente à relação  $l_y/l_x = 1,0$ . A laje Tipo 2 foi escolhida porque apresenta o maior coeficiente para o cálculo do máximo momento fletor, correspondente à relação  $l_y/l_x = 2,0$ . A laje Tipo 3 foi escolhida porque apresenta um dos menores coeficientes para o cálculo do máximo momento fletor, aliado ao menor coeficiente para cálculo da flexa máxima.

c) As lajes armadas em uma direção foram estudadas sob três condições de apoio:



d) A resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) foi variada, tentando simular os padrões de construção usual. Os valores utilizados foram: 13,5 , 15,0 e 18,0 MPa.

e) O aço utilizado foi o CA-50A, de uso comum nas construções.

f) O carregamento sobre a laje pode ser escrito como:

$$\text{carga atuante} = g + q$$

onde:  $g$  = carga permanente  
 $q$  = carga accidental

A carga permanente pode ainda ser dividida em duas:

$$g = g_1 + g_2$$

onde:  $g_1$  = peso próprio das lajes  
 $g_2$  = outras cargas atuantes, tais como:  
revestimento, pavimentação, paredes, etc.

Tem-se então:

$$\text{carga atuante} = g_1 + (g_2 + q)$$

Não foi feita diferenciação entre cargas permanentes e accidentais. Os valores de  $(g_2 + q)$  utilizados foram: 1,0 , 2,0 , 3,0 e 4,0 kN/m<sup>2</sup>.

O valor de  $(g_2 + q)$  igual 1,0 kN/m<sup>2</sup> é representativo das lajes de forro, onde a NBR-6120 [16] prescreve uma sobrecarga de 0,5 kN/m<sup>2</sup>. O restante é devido ao revestimento, peso do telhado, etc.

Os demais valores de  $(g_2 + q)$  são representativos das lajes de piso, onde a NBR-6120 prescreve sobrecargas de 1,5 e 2,0 kN/m<sup>2</sup> nas lajes usuais de piso em edifícios. O restante é devido à pavimentação, revestimento, paredes, etc.

g) O menor vão das lajes ( $l_x$ ) foi variado entre 1,0 e 10,0 metros.

Para cada uma dessas possíveis combinações, inicialmente foi adotado um valor para a altura da laje. Essa altura foi de 5 cm para  $(g_2 + q) = 1,0$  kN/m<sup>2</sup> e 7 cm para os demais valores de  $(g_2 + q)$ . Determinou-se então o peso próprio da laje e a carga atuante  $(g + q)$ . Calculou-se o maior momento fletor e os valores correspondentes ao limite

entre os domínios 3 e 4 ( $h_{34}$ ), à flecha máxima ( $h_u$ ) e à dispensa de armadura de cisalhamento ( $h_v$ ). O maior entre estes três valores determina a altura mínima da laje. Comparou-se o maior entre esses valores com o valor da altura inicialmente adotada para o cálculo do peso próprio, e verificou-se a necessidade de aumentá-la ou não. A flecha máxima foi tomada como sendo a flecha elástica inicial. Não se determinou a influência da retração e da deformação lenta.

Os resultados obtidos estão expressos a seguir. Em cada combinação determinou-se, para cada valor de  $l_x$ , a altura mínima da laje. A seguir, para cada valor da carga ( $g_2+q$ ), marcou-se os maiores e menores valores encontrados. Estes valores estão representados nas Figuras 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5.

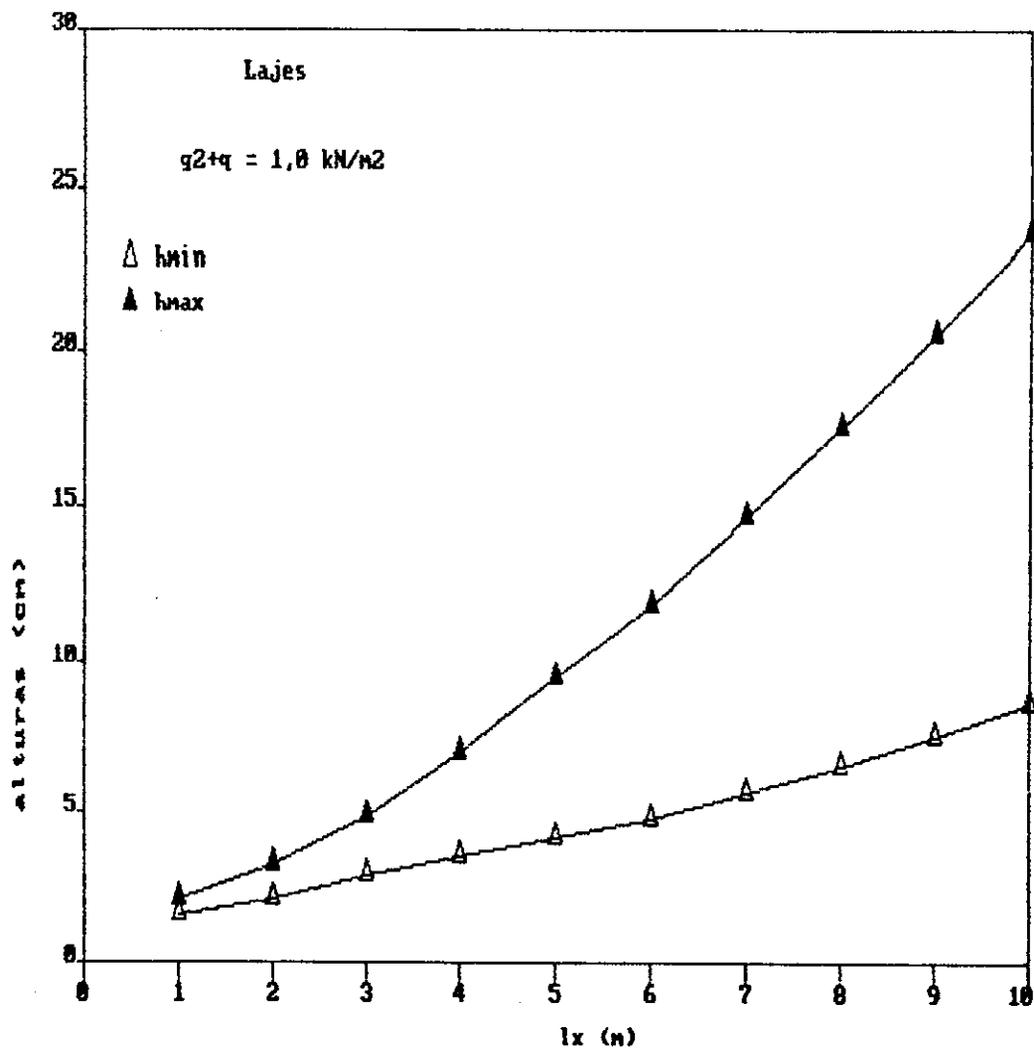


Figura 5.2 - Lajes sujeitas à carga  $(g_2+q) = 1,0 \text{ kN/m}^2$

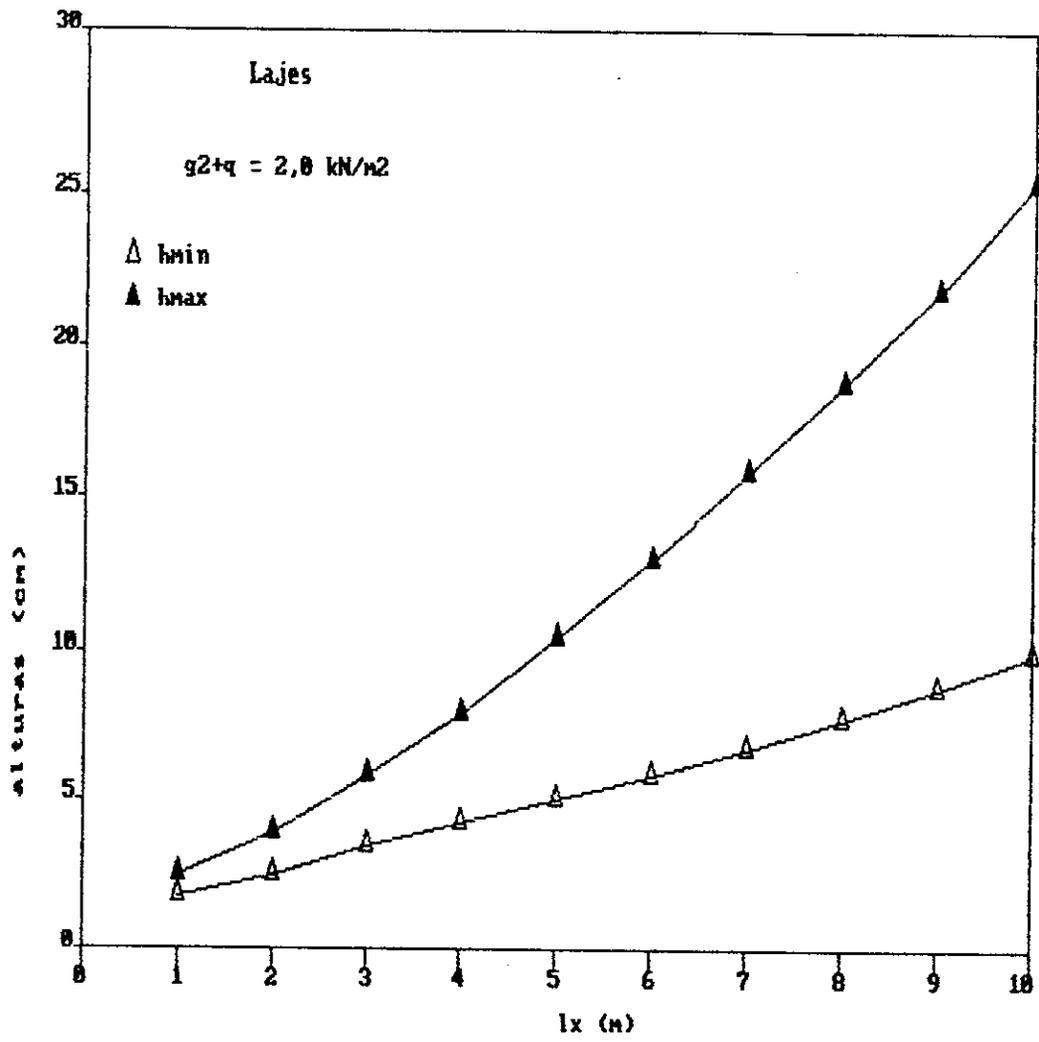


Figura 5.3 - Lajes sujeitas à carga  $(g_2+q) = 2,0 \text{ kN/m}^2$

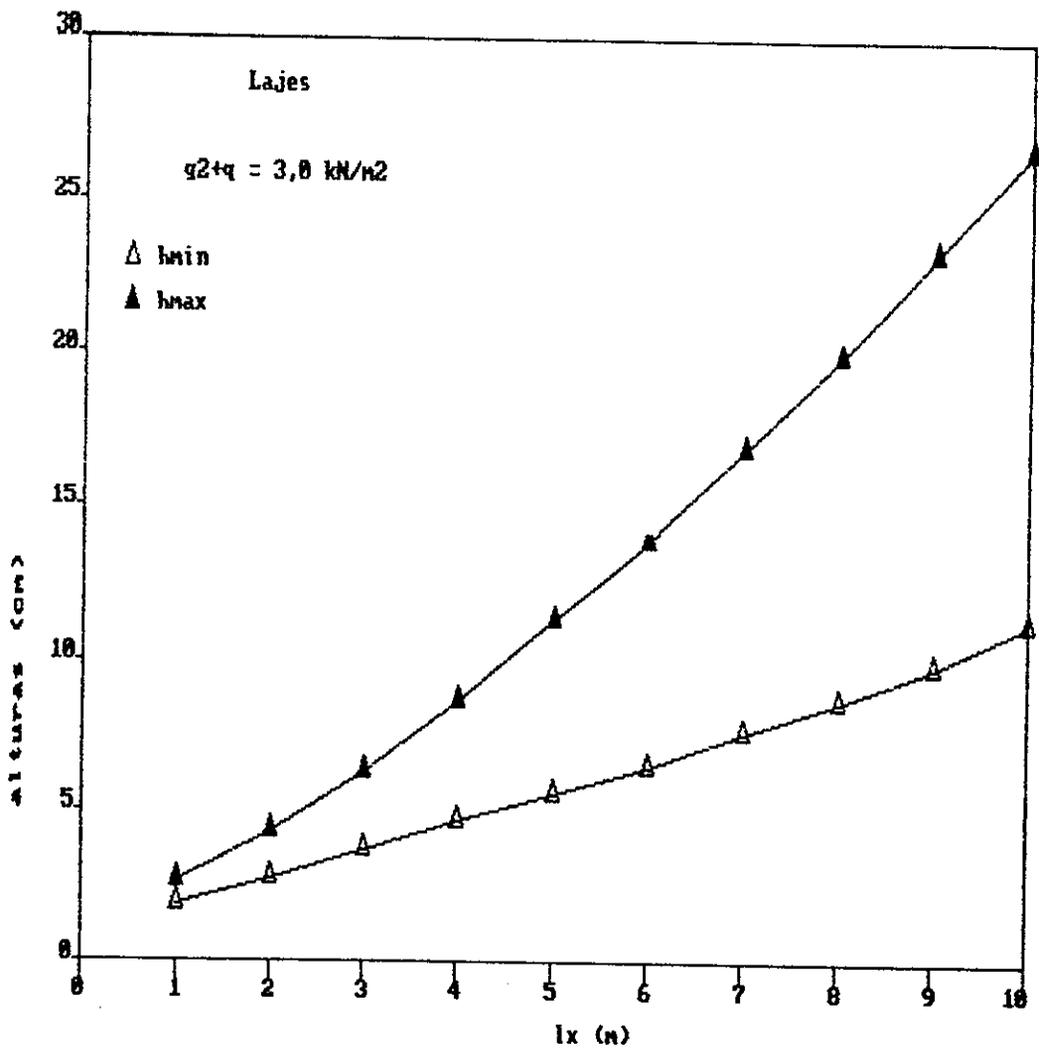


Figura 5.4 - Lajes sujeitas à carga  $(g_2+q) = 3,0 \text{ kN/m}^2$

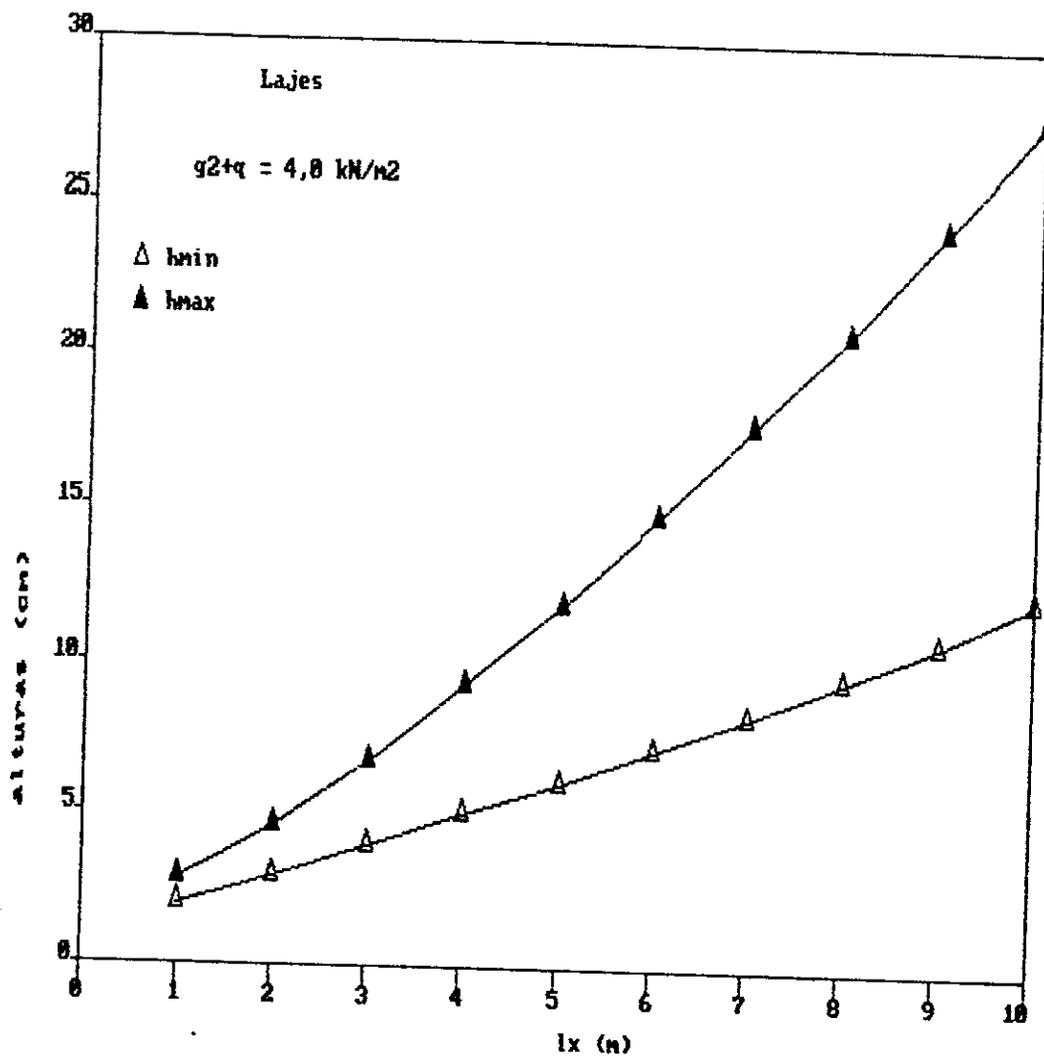


Figura 5.5 - Lajes sujeitas à carga  $(g_2+q) = 4,0 \text{ kN/m}^2$

### 5.3.3 - COMENTÁRIOS

É importante frisar que este trabalho não tem a intenção de ditar regras rígidas para o projeto de uma estrutura. Conforme já foi dito, é fundamental que o engenheiro estrutural seja um bom observador, e que use sua criatividade para elaborar projetos de modo mais eficiente. O estudo e memorização de estruturas já executadas servem de "banco de dados" para os novos projetos que aparecerem. A tarefa de projetar a estrutura constitui, às vezes, algo bastante pessoal, e por isso não podem haver regras inflexíveis a esse respeito.

Os exemplos aqui apresentados foram feitos com o objetivo de tentar simular as várias situações que ocorrem na prática. É claro que os valores com eles obtidos não devem ser encarados como absolutos, mas como pontos de referência.

Assim, observando os gráficos das Figuras 5.2 a 5.5, pode-se tirar algumas conclusões importantes, que serão descritas a seguir.

O gráfico da Figura 5.2, representativa das lajes de forro, mostra que, para se obter a altura mínima de 5 cm, o menor vão recomendado fica em torno de 3,5 metros, dependendo do tipo de laje e da relação entre seus vãos. Os gráficos das Figuras 5.3 a 5.5 confirmam o valor de  $l_x$  igual a aproximadamente 3,5 metros, para se obter a altura mínima de 7 cm, representativa das lajes de piso. Assim, generalizando, pode-se admitir como referência o valor de 3,5 metros, tanto para lajes de forro quanto para lajes de piso, para o menor vão das lajes. Vãos menores que esse poderão gerar alturas necessárias menores que a mínima recomendada, causando problemas com a verificação dos estados de utilização e levando a um dimensionamento anti-econômico.

A definição do vão máximo é algo bastante subjetivo. É claro que quanto maior o vão de uma laje, maior a altura necessária para resistir aos esforços

solicitantes. Porém, lajes de alturas elevadas podem tornar-se um problema quando começam a prejudicar o pé-direito do pavimento, ou seja, a altura de piso a teto. Desejando-se manter constante esta altura, a estrutura resistente deverá ser alterada em seus planos verticais, através do aumento da altura dos pilares e dos degraus das escadas, tornando-se, então, anti-econômica. Além disso, como a laje tem que suportar a si mesma, uma parte de sua capacidade é absorvida pelo seu próprio peso. Ora, se a laje passa a se ocupar, em sua maior parte, em sustentar seu próprio peso, é óbvio que ela não está cumprindo com eficiência a sua função de sustentar as cargas verticais.

Baseado nisso, pode-se adotar como valor de referência a altura máxima de 15 cm para as lajes. Acima dessa altura, o projetista pode recorrer às lajes nervuradas ou até mesmo às lajes protendidas, pré-moldadas ou não.

Pelos gráficos das figuras, vê-se que a essa altura corresponde um vão máximo de aproximadamente 7,0 metros para as lajes de forro e 6,5 metros para as lajes de piso. Pode-se, então, mais uma vez generalizar esses vãos, considerando como máximo valor de  $l_x$ , 7,0 metros para as lajes de forro e 6,5 metros para as lajes de piso.

Resumindo, um critério útil para o projeto de estruturas horizontais é adotar, para os vãos das lajes, valores de  $l_x$  variando entre 3,5 e 7,0 metros para as lajes de forro e entre 3,5 e 6,5 metros para as lajes de piso.

Mais uma vez convém salientar que estes não são valores absolutos, e que é o bom senso do projetista que deve determinar os limites para cada projeto.

#### 5.4 - VIGAS

As vigas, conforme já foi dito, são elementos lineares que recebem as cargas das lajes e das paredes, e as transmitem aos pilares. Podem também receber cargas de

outras vigas, ou até mesmo de pilares que se apóiam sobre ela (viga de transição, viga alavanca).

As vigas estão presentes nos painéis horizontais, recebendo as reações das lajes maciças e das lajes nervuradas.

Assim como no caso das lajes, será feito um estudo das vigas isoladamente.

#### 5.4.1 - CONDIÇÕES IMPOSTAS AO DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento de uma viga deve obedecer a certos critérios técnicos e estéticos, no sentido de torná-la o mais eficiente possível.

Nesse sentido, o projetista deve estar atento aos seguintes critérios:

- a) dimensionamento à flexão simples;
- b) dimensionamento aos esforços cortantes;
- c) verificação do estado de deformação;
- d) prescrições das Normas Brasileiras.

##### 5.4.1.1 - Dimensionamento à Flexão Simples

Da mesma forma que as lajes maciças, as vigas devem, preferencialmente, ser dimensionadas dentro do Domínio 3. O cálculo da altura útil é feito de maneira análoga ao cálculo de lajes.

##### 5.4.1.2 - Dimensionamento aos Esforços Cortantes

Os esforços cortantes nas vigas são provocados pelas cargas verticais que atuam sobre as mesmas. As tensões cisalhantes são combatidas com o emprego de estribos perpendiculares ou inclinados em relação ao eixo da peça.

Os esforços cortantes têm influência significativa no cálculo de vigas alavancas e vigas de transição, onde a presença de grandes cargas concentradas gera tensões elevadas nas proximidades dos apoios.

#### 5.4.1.3 - Verificação do Estado de Deformação

Para o caso das vigas, aplicam-se as mesmas limitações referentes à deformação por flexão das lajes, citadas no item 5.3.1.3.

A flecha numa viga depende do tipo de ação atuante, das características geométricas e do Módulo de Deformação Longitudinal do Concreto.

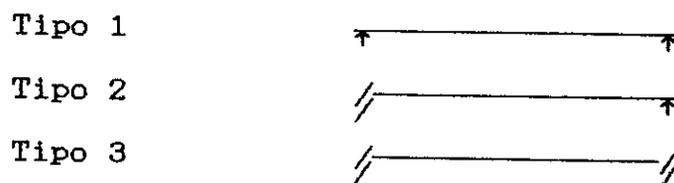
#### 5.4.1.4 - Prescrições das Normas Brasileiras

Além daquelas prescrições citadas no item 5.3.1.4 deste trabalho e aplicáveis ao caso das vigas, a NBR-6118 cita mais algumas recomendações que devem ser analisadas com cuidado, quando do cálculo e detalhamento de vigas.

#### 5.4.2 - EXEMPLOS COM VIGAS

Aqui também foram realizados alguns exemplos com vigas isoladas. Todos os valores de coeficientes utilizados nestes exemplos foram extraídos de PINHEIRO [15]. Os exemplos basearam-se no seguinte:

a) As vigas foram estudadas sob três condições de apoio:



b) A resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) foi

variada, utilizando-se os seguintes valores: 13,5 , 15,0 e 18,0 MPa.

c) O aço utilizado foi o CA-50A, de uso comum nas construções.

d) A largura das vigas foi variada, tentando simular as situações encontradas nas construções usuais. Os valores de " $b_v$ " utilizados foram: 10, 15 e 20 cm.

e) O carregamento sobre a viga foi determinado por:

$$\text{carga atuante} = g_1 + (g_2 + q)$$

onde:  $g_1$  = peso próprio da viga  
 $g_2$  = outras cargas atuantes, tais como:  
reações das lajes, paredes, etc.  
 $q$  = carga accidental

As vigas foram estudadas apenas sob a solicitação de cargas uniformemente distribuídas. Não foi feita diferenciação entre cargas permanentes e accidentais. Os valores de  $(g_2 + q)$  utilizados foram: 3,0 , 9,0 e 15,0 kN/m.

f) O vão das vigas foi variado entre 1,0 e 10,0 metros.

Para cada uma dessas possíveis combinações, inicialmente foi adotado um valor para a altura da viga, igual a 10 cm. Determinou-se então o peso próprio e a carga atuante. Calculou-se o maior momento fletor e os valores correspondentes ao limite entre os domínios 3 e 4 ( $h_{3,4}$ ), à flecha máxima ( $h_q$ ) e ao limite da tensão de cisalhamento ( $h_v$ ). O maior entre estes três valores determina a altura mínima da viga. Comparou-se o maior entre estes valores com o valor da altura inicialmente adotada para o cálculo do peso próprio, e verificou-se a necessidade de aumentá-la ou não. A flecha máxima foi tomada como sendo a flecha elástica inicial. Não se determinou a influência da retração e da deformação lenta.

Os resultados obtidos estão expressos a seguir.

Em cada combinação determinou-se, para cada valor de  $l$ , a altura mínima da viga. A seguir, para cada valor da carga ( $g_2+q$ ), marcou-se os maiores e menores valores encontrados. Estes valores estão representados nas Figuras 5.6, 5.7 e 5.8.

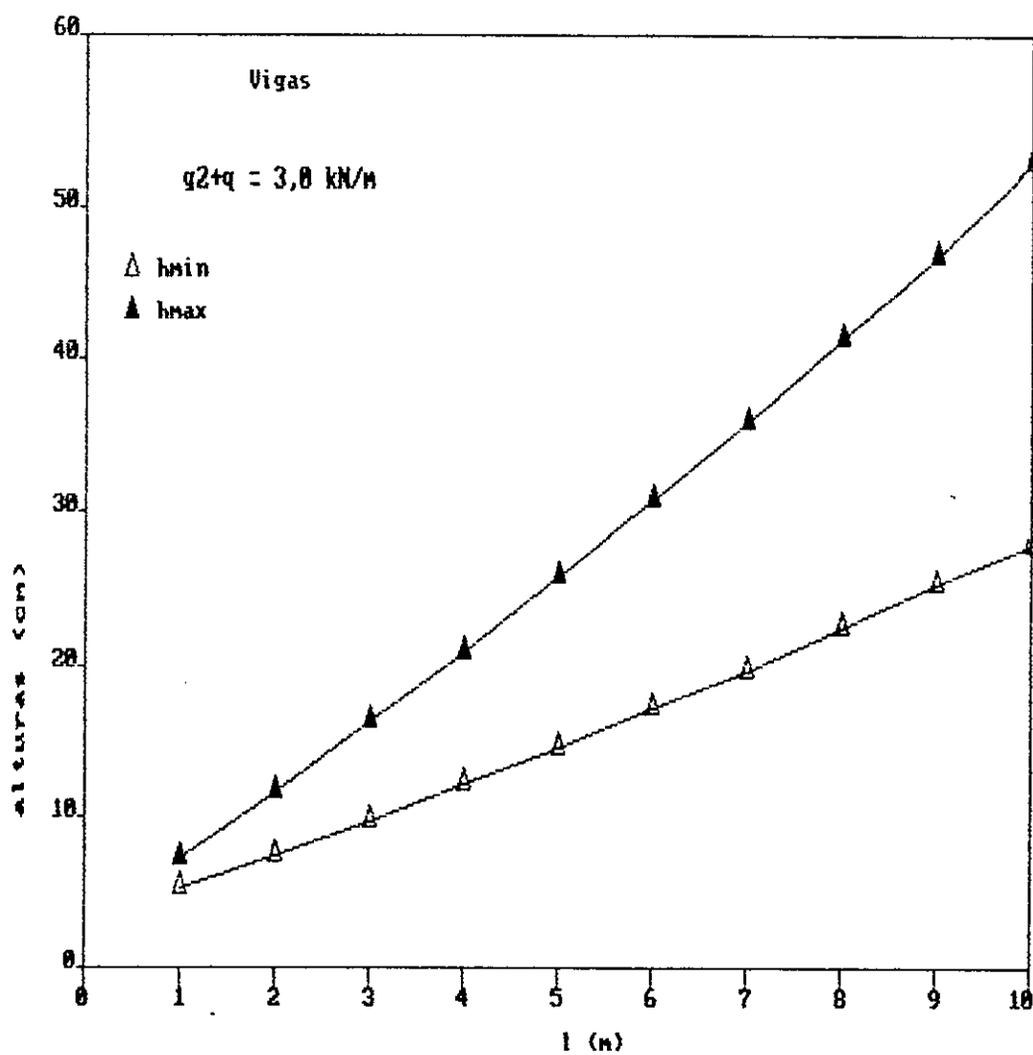


Figura 5.6 - Vigas sujeitas à carga ( $g_2+q$ ) = 3,0 kN/m

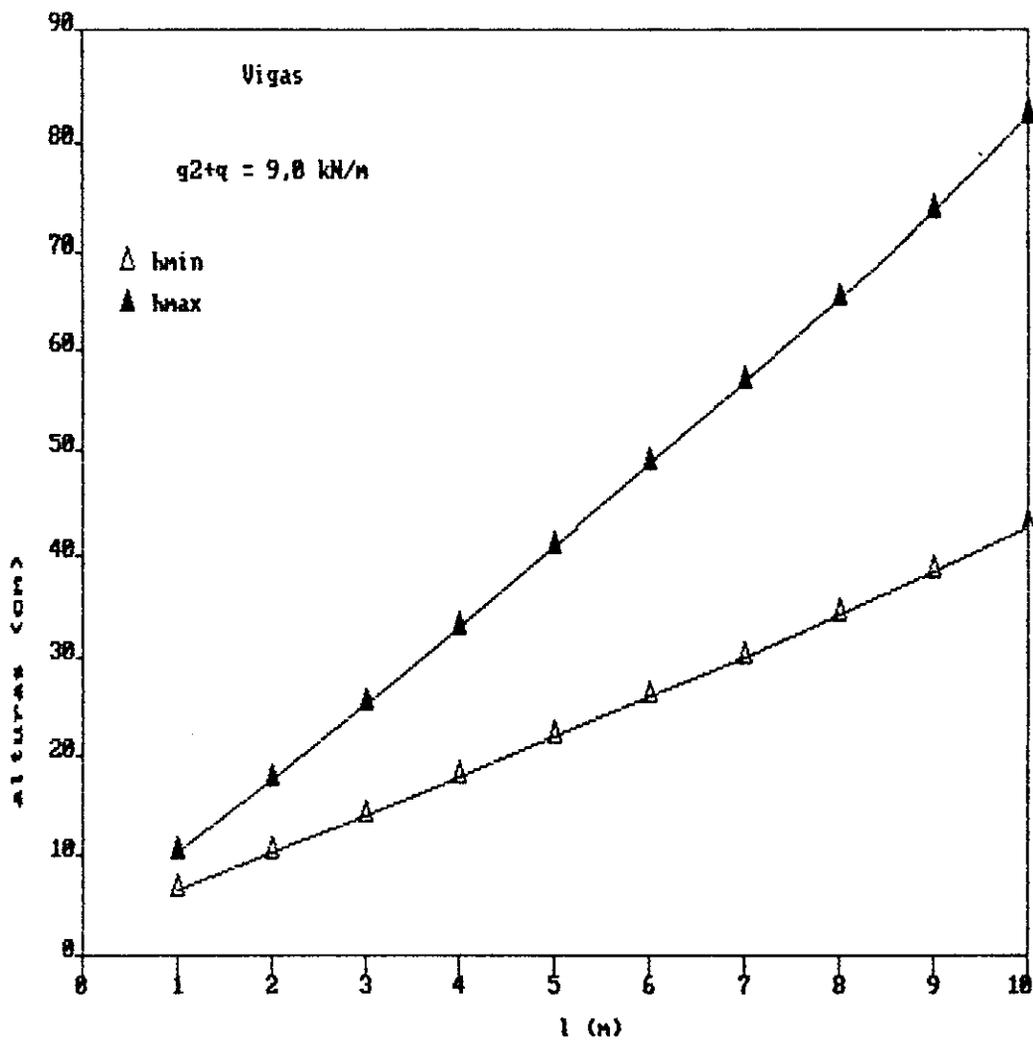


Figura 5.7 - Vigas sujeitas à carga  $(g_2 + q) = 9,0 \text{ kN/m}$

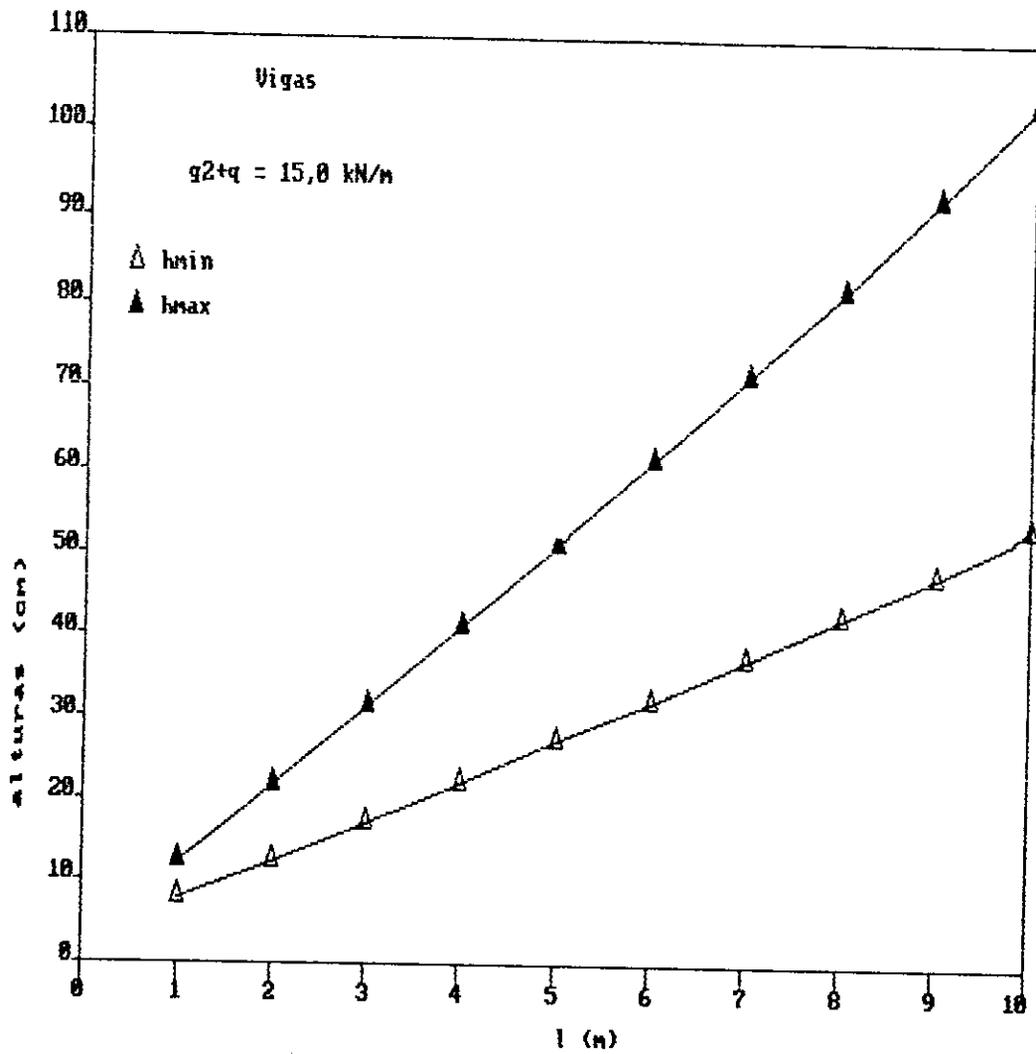


Figura 5.8 - Vigas sujeitas à carga  $(g_2+q) = 15,0 \text{ kN/m}$

### 5.4.3 - COMENTÁRIOS

Pela análise dos gráficos, observa-se que ocorre uma variação muito grande das alturas em função do vão das vigas e das cargas atuantes. A variação da altura mínima em função do vão  $l$  é expressa por uma curva com concavidade para cima, ou seja, há um aumento significativo da altura com o aumento do vão.

Para pequenas cargas, representadas pelo gráfico da Figura 5.6, observa-se que as alturas obtidas são muito pequenas, mesmo para vãos grandes. À medida que cresce a carga, porém, essas alturas também aumentam, gerando vigas de alturas bem maiores.

A definição do vão mínimo para as vigas relaciona-se principalmente com o posicionamento dos pilares. Vigas de vãos muito pequenos, tais como 1 ou 2 metros, significam uma proximidade muito grande entre os pilares de apoio, o que geralmente é anti-econômico, por estarem, provavelmente, pouco carregados. Nestas vigas, cabe observar que o critério de dimensionamento dominante é o esforço cortante, tornando-se a flexão um esforço secundário. Projetistas mais experientes recomendam, assim, que se adote como critério de projeto da estrutura, a distância entre pilares ou o vão das vigas sempre maior que 3,0 metros.

Para a definição do vão máximo, pode-se recorrer ao bom senso. Vigas de alturas muito elevadas podem provocar certos desequilíbrios arquitetônicos, uma vez que podem interferir na colocação das esquadrias e até mesmo na passagem de pessoas e objetos. Então, recomenda-se não adotar vigas com altura superior a 60 cm em edifícios usuais, residenciais ou de escritórios, e mesmo assim, deve ser feita uma análise rigorosa da posição dessas vigas dentro do contexto arquitetônico. Pelos gráficos das Figuras 5.6 a 5.8, observa-se que pode-se considerar como o máximo vão recomendado para as vigas, um valor médio de 7,0 metros, que pode ser alterado para mais ou para menos em

função da carga atuante.

Resumindo, um critério útil para a elaboração do projeto da estrutura é adotar, para o vão das vigas ou a distância entre pilares, valores variando entre 3,0 e 7,0 metros.

Esse estudo de vigas só ficaria completo se fossem consideradas também vigas submetidas a cargas concentradas.

## CAPÍTULO 6 - A INFLUÊNCIA DA FORMA DAS LAJES

Conforme pôde ser observado pelas Tabelas 2.1 e 2.2, a parte horizontal da estrutura resistente corresponde a cerca de 16% do custo total de uma obra. Essa porcentagem demonstra a importância da busca de soluções cada vez mais aprimoradas no sentido de otimizar a escolha da estrutura horizontal.

Tentando fornecer alguns subsídios ao projeto da estrutura de um pavimento, foram feitos alguns exemplos com lajes isoladas, cujas conclusões poderão servir de "banco de dados" para projetos futuros.

MASCARÓ [05] define o conceito de "Índice de Compacidade" como sendo a relação percentual que existe entre o perímetro de um círculo de área igual à do projeto e o perímetro das paredes externas ao mesmo. A relação matemática usada para expressá-la é a seguinte:

$$I_n = \frac{u_{cir}}{u_{par}} * 100$$

onde:  $I_n$  = índice de compacidade  
 $u_{cir}$  = perímetro de um círculo de área igual à do projeto  
 $u_{par}$  = perímetro das paredes externas, em planta, do projeto

Este índice fornece uma idéia do formato do projeto em estudo. Quanto mais próximo da forma circular, maior o Índice de Compacidade, e quanto mais distante dessa forma (por exemplo, um retângulo bastante alongado), menor o Índice de Compacidade.

Através dos vários estudos realizados,

concluiu-se que quanto mais próximo de 100 for o Índice de Compacidade (ou seja, quanto mais próximo da forma circular), menores serão os custos de construção.

Vai-se agora analisar como varia o custo de uma laje em função do seu Índice de Compacidade e, conseqüentemente, da sua relação  $l_y/l_x$ . Para isso, foram realizados vários exemplos, com as seguintes características:

a) Foram estudados quatro grupos de lajes maciças:

Grupo	Área
A	09 m <sup>2</sup>
B	16 m <sup>2</sup>
C	25 m <sup>2</sup>
D	36 m <sup>2</sup>

b) Dentro de cada grupo, foram estudadas 5 diferentes formas de lajes:

Tipo	$l_y/l_x$
1	1,0
2	1,5
3	2,0
4	2,5
5	3,0

Assim, obteve-se um total de 20 lajes:

Laje	Dimensões
A1	3,000 x 3,000
A2	2,449 x 3,674
A3	2,121 x 4,243
A4	1,897 x 4,743
A5	1,732 x 5,196
B1	4,000 x 4,000
B2	3,266 x 4,899
B3	2,828 x 5,657
B4	2,530 x 6,325
B5	2,309 x 6,928
C1	5,000 x 5,000
C2	4,082 x 6,124
C3	3,536 x 7,071
C4	3,162 x 7,906
C5	2,887 x 8,660
D1	6,000 x 6,000
D2	4,899 x 7,348
D3	4,243 x 8,485
D4	3,795 x 9,487
D5	3,464 x 10,392

c) Cada uma dessas 20 lajes foi estudada sob 4 condições de apoio diferentes:

Tipo 1



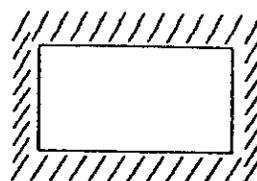
Tipo 2B



Tipo 3



Tipo 6



d) Cada uma dessas lajes foi suposta apoiada em vigas de largura 15 cm. O vão teórico foi medido de eixo a eixo das vigas.

e) Foi adotado  $f_{ck} = 15,0$  MPa e aço CA-50B.

f) A carga ( $g_2 + q$ ) atuante foi de  $3,0$  kN/m<sup>2</sup> e a altura mínima adotada foi de 7 cm.

Cada uma dessas lajes foi calculada através de funções aproximadoras para momentos fletores e reações de apoio, elaboradas por PINHEIRO [12].

Adotou-se como critério de dimensionamento a mesma altura útil da laje em cada grupo e em cada tipo. Também não se incluiu a armadura resistente a momentos volventes nas lajes armadas em duas direções. Esses critérios foram adotados visando facilitar a comparação entre os resultados.

Cada laje foi detalhada e, para cada uma delas, foram calculados:

a) Volume de concreto correspondente à área interna às vigas;

b) Área de fôrma relativa à mesma área interna às vigas;

c) Peso de aço consumido por metro cúbico de concreto.

Os resultados obtidos estão expressos nas Tabelas 6.1 e 6.2.

*Tabela 6.1 - Perímetro e Área de Fôrma de cada uma das lajes estudadas*

Laje	Perímetro (m)	Área de Fôrma (m <sup>2</sup> )
A1	12,000	8,123
A2	12,246	8,102
A3	12,728	8,067
A4	13,280	8,024
A5	13,856	7,983
B1	16,000	14,823
B2	16,330	14,798
B3	16,970	14,748
B4	17,710	14,697
B5	18,474	14,634
C1	20,000	23,523
C2	20,412	23,490
C3	21,214	23,434
C4	22,136	23,361
C5	23,094	23,292
D1	24,000	34,223
D2	24,494	34,183
D3	25,456	34,115
D4	26,564	34,033
D5	27,712	33,842

*Tabela 6.2 - Altura das Lajes Estudadas (cm)*

Grupo	Tipo			
	1	2B	3	6
A	7,0	7,0	7,0	7,0
B	7,0	8,0	8,0	7,0
C	8,0	10,0	8,0	8,0
D	9,0	10,0	10,0	9,0

A seguir, foram traçados gráficos representativos destes exemplos. Os gráficos das Figuras 6.1 a 6.4 mostram

o consumo de aço por metro cúbico de concreto em função da relação  $l_y/l_x$  das lajes, para cada grupo estudado.

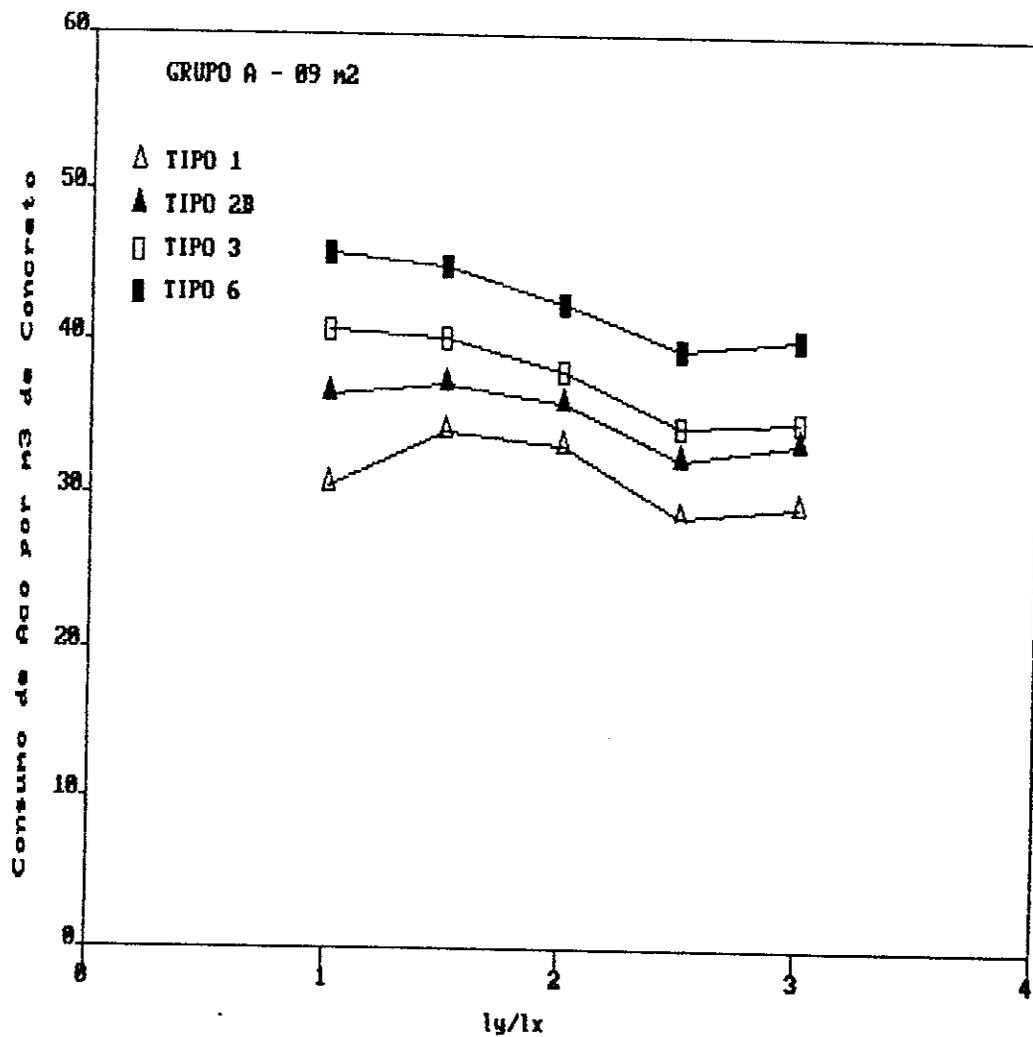


Figura 6.1 - Consumo de Aço por Metro Cúbico de Concreto das Lajes do Grupo A

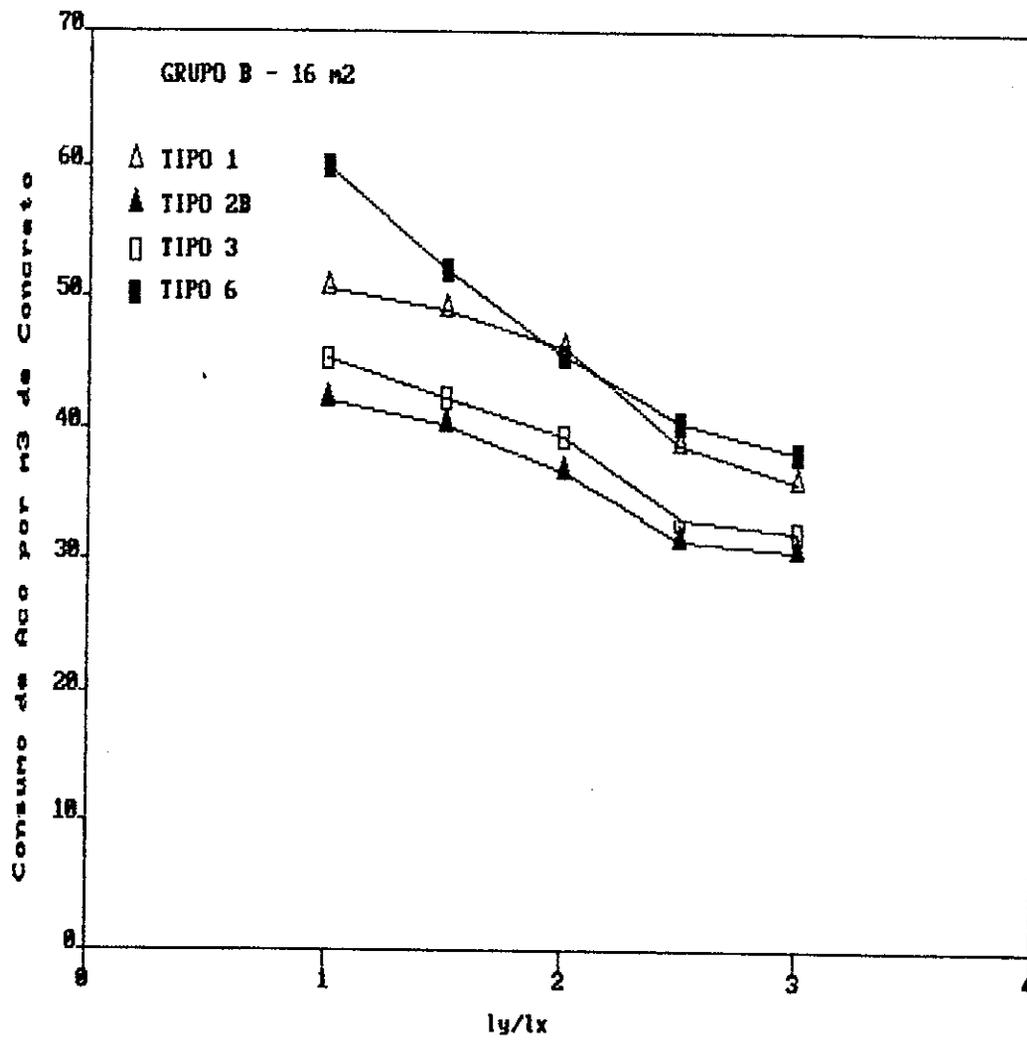


Figura 6.2 - Consumo de Aço por Metro Cúbico de Concreto das Lajes do Grupo B

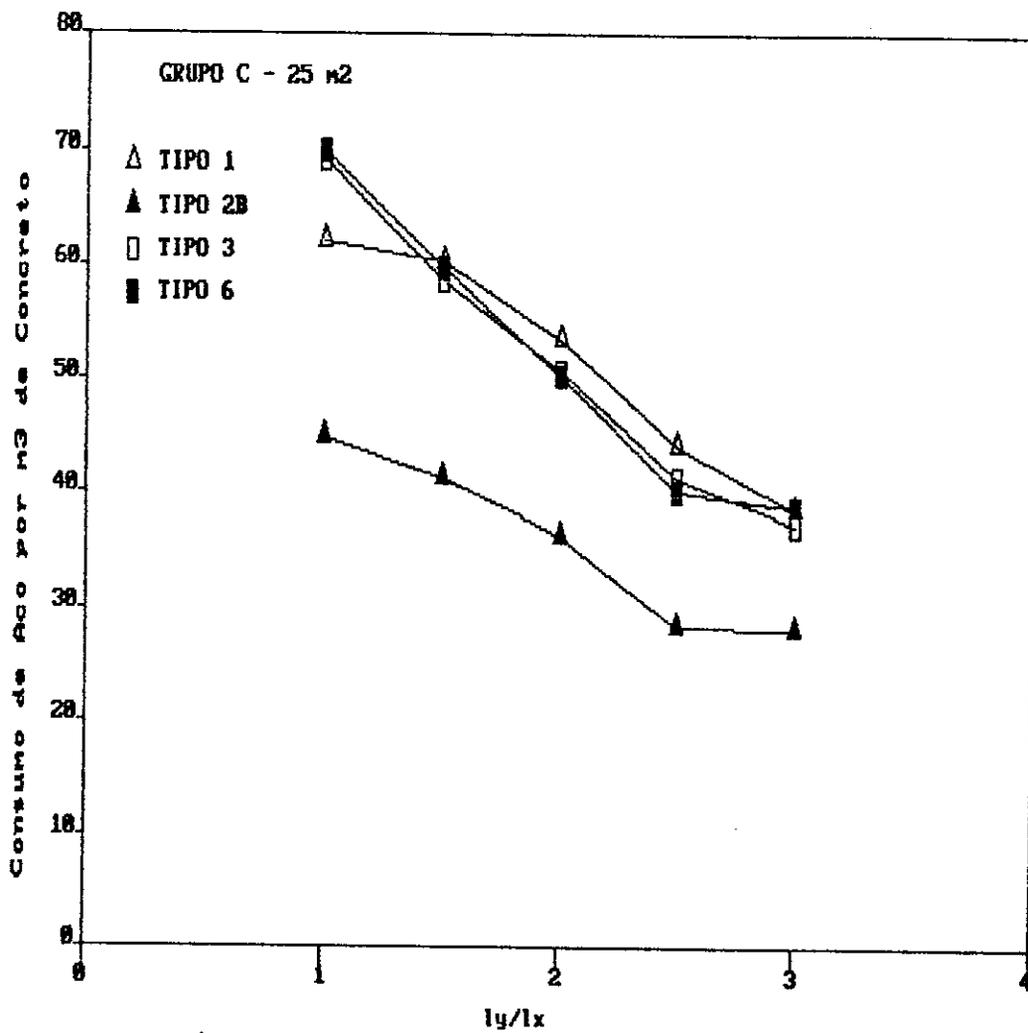


Figura 6.3 - Consumo de Aço por Metro Cúbico de Concreto das Lajes do Grupo C

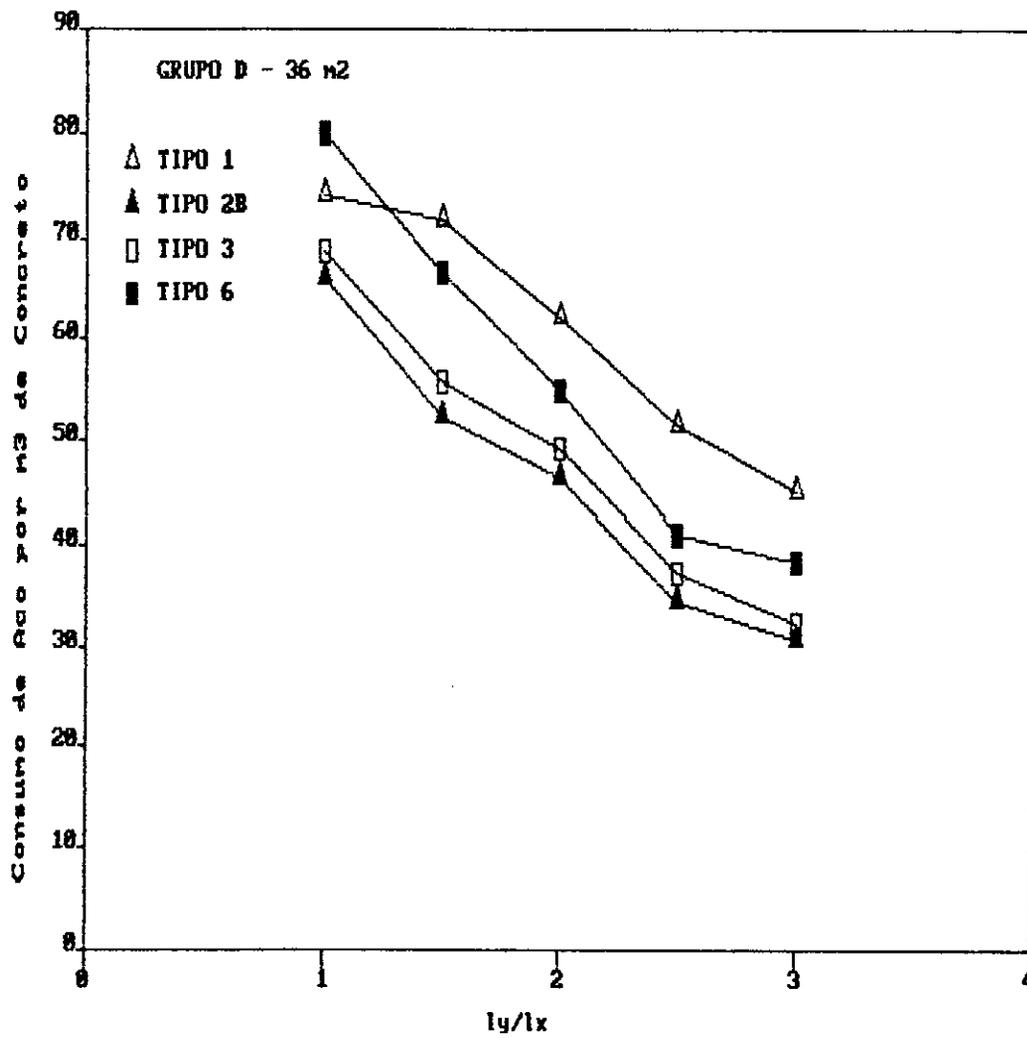


Figura 6.4 - Consumo de Aço por Metro Cúbico de Concreto das Lajes do Grupo D

## 6.1 - COMENTÁRIOS

Ao contrário das conclusões obtidas por Mascaró sobre os custos da construção como um todo, com relação às lajes pode-se dizer que quanto menor o "Índice de Compacidade", ou seja, quanto mais a laje se aproximar de um retângulo alongado, mais econômica ela será.

Em primeiro lugar, é necessário esclarecer que o estudo feito por Mascaró tentou relacionar o perímetro de paredes a serem construídas com a área da construção, uma vez que as paredes são responsáveis por uma grande porcentagem do custo final da obra. No estudo aqui apresentado, não se considerou a influência das vigas, uma vez que ela dependeria de vários fatores, tais como: localização de pilares, estudo das lajes adjacentes, etc.

Parece então haver um impasse. Em termos arquitetônicos, sabe-se que quanto mais próximos de um quadrado forem os cômodos, menor o custo final da obra; em termos estruturais, quanto mais próxima de um retângulo alongado for a laje, menor o seu custo.

Ora, esse impasse é apenas ilusório. Tudo tem sua hora e seu lugar. O projetista deve sempre procurar conciliar projetos arquitetônico e estrutural. Um existe em função do outro. Assim, quando for possível ao projetista a escolha do formato da laje mais econômico, ele deverá optar por uma laje mais estreita, desde que sua escolha não entre em conflito com o projeto arquitetônico.

É também interessante observar a posição relativa das curvas nos gráficos anteriores. Analisando-se as que representam as lajes do Tipo 1 (simplesmente apoiadas nos quatro bordos), observa-se que, à medida em que aumentam as dimensões, ou seja, que se caminha do Grupo A para o Grupo D, aumenta o consumo de aço por metro cúbico de concreto em relação aos demais tipos de condições de apoio. Esses exemplos mostram, portanto, que a utilização desse tipo de condição de apoio não é indicado para lajes de grandes dimensões.

## CAPÍTULO 7 - OS PLANOS VERTICAIS

Dando uma rápida olhada na maioria das cidades do mundo, vê-se que os edifícios mais altos concentram-se nos centros das cidades e nas vias de trânsito intenso. Dois são os tipos mais frequentes: os edifícios de escritórios e os de habitação coletiva [05].

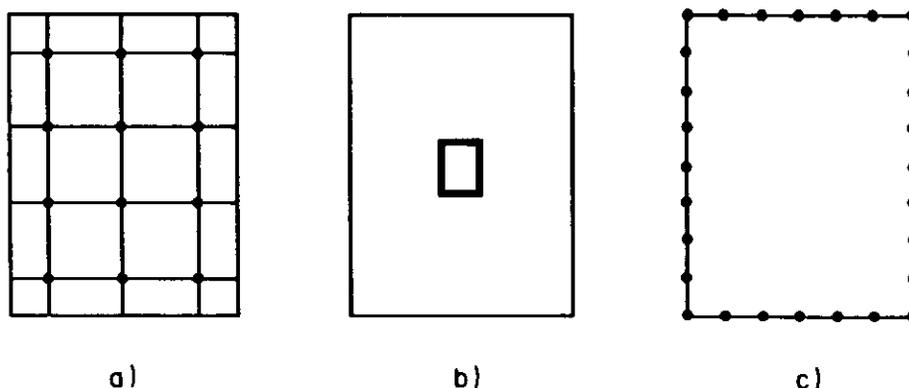
Os edifícios para escritório aglomeram-se nos próprios centros comerciais e os edifícios mais altos nas áreas onde o terreno é mais valorizado; onde o terreno é menos valorizado aparecem edifícios com alturas menores. Os edifícios para habitação formam aglomerados em volta dos centros comerciais, nas vias de trânsito intenso, ou conjuntos residenciais em áreas relativamente próximas aos centros comerciais. Como consequência, tornou-se necessário o conhecimento de novos métodos construtivos e aprimoramento dos materiais de construção e dos sistemas estruturais, de forma a proporcionarem maior economia e uma segurança adequada.

### 7.1 - RESISTÊNCIA DO EDIFÍCIO ÀS CARGAS VERTICAIS

Os sistemas estruturais verticais podem distinguir-se pelas diferentes formas de absorção de cargas verticais em variadas plantas. Segundo ENGEL [17], nos sistemas reticulares os pontos de união são distribuídos uniformemente em todo o plano do pavimento; nos sistemas de vão livre são dispostos periféricamente, e nos sistemas em balanço a zona de absorção ou agrupamento de carga situa-se no centro. A Figura 7.1 mostra os principais sistemas de transmissão de carga em estruturas verticais.

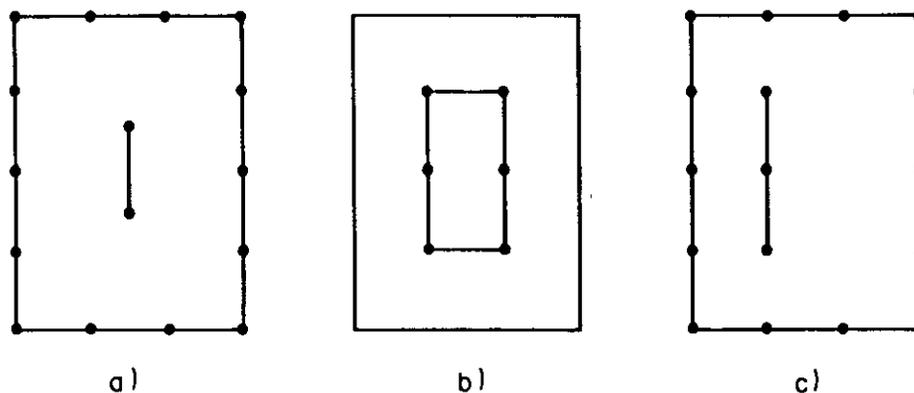
Na Figura 7.1.a vê-se um sistema reticular, onde as cargas de cada pavimento são reunidas por unidade de

área (retícula) e são transmitidas à base individualmente. A Figura 7.1.b mostra um sistema em balanço, onde as cargas são transmitidas de cada pavimento para a barra central, e daí enviadas à base. Na Figura 7.1.c tem-se um sistema de vão livre, em que as cargas são transmitidas de cada pavimento para a face externa do edifício, e são enviadas à base perifERICAMENTE.



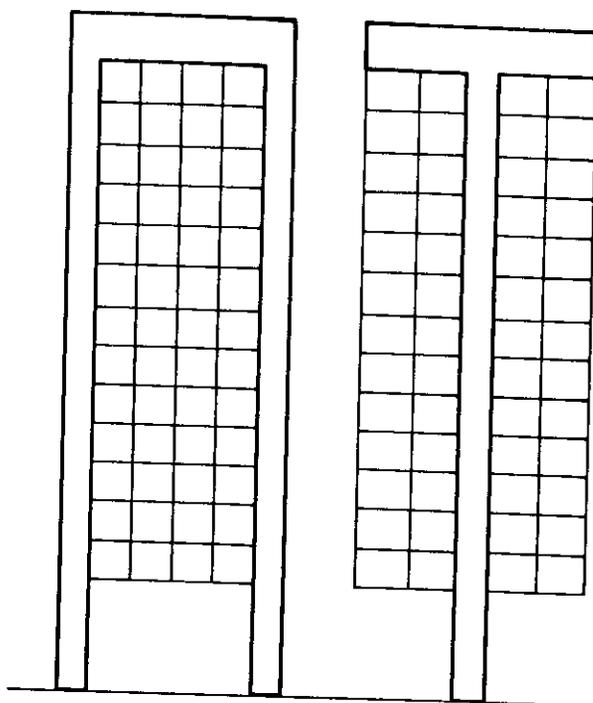
*Figura 7.1 - Sistemas Principais de Transmissão de Carga em Estruturas Verticais*

Esses sistemas básicos podem ser combinados entre si, formando sistemas compostos, conforme mostra a Figura 7.2. A Figura 7.2.a mostra um sistema de vão livre com apoio central, em que as cargas de cada pavimento são dirigidas parcialmente para o centro e o restante para as paredes externas. Na Figura 7.2.b tem-se um sistema de vão livre e balanço, onde as cargas são transmitidas aos pontos intermediários de coleta, tanto do centro quanto dos lados. Já na Figura 7.2.c tem-se um sistema de absorção assimétrico, em que as cargas são transmitidas desigualmente aos pontos de coleta.



*Figura 7.2 - Sistemas Compostos de Transmissão de Carga em Estruturas Verticais*

As cargas verticais agrupadas em cada piso podem ser transmitidas às fundações de maneira direta ou indireta. Os sistemas mostrados anteriormente transmitem as cargas diretamente, através dos pilares. Nos sistemas indiretos, as cargas podem ser levadas por tirantes até a parte superior do edifício, onde vigas de grandes dimensões as recebem e as transmitem aos pilares centrais e/ou periféricos, através dos quais alcançam as fundações. A Figura 7.3 mostra dois possíveis sistemas de transmissão indireta de carga por meio de tirantes. Convém salientar que o sistema de transmissão indireta ainda é bem pouco desenvolvido no Brasil, e utilizado principalmente em edifícios em estrutura metálica, reduzindo assim o problema de flambagem dos pilares.



*Figura 7.3 - Sistemas de Transmissão Indireta de Carga*

## 7.2 - RESISTÊNCIA DO EDIFÍCIO ÀS AÇÕES LATERAIS

Inicialmente, é importante que o projetista saiba de que maneira as forças horizontais agem sobre a estrutura e qual o mecanismo utilizado pela mesma para resistir a essas forças e transferi-las ao solo.

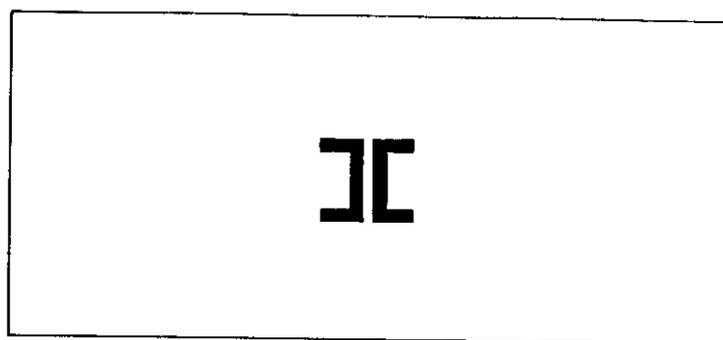
A ação do vento sobre uma edificação se faz através de uma pressão aplicada normalmente à superfície [18]. As fachadas externas recebem a pressão uniformemente distribuída e a transmitem aos seus apoios, cada um recebendo metade da carga. Se a fachada possui janelas ou portas, haverá transferência interna de carga na parede, fato esse que, no entanto, é desprezado nos cálculos usuais. Essas ações são absorvidas pela laje ou diafragma, que as transferem à estrutura vertical resistente, produzindo esforços de flexão e cisalhamento.

O momento fletor causado pelas forças laterais leva ao aparecimento de esforços de tração e compressão, além de produzir um efeito de tombamento na base, o qual é resistido pela carga permanente da estrutura. A estrutura como um todo deve ser projetada tentando-se evitar esforços de tração nas fundações. Isso significa que a carga permanente da estrutura deve ser mais que suficiente para anular o possível esforço de tração decorrente das ações laterais.

### 7.3 - TIPOS DE SISTEMAS DE RESISTÊNCIA LATERAL

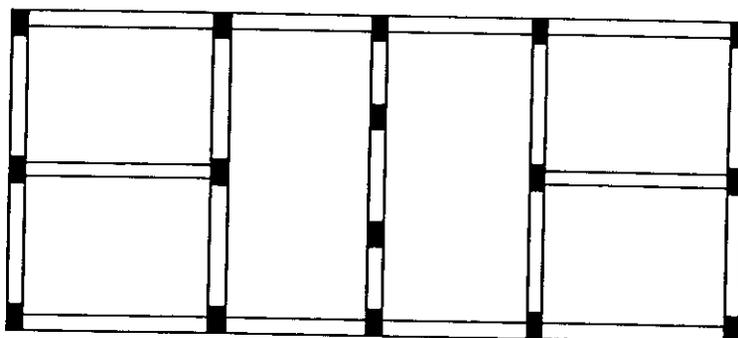
É possível e até bem provável que, em edifícios altos, o projeto desenvolvido apenas para resistência às cargas de gravidade e cumprimento das exigências arquitetônicas não seja suficiente para resistir aos esforços laterais, requerendo assim um replanejamento ou adição de elementos estruturais.

Dentre as novas concepções estruturais, a primeira a merecer destaque foi o painel parede que, com suas variadas formas, ajudou a viabilizar a construção de edifícios com pouco mais de trinta pavimentos (Figura 7.4). Por razões funcionais e arquitetônicas, entretanto, as paredes geralmente se situam no interior dos edifícios, formando núcleos com dimensões em planta bastante reduzidas quando comparadas com a altura, o que torna impraticável seu uso em construções mais altas, pois as deflexões são muito elevadas, além de possivelmente ocorrerem problemas relacionados com a estabilidade global. Mais ainda, os núcleos estruturais levam à grande concentração de cargas na fundação, exigindo, então, um terreno de boa resistência.



*Figura 7.4 - Paredes Estruturais Formando um Núcleo Central*

Apesar disso, as construções mais usuais no Brasil não ultrapassam 30 pavimentos, e os tipos de sistemas estruturais mais comuns aqui utilizados são a parede estrutural e o pórtico plano (Figura 7.5) [19].

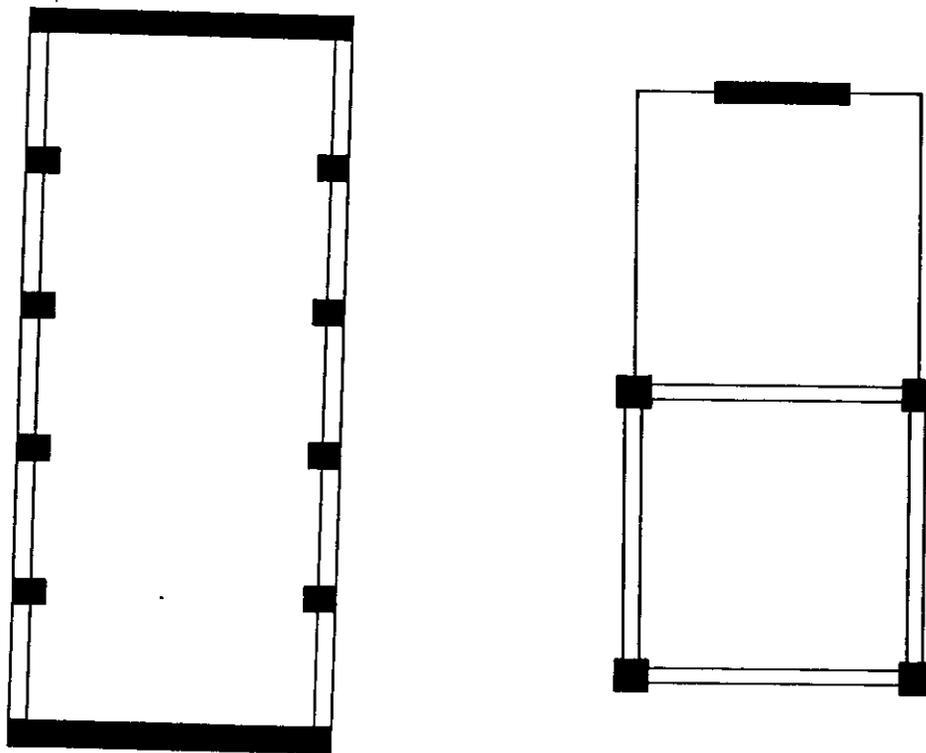


*Figura 7.5 - Pórtico Plano Para Resistir aos Esforços Laterais*

Elementos de construção do edifício usados para resistir às cargas gravitacionais, ou para atender ao projeto arquitetônico, podem tornar-se elementos naturais de resistência lateral. Pilares em dimensões apropriadas e

localizações estratégicas podem funcionar como paredes estruturais. O seu emprego como parede estrutural irá depender de detalhes construtivos, da relação comprimento-altura, e da maneira pela qual ele é ligado aos outros elementos do sistema estrutural.

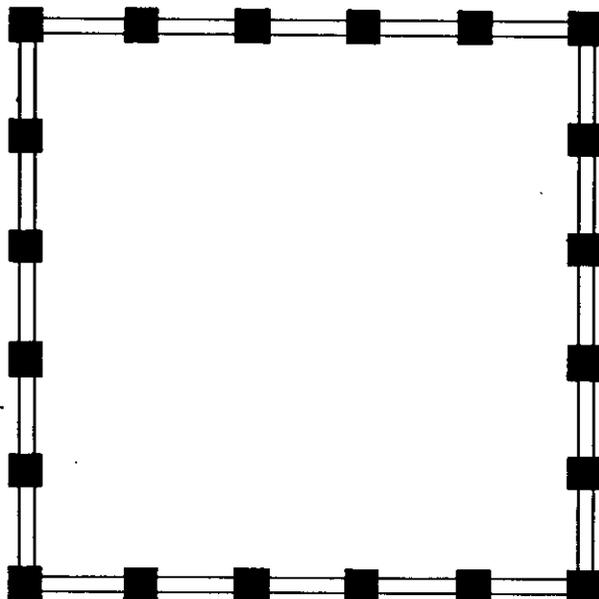
Muitos edifícios podem ser compostos por uma superposição dos tipos básicos de estruturas resistentes. Paredes estruturais podem ser utilizadas para absorver os esforços em uma direção, enquanto pórticos são usados na direção perpendicular (Figura 7.6). Em alguns países, os edifícios altos possuem, em seus andares superiores, um tipo de estrutura, os pórticos planos, e nos andares inferiores, as paredes estruturais, procurando reduzir as deformações.



*Figura 7.6 - Utilização Simultânea de Pórticos e Paredes*

Devido à necessidade de se construir alguns edifícios de alturas mais elevadas, foram realizadas pesquisas que conduziram a um novo sistema estrutural que, ao invés de núcleos centrais, utiliza o perímetro das edificações como sistema resistente aos esforços laterais. Surgiu assim, já no início dos anos 60, o sistema estrutural "tubular" (Figura 7.7), o qual se destaca como bastante eficiente em edifícios de grande altura [19].

A estrutura "tubular", na sua forma mais simples, aplica-se aos edifícios com planta quadrada ou retangular, sendo constituída por dois pares de pórticos, ortogonalmente dispostos ao longo das faces periféricas e interligados pelos pilares de canto. Cada pórtico é composto de pilares pouco espaçados entre si, e conectado rigidamente, ao nível dos pisos, por vigas de grande altura em relação aos vãos. Este conceito estrutural foi aplicado pela primeira vez em 1961 pelo Dr. Fazlur R. Khan no edifício de apartamentos "De Witt-Chestnut", em Chicago, com 43 pavimentos e estrutura de concreto armado.



*Figura 7.7 - Estrutura Tubular*

A partir de então, intensificou-se o emprego da estrutura "tubular". Além disso, as diversas exigências práticas fizeram com que o sistema "tubular" evoluísse para conformações mais sofisticadas.

Como exemplo das potencialidades estruturais desse sistema, na sua forma básica ou em concepções mais elaboradas, podem ser citados os edifícios "World Trade Center" em Nova Iorque, com 110 pavimentos, "John Hancock Center" em Chicago, com 100 pavimentos, "Sears Tower", também em Chicago, com 110 pavimentos e 450 metros de altura, todos em estrutura metálica, sendo este último o edifício mais alto do mundo até o momento. Com estrutura de concreto armado destacam-se os edifícios "Australia Square Office" em Sydney, com 46 pavimentos e planta circular, e o "One Shell Plaza" em Houston, com 52 pavimentos e 218 metros de altura, hoje o mais alto do mundo utilizando esse material estrutural.

A escolha do tipo de sistema estrutural deve estar relacionado com as condições de carregamento e com o comportamento desejado da estrutura. Ele deve também estar em harmonia com o projeto das ações verticais e com as considerações do projeto arquitetônico. Especial atenção deve ainda ser dada à compatibilização com os projetos hidráulico, elétrico, telefônico e muitos outros que devem ser acomodados. O tipo de solo também tem importância decisiva, pois pode determinar a possibilidade ou não de se concentrar as cargas na fundação. Muitos projetos permitem escolhas, apesar de as possibilidades tornarem-se limitadas pelo tamanho do edifício, pela grandeza da carga lateral, pelas limitações de deformação, etc.

#### 7.4 - CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

O projeto do sistema de resistência lateral de um edifício envolve um grande número de fatores. Segundo AMBROSE e VERGUN [18], os principais a serem considerados

são os seguintes:

1. *Determinação das Ações Atuantes.* Essa determinação é feita em atenção às Normas vigentes no país, ou de experiências realizadas em túnel de vento.

2. *Seleção e Planejamento dos Sistemas.* A seleção e o planejamento do sistema de resistência lateral devem ser coordenados com o projeto de cargas verticais e com o projeto arquitetônico. Em alguns casos o projeto de ações laterais chega a ser o principal fator na determinação da forma do edifício.

3. *Análise Detalhada e Cálculo dos Elementos do Sistema.* Com o carregamento definido e o sistema de resistência lateral escolhido, o papel de cada uma das partes e do sistema como um todo deve ser investigado. Um importante aspecto dessa investigação é identificar o caminho seguido pelas cargas, desde a sua origem até chegar às fundações. Uma vez determinadas as forças internas e tensões atuantes, o cálculo das partes passa a ser um procedimento de rotina.

4. *Desenvolvimento dos Detalhes e Especificações.* Esse desenvolvimento constitui-se na documentação do projeto, através do memorial de cálculo e das especificações a serem utilizadas pelos construtores.

As maiores dificuldades num projeto de ações laterais são a escolha de sistema estrutural e o desenvolvimento dos detalhes construtivos e especificações. Este trabalho requer um razoável conhecimento dos problemas de projeto e construção, uma vez que as decisões tomadas a respeito do esquema estrutural e de alguns detalhes da estrutura podem ter uma influência considerável na forma e detalhes do edifício, assim como na economia e facilidade de construção.

Especial atenção deve ser dada à compatibilização entre os projetos estrutural, hidráulico, elétrico, etc. O processo de elaboração destes projetos deve ser intimamente relacionado, evitando assim que sejam tomadas decisões que possam causar danos ao edifício como um todo. Com relação

ao projeto estrutural, a NBR-6118 trata das aberturas e canalizações embutidas, impondo limites a serem respeitados por todos os profissionais de projeto. Em muitos casos, o desconhecimento destas recomendações pode gerar situações danosas ao bom comportamento dos sistemas.

## 7.5 - PROBLEMAS DE ORIGEM ARQUITETÔNICA

Desde o início do projeto, o engenheiro deve ter em mente a necessidade de englobar ao projeto o sistema de resistência lateral. Alguns dos principais pontos a serem observados desde o início do planejamento são os seguintes [18]:

1. *A Necessidade de Algem Tipo de Sistema de Resistência Lateral.* Em alguns casos, devido à forma ou dimensões do edifício, ou ainda devido à decisão de usar um determinado material ou sistema estrutural, a escolha fica limitada. Em outras situações, podem haver muitas escolhas, cada uma requerendo características particulares (alinhamento de pilares, incorporação de paredes estruturais, etc). O sistema a ser usado deve ser estabelecido tão cedo quanto possível.

2. *Implicações das Decisões de Projeto Arquitetônico.* Quando algumas características arquitetônicas são requeridas, surgem problemas na elaboração do projeto de ações laterais. Algumas situações típicas, que causam problemas, são as seguintes:

. Complexidade geral e falta de simetria na forma do edifício.

. Arranjo aleatório dos elementos verticais (paredes e pilares), resultando em um confuso e dispendioso arranjo estrutural.

. Falta de continuidade na estrutura horizontal devido a aberturas nas lajes.

. Edifício composto de blocos justapostos, exigindo estudo especial sobre a ação do vento nas partes e no

conjunto.

. Formas especiais (paredes curvas, lajes inclinadas, etc), que limitam o desempenho da estrutura.

. Vãos e alturas de grandes dimensões, ou aberturas nas paredes, que limitam a colocação de elementos estruturais e resultam em grandes concentrações de carga.

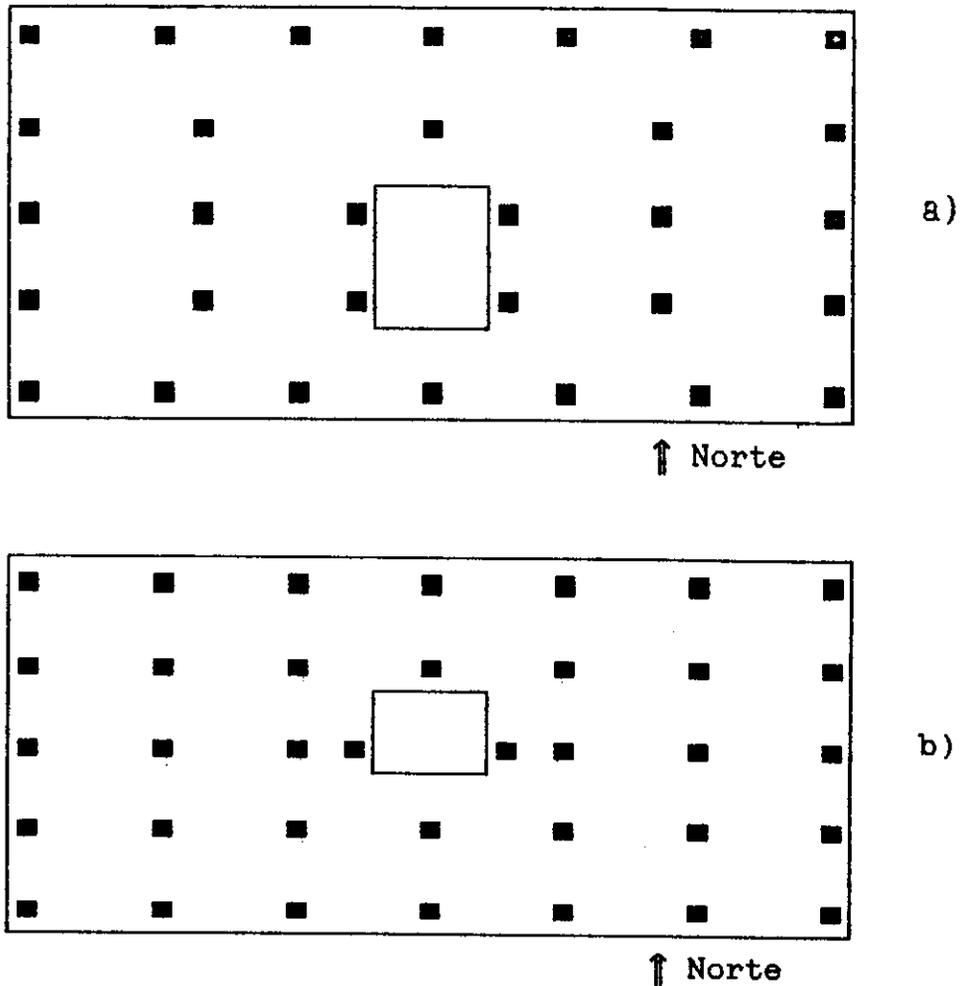
## 7.6 - EFEITOS DA FORMA DO EDIFÍCIO

A forma do edifício tem um grande efeito sobre a determinação dos efeitos do vento sobre o edifício.

Seja, por exemplo, o edifício mostrado na Figura 7.8, citado por AMBROSE e VERGUN [18].

No edifício da Figura 7.8.a, o posicionamento dos pilares resulta em um número reduzido de vigas que podem formar um pórtico. Na direção norte-sul, os pilares internos estão desalinhados com os externos, seja devido à abertura, seja por motivos arquitetônicos. Assim, só são possíveis quatro pórticos nessa direção: dois externos, formados por cinco pilares cada, e dois internos, com três pilares. Na direção leste-oeste, a grande abertura interrompe 2 dos 5 pórticos possíveis, deixando apenas três, dispostos de maneira assimétrica no plano.

As modificações mostradas na Figura 7.8.b representam um aperfeiçoamento na resposta às cargas laterais, com 6 pórticos na direção norte-sul e 4 pórticos simetricamente dispostos na direção leste-oeste. Este replanejamento, no entanto, tem mais pilares internos, menos espaços abertos, e um espaço também menor para a abertura, representando alguns prejuízos ao projeto arquitetônico.



*Figura 7.8 - Efeito do Posicionamento dos Pilares*

Investigações a respeito da resposta às cargas laterais em edifícios mais complexos são, na maioria das vezes, problemas mais difíceis de serem resolvidos. Tudo que puder ser feito no sentido de simplificar a análise tornará a segurança dos resultados bem maior. Dessa forma, torna-se uma grande vantagem obter alguma simetria na distribuição de massa dos elementos que formam a estrutura de resistência lateral.

Muitos edifícios não apresentam simetria, outros apresentam em relação a um eixo apenas. Na verdade, a simetria arquitetônica não é a mais importante. Se em um edifício o sistema de resistência lateral não é simétrico em relação ao edifício, a força horizontal pode produzir um

efeito de torção. Esse efeito é resultante do desalinhamento entre o centro elástico e a linha de ação da resultante da carga do vento, e produz esforços adicionais em certos elementos da estrutura. Alguns casos em que a torção assume aspectos importantes são analisadas por STAMATO [20] e estão indicados na Figura 7.9.

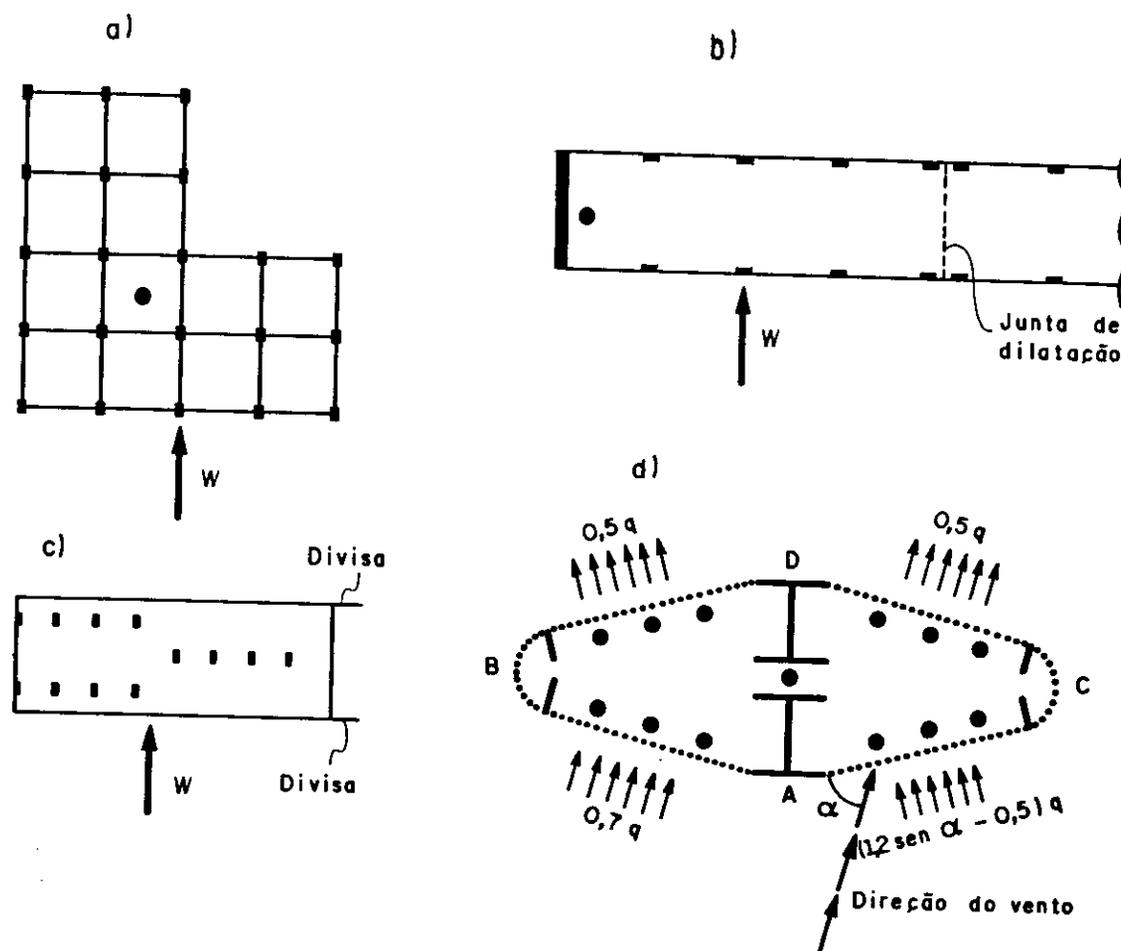


Figura 7.9 - Exemplos com Torção

No exemplo da Figura 7.9.a, os painéis da esquerda são normalmente mais rígidos, atraindo o centro elástico para perto de si. No exemplo da Figura 7.9.b, a existência simultânea do pilar-parede no oitão da esquerda e da junta de dilatação à direita coloca o centro elástico quase junto à parede, cuja rigidez é muito superior à dos

pórticos restantes. O caso da Figura 7.9.c é frequente em cidades densamente edificadas. Nas paredes divisórias, completamente fechadas, estão embutidos os pilares externos, com a maior dimensão transversal paralela à divisa. Tais paredes introduzem enorme rigidez à torção: mesmo existindo assimetria de rigidez dos painéis, as lajes só poderão sofrer translação normal às divisas. A Figura 7.9.d representa esquematicamente um andar-tipo do Edifício Itália, de 44 pavimentos e 151 metros de altura. Se o vento atua a 90 graus com o trecho reto da face AB, haverá torção não por assimetria da estrutura, mas por assimetria nas pressões de barlavento:  $0,7q$  em AB e  $(1,2\text{sen}\alpha - 0,5)q$  em AC. Os pequenos pilares externos, em número de cem, são os responsáveis pela rigidez à torção.

## CAPÍTULO 8 - ESTRUTURAS VERTICAIS

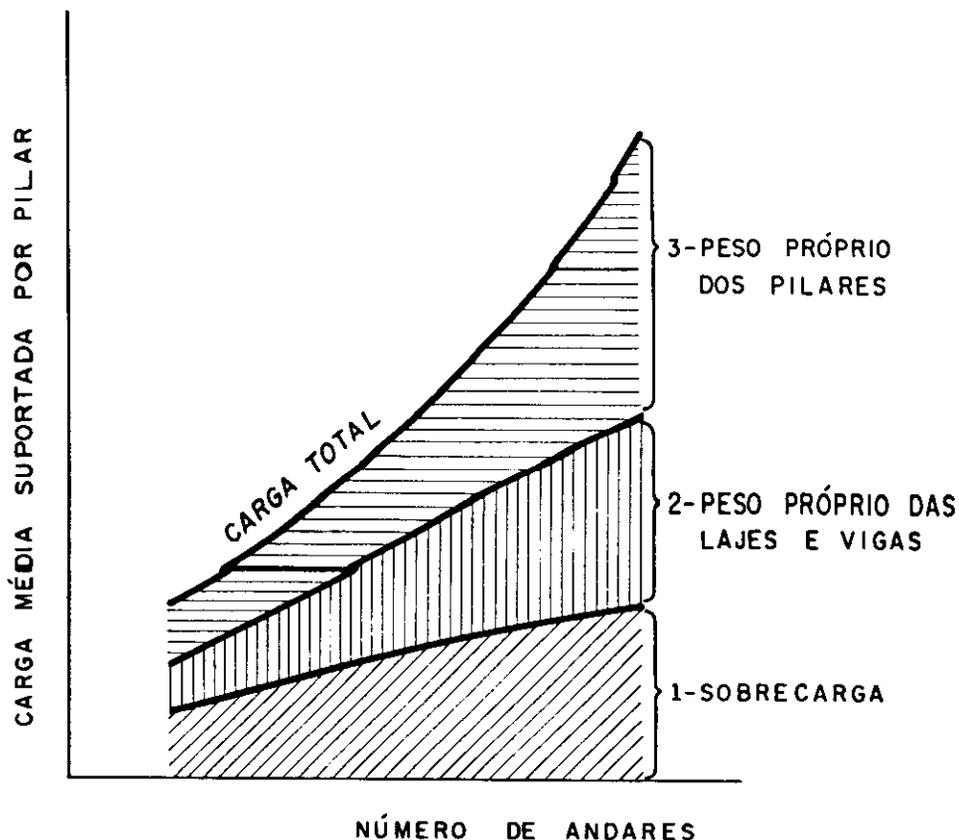
### 8.1 - VARIACÃO DO CUSTO DOS PILARES E DAS PAREDES COM RELAÇÃO À ALTURA DO EDIFÍCIO

A parte vertical da estrutura, constituída pelos pilares e painéis de contraventamento (quando existirem), tem suas dimensões dependentes da altura de construção do edifício e, dessa maneira, seu custo é totalmente dependente dela.

Segundo MASCARÓ [05], a parte vertical da estrutura resistente deve suportar e transmitir as cargas do edifício, cuja variação segue uma curva, mostrada de maneira qualitativa na Figura 8.1.

A área 1 da Figura mostra a variação da carga atuante sobre o pilar, devido ao peso próprio do material de vedação e à carga accidental das lajes, à medida em que aumenta o número de andares. Vê-se que a carga média aumenta de forma linear em relação ao número de andares. Assim, se numa determinada distribuição estrutural, um pilar recebe  $1/10$  da sobrecarga atuante sobre a laje, ao se imaginar duas lajes sendo suportadas pelo mesmo, esta carga passará para  $2 \times 1/10$ , ou seja, o dobro da primeira.

A área 2 representa o peso próprio médio da parte horizontal da estrutura, composta por lajes e vigas. A sua variação é linear, e pode ser explicada da mesma forma que a área 1. A soma das ordenadas das duas áreas mostra a variação da carga média que os pilares recebem, à medida em que aumenta a estrutura do edifício.



*Figura 8.1 - Carga Vertical Média por Pilar para Diferentes Alturas do Edifício*

O peso próprio dos elementos estruturais verticais está representado pela área 3, e é crescente com a altura de forma não linear, uma vez que a área disponível para suportar as cargas deve aumentar com o aumento do número de andares. Esse fato é visível ao se observar os edifícios elevados, onde as dimensões dos pilares diminuem nos andares superiores.

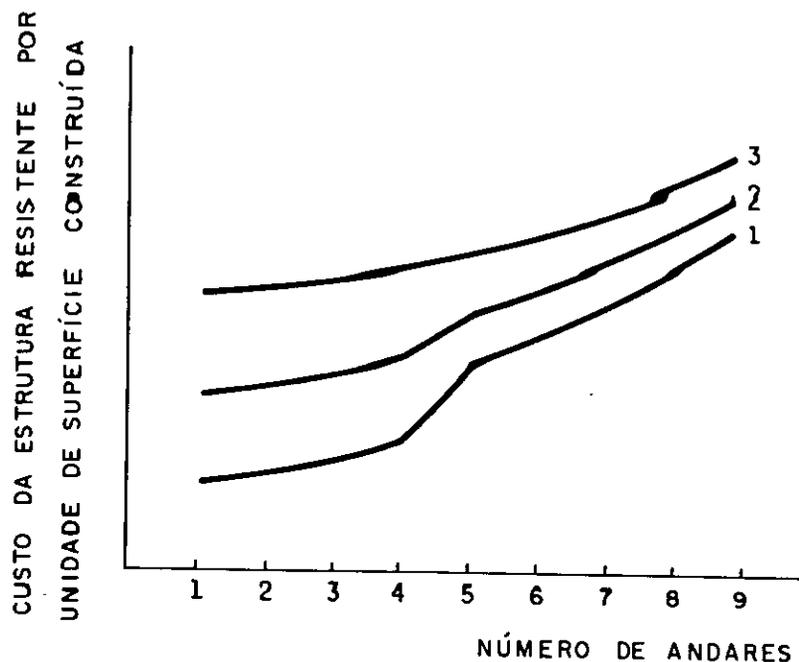
A soma das ordenadas das três áreas fornece a variação da carga média que cada elemento estrutural vertical deverá suportar, à medida em que aumenta a altura do edifício. Essa soma, que está descrita pela última curva da Figura 8.1, representa, aproximadamente, a quantidade de concreto que será necessário gastar para construir a

4

estrutura do edifício. Convertendo as unidades da ordenada, na Figura 8.1, de cargas em valor monetário, a curva da carga total pode ser interpretada como uma variação de custo dos elementos estruturais verticais.

Por sua vez, à medida em que a altura do edifício aumenta, aparece com maior intensidade o esforço horizontal devido à ação do vento. Os elementos estruturais verticais dos edifícios baixos têm, geralmente, uma resistência suficiente para suportar a pressão do vento, mas a partir de cinco andares, em geral, faz-se necessário incorporar ao edifício um elemento estrutural de contraventamento, que é o responsável pelo brusco crescimento do custo do edifício, ilustrado nas curvas 1 e 2 da Figura 8.2, citada por MASCARÓ. Na curva 3 dessa mesma figura, o aumento de custo não aparece, pois trata-se da curva da variação de custo do edifício com paredes estruturais nas duas direções. Na curva 1, o aumento de custo devido aos elementos estruturais de contraventamento é mais forte que na curva 2, pois nesse segundo caso, os esforços em uma das direções já são resistidos pela parede, enquanto que no caso da curva 1, não há elementos de resistência lateral na estrutura original.

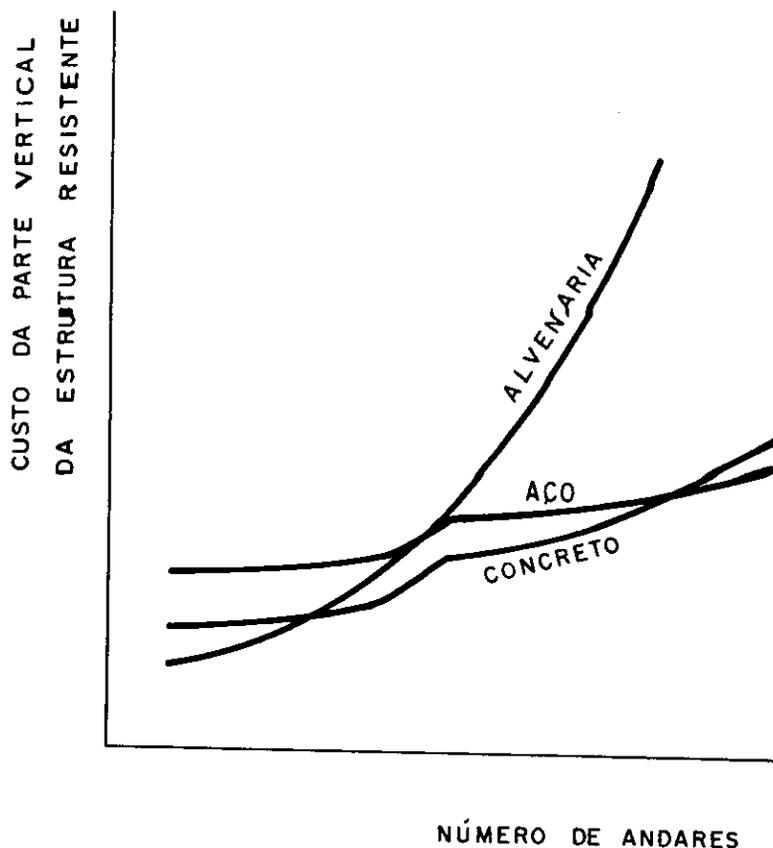
A análise de variações de cargas (e de custos) em função da altura do edifício é também dependente do material estrutural empregado. A Figura 8.3, extraída de MASCARÓ, mostra, de maneira comparativa, como podem variar os custos, em função da altura do edifício, no Brasil, para três materiais estruturais diferentes: aço, alvenaria estrutural e concreto. Vê-se que a conveniência de uso de cada material varia segundo o caso em consideração; assim, por exemplo, um sistema considerado anti-econômico para uma altura de edifício pode tornar-se o mais adequado para outra altura e vice-versa.



Nota: A curva 1 corresponde a uma estrutura convencional de lajes, vigas e pilares; a curva 2 a uma estrutura sem pilares, com paredes estruturais em uma só direção; e a curva 3 a uma estrutura com paredes estruturais nas duas direções.

*Figura 8.2 - Variação do Custo da Parte Vertical da Estrutura Resistente (Pilares e Paredes de Contraventamento) em Função do Número de Andares do Edifício.*

As três curvas de diferentes inclinações fazem com que apareçam, em princípio, três categorias de alturas em relação ao material usado na estrutura do edifício: a primeira, para a qual o material estrutural mais econômico é a alvenaria estrutural; a segunda, para a qual o material estrutural mais econômico é o concreto; e, finalmente, a terceira, para a qual o material estrutural mais econômico é o aço.



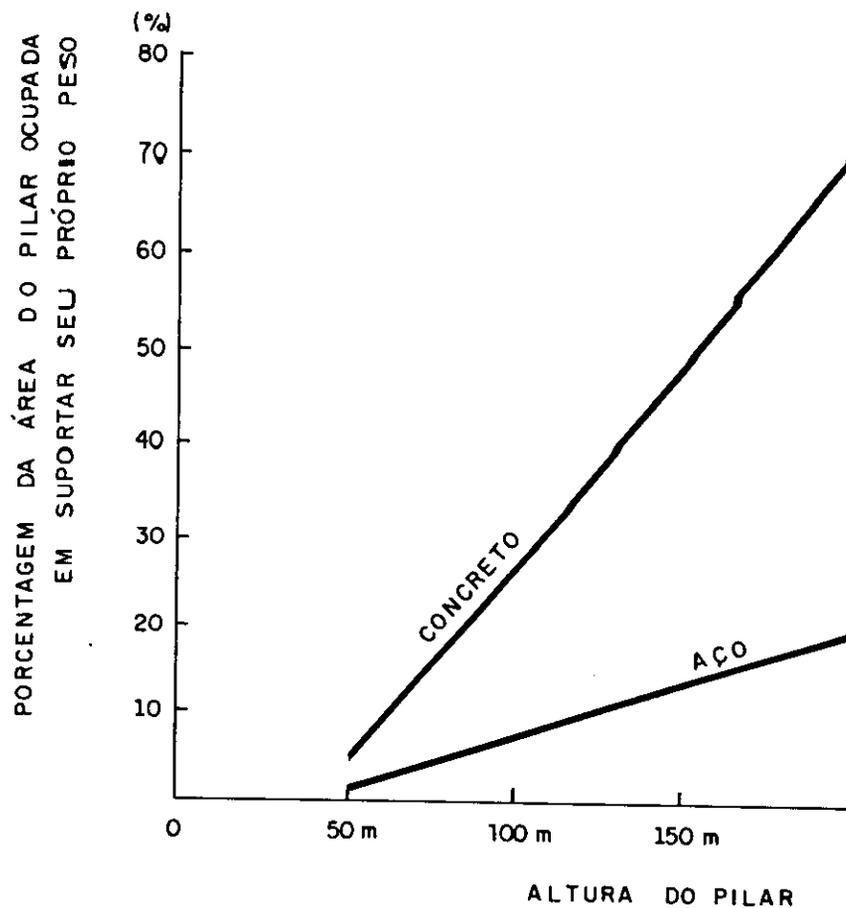
*Figura 8.3 - Variação do Custo da Parte Vertical da Estrutura Resistente, Executada com Diferentes Materiais, em Função da Altura do Edifício.*

Cabe ainda destacar que a posição relativa das curvas de variação de custo da estrutura resistente vertical em função da altura do edifício é variável. A disponibilidade ou não de matérias-primas e mão-de-obra na região para produzir aço, concreto ou alvenaria pode modificar significativamente a posição das curvas. Mas, além disso, deve-se levar em consideração que trata-se de três materiais cujos graus de industrialização são bem diferentes; sendo assim, sua posição relativa de custo é muito dependente do grau de desenvolvimento da região ou país.

Assim, pode-se dizer que quanto mais desenvolvida for uma região, mais tenderão a subir os custos da alvenaria estrutural, tornando-a anti-econômica para alturas relativamente baixas, fazendo com que, **PARALELAMENTE**, a curva correspondente à estrutura de aço tenda a descer, tornando-a econômica para alturas relativamente moderadas. O concreto encontrar-se-á numa situação intermediária. No entanto, existem muitos graus de industrialização para a alvenaria e o concreto, fazendo com que somente a adoção, em cada caso, de tecnologias mais adequadas junto à uma cuidadosa avaliação econômica, possam dar a posição das três curvas para cada um dos materiais analisados, que representam sua melhor alternativa de uso.

Uma vez que as estruturas verticais têm que suportar a si mesmas, uma parte de sua capacidade é absorvida pelo seu próprio peso. A Figura 8.4, citada por MASCARÓ, mostra que o concreto tem sua área mais rapidamente ocupada em suportar seu próprio peso do que o aço. Nessa figura, está ilustrada graficamente a área de um pilar imaginário responsável por suportar a si mesmo. Vê-se nela que se o pilar for de aço, a parcela da área ocupada em suportar a si mesmo é sempre pequeno, ainda para alturas grandes, por exemplo, 150 metros (equivalente à altura de um edifício de 50 andares). No caso do aço, a parcela da área do elemento estrutural ocupada em se auto-sustentar chega apenas a 20% do total, significando isso que em edifícios de grandes alturas, dispõe-se de 80% da área útil do pilar para suportar os demais esforços estruturais.

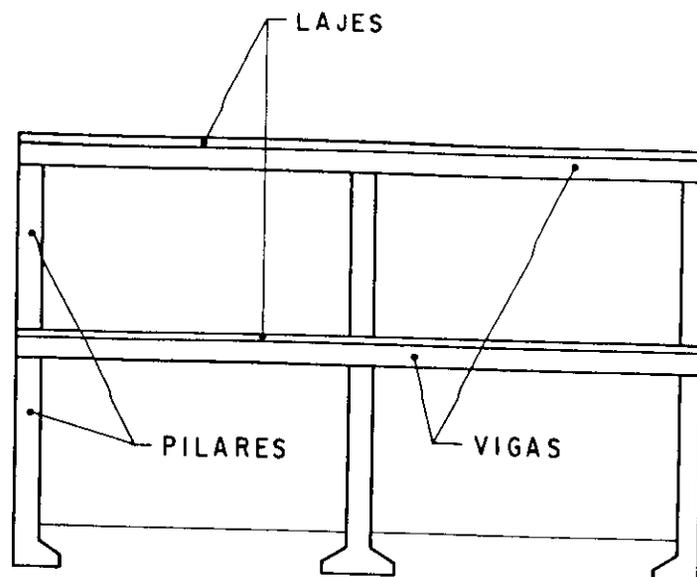
Se o pilar for de concreto, a área necessária para a auto-sustentação será muito maior, a ponto de, para a mesma altura em que no caso do aço resta uma área útil de 80%, restar apenas 22% para o concreto, apresentando uma tendência a se anular rapidamente se o pilar tiver sua altura aumentada em alguns metros a mais.



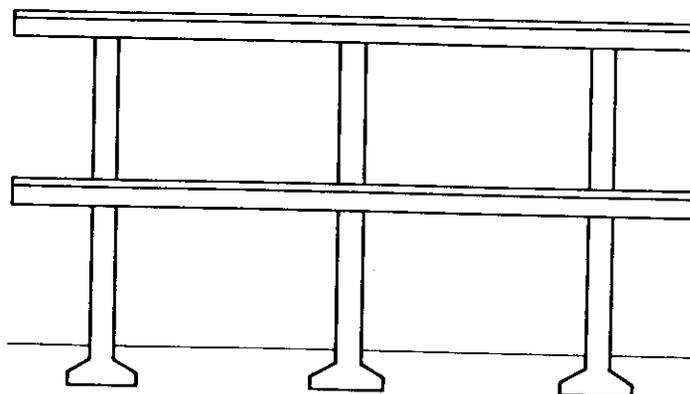
*Figura 8.4 - Variação da Porcentagem da Área de um Pilar Ocupada em Suportar seu Próprio Peso, em Função da Altura do Pilar*

## 8.2 - OUTROS ASPECTOS ECONÔMICOS DA ESTRUTURA RESISTENTE DO EDIFÍCIO

Todo projeto estrutural deve tentar atender às exigências arquitetônicas. Assim, é desejável que os elementos estruturais tenham suas posições e dimensões coincidentes com as paredes dos edifícios, evitando aparecer nos interiores, proporcionando economia de revestimento.



*Estrutura com Pilares no Interior e nas Fachadas do Edifício*



*Estrutura com Pilares no Interior e Recuados das Fachadas do Edifício*

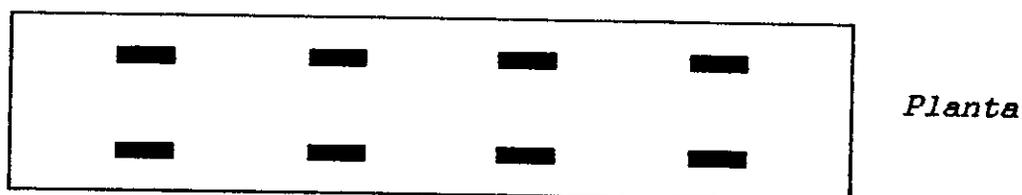
*Figura 8.5 - Duas Alternativas para a Localização dos Pilares de um Edifício em Relação às Fachadas*

A localização dos elementos construtivos, pilar e parede de vedação, dentro da fachada, deve ser analisado com cuidado. Existem, assim, duas alternativas na localização dos pilares, conforme mostra a Figura 8.5. Na Figura 8.5.a, os pilares concentram-se nas bordas do

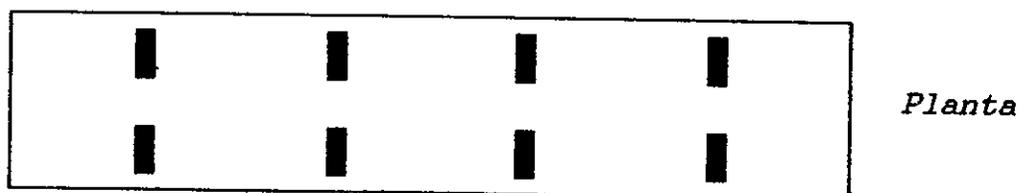
edifício, ao passo que na Figura 8.5.b, os pilares encontram-se recuados, deixando parte das vigas em balanço.

Outro aspecto econômico da estrutura do edifício é a forma e a localização dos pilares. Se existe a possibilidade de fazer os pilares retangulares, deve-se fazê-lo, para que possam resistir, ainda que parcialmente, à ação do vento.

A Figura 8.6 mostra duas possibilidades alternativas de localização, em planta, dos pilares nos edifícios. Um edifício de altura média, projetado com uma estrutura como a ilustrada na Figura 8.6.a, precisaria de reforço para resistir à ação do vento, pois a rigidez estrutural no sentido da menor dimensão é muito pequena. Já a rigidez transversal do edifício, projetado segundo a Figura 8.6.b, é mais uniforme, além de maior. A necessidade do uso de contraventamento só aparecerá em edifícios de maior altura, sendo menor o reforço quanto mais alongados forem os pilares do edifício.



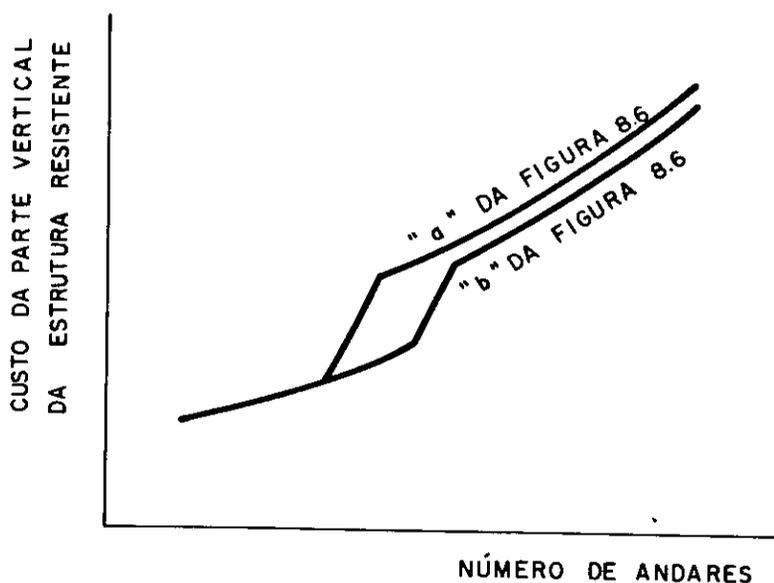
a) Edifício com a Maior Dimensão dos Pilares Localizada no Sentido da Maior Dimensão do Edifício



b) Edifício com a Maior Dimensão dos Pilares Localizada no Sentido da Menor Dimensão do Edifício

Figura 8.6 - Alternativas de Localização em Planta dos Pilares de um Edifício

A Figura 8.7 ilustra a variação dos custos das duas alternativas de localização dos pilares antes analisadas, conforme aumenta a altura do edifício. As descontinuidades das curvas representam o aumento do custo da parte vertical da estrutura resistente devido ao acréscimo de novos elementos de combate à ação do vento, a partir da altura em que se fazem necessárias. Vê-se que existe uma economia importante, sobretudo em alturas médias do edifício, para as quais, segundo a curva correspondente ao caso a), a estrutura deveria levar elementos de contraventamento, sendo desnecessário no caso b), devido à maior rigidez, no sentido de sua menor dimensão.



*Figura 8.7 - Variação do Custo da Parte Vertical da Estrutura Resistente (Pilares e Paredes de Contraventamento) nas Duas Alternativas de Localização em Relação à Fachada, Ilustradas na Figura 8.6.*

## CAPÍTULO 9 - PROJETOS DE RESISTÊNCIA LATERAL

As possibilidades estruturais para os edifícios em geral não são muitas. Os edifícios consistem de duas partes estruturais principais: a horizontal, que forma os pavimentos, e a vertical, que suporta os pavimentos, garante a estabilidade global que o edifício precisa, e divide ambientes, quando necessário.

O planejamento de qualquer edifício é geralmente mais sensível à disposição e ao arranjo da estrutura vertical [01]. As maneiras possíveis nas quais a estrutura horizontal pode ser feita têm um efeito no arranjo da estrutura vertical e este arranjo obviamente influi no modo como a estrutura horizontal é feita. Na prática, as alternativas para os edifícios altos são limitadas. O sistema de acesso vertical geralmente está localizado em algum lugar no meio do edifício e tem que estar envolvido em algum sistema de proteção contra incêndio. Se este sistema é feito em concreto, ele também pode ter função estrutural e formar um núcleo para todo o edifício. Este núcleo não somente recebe as ações verticais, mas também pode ser responsável pela estabilidade global. Então, ele sozinho será suficiente para suportar os pavimentos, contanto que estes possam ser engastados ao núcleo. Tal solução impõe alguns problemas técnicos, incluindo a necessidade de considerar as deflexões e deformações da estrutura. Isto pode custar caro. Por outro lado, a estrutura vertical poderia ser introduzida no perímetro e, se o projeto permitir, intermediariamente entre este e o núcleo. A estrutura externa em cada face poderia dividir-se entre um grande pilar ou muitos pequenos pilares. Alternativamente, os pilares poderiam ser pendurados a um balanço suficientemente forte, que poderia ser construído

no topo ou em algum nível intermediário do edifício. A escolha depende de muitos fatores. A dificuldade para a equipe de projeto é aplicar a prioridade correta a cada fator.

Existem muitos casos interessantes a serem estudados, com relação à escolha do sistema estrutural. Trata-se de uma tarefa às vezes complexa e por outras vezes até óbvia. Nesse capítulo serão considerados e comparados exemplos concretos, e talvez, destes exemplos, possa-se tirar algumas conclusões.

A seguir, serão apresentados alguns exemplos de projetos de estruturas de edifícios sujeitos à ação do vento. Os exemplos 1 e 2, citados por AMBROSE e VERGUN [18], tratam de estruturas fictícias, onde serão analisadas as várias possibilidades de sistemas de resistência lateral. Os exemplos 3, 4, 5 e 6, citados por DUNICAN [01], são projetos reais de grande interesse estrutural.

Cada exemplo tem suas particularidades, e por isso, a análise detalhada e cuidadosa de todos eles pode fornecer subsídios para utilizações futuras.

## 9.1 - EDIFÍCIO A

Este exemplo consiste de um pequeno edifício de escritórios, de três andares apenas. Apesar da baixa altura, vai-se considerar que, por alguma razão, seja necessário verificar a resistência lateral à ação do vento. A Figura 9.1 mostra a planta e um corte do edifício em questão.

Assumindo que seja um edifício a ser construído para investimento, e cujas divisões serão adaptadas pelos usuários, tem-se um caso em que é importante minimizar os elementos permanentes de construção - notadamente no interior do edifício. Assim, os elementos permanentes ficam limitados às paredes externas e elementos do núcleo (escadas, elevadores, ductos de ventilação) e alguns poucos

pilares internos.

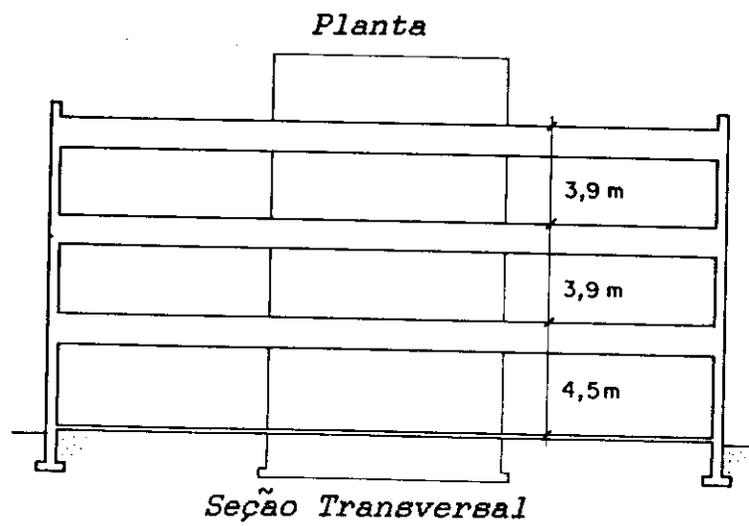
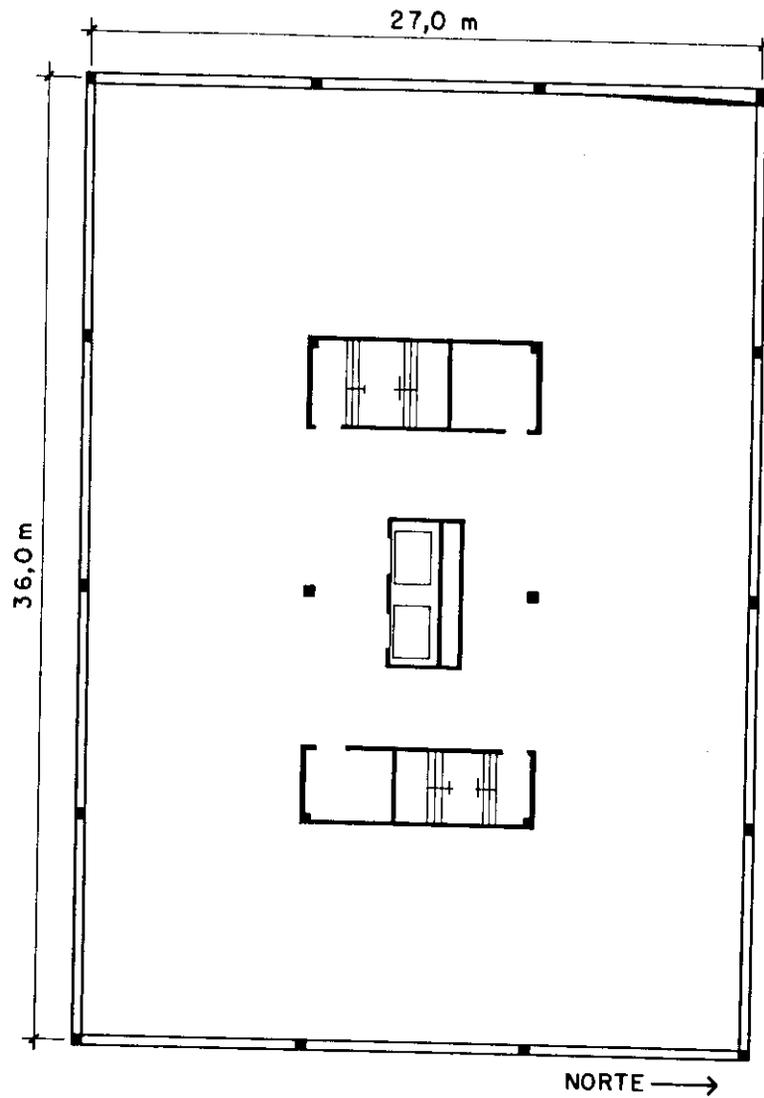


Figura 9.1 - Edifício A (Fonte: Ambrose e Vergun [18])

A forma geral do sistema estrutural deve atender tanto às ações verticais quanto às laterais. As ações verticais requerem um sistema horizontal nos pisos e teto e arranjo dos elementos verticais (pilares e paredes) para suportar a estrutura horizontal.

As escolhas mais comuns para o sistema estrutural vertical são mostrados em corte na Figura 9.2:

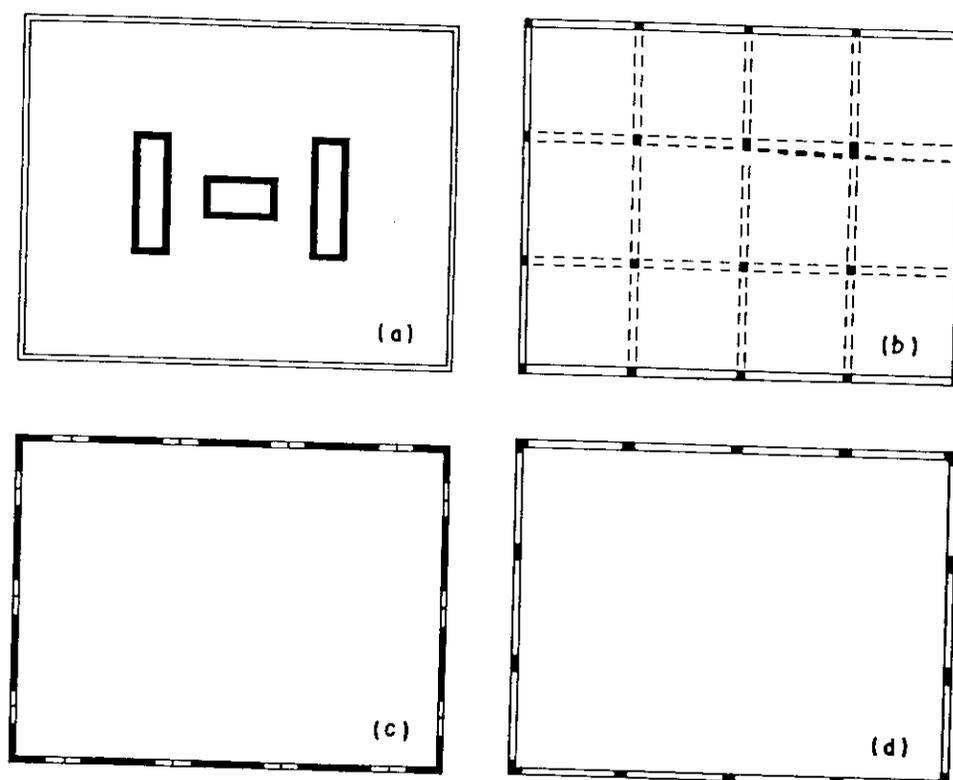


Figura 9.2 - Opções para o Sistema de Resistência Lateral do Edifício A (Fonte: Ambrose e Vergun [18])

a) *Núcleo Estrutural* (Figura 9.2.a). Consiste em usar sólidas paredes estruturais, produzindo um rígido núcleo central. O restante da estrutura, tal como as paredes de vedação externas e as lajes, limitam-se apenas a transferir as cargas horizontais para o núcleo.

b) *Porticos Rígidos* (Figura 9.2.b). Este sistema é

obtido usando os planos verticais de pilares e vigas em cada direção, como uma série de pórticos planos. Para este edifício são possíveis 5 pórticos na direção norte-sul e 4 pórticos na direção leste-oeste.

c) *Paredes Estruturais Periféricas* (Figura 9.2.c). Este sistema basicamente transforma o edifício em uma estrutura tubular. Devido à presença de portas e janelas, as paredes periféricas consistem de paredes individuais ligadas por lintéis.

d) *Pórticos Rígidos Periféricos* (Figura 9.2.d). Consiste em usar apenas os pilares e vigas nas paredes externas, resultando em apenas 2 pórticos em cada direção.

No edifício em questão, qualquer um destes sistemas é aceitável. Cada um tem vantagens e desvantagens, tanto do ponto de vista estrutural quanto arquitetônico. O sistema de núcleo central permite maior liberdade no planejamento das paredes não estruturais, que são obviamente a grande preocupação do arquiteto. O sistema periférico, no entanto, produz uma maior resistência do edifício aos esforços de torção. Nas opções b, c e d, devido às aberturas na laje para a escada e o elevador, a rigidez do edifício às cargas laterais é, obviamente, diminuída.

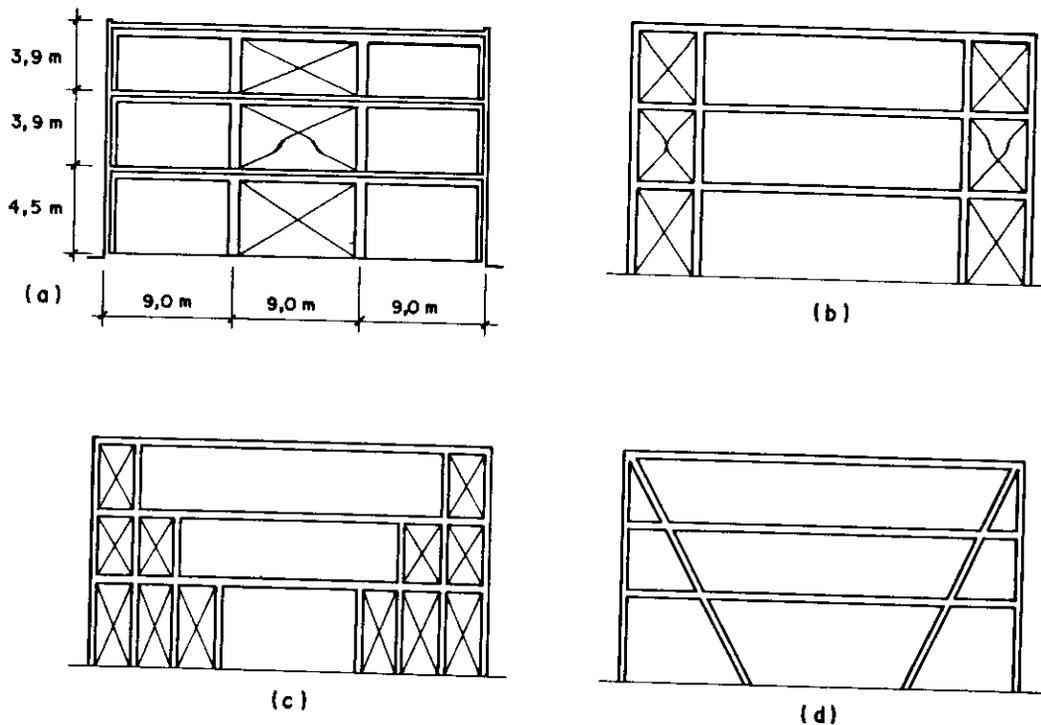
Os esquemas em pórticos rígidos permitem o livre planejamento interior e maiores aberturas nos planos das paredes. A integridade do conjunto, no entanto, deve ser mantida, restringindo o posicionamento dos pilares, bem como de escadas, elevadores e ductos de ventilação, para que não haja interrupção do sistema. Neste esquema, os pilares apresentam geralmente dimensões elevadas, oferecendo, assim, maior dificuldade no planejamento do edifício.

Outras soluções também são possíveis, limitadas apenas pela imaginação criativa do projetista. Não se deve considerar, todavia, que as soluções aqui apresentadas são ideais, mas simplesmente são alternativas possíveis.

Se o edifício é construído em um sistema de

pórticos rígidos, é possível ainda usar travamentos para aumentar a resistência lateral. Uma vez que os travamentos são produzidos usando os pilares e vigas do sistema resistente às cargas verticais e simplesmente adicionando diagonais, o cálculo dos dois sistemas deve ser intimamente relacionado.

A Figura 9.3 mostra algumas possibilidades para o uso de travamentos laterais.



*Figura 9.3 - Travamentos Laterais (Fonte: Ambrose e Vergun [18])*

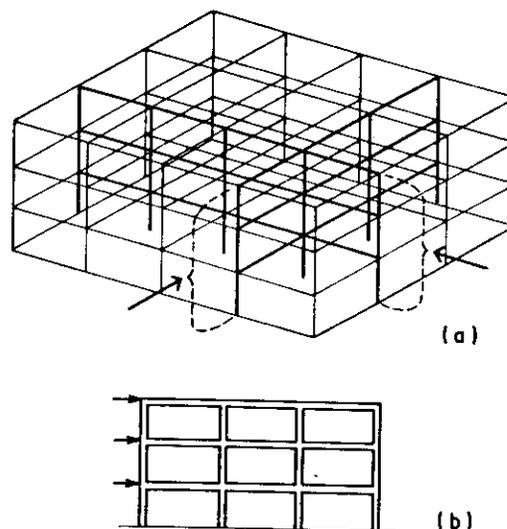
A Figura 9.3.a mostra o uso de um travamento ao invés do núcleo central. Uma posição estratégica tanto para paredes estruturais quanto para travamentos é nos cantos externos. As Figuras 9.3.b, 9.3.c e 9.3.d mostram três possibilidades de travamentos periféricos em cantos. A Figura 9.3.b mostra um único alinhamento de travamentos - a solução mais simples e direta. A Figura 9.3.c mostra um esquema em que o número de travamentos diminui à medida em que aumenta a altura do edifício. Apesar deste sistema

apresentar algumas complicações, produz uma forma que reflete a **grandeza dos esforços de cisalhamento e torção** em cada nível.

A Figura 9.3.d mostra o uso de uma única diagonal que se inicia no canto superior e se estende através dos três andares, produzindo uma forma triangular. Esta é uma solução bastante direta, comumente usada em estruturas que não sejam de edifícios de andares múltiplos.

Voltando à Figura 9.1, observa-se uma série de pilares dispostos em filas nas duas direções, definindo um sistema com vãos de 9,0 metros. Uma outra maneira de visualizar este sistema é em termos dos pórticos planos definidos pelos pilares associados às vigas. Estes pórticos, conforme mostrados na Figura 9.4, podem ser usados para enrijecer o edifício em ambas as direções.

Para a estrutura como definida na Figura 9.1, há 4 pórticos na direção leste-oeste, cada um com 5 pilares. Na direção norte-sul há 5 pórticos, cada um com 4 pilares. A disposição dos pórticos individuais está indicada na Figura 9.4.a. Os diafragmas horizontais distribuem as cargas laterais para os pórticos conforme a Figura 9.4.b.



*Figura 9.4 - Pórticos Planos - a) Forma dos Pórticos Individuais; b) Carregamento em um dos Pórticos  
(Fonte: Ambrose e Vergun [18])*

Para o edifício em questão, existem vários esquemas possíveis para o uso de pórticos rígidos na resistência às cargas laterais. As técnicas básicas incluem o seguinte:

a) *Pórtico Rígido Completo*. Consiste em usar todos os pórticos definidos pelo alinhamento dos pilares e com vigas contínuas em todos os níveis.

b) *Pórticos Seleccionados*. Consiste em escolher apenas alguns pórticos para resistência lateral. Esta escolha pode ser feita pela seleção das rigidezes dos membros.

c) *Núcleo com Travamento*. Construções permanentes cercando escadas, elevadores e ductos de ventilação podem tornar-se uma boa localização para travamentos laterais.

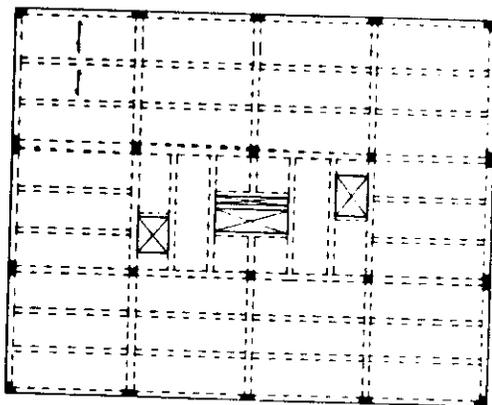
d) *Travamentos Periféricos*. Consiste em usar apenas os pórticos que ocorrem nos planos das paredes externas, definidos pelos pilares externos e vigas.

Muitas considerações estruturais e arquitetônicas devem ser feitas na escolha de um destes esquemas. O sistema que usa pórticos periféricos tem como principal vantagem a maior resistência à torção. Arquitetonicamente, oferece a liberdade nos espaços interiores. No entanto, qualquer um dos esquemas aqui apresentados - e mais algumas possibilidades a serem imaginadas - devem ser coerentes com a situação em estudo.

Para este mesmo edifício, a Figura 9.5 mostra um arranjo de pórticos para um sistema de lajes e vigas em concreto armado. O arranjo estrutural permite que se manipule a distribuição das cargas laterais nos pórticos individuais, através da escolha das dimensões e seções transversais dos membros. Neste caso, decidiu-se usar os pórticos periféricos como sistemas principais. Para aumentar a rigidez destes pórticos, os pilares externos foram feitos mais largos, com a maior dimensão na direção do plano da parede, e as vigas com grandes alturas. Com os pilares internos de forma quadrada e as vigas com alturas bem menores, estes pórticos serão bem menos rígidos.

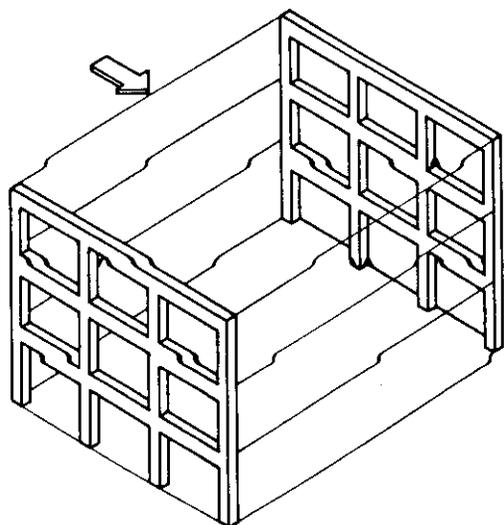
Como aproximação inicial, pode-se considerar os

pórticos periféricos recebendo a carga lateral total. Esta não é a situação real, e uma investigação mais detalhada indicaria alguns esforços menores nos outros pórticos. No entanto, como todos os pórticos são projetados também para resistir às cargas verticais, é razoável se esperar que os esforços que aparecem nos pórticos internos serão bem menos críticos.

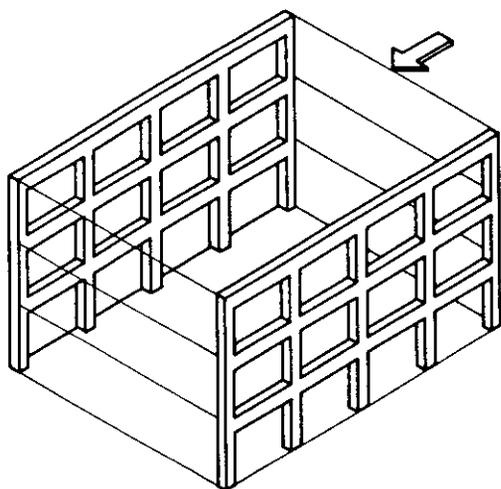


*Figura 9.5 - Estrutura em Pórticos Planos (Fonte: Ambrose e Vergun [18])*

Os sistemas de pórticos planos do edifício estão mostrados na Figura 9.6. Para o vento atuando na direção leste-oeste, o sistema de resistência consiste dos diafragmas horizontais e dos pórticos externos nos lados norte e sul. Para o vento agindo na direção norte-sul, o sistema utiliza os pórticos das faces leste e oeste.



*Sistema na Direção  
Norte-Sul*

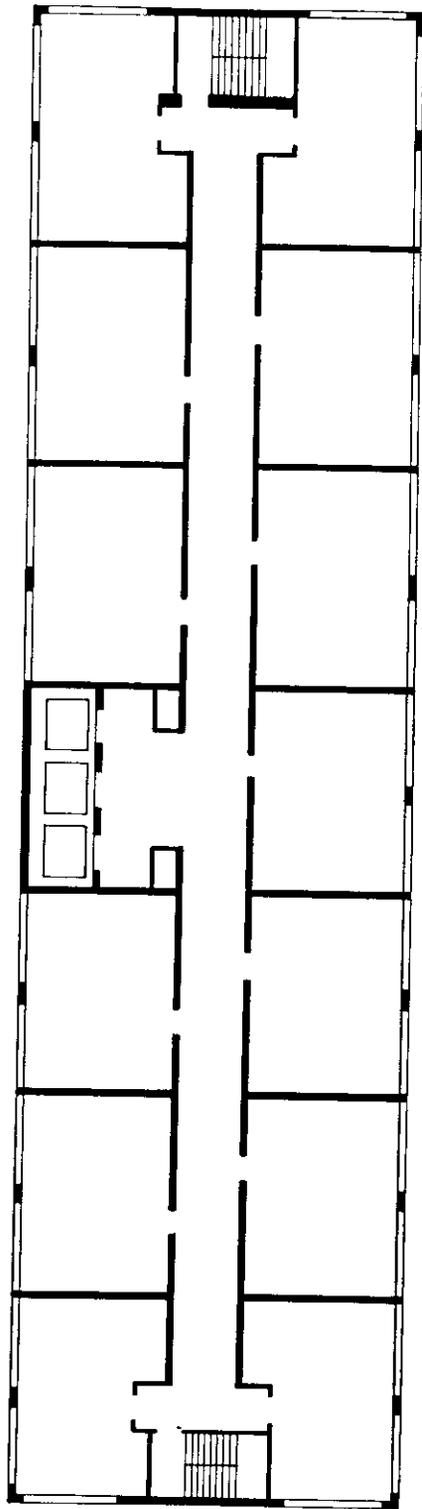


*Sistema na Direção  
Leste-Oeste*

*Figura 9.6 - Sistemas de Pórticos Periféricos (Fonte:  
Ambrose e Vergun [18])*

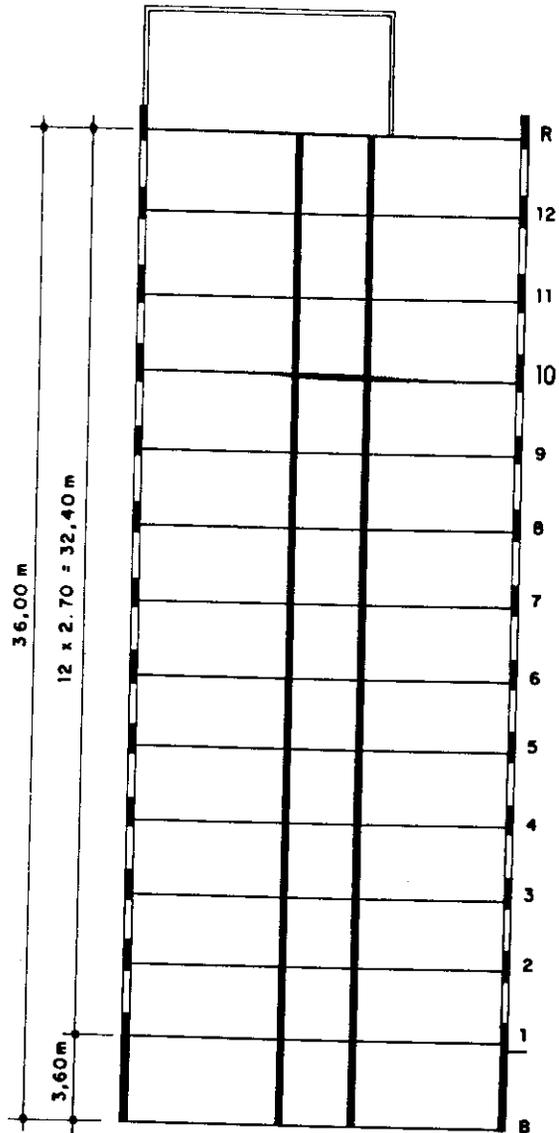
## 9.2 - EDIFÍCIO B

A Figura 9.7 mostra o pavimento tipo de um edifício de apartamentos que utiliza paredes estruturais como sistema de resistência lateral.



◀ NORTE ▶

a) Pavimento Tipo



b) Corte na Direção  
Norte-Sul

Figura 9.7 - Edifício B (Fonte: Ambrose e Vergun [18])

Na direção norte-sul, as paredes estruturais internas entre os apartamentos são utilizadas, junto com as duas paredes externas às escadas, na resistência à ação do vento, formando um conjunto de 14 paredes.

A direção leste-oeste, pela própria arquitetura apresentada e pelo número de pilares, já possui rigidez suficiente, dispensando o uso de um sistema estrutural para este fim.

Como geralmente existe o desejo de um mínimo de paredes internas permanentes, é razoável considerar esta estrutura para edifícios de apartamentos, hotéis, dormitórios, prisões ou hospitais.

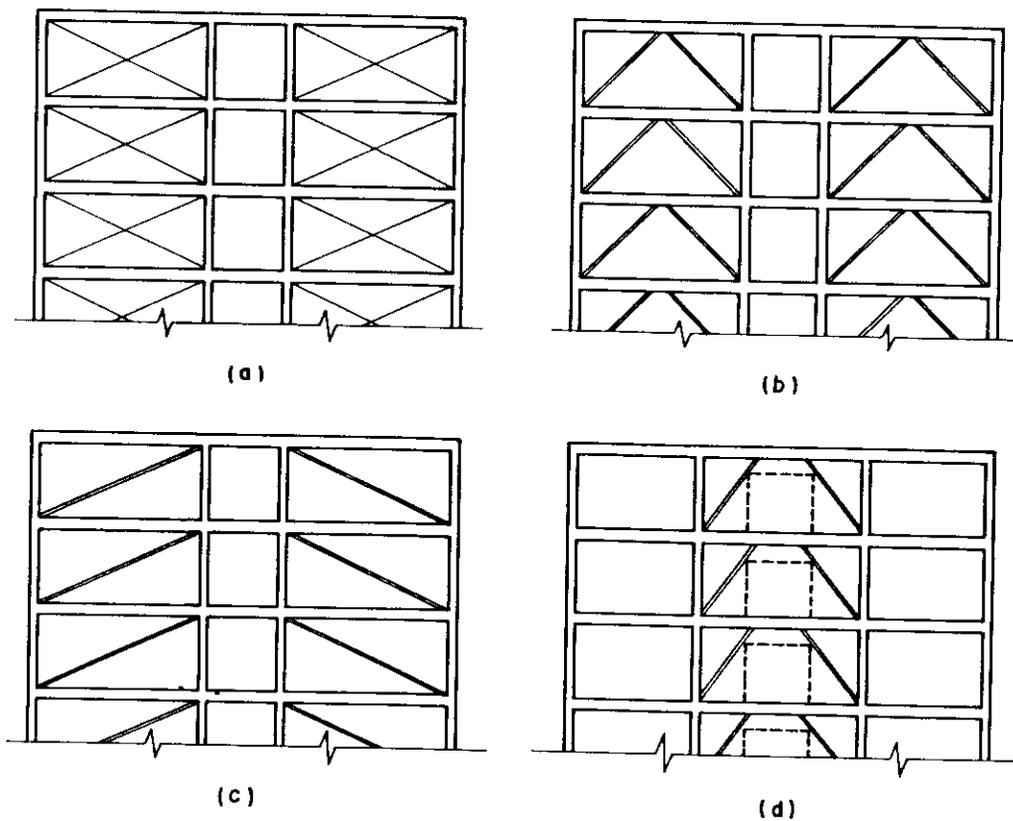


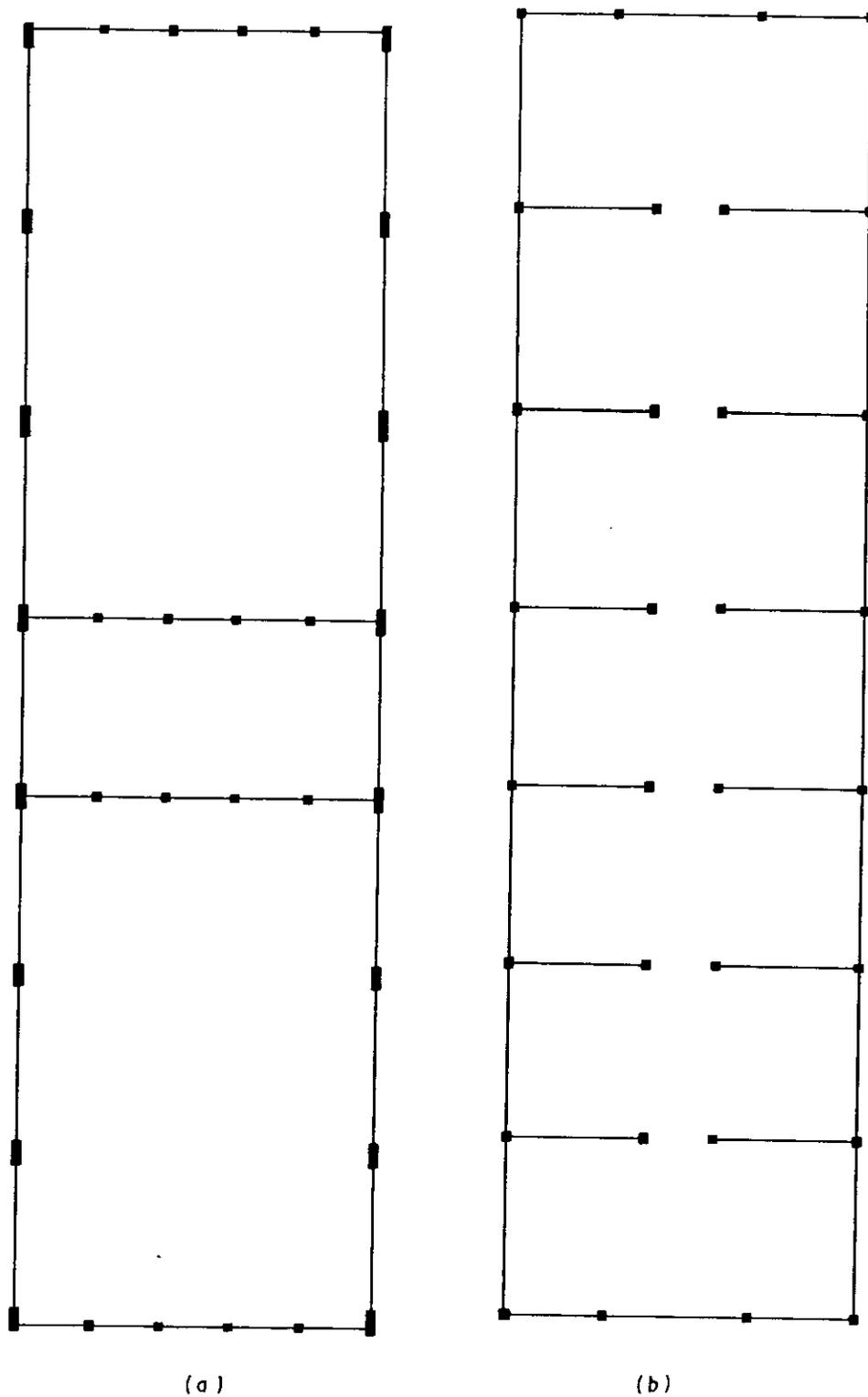
Figura 9.8 - Travamentos Laterais (Fonte: Ambrose e Vergun [18])

Uma outra alternativa para este edifício seriam os travamentos laterais. Uma seção parcial da porção superior da estrutura é mostrada no esquema da Figura 9.8.a. Outra alternativa é o esquema com uma única diagonal, mostrada na Figura 9.8.b.

Uma terceira possibilidade é o esquema mostrado na Figura 9.8.c. Uma vez que este tipo de sistema permite o uso do espaço na porção central, uma outra alternativa seria o uso de uma única linha de travamentos, conforme a Figura 9.8.d.

O esquema da Figura 9.9 mostra dois sistemas de pórticos rígidos para o edifício. Na Figura 9.9.a, os pórticos na direção norte-sul são limitados aos dois pórticos laterais e, devido à grande extensão na direção leste-oeste, a mais dois pórticos internos próximos ao centro do edifício. Se estes não forem suficientes, mais pórticos podem ser criados nas divisas dos apartamentos.

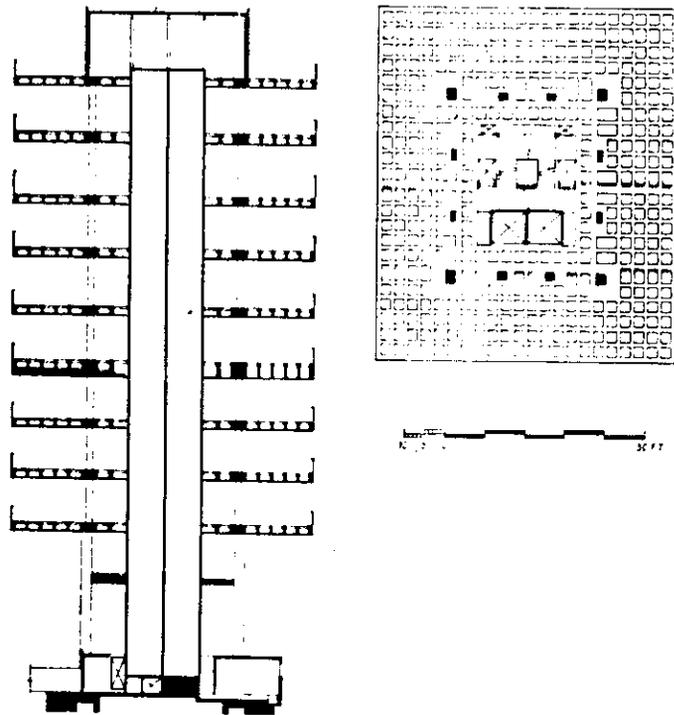
Assim como em todos os edifícios, a escolha do sistema lateral tem implicações sobre o projeto arquitetônico. Nesse exemplo, se o esquema da Figura 9.9.a for utilizado, o arranjo dos apartamentos será bem menos restringido do que no sistema com paredes estruturais.



*Figura 9.9 - Sistemas Estruturais com Pórticos Rígidos  
(Fonte: Ambrose e Vergun [18])*

### 9.3 - EDIFÍCIO DE ENGENHARIA ELÉTRICA - UNIVERSIDADE DE SOUTHAMPTON

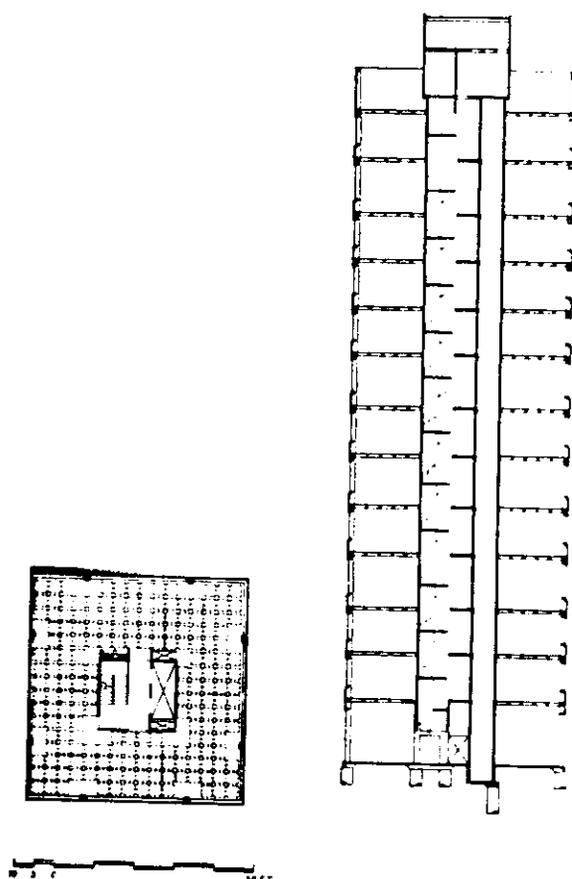
No caso deste edifício, em Southampton, sul da Inglaterra (Figura 9.10), não se desejava pilares externos no pavimento térreo, e por isso decidiu-se por engastar cada pavimento ao núcleo central, com o auxílio de alguns pilares intermediários próximos a este. A estrutura escolhida para os pavimentos foi uma laje nervurada invertida, com a mesa na parte inferior, e bordas enrijecidas por vigas para controlar os deslocamentos dos cantos. Embora os deslocamentos reais estejam dentro daqueles calculados, não há dúvida de que eles causaram alguns problemas no detalhamento do enchimento. Houveram outros problemas de detalhamento. Por exemplo, por usar as lajes nervuradas invertidas, a fim de se obter a área de concreto comprimido necessário para o engastamento, as superfícies superiores dos pavimentos tiveram que ser obtidas por outros meios. Após considerar as possibilidades, foram usadas lajes pré-moldadas apoiadas nas nervuras da laje. Se este tipo de sutileza é justificado, pode ser questionado. Talvez fosse melhor perguntar ao projetista se hoje, em condições semelhantes, ele repetiria seu projeto. Provavelmente, a resposta seria não. Esta é outra pergunta que o profissional deve sempre se fazer. Ele deve tentar aprender com sua experiência.



*Figura 9.10 - Torre do Edifício de Engenharia Elétrica, Universidade de Southampton (Arquitetura : Sir Basil Spence, Bonnington & Collins)*

#### 9.4 - EDIFÍCIO DE RADIAÇÃO

O edifício de Radiação, na Inglaterra (Figura 9.11), certamente merece ser repetido. Aqui o arquiteto queria que os pavimentos se apresentassem externamente como uma série de tabuleiros, para expressar a organização interna do cliente. Somente o mínimo de pilares externos deveria ser usado, e estes não deveriam ocorrer nos cantos do edifício. Estas exigências levaram à adoção de um sistema estrutural bastante simples. Os pavimentos foram de lajes nervuradas moldadas no local e as vigas de borda foram pré-moldadas. Estas vigas também serviram de bordas acabadas dos tabuleiros.

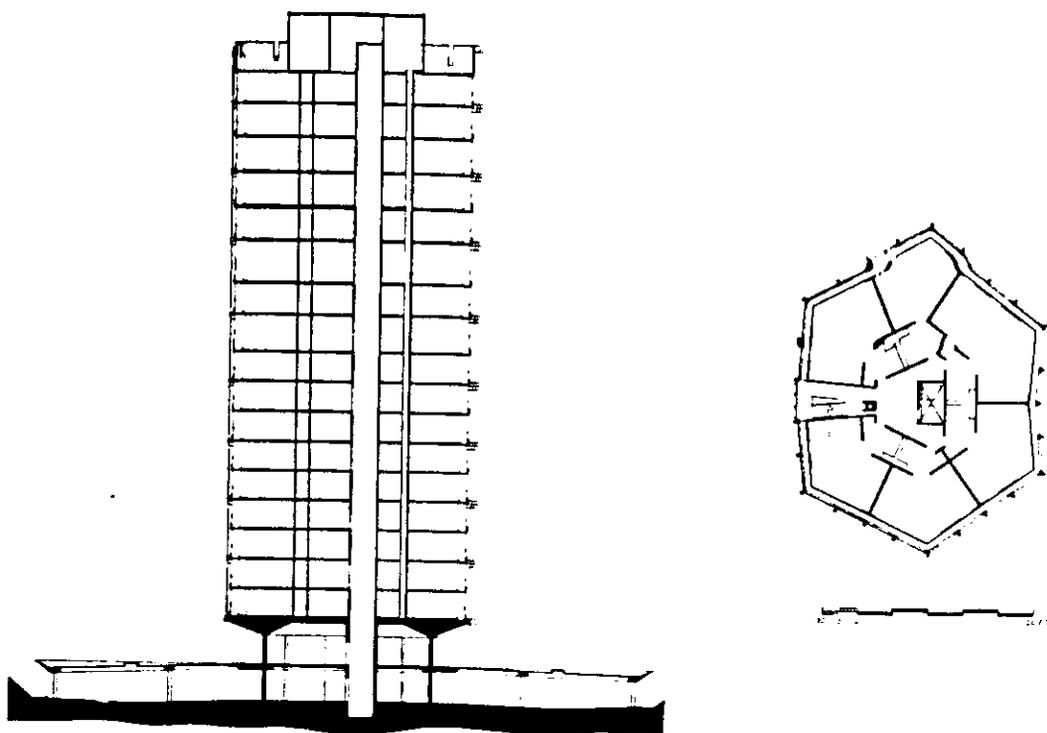


*Figura 9.11 - Edifício de Radiação (Arquitetura : Dennis E. Pugh & Associates)*

#### 9.5 - POINT ROYAL

Na idealização do Point Royal, em Bracknell, Inglaterra (Figura 9.12), vários cálculos importantes e projetos objetivos foram obtidos, devido à complexidade da fachada. Uma estrutura intermediária entre a face externa e as paredes do elevador e escada foi necessária, no primeiro nível, por razões econômicas. Esta estrutura intermediária deu origem aos pilares externos para se obter um arranjo da estrutura vertical que satisfizesse às necessidades da arquitetura atípica dos pavimentos térreo e garagem. A pré-fabricação total da estrutura externa obviamente tem

muitas vantagens, e a menor delas é a contribuição feita para a obtenção de uma unidade arquitetônica. É claro, a decisão prévia pela forma octogonal do edifício também ajudou.



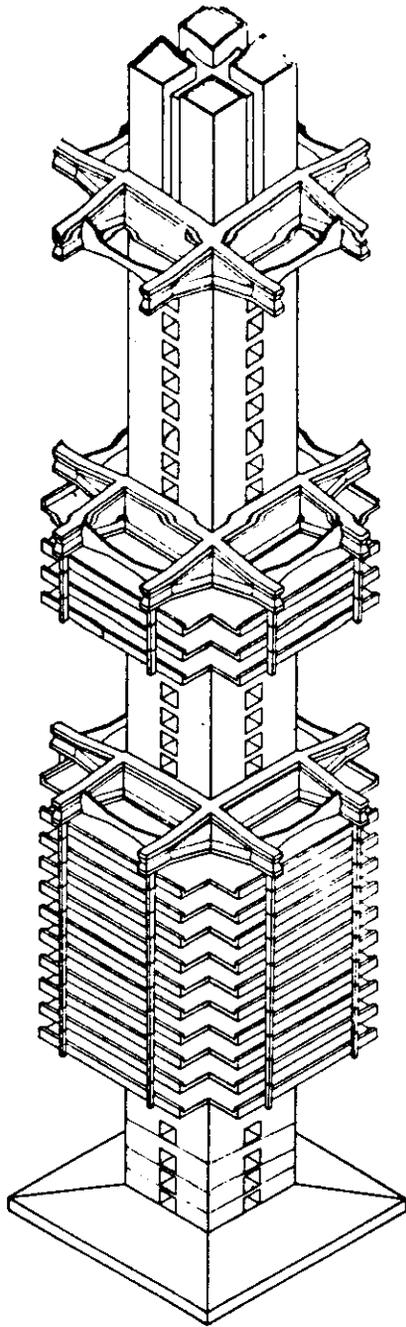
*Figura 9.12 - Point Royal, Bracknell (Projetista : Arup Associates)*

#### 9.6 - STANDARD BANK

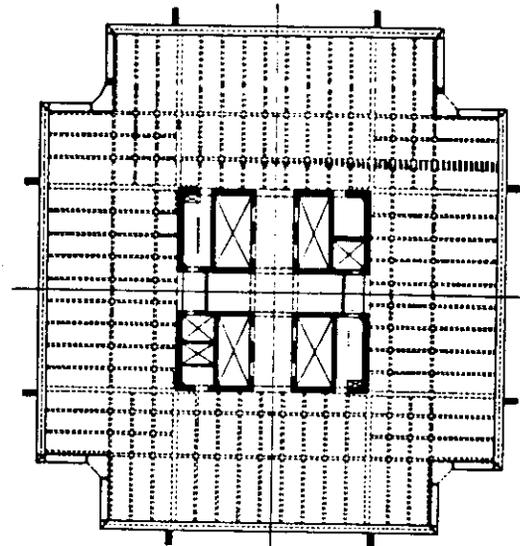
A solução estrutural adotada para o proposto edifício do Standard Bank, em Johannesburg, África do Sul (Figura 9.13), foi determinada pela necessidade imperiosa da planta para o pavimento térreo ser absolutamente sem interrupções provocadas pela estrutura vertical externa ao núcleo. A escolha, portanto, era deixar todos os pavimentos "pendurados" no forro, ou ter pilares externos, os quais

pudessem ser suportados por um grande balanço no primeiro nível, ou ainda pendurar os pavimentos numa série ou num aglomerado de balanços. A consideração ulterior das exigências da planta conduziram à adoção de uma série de balanços. Os problemas detalhados emergentes deste tipo de concepção consideram a deformação da estrutura externa. Esta deve ser controlada pela protensão dos tirantes.

A protensão é provavelmente uma das maiores inovações deste século, já que ajuda o projetista a "impor" sua vontade ao sistema estrutural, o que pode ser muito mais emocionante que somente lidar com os efeitos inevitáveis da gravidade.



10 5 0 50 FT



10 5 0 50 FT

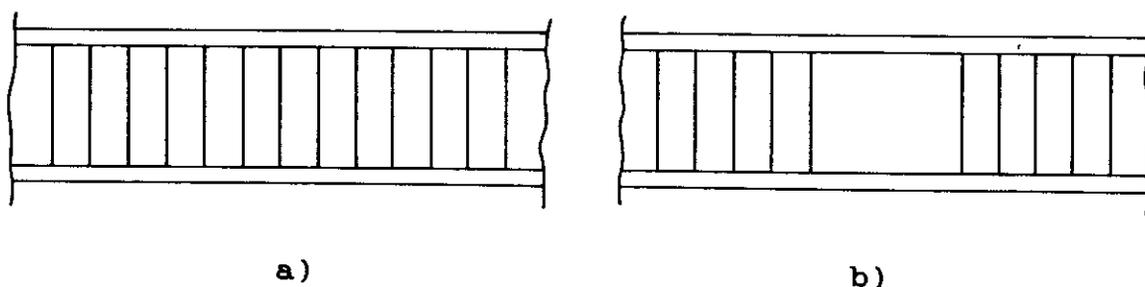
*Figura 9.13 - Standard Bank, Johannesburg (Arquitetura : Hentrich & Petschnigg em associação com o Prof. E. W. N. Mallows; Arquitetos Executivos: Stucke, Harrison, Ritchie & Partners)*

## CAPÍTULO 10 - ESCADAS

### 10.1 - CLASSIFICAÇÃO

As escadas comuns de edifícios podem ser classificadas, segundo CASADO [21], nos seguintes tipos:

a) *Escada em "I"*: esta escada possui um ou mais lances na mesma direção, em um único eixo longitudinal normal aos degraus (Figura 10.1).

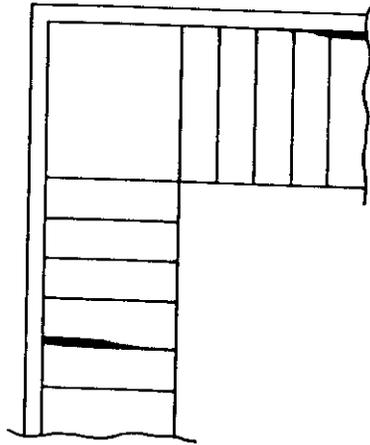


*Figura 10.1 - Escada em "I"*

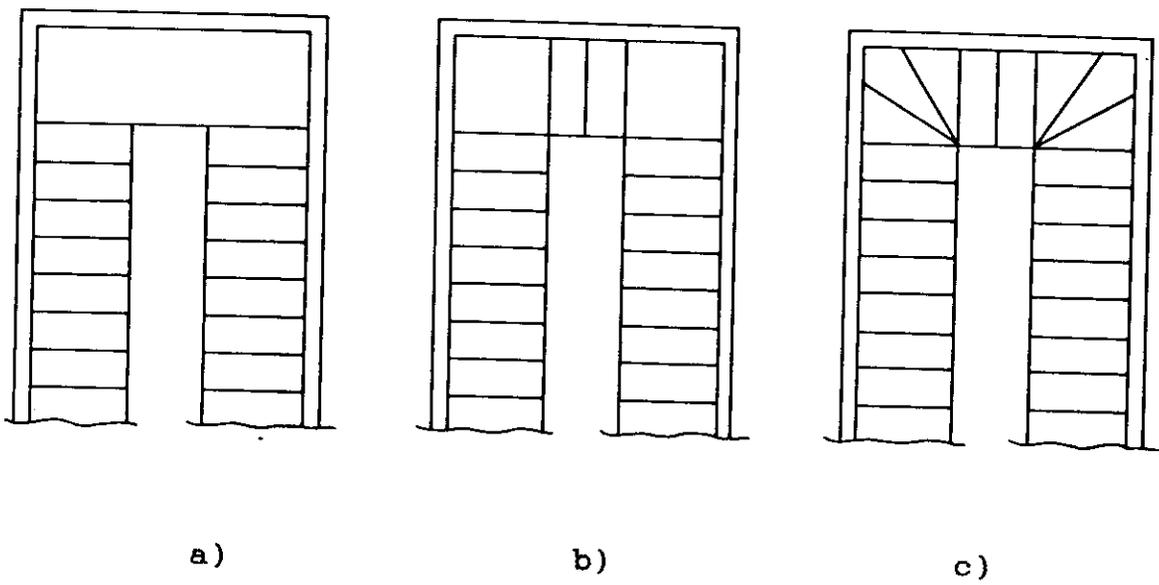
b) *Escada em "L"*: esta escada tem forma, em planta, de um "L", isto é, tem os dois lances ortogonais, com dois eixos normais aos degraus (Figura 10.2).

c) *Escada em "U"*: esta escada tem três de seus eixos normais aos degraus, na forma de "U", podendo ter dois lances e um patamar (Figura 10.3.a), três lances e dois patamares (Figura 10.3.b), ou ainda lances contínuos (Figura 10.3.c).

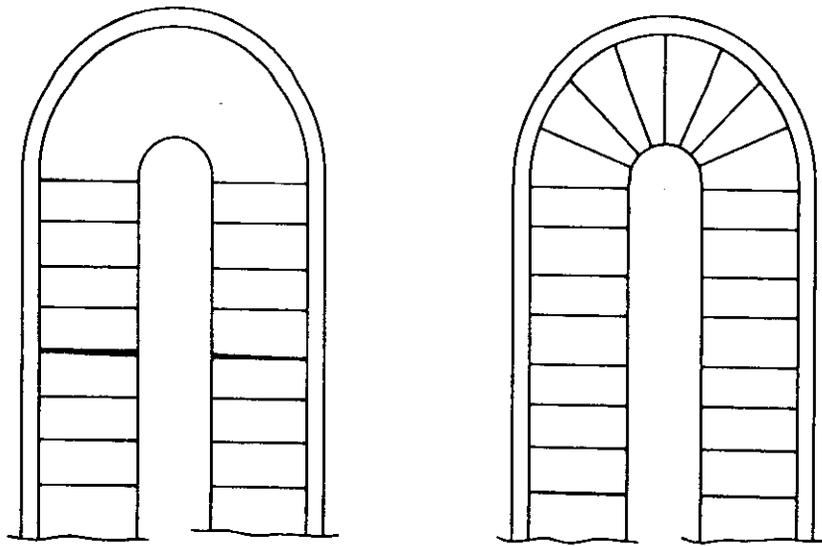
Às vezes, o patamar intermediário tem um contorno curvo, geralmente semi-circular, com ou sem degraus, em direção radial (Figura 10.4).



*Figura 10.2 - Escada em "L"*



*Figura 10.3 - Escadas em "U"*

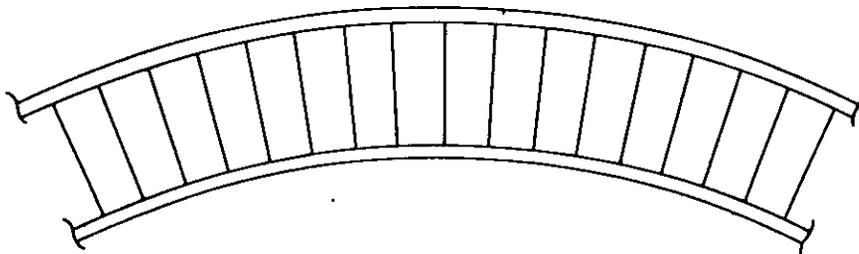


a)

b)

*Figura 10.4 - Escada em "U" com contorno semi-circular*

d) *Escada Circular*: Como o próprio nome indica, esta escada tem a forma circular (Figura 10.5).



*Figura 10.5 - Escada Circular*

Um caso especial, usado em edifícios de arquitetura mais arrojada, consiste em alojar a escada em espaços cilíndricos (Figura 10.6).

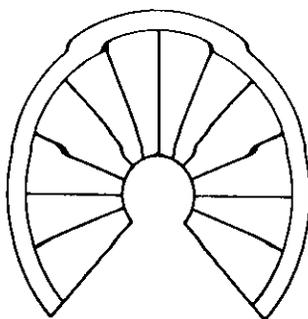


Figura 10.6 - Escada Circular alojada em espaço cilíndrico

e) *Escada Imperial*: é a escada em que se tem dois "U"s justapostos. Os patamares podem ser formados por lajes retangulares (Figura 10.7.a) ou circulares (Figura 10.7.b).

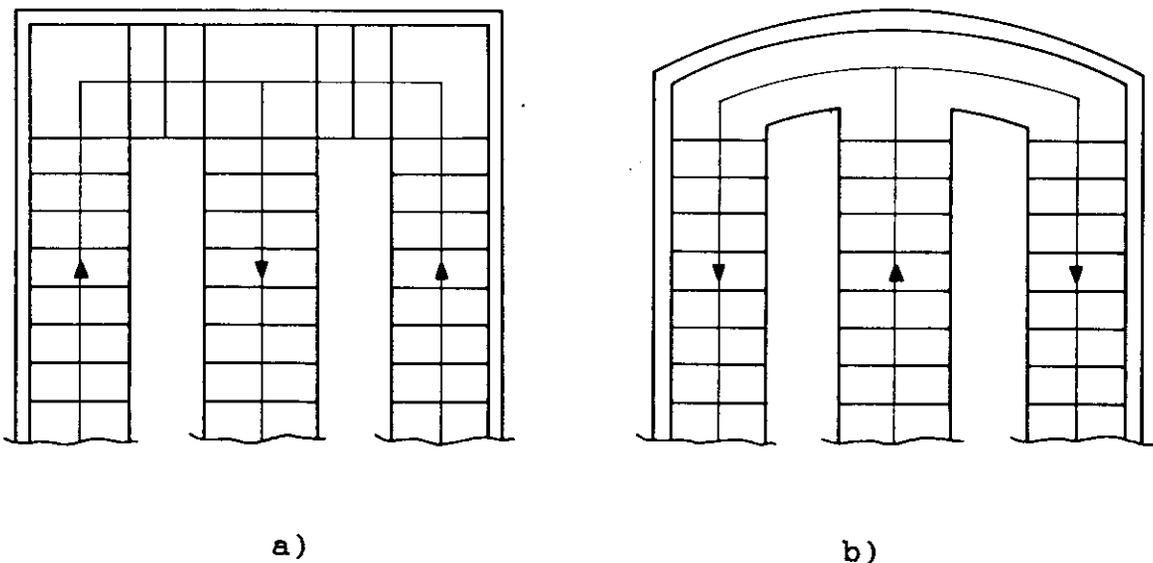
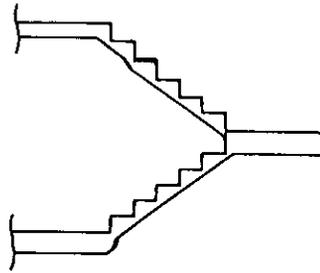


Figura 10.7 - Escada Imperial

f) *Escada Aporticada*: é a escada de ida e volta, com lances unidos pela laje de descanso intermediária, ficando o conjunto em balanço, apoiado apenas em suas extremidades superior e inferior (Figura 10.8).



*Figura 10.8 - Escada Apertada*

## 10.2 - ESTRUTURA

### 10.2 1 - ESCADAS TIPO "I"

As escadas tipo "I" são as mais simples. Elas podem ser armadas de várias maneiras, dependendo das suas dimensões e do posicionamento das vigas. Assim, tem-se:

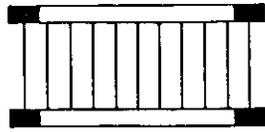
a) *Escada em "I" com uma viga lateral*: neste caso, a viga lateral sofre efeito de torção, o que acarretará elevadas alturas da seção transversal (Figura 10.9).



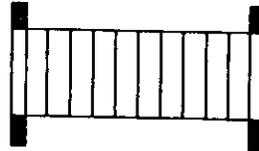
*Figura 10.9 - Escada em "I" com viga lateral*

b) *Escada em "I" com duas vigas laterais*: pode-se ter os dois casos da Figura 10.10. O caso a) é preferível em

detrimento do caso b), uma vez que este último, por ter um vão com grandes dimensões, pode ter problemas de deformação. Os pilares são geralmente posicionados nas extremidades.



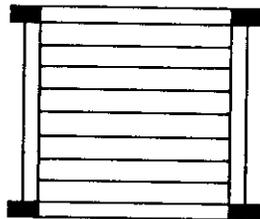
a)



b)

*Figura 10.10 - Escadas em "I" com duas vigas laterais*

c) *Escadas em "I" com 4 vigas no contorno: se a relação entre os vãos for menor que dois, a laje é armada em duas direções (Figura 10.11).*

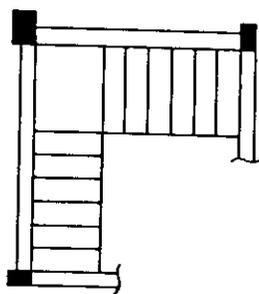


*Figura 10.11 - Escada em "I" com 4 vigas no contorno*

Em todos estes casos, a escada pode apoiar-se na laje de piso ao invés de apoiar-se numa viga no mesmo nível do pavimento.

### 10.2.2 - ESCADAS TIPO "L"

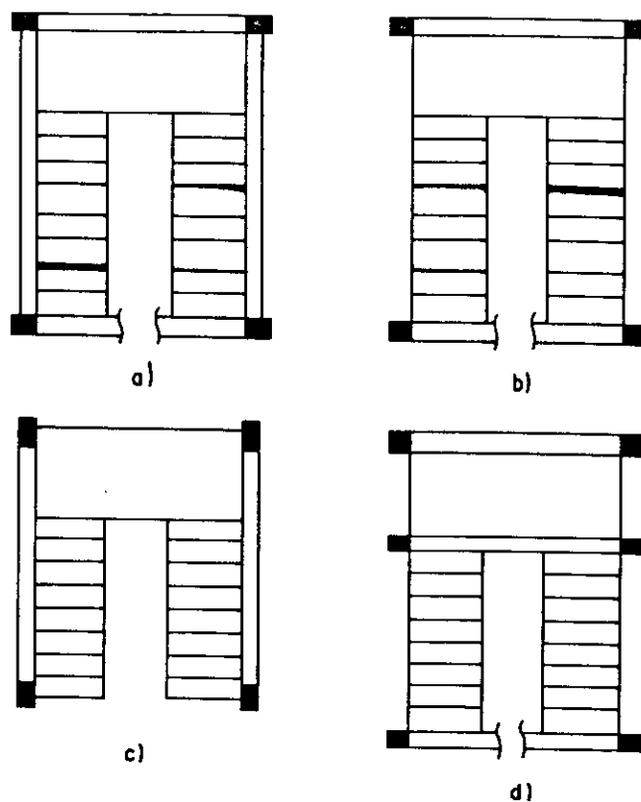
As escadas em "L" geralmente possuem vigas laterais externas e se apóiam nos pisos por intermédio de vigas. Costuma-se adotar pilares nas extremidades, mas esta não é uma regra inflexível (Figura 10.12). Assim como nas escadas em "I", a laje dos degraus pode apoiar-se na laje de piso.



*Figura 10.12 - Escadas em "L"*

### 10.2.3 - ESCADAS TIPO "U"

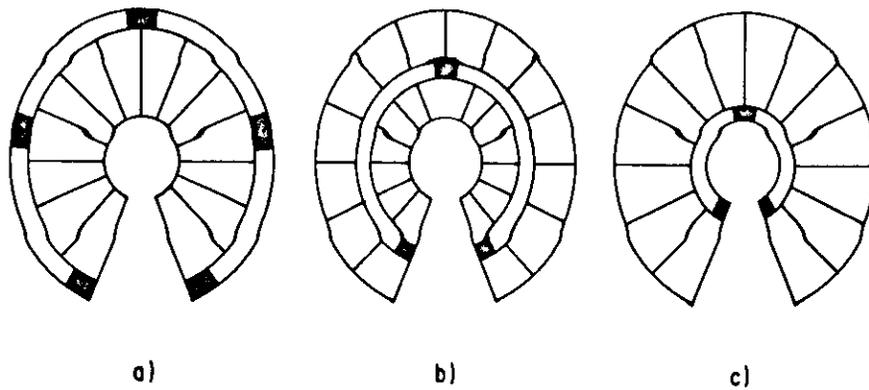
As escadas tipo "U" podem ter sua estrutura posicionada de várias formas, conforme a Figura 10.13. No caso a), tem-se vigas de contorno, seguindo a forma da escada. As lajes dos degraus se apóiam em vigas no piso e na laje do patamar, e na viga lateral. No caso b), a escada tem vigas horizontais a diferentes alturas, no patamar intermediário e no piso, e as lajes dos degraus se apóiam no patamar e na viga de piso. Já no caso c), existem apenas as vigas laterais, acompanhando a forma da escada. No caso d), tem-se vigas dispostas em todas as linhas horizontais de intersecção das lajes. Mais uma vez as vigas no nível dos pisos podem ser substituídos pela própria laje.



*Figura 10.13 - Escadas em "U"*

#### 10.2.4 - ESCADAS CIRCULARES

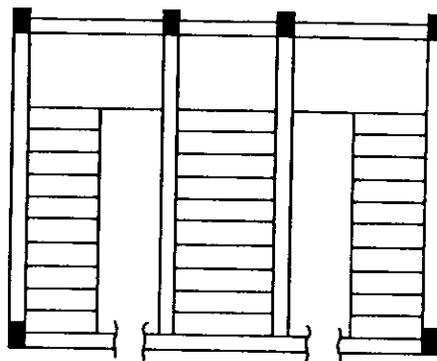
As escadas circulares são calculadas em função da posição da viga de apoio. Na Figura 10.14 estão representadas algumas formas de posicionamento da viga de sustentação. No caso a), tem-se apenas uma viga no contorno externo, e a escada pode ser calculada supondo os degraus com uma extremidade em balanço e a outra engastada na viga curva. Esta, por sua vez, está ligada aos pilares, recebendo a ação da escada e os momentos uniformemente distribuídos que provêm do engastamento dos degraus. Variando-se a posição da viga, como nos casos b) e c), o cálculo é feito de maneira análoga.



*Figura 10.14 - Escadas Circulares*

#### 10.2.5 - ESCADAS TIPO IMPERIAL

Em escadas do tipo imperial, pode-se dispor pilares no contorno externo em todos os pontos correspondentes à intersecção de planos; no entanto, é frequente não ser possível situar pilares nos vértices internos. Nestas condições, dispõe-se vigas de contorno com a forma da escada, apoiando-se sobre elas as lajes (Figura 10.15).



*Figura 10.15 - Escadas tipo Imperial*

## CAPÍTULO 11 - AS FUNDAÇÕES

A fundação é a parte da construção destinada a transferir as cargas do edifício ao solo. Ela pode ser rasa ou profunda.

Segundo ALONSO [22], as fundações rasas são as que se apóiam logo abaixo da infra-estrutura e caracterizam-se pela transmissão de carga ao solo através das pressões distribuídas sob sua base. Neste grupo incluem-se os blocos de fundação e as sapatas.

De acordo com MELLO e TEIXEIRA [23], quando os solos próximos à superfície do terreno são dotados de baixa capacidade de carga e compressíveis, não permitindo o emprego de fundações rasas, as cargas estruturais são transferidas para os solos de maior capacidade de suporte situados em maiores profundidades, por meio de fundações profundas. Neste grupo incluem-se as fundações por estacas e por tubulões.

### 11.1 - ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO

Para a escolha do tipo de fundação para apoio de um edifício deverão ser conhecidos os seguintes elementos:

- . natureza e características do solo no local da obra;
- . disposição, grandeza e natureza das cargas a serem transferidas ao solo;
- . conhecimento das limitações dos tipos de fundações existentes no mercado e as restrições técnicas impostas a cada tipo de fundação;
- . proximidade dos edifícios limítrofes bem como o tipo de fundação e o estado da mesma.

Para que seja feita a escolha mais acertada,

deve-se ter um conhecimento da grandeza e natureza das cargas estruturais (cargas verticais ou inclinadas, momentos, cargas estáticas ou dinâmicas, permanentes ou acidentais, etc). Quando não se dispõe do cálculo estrutural definitivo, pode-se proceder a uma estimativa da grandeza das cargas conhecendo-se o porte do edifício. Para estruturas em concreto armado, pode-se adotar a carga média do mesmo como sendo da ordem de 10 a 14 kN/m<sup>2</sup>/andar, sendo mais comum adotar-se o valor de 12 kN/m<sup>2</sup>/andar. Conhecendo-se a disposição dos pilares, pode-se ter a ordem de grandeza das suas cargas considerando a área de influência de cada pilar.

## 11.2 - FUNDAÇÕES A SEREM PESQUISADAS

O caminho racional para o estudo de uma fundação, após o conhecimento das cargas estruturais e características do solo é o seguinte:

### 11.2.1 - FUNDAÇÃO RASA

Analisa-se inicialmente a possibilidade do emprego de fundações rasas. No caso da não ocorrência de recalques devidos a camadas compressíveis profundas, o problema consiste na determinação da cota de apoio das sapatas e da taxa admissível do terreno a essa cota.

Em princípio, este tipo de fundação só é vantajoso quando a área ocupada pela fundação abranger, no máximo, de 50% a 70% da área disponível (ALONSO [22]).

De uma maneira geral, esse tipo de fundação não deve ser usado nos seguintes casos:

- . aterro não compactado;
- . argila mole;
- . areia fofa e muito fofa;
- . existência de água onde o rebaixamento do lençol

freático não se justifica economicamente.

Sendo viável a fundação rasa, pode-se então compará-la com qualquer tipo de fundação profunda para determinação do tipo mais econômico.

### 11.2.2 - FUNDAÇÃO PROFUNDA

Não sendo viável o emprego de fundações rasas, passa-se então para a pesquisa das fundações profundas. Nesta hipótese, dependendo da grandeza das cargas em jogo, eliminam-se imediatamente certos tipos de estacas ou tubulões.

#### 11.2.2.1 - Fundação em Estacas

Os tipos a serem pesquisados são os seguintes:

a) *Estacas Brocas*: são aceitáveis para pequenas cargas (de 50 a 100 kN), mesmo assim acima do nível da água. São de diâmetro variável, entre 15 e 25 cm.

b) *Estacas Strauss*: abrangem a faixa de carga compreendida entre 200 e 800 kN. Apresentam a vantagem de não provocar vibrações, evitando danos às construções vizinhas. Não se recomenda executar esse tipo de estaca abaixo do nível da água, principalmente se o solo for arenoso, e também em argilas moles saturadas.

c) *Estacas Pré-moldadas de Concreto*: a faixa de carga destas estacas é de 200 a 1500 kN. Não se recomenda essas estacas nos seguintes casos:

- . terrenos com presença de matacões ou camadas de pedregulhos;
- . terrenos em que a previsão da cota de ponta da estaca seja muito variável, de modo que não seja

possível selecionar regiões de comprimento constante;

- . caso em que as construções vizinhas se encontram em estado precário, quando as vibrações causadas pela cravação destas estacas possam criar problemas.

d) *Estacas Franki*: abrangem a mesma faixa de carga das pré-moldadas (de 550 a 1700 kN), porém seu processo executivo (cravação de um tubo com a ponta fechada e execução de base alargada) causa muita vibração. Não se recomenda estas estacas nos seguintes casos:

- . terrenos com matacões;
- . caso em que as construções vizinhas estejam em estado precário;
- . terrenos com camadas de argila mole saturada.

Ao contrário das estacas pré-moldadas, estas estacas são recomendadas para o caso de a camada resistente encontrar-se a profundidades variáveis. Também no caso de terrenos com pedregulhos ou pequenos matacões relativamente dispersos, pode-se utilizar esse tipo de estaca.

e) *Estacas Metálicas*: são constituídas de perfis metálicos simples ou compostos, tubos ou trilhos. Sua faixa de carga varia de 400 a 3000 kN. Embora atualmente seja o tipo de estaca mais cara, por unidade de carga, a mesma pode ser uma solução vantajosa nos seguintes casos:

- . quando não se deseja vibração durante a cravação (principalmente se forem perfis simples);
- . quando servem de apoio a pilares de divisa, pois eliminam o uso de vigas de equilíbrio e ajudam no escoramento.

f) *Estacas Escavadas*: são executadas geralmente com o uso de lama betonítica e usadas para cargas elevadas (acima de 1500 kN), competindo em custo com os tubulões a ar comprimido. Não causam vibração; porém, necessitam de área relativamente grande para a instalação dos

equipamentos necessários à sua execução.

#### 11.2.2.2 - Fundação em Tubulões

Em publicações mais recentes, os tubulões têm sido classificados como estacas de base alargada. Os tipos a serem pesquisados são os seguintes:

a) *Tubulões a Céu Aberto*: são usados acima do nível da água, ou abaixo, se o terreno for predominantemente argiloso, de tal modo que seja possível esgotar a água com auxílio de bomba. São usados praticamente para qualquer faixa de carga. Durante sua execução não causam vibrações. Seu limite de carga, geralmente, é condicionado pelo diâmetro da base.

b) *Tubulões a Ar Comprimido*: são executados abaixo do nível da água (no máximo 30 metros de coluna de água) quando não é possível esgotar a mesma. São geralmente usados para cargas elevadas.

## CAPÍTULO 12 - DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Algumas decisões de projeto em estruturas de concreto armado acarretam aos construtores problemas desnecessários. Certas decisões são tomadas porque aparentemente melhoram a eficiência e reduzem os custos. Mas, pelo contrário, tornam a construção mais lenta e consomem mais dinheiro do que economizam.

O uso de colunas circulares é um exemplo. A teoria mostra que uma seção transversal circular é mais eficiente do que uma retangular, porque requer menos área de fôrma para uma dada área da seção transversal. No entanto, o corte e a montagem da fôrma e o escoramento de colunas circulares atrasa o processo de preparação para a concretagem, além de aumentar o desperdício. Um arquiteto que opta por colunas circulares baseia sua escolha apenas em fatores estéticos, mas sua decisão geralmente não melhora a eficiência ou reduz custos.

O projeto e construção de estruturas econômicas requer o conhecimento da diferença entre as decisões que realmente aumentam a eficiência e aquelas que apenas aparentam esse aumento.

A seguir, encontram-se enumeradas algumas sugestões para melhorar a qualidade de uma estrutura, visando a diminuição dos custos e o aumento da eficiência, elaboradas por BOEKE JR. [24] e FLING [25].

### 12.1 - PROJETO

Todo projetista deve ser muito cauteloso no processo de escolha e posicionamento das peças. Deve também estar consciente do que está fazendo e da responsabilidade

assumida. Ao projetar sua estrutura, deve ser capaz de imaginar o comportamento futuro de suas peças, ou seja, por exemplo, prever quais os pilares mais carregados e as vigas mais solicitadas, para só depois iniciar os cálculos. Assim, quando estes estiverem prontos, pode detectar possíveis erros e corrigi-los a tempo. Muitos acidentes ocorrem devido à falta de atenção do projetista, que não dedicou tempo suficiente à análise de seu projeto.

É do conhecimento de todos que o operário trabalha com maior rapidez e eficiência se tiver em mãos um projeto claro, com cotas bem definidas e visíveis, evitando ao máximo que seja necessário fazer contas na obra para acerto de dimensões. Por outro lado, o projetista deve também evitar a colocação de um número redundante de informações, que às vezes podem estar incoerentes, causando dúvidas na execução.

Deve-se fazer o projeto de locação dos pilares de forma clara e simples. Deve-se mostrar nitidamente todas as ordenadas de alinhamento, bem como as dimensões dos mesmos.

## 12.2 - ESCAVAÇÕES

Sempre que possível, deve-se evitar projetar escavações de valas para a execução de blocos com mais de 1,50 metros de profundidade. Abaixo desse valor, a vala deve ser escorada ou ainda ser feita inclinada, visando prevenir desabamentos, o que aumenta relativamente os custos. Por outro lado, blocos muito superficiais podem gerar grandes problemas no que diz respeito à passagem de tubulações, ou ainda no caso de reformas futuras, onde as possíveis modificações a serem introduzidas devem tentar adequar-se aos elementos já existentes.

### 12.3 - FÔRMAS

O projetista deve sempre selecionar um esquema de fôrmas e mantê-lo até o final do projeto. Cada esquema eleva o custo de mobilização, material e mão-de-obra.

Deve-se sempre manter o espaçamento dos pilares uniforme. Isto resulta em economia de tempo e dinheiro na execução das fôrmas. O construtor reduz seus custos se tiver uma produção em série.

Deve-se procurar fazer os pilares com as mesmas dimensões, tanto verticalmente, em um alinhamento, quanto horizontalmente, em um pavimento. Para tanto, pode-se variar a taxa de armadura para obter uniformidade nas dimensões. Se não for possível fazê-los iguais no alinhamento vertical, pode-se programar as variações de dimensões de acordo com a durabilidade do material utilizado para a execução das fôrmas. As fôrmas para pilares sairão mais baratas, causando menos variações nas fôrmas das lajes e vigas.

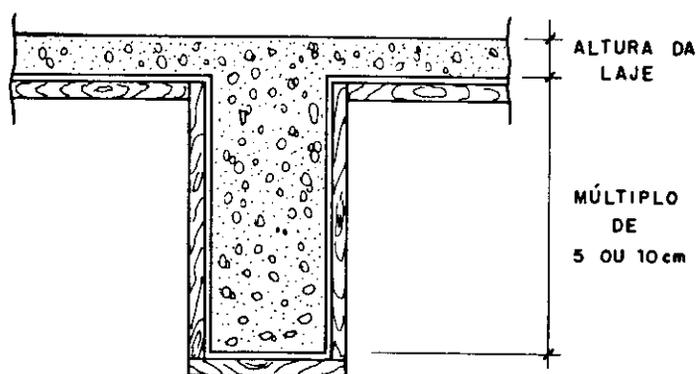
Deve-se procurar adotar um pé-direito tão baixo quanto possível. Isto minimiza o custo total do projeto, uma vez que o custo da alvenaria, elevadores, escadas e da própria estrutura é maior quanto maior a altura dos andares.

Deve-se procurar evitar a utilização de pilares com capitel ou com planta circular.

Deve-se tentar projetar todas as vigas com a mesma altura. A economia em fôrmas e escoramentos excede qualquer aumento de custo com concreto e aço. As vigas mais carregadas, com vãos maiores, podem ter sua largura aumentada. No entanto, atualmente, já existe uma tendência em reduzir a largura das vigas, visando facilitar a passagem de tubulações sem que seja necessária a adoção de aberturas. Cabe destacar ainda que quanto mais dimensões diferentes, maiores os custos das fôrmas. Além disso, as dimensões dos estribos se alteram com a dimensão da viga, havendo, então, mais trabalho no corte e montagem

da armadura.

Pode-se, na tentativa de facilitar o trabalho de corte das fôrmas, projetar a altura das vigas como sendo a soma da altura da laje mais um múltiplo de 5 cm ou 10 cm. Assim, na colocação das fôrmas laterais, será necessário cortar as tábuas em múltiplos de 5 cm ou 10 cm, o que também agiliza o trabalho, conforme mostra a Figura 12.1.



*Figura 12.1 - Colocação das Fôrmas Laterais*

Deve-se adotar sempre elementos de forma prismática. Deve-se evitar as variações de seção, porque elas geralmente custam mais do que os benefícios que trazem. As fôrmas são mais complexas, e os estribos terão cada um um formato diferente, além de outras complicações que surgem no detalhamento da armadura.

Deve-se manter o pé-direito constante. Se forem necessárias mudanças, as reduções devem ser feitas nos andares superiores, porque é mais fácil e barato cortar uma fôrma do que emendá-la.

Pode-se usar cimento de alta resistência inicial para permitir a desforma tão cedo quanto possível, se o tempo economizado evitar outras complicações ou reduzir o custo total da construção.

Deve-se eliminar todas as peças com formas

especiais, que requeiram trabalho extra com corte e montagem de fôrmas.

#### 12.4 - ARMADURAS

Deve-se procurar usar a menor bitola de armadura possível para atender aos requisitos do projeto, visando evitar a fissuração das peças. Sabe-se que a abertura das fissuras é diretamente proporcional ao diâmetro das barras. No entanto, bitolas maiores reduzem o número de barras e diminuem o custo de colocação. Em muitos casos, gasta-se o mesmo tempo colocando uma barra de bitola menor e uma de bitola maior. Assim sendo, o projetista deve procurar uma situação intermediária na escolha da bitola da armadura.

Deve-se eliminar a dobra de barras tanto quanto possível, porque isto aumenta o custo de fabricação.

Deve-se procurar manter as barras em apenas uma camada, porque a segunda ou terceira camadas são mais difíceis de se montar.

Deve-se dimensionar as vigas com largura suficiente para evitar espaçamento mínimo entre as barras. Quando o espaço para colocação é muito pequeno, há um consumo maior do tempo do armador. Além disso, nos cruzamentos de vigas, haverá um acúmulo muito grande de barras, dificultando não só a montagem, como também todo o processo de concretagem.

Deve-se procurar repetir as bitolas e os comprimentos das barras. Muitas barras podem ter poucos centímetros de diferença, e através de uma combinação adequada, pode-se racionalizar o trabalho de corte, dobramento e armazenamento das barras.

Se a armadura dos pilares tiver uma seção transversal muito grande, e conseqüentemente muito pesada, pode-se fazer o detalhamento das barras para cada dois andares, facilitando o trabalho de colocação das armaduras.

Deve-se usar, sempre que possível, emendas por

traspasse ao invés de emendas soldadas.

Para manter as barras da armadura nos locais previstos, pode-se recorrer ao uso de espaçadores. Estes podem ser de várias formas, tamanhos e materiais [26].

Deve-se verificar cuidadosamente o espaçamento entre as barras da armadura para permitir a passagem livre dos vibradores, tentando reduzir ao máximo o número de "ninhos" a se formarem.

## 12.5 - CONCRETO

Pode-se usar concretos de resistência mais baixa em lajes e vigas, uma vez que, nestas peças, o esforço solicitante que predomina é a flexão simples, onde a resistência da peça é dividida entre as barras da armadura tracionada e o concreto comprimido.

Pode-se usar concretos de alta resistência em pilares, uma vez que, nestas peças, o grande esforço de compressão é resistido basicamente pela seção de concreto. Isto também pode proporcionar redução na taxa de armadura e nas dimensões da seção, ou ainda o uso de uma única dimensão. Se for usado concreto de alta resistência, este deve ser usado em todos os pilares do pavimento. Isso evita erros na concretagem.

Deve-se ter certeza de que o espaçamento entre as barras é suficiente para a passagem do agregado, principalmente em pilares, onde na parte inferior há acúmulo de ferragem. Tomando-se este cuidado, evita-se que a concretagem seja prejudicada pela desagregação dos materiais componentes do concreto.

Todo o processo de concretagem, incluindo as etapas de preparo, transporte, lançamento, adensamento, cura e desforma, deve ser realizado com bastante responsabilidade, sob a supervisão de um engenheiro, visando reduzir as falhas que porventura venham a comprometer o bom desempenho da estrutura.

## CAPÍTULO 13 - ALGUNS EXEMPLOS E PROCEDIMENTOS

A escolha da localização das peças estruturais constitui-se, às vezes, numa tarefa bastante difícil. A necessidade de tornar tão invisíveis quanto possível as peças estruturais e o desejo de posicionar os pilares de tal forma que seja possível mantê-los no mesmo alinhamento, em toda a estrutura do edifício, representam os maiores problemas para o projetista.

### 13.1 - PROCEDIMENTOS PRELIMINARES

Todo projeto, antes de ser iniciado, deve merecer uma análise bastante cuidadosa por parte do projetista. Ao resolver a estrutura de um edifício, deve-se levar em conta o nível da construção em termos sócio-econômicos, o que vai influir no nível de apuro do projeto estrutural. Uma estrutura que, para atender requisitos estéticos, tem um custo elevado, não se justifica se este custo não puder ser transferido aos usuários [27].

Como ponto de partida, o projetista deve identificar as principais características do edifício, entre as quais se destacam:

a) *Necessidade de adoção de um sistema de resistência lateral.* Em função das dimensões do edifício, em planta e em altura, o projetista deve reconhecer se tal estrutura é ou não necessária, assim como definir sua provável localização.

b) *Existência de pavimentos com arquitetura diferenciada.* É muito comum que os edifícios possuam, principalmente em seus andares inferiores, pavimentos com disposição arquitetônica diferente da dos chamados pavimentos tipo. Assim, pavimentos com garagem, portaria ou

salão de festas requerem cuidados especiais, principalmente no que diz respeito à localização dos pilares.

c) *Simetria do edifício.* A possibilidade de se utilizar uma estrutura simétrica facilita bastante o trabalho do projetista, assim como a execução da obra.

d) *Necessidade de peças com formas especiais.* O projetista estrutural deve estar atento aos projetos arquitetônicos que exijam, por exemplo, peças curvas, tais como vigas e pilares, ou outras peças de formato especial, pois estas requerem um estudo mais detalhado.

e) *Localização dos Reservatórios de Água,* tanto inferior quanto superior, para prever o posicionamento dos pilares.

f) *Circulação Vertical.* O projetista deve dar especial atenção à existência e ao tipo de escada, assim como anotar a presença ou não de elevadores.

Inicia-se comumente o projeto de uma estrutura pelo pavimento tipo, levando sempre em consideração a posição dos reservatórios de água em relação a ele. Nos casos comuns, a posição do reservatório superior coincide com a da caixa de escada. Com a estrutura do pavimento tipo resolvida, verifica-se se a posição determinada para os pilares pode ser mantida nos outros pavimentos. Se isto não for possível, tenta-se reformular a estrutura do pavimento tipo até compatibilizar a posição dos pilares com os outros pavimentos.

### 13.1.1 - CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA

Inicialmente, visando facilitar a etapa de locação de pilares, o projetista deve fazer cópias dos projetos arquitetônicos, em qualquer papel que possua uma certa transparência, para que, sobrepondo-as, possa identificar os locais em que há coincidência no alinhamento das paredes de vedação. Feito esse trabalho, já se pode identificar, com mais segurança, os locais em que os

pilares ficarão invisíveis ou, no caso de garagens, em que não atrapalham o estacionamento e movimentação de veículos. Além disso, esse trabalho preliminar evita a utilização de vigas de transição. Deve-se esclarecer, no entanto, que tal procedimento só é válido se o projeto arquitetônico estiver desenhado em escala.

Em seguida, o projetista deve iniciar o trabalho de localização das peças nos planos horizontais. Para cada um dos pisos a serem executados, especial atenção deve ser dada ao pavimento imediatamente inferior, tentando esconder as vigas de sustentação.

Projeta-se geralmente as vigas em posições coincidentes com as paredes. Há alguns anos atrás, era comum projetar-se vigas em todas as posições de parede. No entanto, com a grande elevação no custo da madeira, procura-se atualmente projetar estruturas menos recortadas, com lajes maiores e menor número de vigas, o que leva a um menor consumo e maior reaproveitamento de madeira nas fôrmas.

Nos locais destinados a banheiros e áreas de serviço, era comum projetar-se lajes rebaixadas, sobre as quais eram colocadas as instalações sanitárias, nivelando-se o piso com os demais através de algum material de enchimento. Atualmente, tem-se preferido projetar a laje nivelada com as demais, colocando-se a tubulação na sua face inferior, escondida por um forro falso. Essa solução, além de ser mais econômica, facilita o acesso às instalações caso elas venham a apresentar algum problema.

Geralmente, o painel que constitui o forro tem uma estrutura igual à dos pavimentos tipo, havendo assim um reaproveitamento das fôrmas. No entanto, pode-se optar por uma estrutura diferente. Tendo uma sobrecarga bem menor, o forro pode ser constituído de lajes com dimensões maiores e até mesmo apoiadas em vigas invertidas, desde que estas não atrapalhem a montagem do telhado.

## 13.2 - EXEMPLOS

Serão estudados e comentados a seguir dois projetos arquitetônicos sobre os quais se deseja esboçar a estrutura em concreto armado.

### 13.2.1 - EDIFÍCIO A

Este edifício é composto por:

a) Um pavimento térreo, que dá acesso ao edifício e onde está localizada a garagem (Figura 13.1.a);

b) Três pavimentos tipo, com dois apartamentos em cada (Figura 13.1.b);

c) Uma cobertura, onde se destaca o Reservatório Superior (Figura 13.1.c).

Conforme pode ser observado, os pavimentos tipo têm uma arquitetura simétrica em relação ao eixo que passa pela escada. Já o pavimento térreo tem uma arquitetura diferente, com seis vagas na garagem. Isto indica que o projetista deve dar especial atenção ao posicionamento dos pilares para evitar prejuízos à manobra dos veículos.

Não será necessário considerar a ação do vento sobre a estrutura, devido à baixa altura e às dimensões em planta.

A caixa de escada coincide, em planta, com a posição do reservatório superior, o que indica que os pilares que sustentam a escada podem seguir até o reservatório superior.

Seguindo as indicações do item 13.1, devem ser feitas cópias das plantas, visando facilitar a localização dos pilares.

As dimensões dos cômodos dos apartamentos sugerem que sejam adotadas lajes maciças, uma vez que a adoção de lajes nervuradas levaria ao uso anti-econômico de um grande número de faixas maciças.



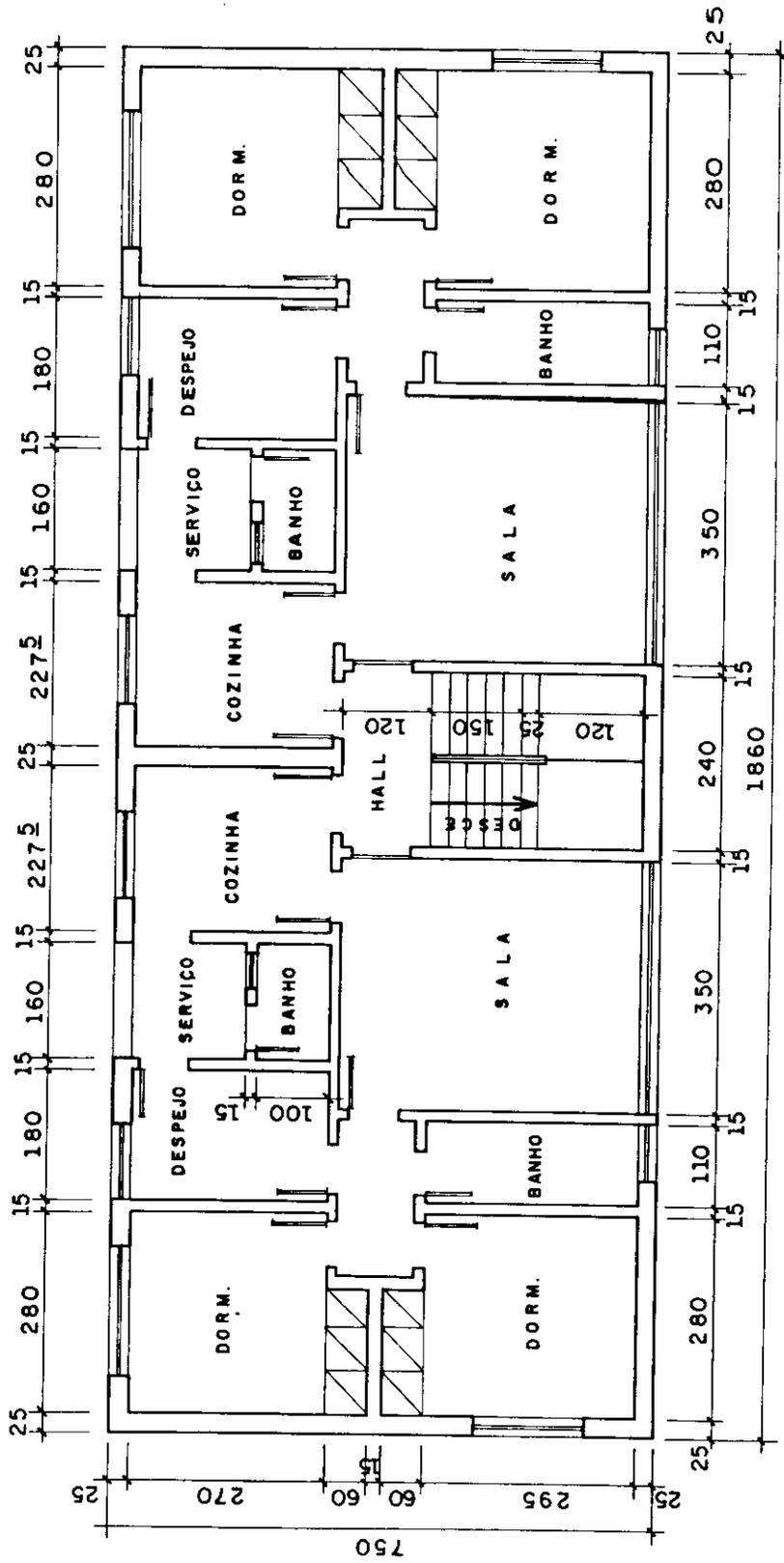


Figura 13.1.b - Edifício A - Pavimento Tipo

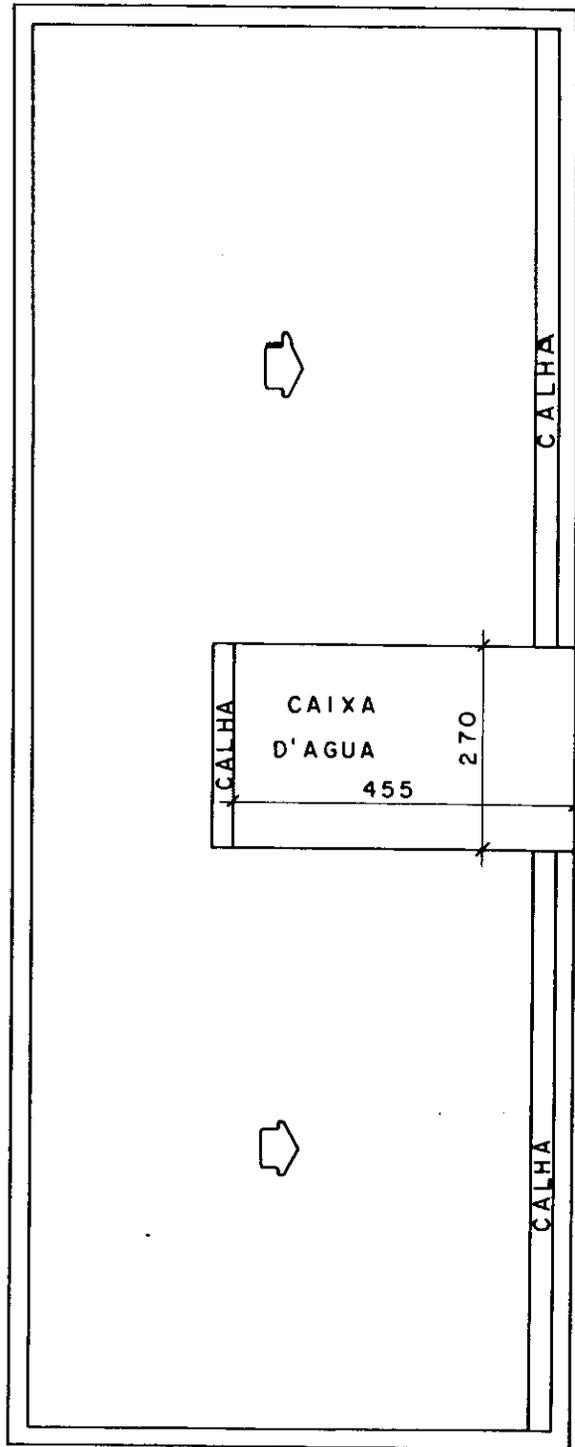


Figura 13.1.c - Edifício A - Cobertura

### 13.2.2.1 - Alternativas Para o Projeto Estrutural

Feito este estudo inicial, parte-se então para a escolha do posicionamento das peças estruturais, inclusive no que se refere à garagem de cada uma.

a) ESTRUTURA I: no pavimento tipo (Figura 13.2.a), é uma estrutura mais convencional, onde se colocou pilares nos cantos do edifício, e onde as lajes têm dimensões relativamente pequenas. As linhas pontilhadas indicam paredes que se apóiam diretamente sobre as lajes. Procurou-se obter lajes com dimensões próximas umas das outras, ficando as lajes L1 com a maior dentre as dimensões (aproximadamente 5 metros).

A viga V2, tramos "a" e "e", próxima aos pilares P6 e P11, está ocupando o espaço sobre o armário do quarto, o que é um inconveniente.

A viga VE está a meia altura do pavimento, e foi aí colocada para apoiar o patamar intermediário da escada. O vão "c" da viga V3 não é, então, imprescindível, podendo ser ou não adotado. Caso seja, a rigidez global do edifício é, obviamente, aumentada.

Os pilares P8 e P9 estão aparentes quando vistos da escada, o que representa a melhor solução em se considerando as alternativas - pilar aparente na sala ou na cozinha. O mesmo pode ser dito dos pilares P7 e P10, que ficam aparentes no canto do banheiro de serviço. Poderia-se ainda adotar pilares de largura 12 cm, ou ainda de seção T ou L.

Com relação à garagem, é importante observar que não basta conseguir o número necessário de vagas - é imprescindível que os veículos tenham espaço de manobra suficiente para conseguir atingi-las.

A Figura 13.2.b mostra o posicionamento dos pilares na garagem da ESTRUTURA I. Percebe-se que, apesar dela ser viável, é uma garagem "apertada", sendo as vagas 3 e 4, principalmente, muito difíceis de serem atingidas.

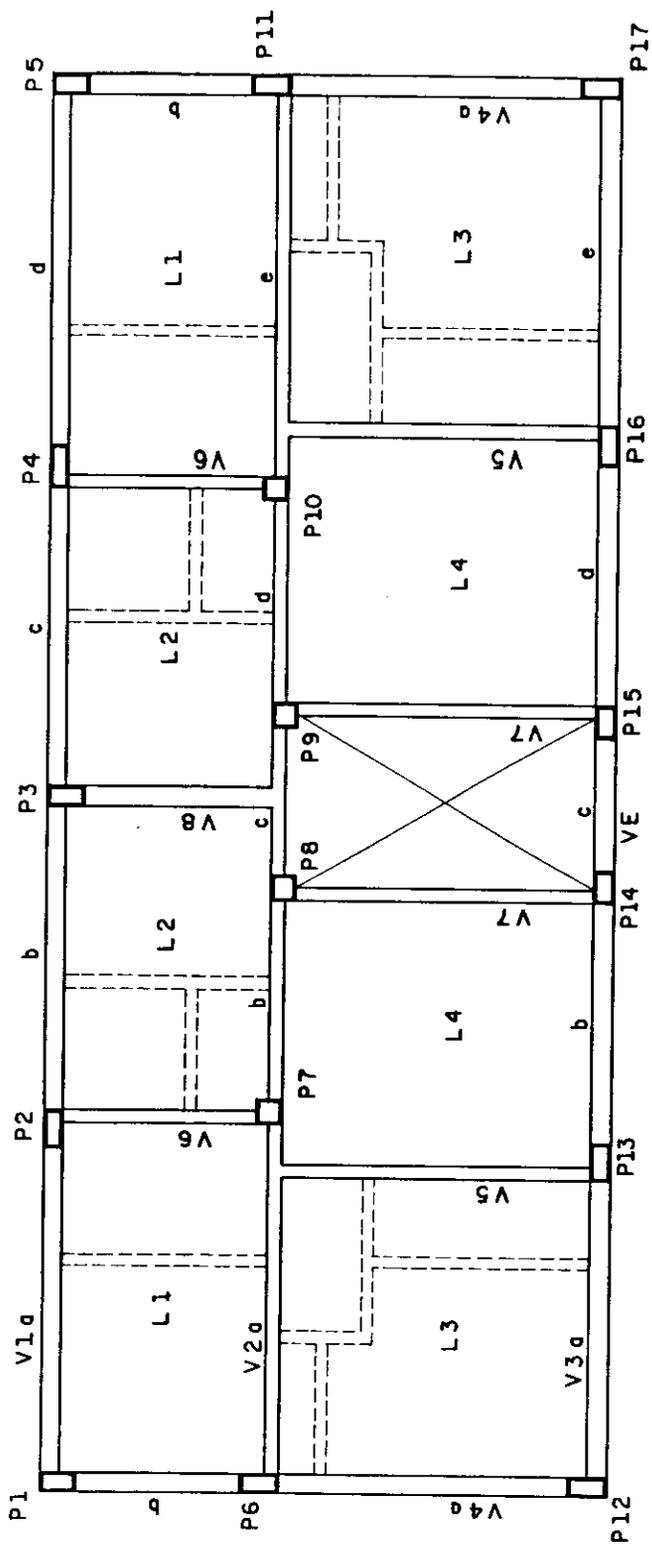
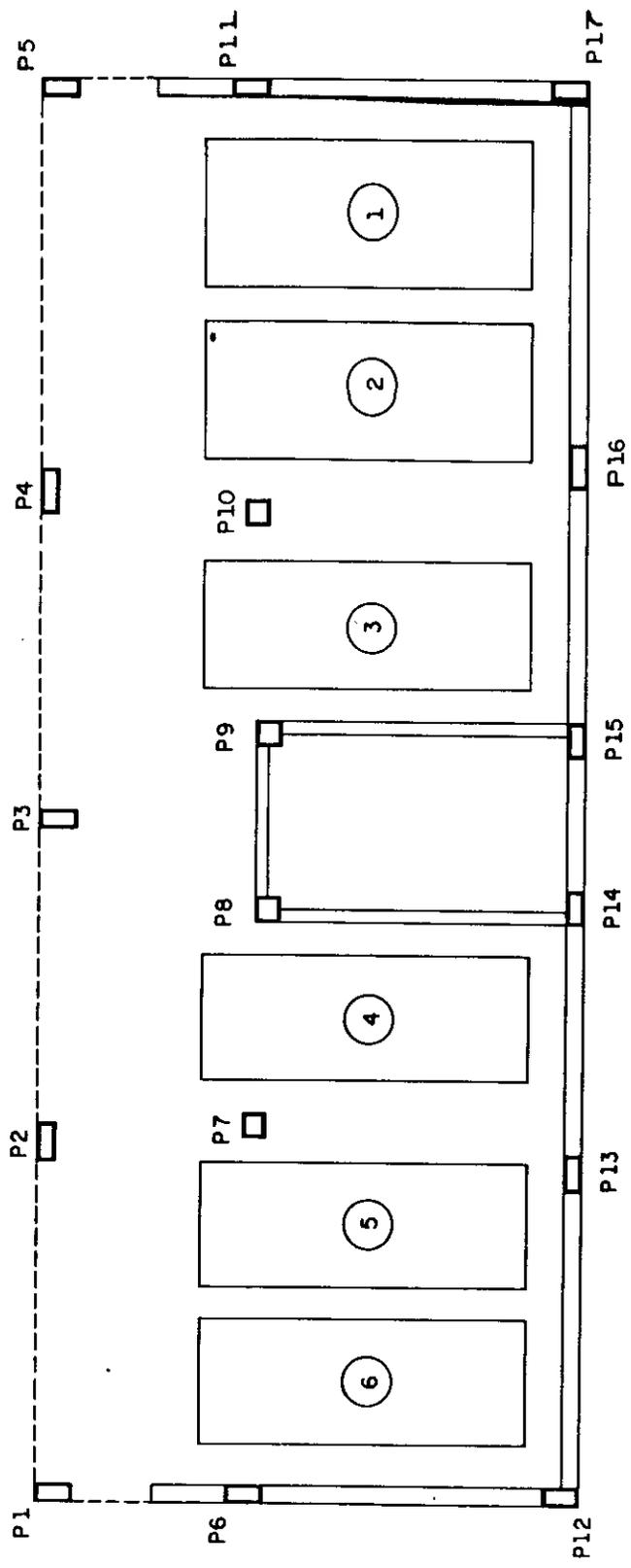


Figura 13.2.a - Estrutura I - Pavimento Tipo  
Edifício A



*Figura 13.2.b - Estrutura I - Posicionamento dos Pilares na Garagem do Edifício A*

b) ESTRUTURA II: essa estrutura, no pavimento tipo (Figura 13.3.a), é menos convencional que a primeira, tendo sido projetadas 6 lajes ao invés das 8 da ESTRUTURA I. Estas são obviamente maiores, mas ainda dentro dos limites de economia. A posição e o número de vigas foi alterado, não havendo, agora, problemas com os armários dos quartos. No entanto, na circulação há uma viga aparente (viga V5, tramo "a") que, dependendo de sua altura, pode ser ocultada com um forro falso, rebaixando a área de circulação. Foram suprimidos dois pilares, e as vigas V4 podem ser calculadas com um balanço que serve de apoio às vigas V1. Os pilares P6 e P9 ficam aparentes atrás da porta opcional do quarto de despejo. Não foi projetado o vão central de viga V3 como no caso anterior, estando a viga VE, de maneira análoga, a meia altura do pavimento.

A análise da garagem (Figura 13.3.b) mostra que, apesar das vagas 2, 3, 4 e 5 estarem em posição mais acessível do que na estrutura anterior, as vagas 1 e 6 são extremamente ruins, principalmente a vaga 6.

Essa estrutura, no seu aspecto global, é menos rígida que a anterior (menos pilares, menos vigas, viga V2 não atinge as extremidades do edifício - fatores que diminuem a estabilidade para cargas horizontais). No entanto, a estabilidade não fica comprometida, principalmente quando se tem em conta a pequena altura do edifício. É uma estrutura que terá, provavelmente, um custo mais baixo que a anterior, principalmente devido ao menor consumo de madeira nas fôrmas.

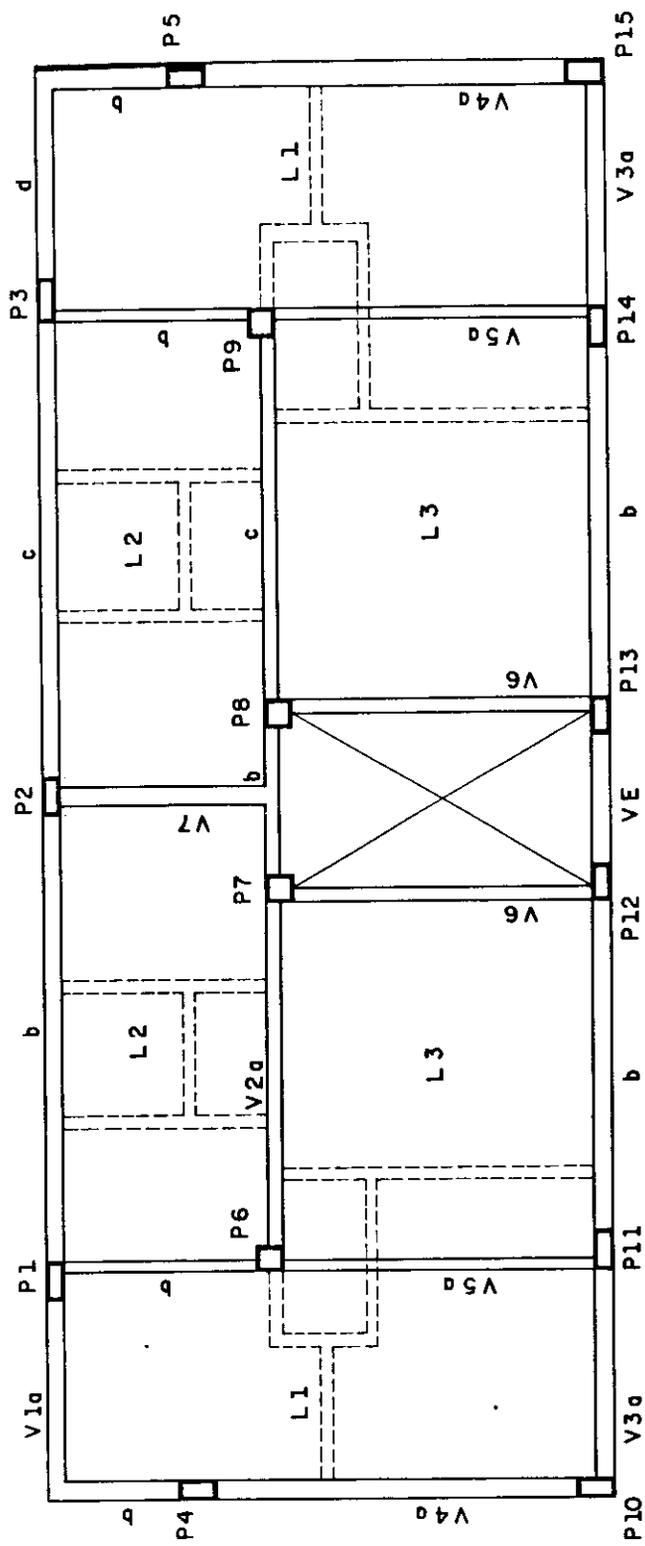
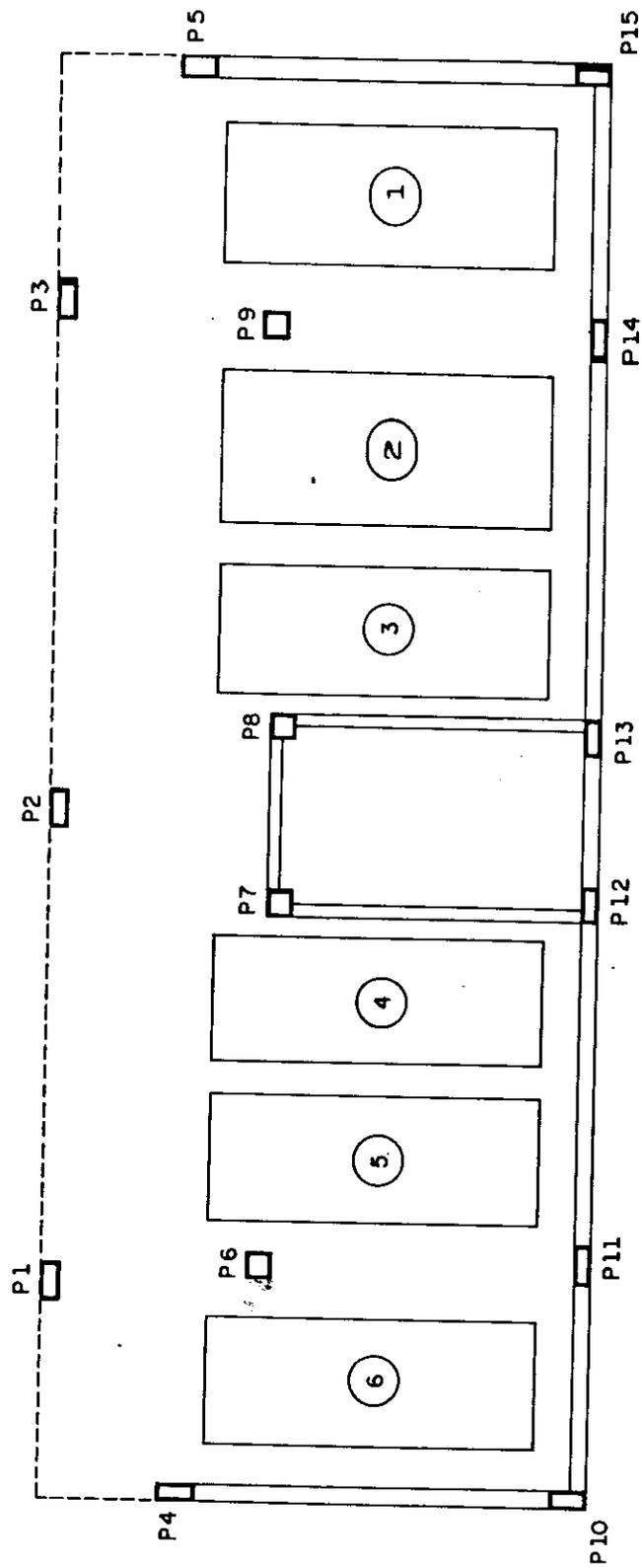


Figura 13.3.a - Estrutura II - Pavimento Tipo  
Edifício A



*Figura 13.3.b - Estrutura II - Posicionamento dos Pilares na Garagem do Edifício A*

c) ESTRUTURA III: no pavimento tipo (Figura 13.4.a), essa estrutura ocupa uma posição intermediária entre as duas anteriores no que se refere à rigidez global. Possui 8 lajes, o vigamento é análogo ao da ESTRUTURA I, mas possui 15 pilares, como a ESTRUTURA II. O pilar P4 foi recuado até o alinhamento de P3 e P5 com o objetivo de melhorar o acesso às vagas na garagem. O apoio intermediário da viga V1 passa, então, a ser o balanço da viga V8, que funciona como bi-apoiada em V2 e P4 com um balanço. Como se pode notar, esse balanço é excessivamente grande em relação ao vão interno, sendo solicitado, inclusive, por uma grande carga concentrada em sua extremidade (reação da viga V1). Vai ocorrer, então, uma reação de arrancamento na viga V2, o que, apesar de não ser uma solução muito boa, pode ser adotado tendo em vista a grande melhora que resulta no espaço de manobras da garagem, juntamente com o recuo dos pilares P3 e P5. Neste caso, todas as vagas da garagem são facilmente alcançadas (Figura 13.4.b).

### 13.2.2 - EDIFÍCIO B

Este edifício é composto por:

- a) Um subsolo com garagem (Figura 13.5.a);
- b) Um pavimento térreo onde estão localizados a portaria e um salão de festas (Figura 13.5.b);
- c) Três pavimentos tipo, com dois apartamentos em cada (Figura 13.5.c);
- d) Uma cobertura, onde se destaca o reservatório superior (Figura 13.5.d).

Conforme pode ser observado pela Figura 13.5.c, os pavimentos tipo têm uma arquitetura simétrica em relação ao eixo que passa pela escada. No entanto, o pavimento térreo e o subsolo não acompanham tal simetria. Mesmo assim, é desejável que se adote, nos pavimentos tipo, uma estrutura simétrica.

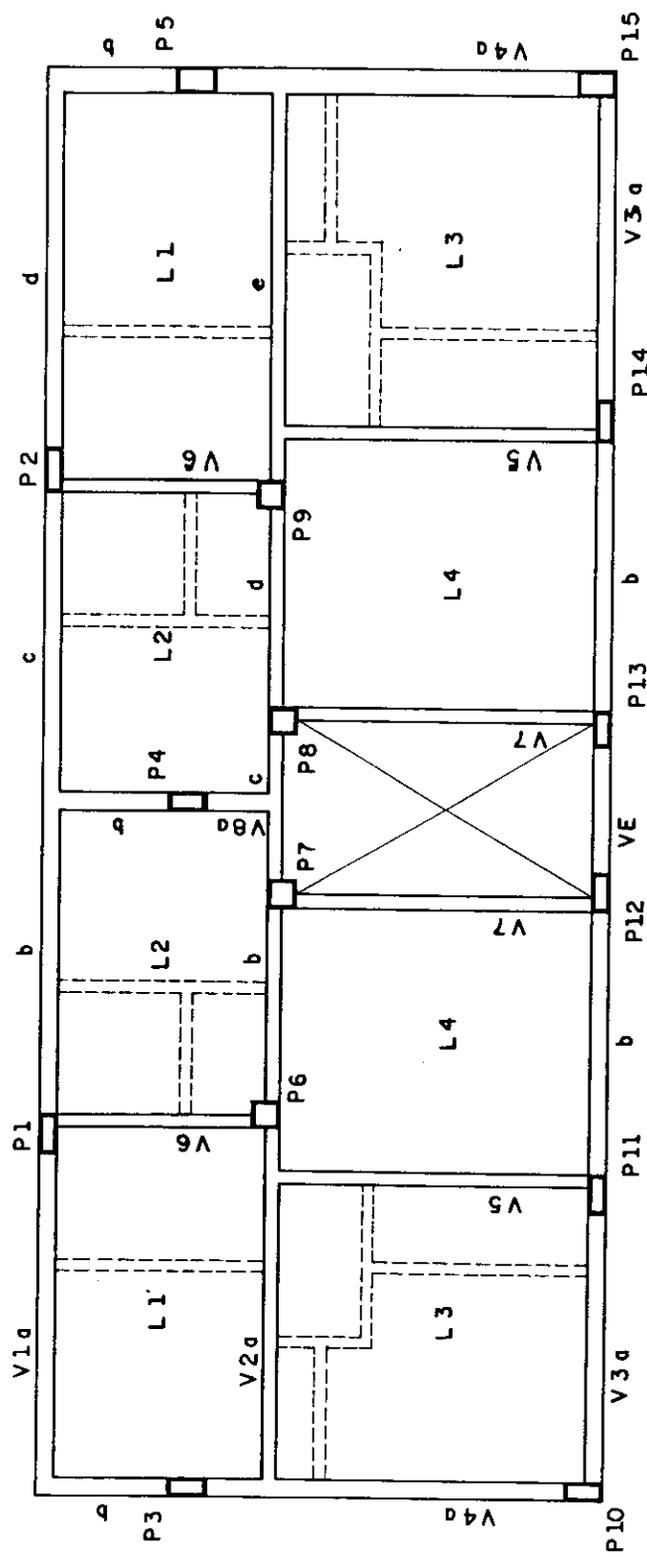
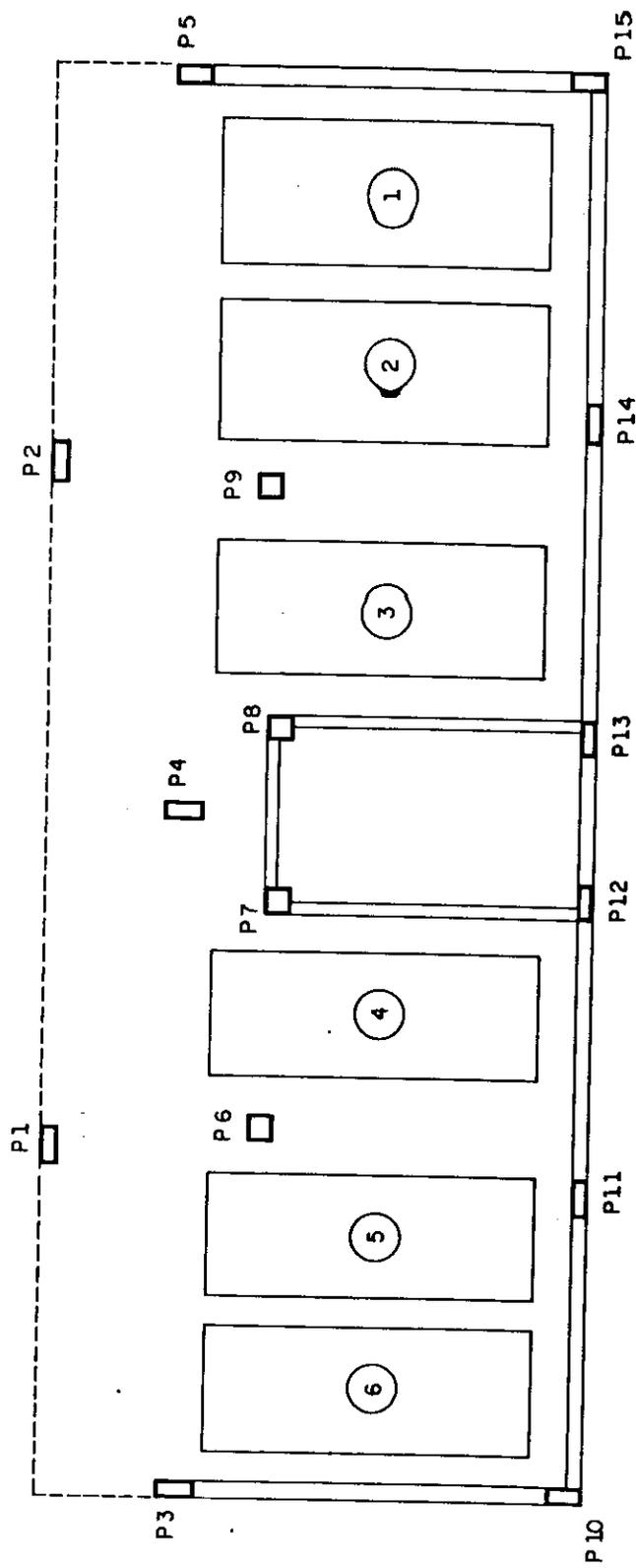


Figura 13.4.a - Estrutura III - Pavimento Tipo Edifício A



*Figura 13.4.b - Estrutura III - Posicionamento dos Pizares na Garagem do Edifício A*

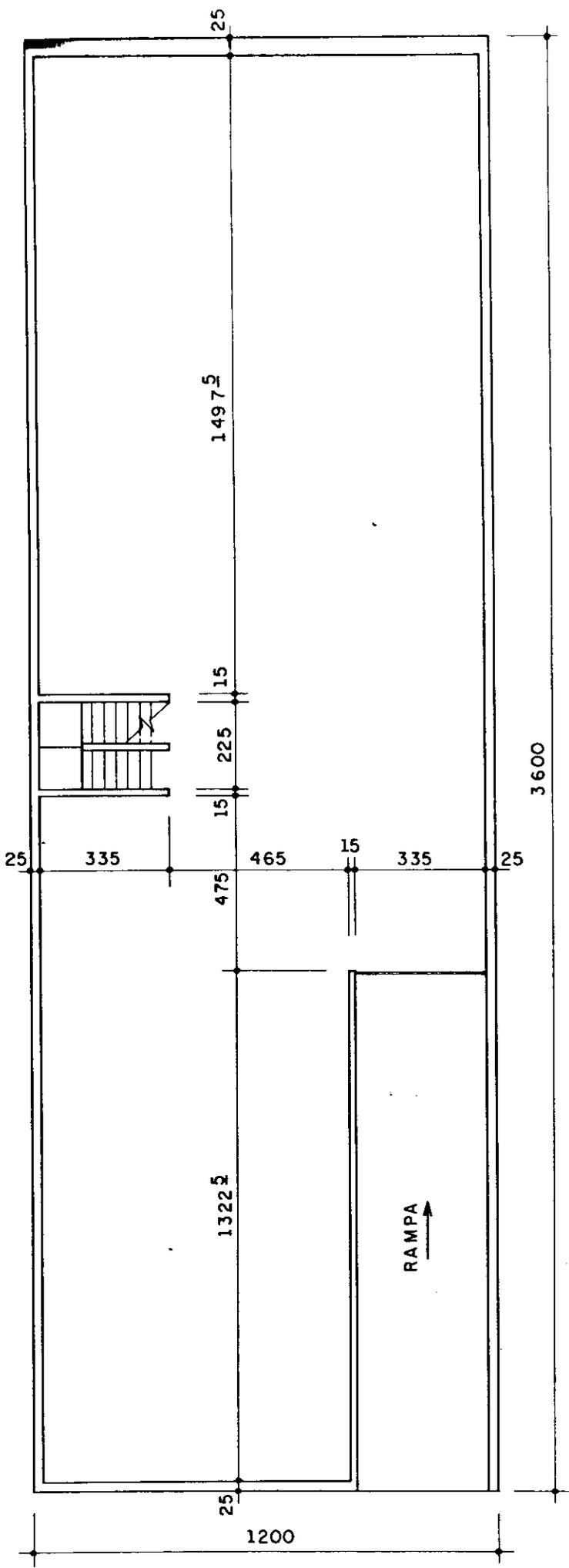
Devido à baixa altura e às dimensões em planta do edifício, não será necessário considerar a ação do vento.

Deve-se notar ainda o posicionamento do reservatório superior, coincidente em planta com o vão da escada. Neste sentido, pode-se aproveitar os pilares da escada e levá-los até o reservatório.

Seguindo as indicações do item 13.1, devem ser feitas cópias das plantas, visando facilitar a localização dos pilares.

Analisando as dimensões dos cômodos dos apartamentos, pode-se optar pelo uso de lajes maciças, uma vez que as lajes nervuradas levariam à necessidade de verificação da resistência da mesa e, em muitos casos, à utilização de faixas maciças, devido à proximidade das paredes.

Feito este estudo inicial, pode-se agora analisar as várias possibilidades de posicionamento de lajes, vigas e pilares, assim como a estrutura da escada.



145

Figura 13.5.a - Edifício B - Subsolo

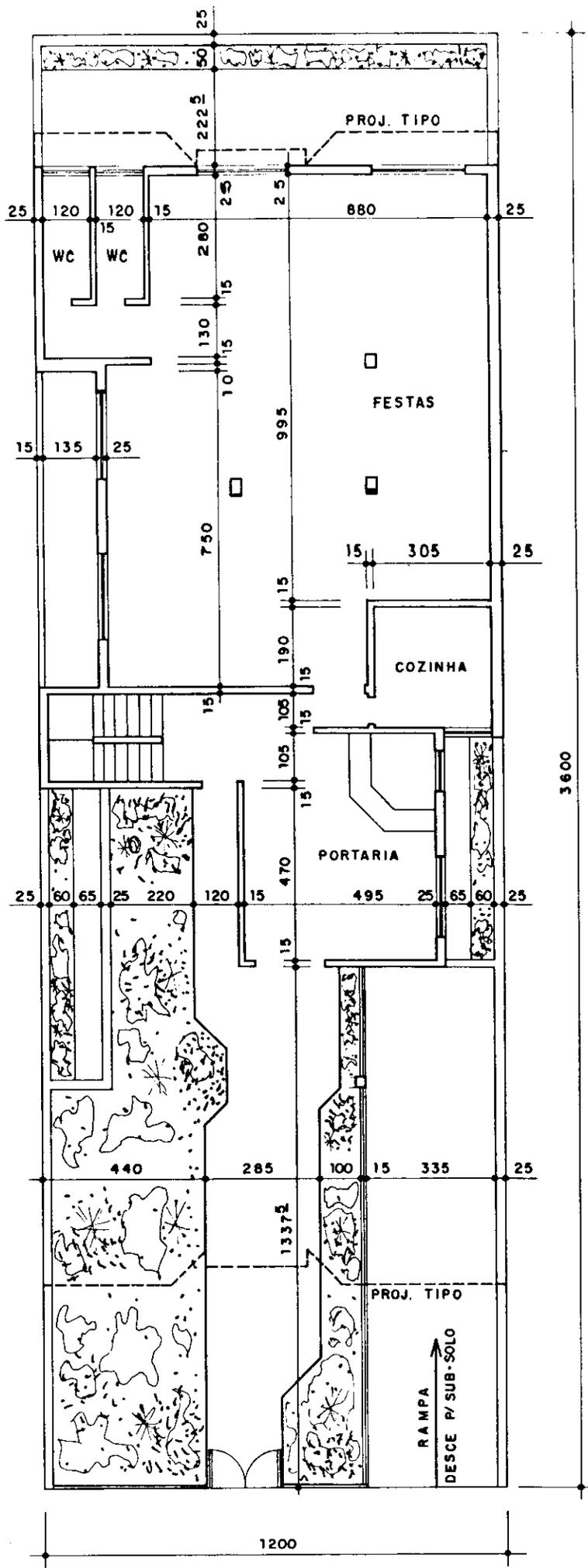


Figura 13.5.b - Edifício B - Pavimento Térreo

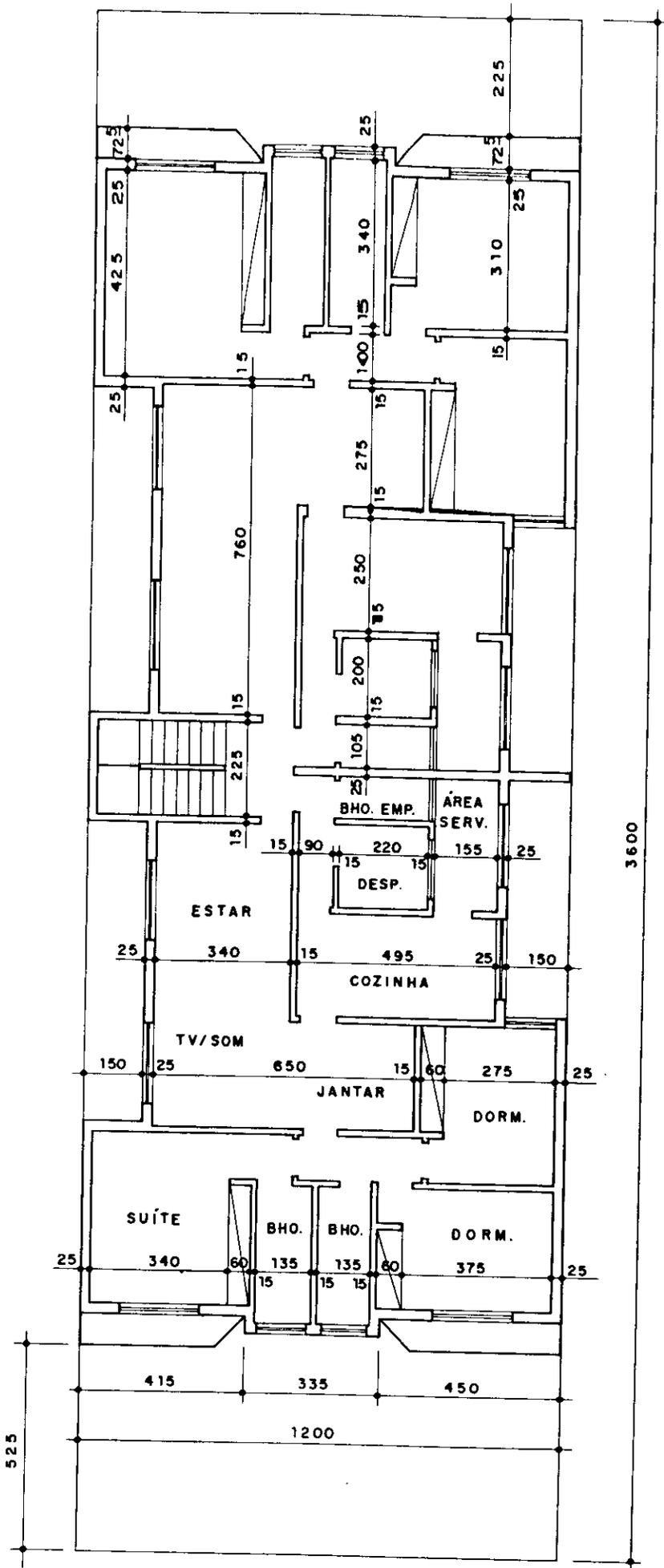


Figura 13.5.c - Edifício B - Pavimento Tipo

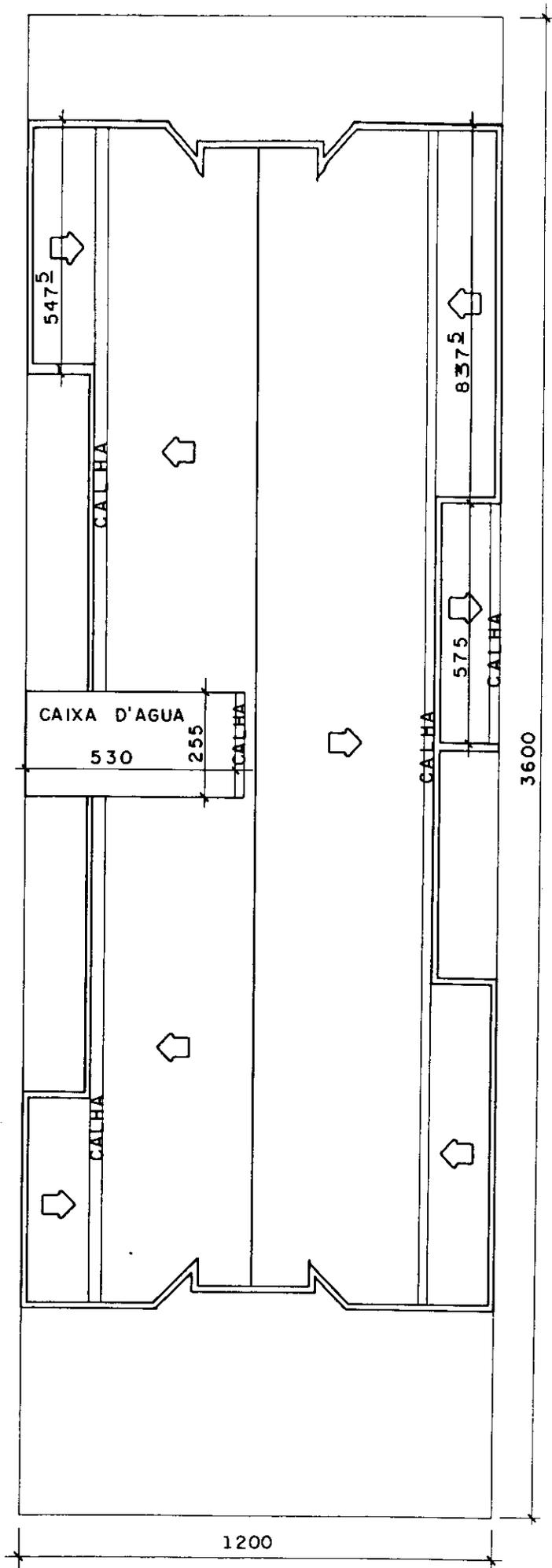


Figura 13.5.d - Edifício B - Cobertura

### 13.2.2.1 - Alternativas para o Projeto da Escada

A Figura 13.6 mostra algumas opções para a definição da estrutura da escada.

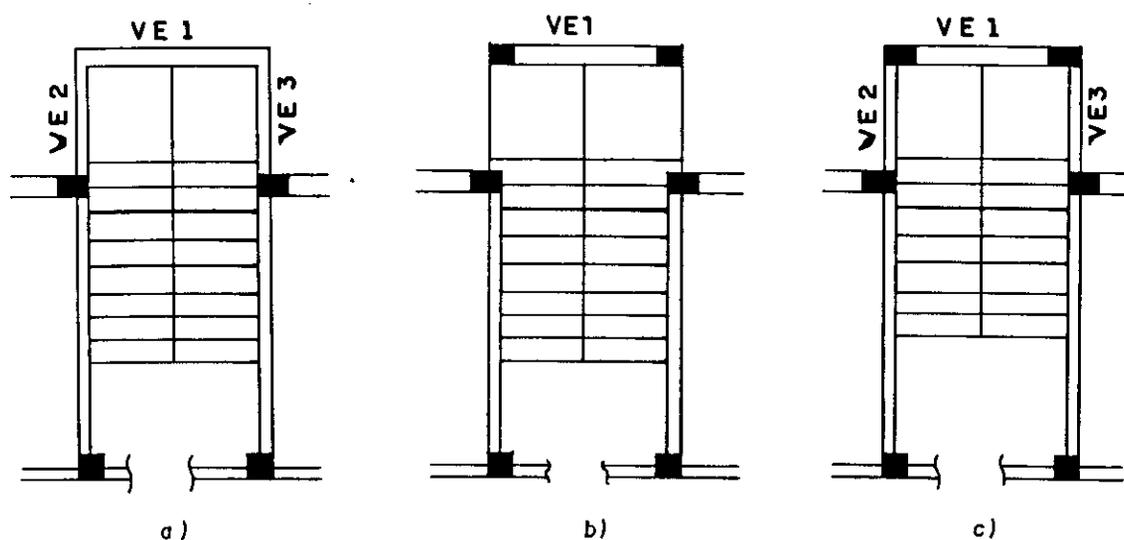


Figura 13.6 - Opções para a Estrutura da Escada

a) ESTRUTURA DA ESCADA I: na Figura 13.6.a, tem-se uma escada com vigas no patamar intermediário e no piso. O conjunto VE1/VE2/VE3 forma uma viga balcão que, por estar submetida a esforços de torção, geralmente requer grandes dimensões, devendo, portanto, ser evitada.

b) ESTRUTURA DA ESCADA II: na Figura 13.6.b incluiu-se dois pilares nas extremidades, eliminando-se as vigas VE2 e VE3. Esta estrutura apresenta como grande inconveniente o fato de a laje do patamar intermediário sustentar, em suas bordas laterais, a carga das paredes. Note-se ainda que não foram adotadas vigas inclinadas acompanhando os degraus, pois sua execução é bastante trabalhosa.

c) ESTRUTURA DA ESCADA III: a Figura 13.6.c apresenta a melhor solução, evitando-se a viga balcão e o apoio das paredes diretamente sobre a laje do patamar intermediário. Note-se que os dois pilares da extremidade podem, também, servir de apoio ao reservatório superior.

#### 13.2.2.2 - Alternativas Para o Projeto Estrutural

Nas Figuras 13.7, 13.8, 13.9 e 13.10 tem-se algumas alternativas no projeto da estrutura dos pavimentos.

a) ESTRUTURA I (Figura 13.7): essa estrutura apresenta como característica principal as lajes do tipo (Figura 13.7.a) com formatos irregulares, compostas por retângulos justapostos (L2, L3 e L5). Estas lajes representam uma certa dificuldade no cálculo, pois os programas usuais de computador não processam tais lajes.

Além disso, o posicionamento dos pilares revela grandes distâncias, como, por exemplo, entre os pilares P2/P17 e P5/P18 (8,3 m), P11/P20 e P14/P22 (6,5 m) e P19/P20 e P22/P23 (7,4 m). Esta distribuição levará a vigas de alturas muito elevadas, causando prejuízos estéticos ao planejamento arquitetônico, além de sobrecarregar os pilares.

Com relação às vigas, verifica-se que o vão das vigas V2 é da ordem de 7,7 m, o que acarretará uma altura muito elevada, assim como problemas com a deformação. Além disso, as vigas V4 estão parcialmente visíveis no corredor de acesso aos dormitórios, causando, novamente, prejuízos estéticos.

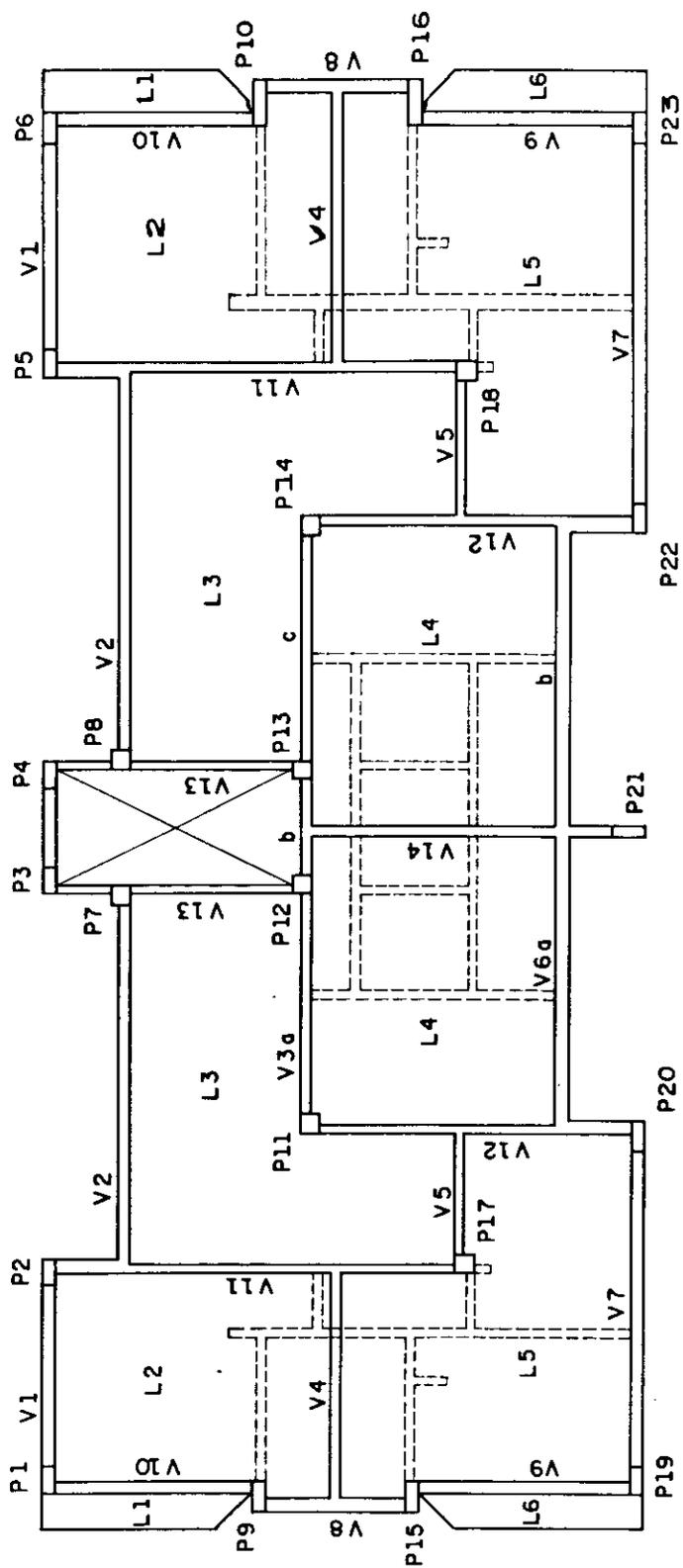
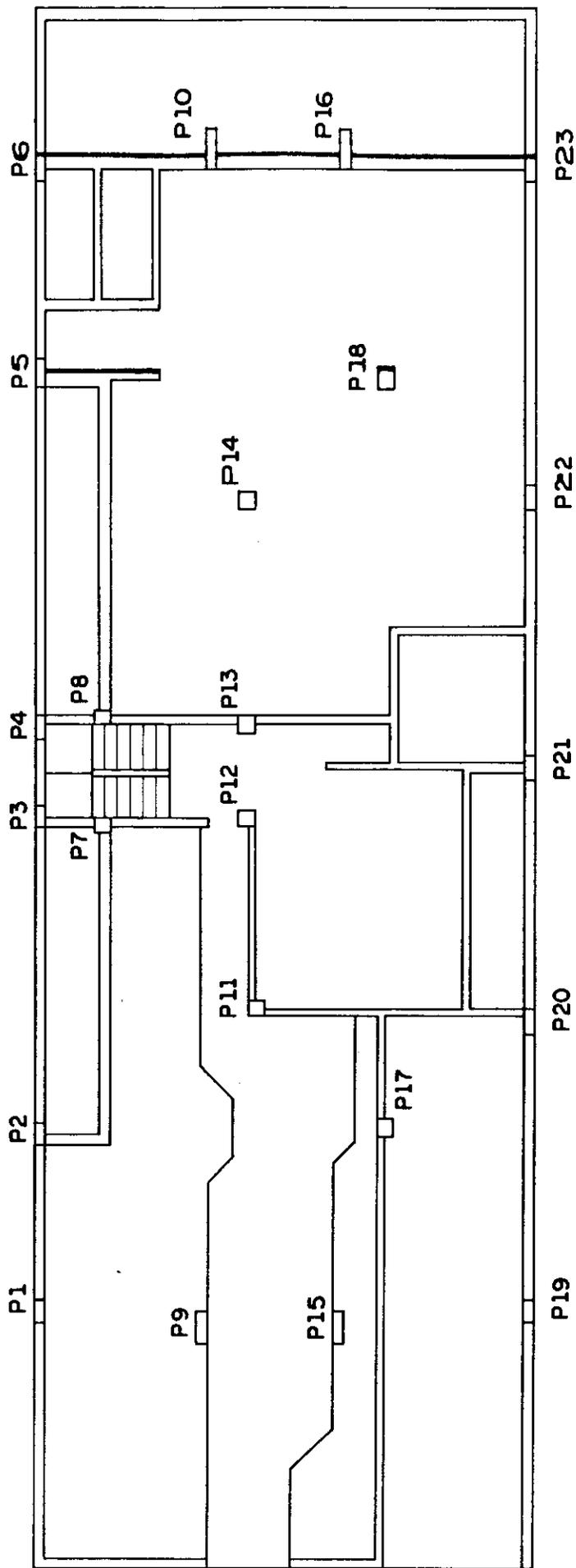
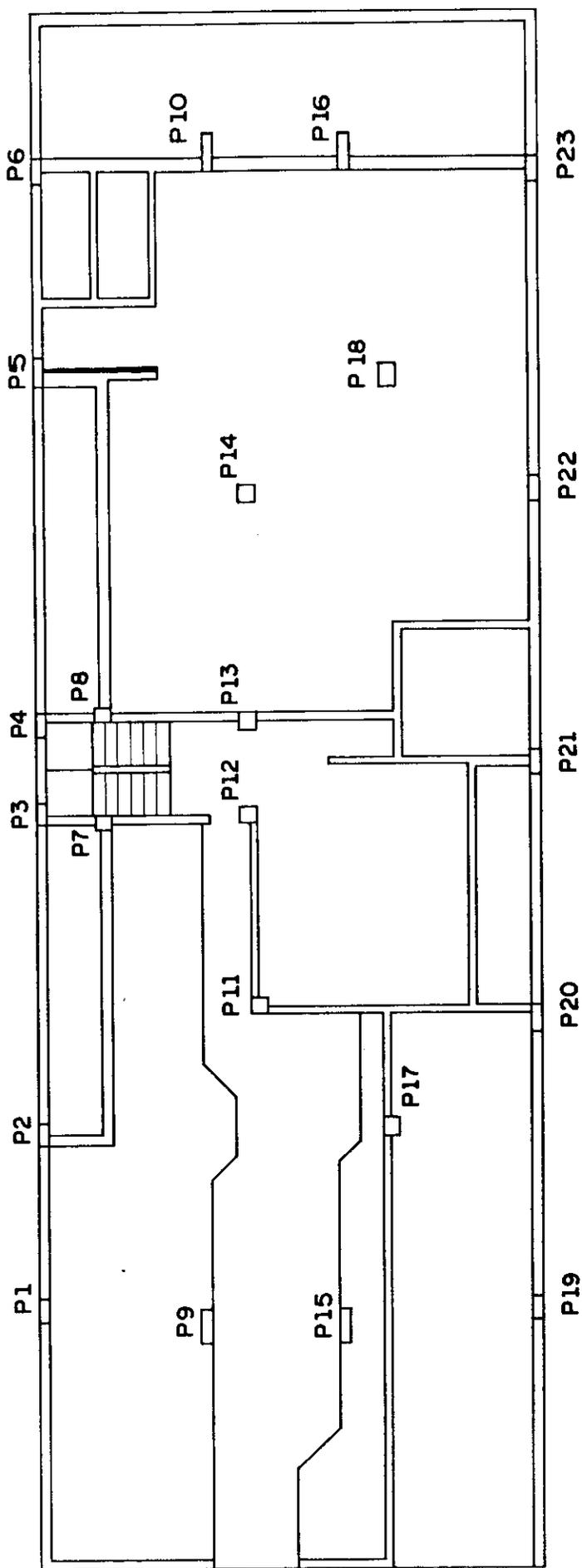


Figura 13.7.a - Estrutura I - Pavimento Tipo Edifício B



*Figura 13.7.b - Estrutura I - Posicionamento dos Pilares no Pavimento Térreo do Edifício B*



*Figura 13.7.b - Estrutura I - Posicionamento dos Pilares no Pavimento Térreo do Edifício B*

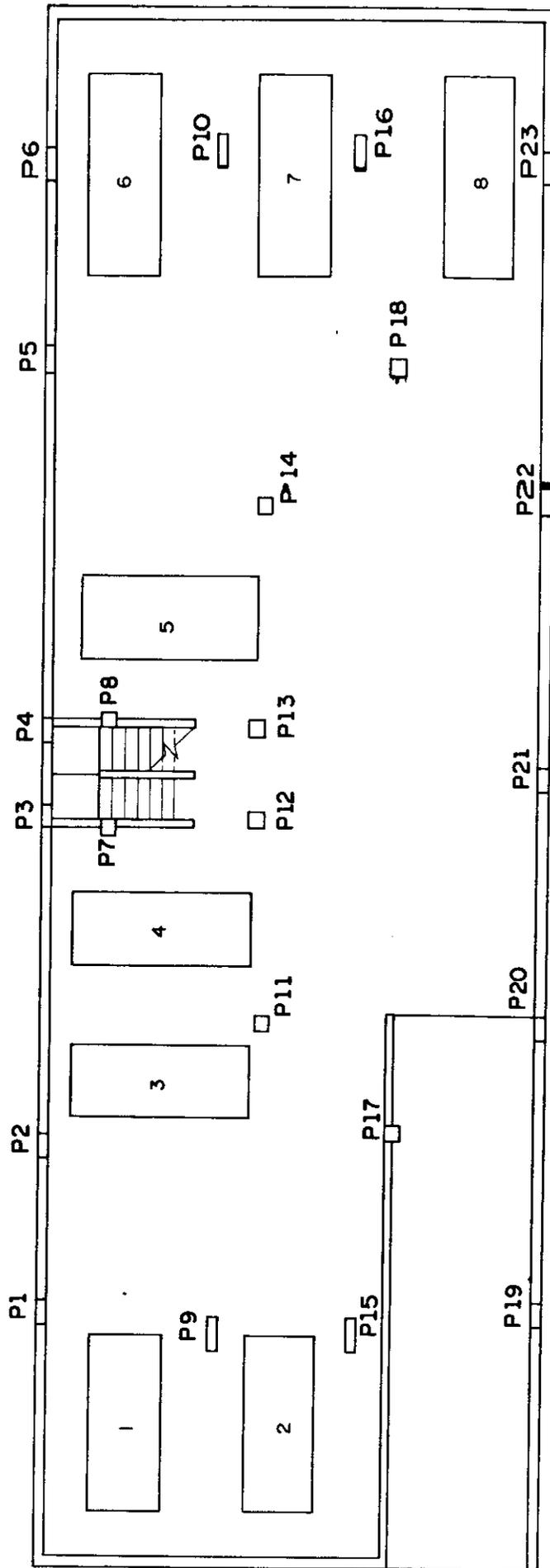


Figura 13.7.c - Estrutura I - Posicionamento dos Pilares no Subsolo do Edifício B

Na Figura 13.7.b estão representadas as posições dos pilares no pavimento térreo. Observa-se que no salão de festas há dois pilares visíveis (P14 e P18). No entanto, devido às grandes dimensões do salão, o uso de lajes maciças certamente leva à utilização de pilares mais próximos. No caso de se desejar um teto liso, sem pilares, pode-se optar pelas lajes nervuradas ou até mesmo protendidas.

Na Figura 13.7.c estão representadas as posições dos pilares no subsolo. Conforme pode-se verificar, há espaço para o estacionamento de oito veículos, número suficiente para os seis apartamentos que compõem o edifício.

b) ESTRUTURA II (Figura 13.8): essa estrutura apresenta algumas modificações com relação à ESTRUTURA I. Inicialmente, foram modificadas as lajes L2 e L5 da ESTRUTURA I. Tem-se então as lajes L2, L4, L8 e L9, sendo que estas duas últimas podem ser agrupadas numa só, desde que se elimine a viga V12. Também a laje L3 da ESTRUTURA I foi dividida em duas lajes retangulares: L3 e L5.

Com relação ao vigamento, observa-se que as vigas V3 e V5 são visíveis, apesar de encontrarem-se em posições esteticamente menos prejudiciais ao conjunto arquitetônico do que a viga V4 da ESTRUTURA I.

A adoção das vigas V12 e dos tramos "a" e "e" da viga V4 merecem um estudo especial. Este estudo será feito, respectivamente, nos itens 13.3.1 e 13.3.2 a seguir.

Uma vez que a posição dos pilares nesta estrutura permanece a mesma da ESTRUTURA I, sua distribuição no pavimento térreo e subsolo é aquela mostrada nas Figuras 13.7.b e 13.7.c.

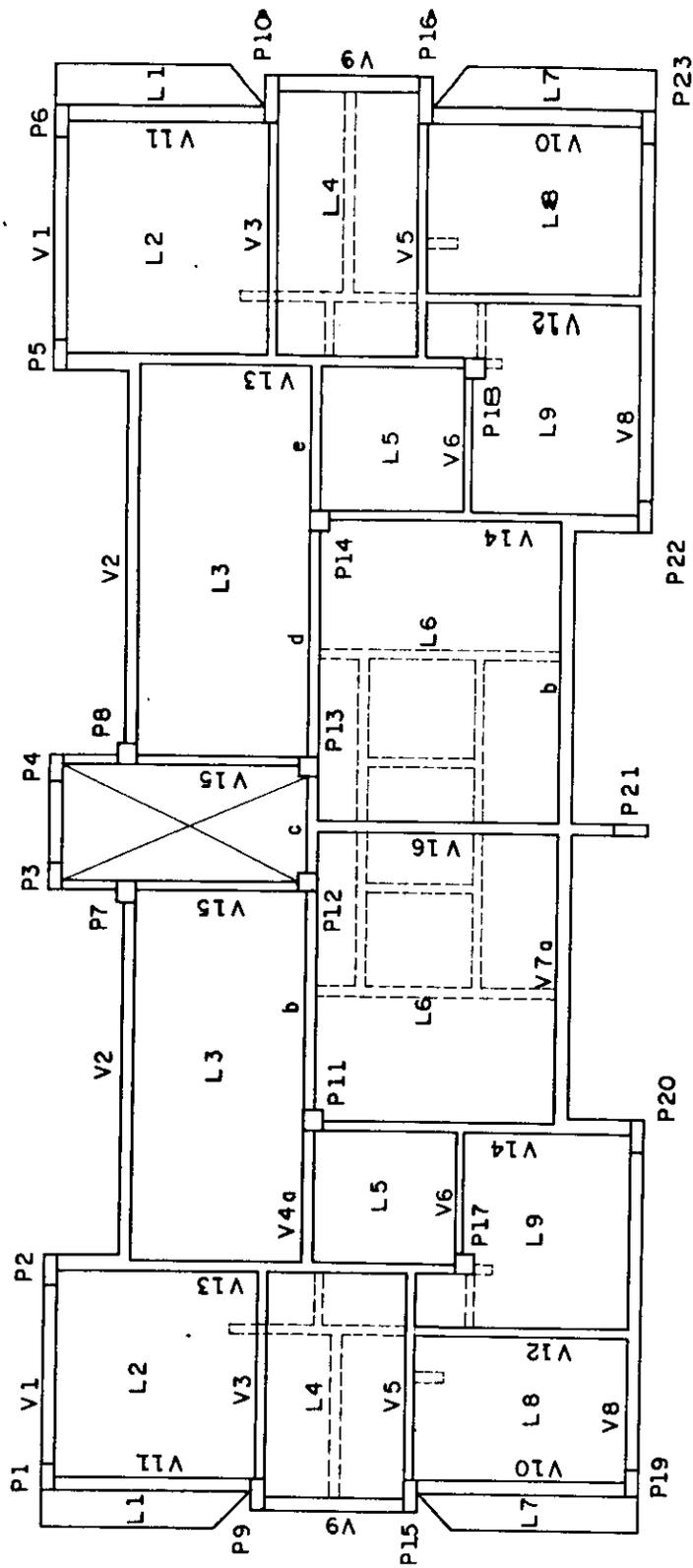


Figura 13.8 - Estrutura II - Pavimento Tipo Edifício B

c) ESTRUTURA III (Figura 13.9): esta estrutura foi elaborada a partir das duas estruturas anteriores.

Na Figura 13.9.a tem-se a estrutura do pavimento tipo. A principal diferença com relação à ESTRUTURA I é o acréscimo de 8 novos pilares, para diminuir o vão de certas vigas, como já foi discutido anteriormente.

Os pilares que foram acrescentados são: P7, P10, P12, P13, P22, P23, P26 e P30. O estudo da viabilidade econômica na introdução destes novos pilares será feito no item 13.3.3. A disposição das lajes é a mesma da ESTRUTURA II, exceto pelo fato de que a ESTRUTURA III não apresenta as vigas V12 e os tramos "a" e "e" da viga V4.

Com relação ao pavimento térreo (Figura 13.9.b), observa-se que aparecem mais dois pilares no salão de festas, fato esse que compromete ainda mais o aspecto estético.

O subsolo (Figura 13.9.c) é quem certamente sofre as maiores consequências da adoção destes novos pilares. A dificuldade de movimentação dos veículos aumenta consideravelmente, e um dos espaços que antes era utilizado para estacionamento, agora deve ser reservado para manobras, diminuindo para 7 o número de vagas na garagem.

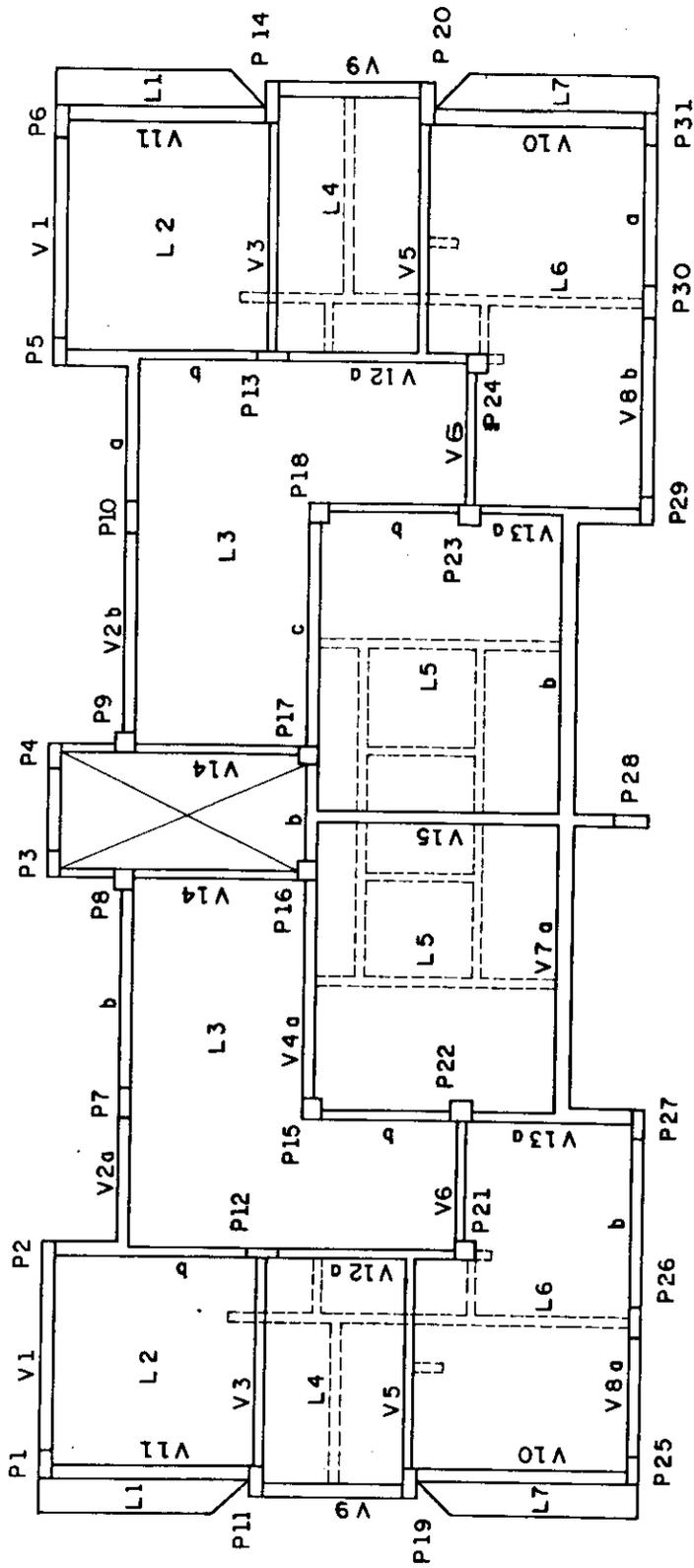


Figura 13.9.a - Estrutura III - Pavimento Tipo Edifício B

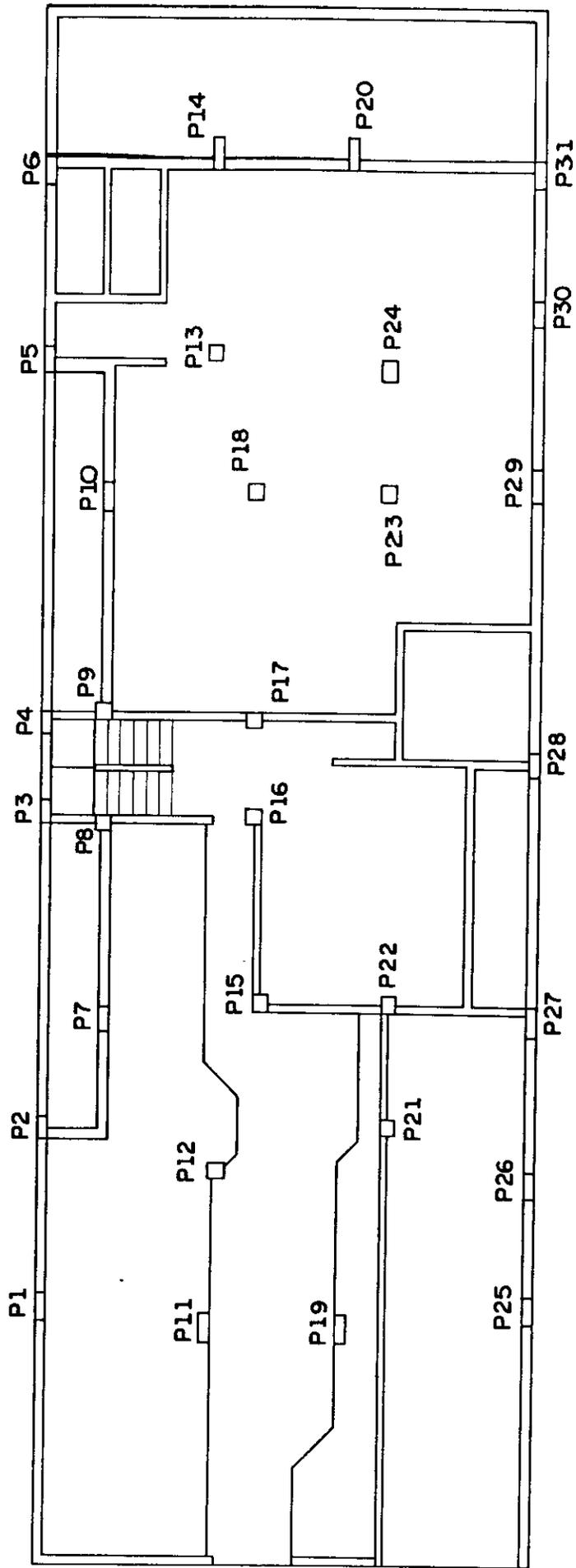


Figura 13.9.b - Estrutura III - Posicionamento dos Pilares no Pavimento Térreo do Edifício B

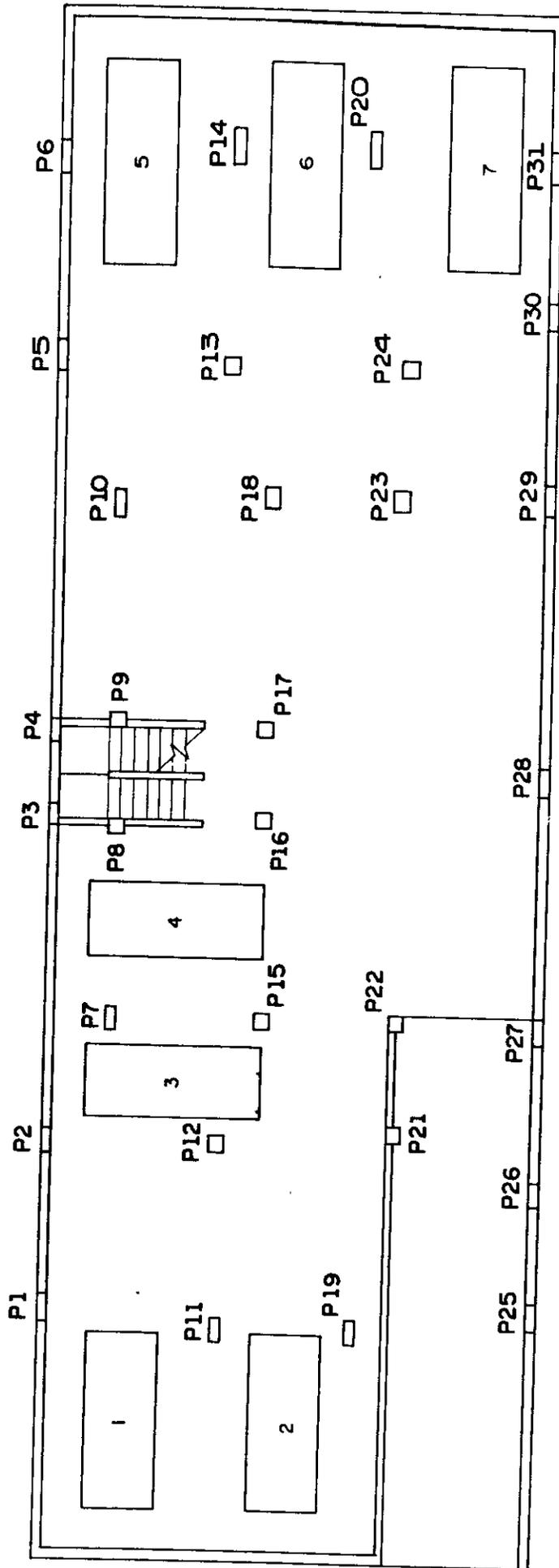


Figura 13.9.c - Estrutura III - Posicionamento dos Pilares na Garagem do Edifício B

d) ESTRUTURA IV (Figura 13.10): esta estrutura difere da anterior pela divisão das lajes L4 e L5. A avaliação dessas divisões será feita nos itens 13.3.4 e 13.3.5.

Com relação ao pavimento térreo e ao subsolo, a distribuição dos pilares permanece a mesma das Figuras 13.9.b e 13.9.c.

### 13.3 - ALGUMAS ALTERNATIVAS DE PROJETO

Nos cinco itens a seguir, serão analisadas algumas das modificações introduzidas nas várias disposições estruturais do Edifício B. Tais modificações são analisadas sob os pontos de vista estético, econômico e funcional.

#### 13.3.1 - ESTUDO DA VIABILIDADE DA ADOÇÃO DAS VIGAS V12 DA ESTRUTURA II

Do ponto de vista estético, pode-se dizer que as vigas V12 em nada prejudicam o conjunto arquitetônico, uma vez que seu eixo coincide com o da parede que divide os dois dormitórios. Ao se analisar as duas lajes (L8 e L9 da Figura 13.8) como uma só, sem a presença da viga, percebe-se que trata-se de uma laje de grandes dimensões, que sustenta as sobrecargas dos dois dormitórios e o peso próprio da parede de fechamento. Para se saber qual a melhor opção, pode-se partir para uma análise econômica das duas situações. Para tanto, deveria-se calcular o pavimento tipo das duas maneiras (antes e depois da divisão) e só então comparar os resultados.

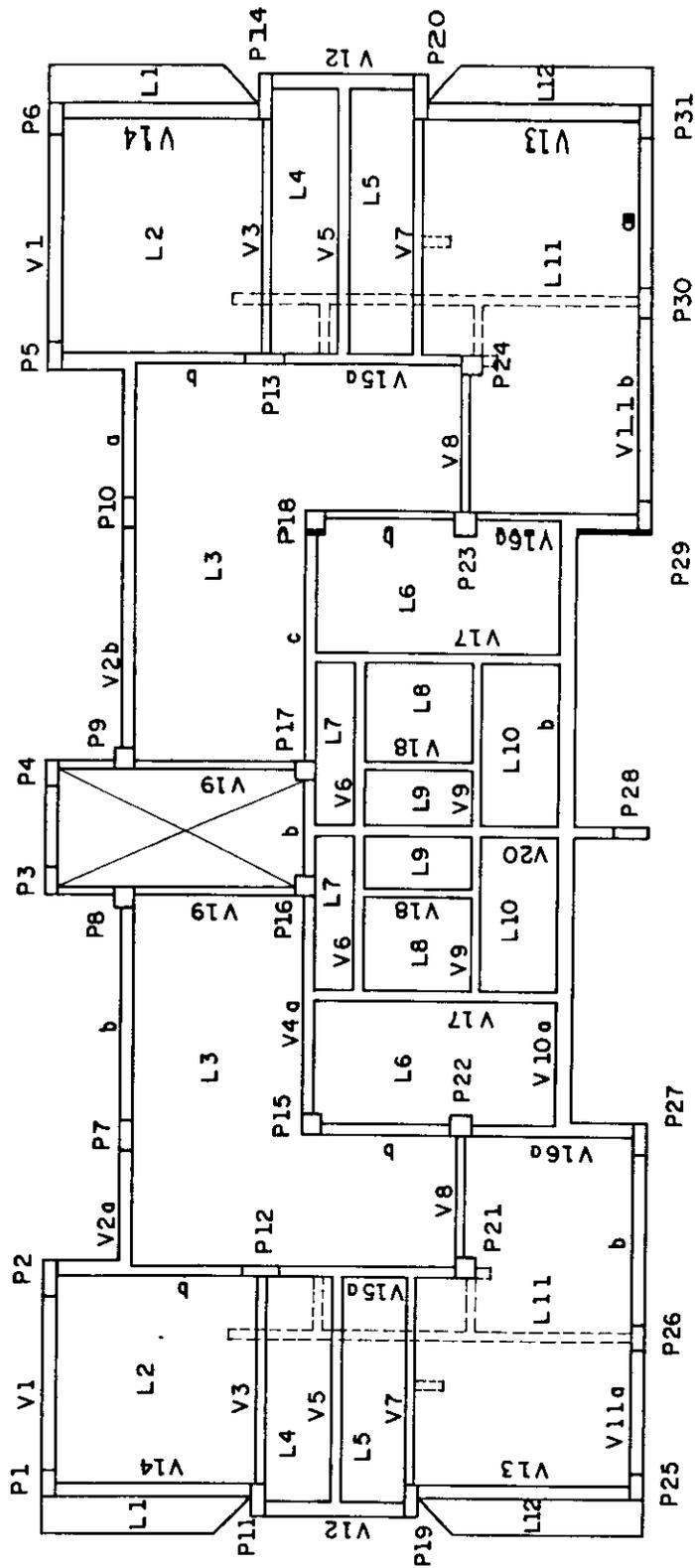


Figura 13.10 - Estrutura IV - Pavimento Tipo Edifício B

Ora, este é um processo bastante trabalhoso, pois a análise só ficaria completa após o dimensionamento e detalhamento de todas as peças que compõem o pavimento. Sabe-se que o tempo é bastante precioso para o projetista, e ele deve procurar maneiras mais ágeis de proceder esta comparação.

Assim, ao invés de estudar todo o pavimento, ele pode fazer um estudo mais localizado, desprezando a influência sobre as lajes adjacentes, e analisando apenas o painel alterado. É claro que os resultados obtidos não serão os reais; porém, a simplificação dos cálculos justifica tal atitude.

Adotando este procedimento, o projetista deverá dimensionar somente as peças diretamente envolvidas na divisão, e calcular os parâmetros que vão auxiliá-lo na decisão.

Para o estudo das vigas V12, os painéis a serem analisados estão representados na Figura 13.11. Na Figura 13.11.a tem-se a situação sem a presença das vigas, onde estão representadas a laje, as vigas e os pilares. Todas as dimensões de lajes e vigas foram obtidas através do Programa de Cálculo de Edifícios, de autoria de NIMIR et alii [28]. Na Figura 13.11.b tem-se a situação após a introdução das vigas.

Para cada uma das situações foi calculado o volume de concreto e a área de fôrma gastos na execução das lajes e vigas. Uma vez que os pilares mantêm as mesmas dimensões, dispensa-se a inclusão dos mesmos. Para as armaduras, evitando-se o trabalho de detalhamento e listagem dos ferros, pode-se adotar o índice de consumo variando entre 100 e 120 kg de aço por metro cúbico de concreto, valores estes adotados em escritórios de Engenharia que trabalham com orçamento de obras. Esses valores fornecem ao projetista uma estimativa do consumo de aço da estrutura. Nos exemplos seguintes, serão considerados apenas o volume de concreto, a área de fôrma e a carga total sobre os pilares, exceto no item 13.3.3,

onde se estuda a criação de novos pilares. Nesse item, cada uma das vigas foi dimensionada e detalhada, podendo-se analisar então o volume de concreto, a área de fôrma, o consumo de aço e as reações<sup>N</sup> de apoio.

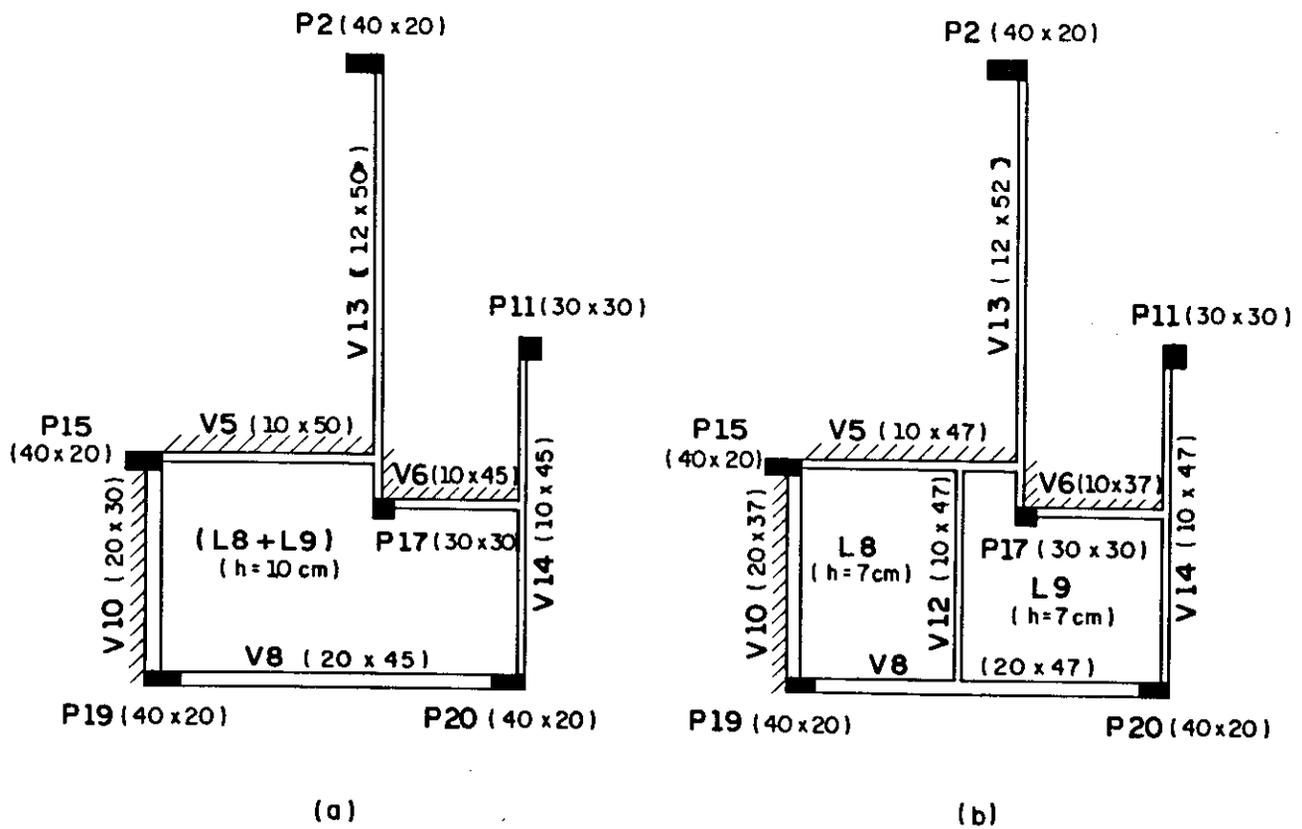


Figura 13.11 - Painéis para o Estudo da Viabilidade da Adoção das Vigas V12 da ESTRUTURA II

Feitos estes cálculos fundamentais, os resultados obtidos estão mostrados na Tabela 13.1.

*Tabela 13.1 - Análise da Variação do Consumo de Materiais nas Lajes e Vigas e Cargas nos Pilares, nas duas Situações de Cálculo da Figura 13.11*

	Figura 13.11.a	Figura 13.11.b	Variação (%)
Volume de Concreto (m <sup>3</sup> )	4,962	4,365	-12,03
Área de Fôrma (m <sup>2</sup> )	58,764	64,779	+10,24
Carga Total nos Pilares (kN)	445,284	425,722	- 4,39

Conforme pode-se observar pelos resultados obtidos, a segunda situação apresenta como vantagem sobre a primeira o fato de haver uma redução no volume total de concreto a ser gasto (-12,03%). No entanto, oferece como desvantagem o acréscimo na área de fôrmas (+10,24%). Portanto, a decisão final deve basear-se em relações de preços de materiais e mão-de-obra envolvidos em cada uma das etapas. Assim, se a execução de fôrmas for a etapa mais dispendiosa, a primeira opção será preferível, pois requer o menor consumo de madeira. Por outro lado, se a preparação do concreto for a mais cara, a segunda opção será a melhor. Com relação ao aço, sua análise é subjetiva, uma vez que pelo processo aqui exposto, não se conhece com precisão os valores de consumo de aço.

Observa-se ainda uma redução do peso total da estrutura na segunda opção com relação à primeira (-4,39%), evidenciando uma vantagem daquela sobre esta.

### 13.3.2 - ESTUDO DA VIABILIDADE DA DIVISÃO DAS LAJES L3 DA ESTRUTURA I

Adotando o mesmo procedimento descrito no item anterior, foi feito o estudo da divisão das lajes L3 da ESTRUTURA I em duas (L3 e L5 da ESTRUTURA II). O grande inconveniente desta divisão é o fato da viga V4 da ESTRUTURA II, nos seus tramos "a" e "e", ficar visível entre as salas de jantar e de som. A decisão sobre a divisão dessa laje deve ser feita com bastante critério, levando em conta o desejo do proprietário, o padrão da obra, fatores econômicos, estéticos, etc. Convém salientar, no entanto, que como a sala tem ambientes diferentes, a presença da viga, às vezes, pode ser menos agressiva, funcionando como divisora de ambientes.

O estudo dos painéis individuais foi feito da mesma forma anterior, e a Figura 13.12 mostra as situações de projeto antes e depois da divisão. Para cada uma das situações de cálculo tem-se os valores mostrados na Tabela 13.2.

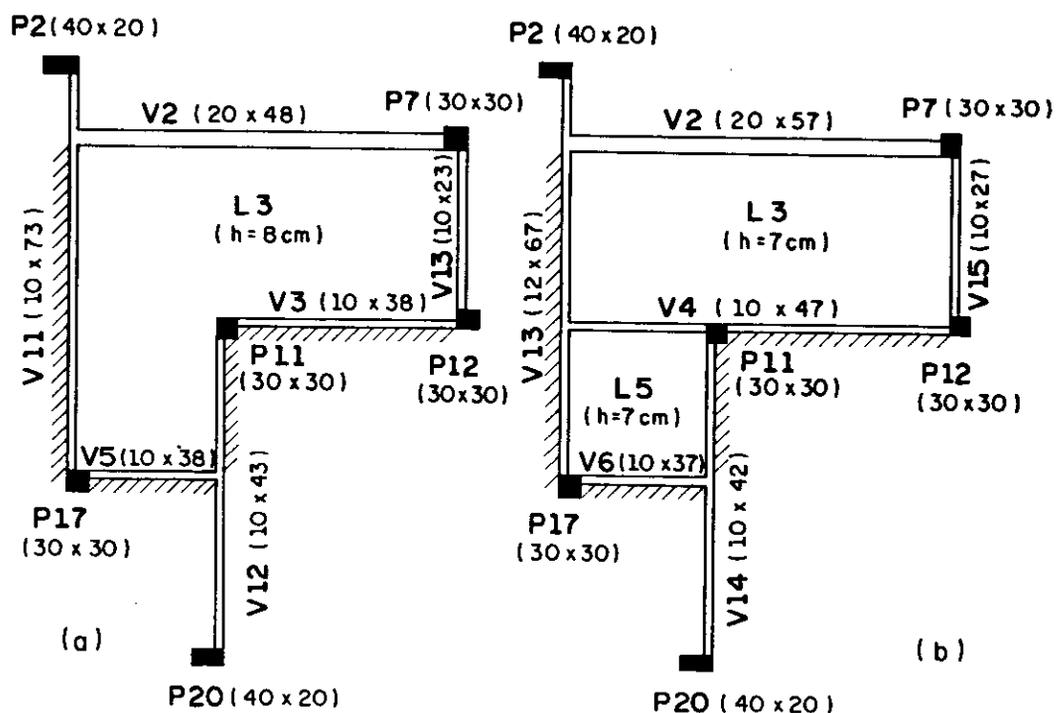


Figura 13.12 - Painéis para o Estudo da Viabilidade da Divisão das Lajes L3 da ESTRUTURA I

Tabela 13.2 - Análise da Variação do Consumo de Materiais nas Lajes e Vigas e Cargas nos Pilares, nas duas Situações de Cálculo da Figura 13.12

	Figura 13.12.a	Figura 13.12.b	Variação (%)
Volume de Concreto (m <sup>3</sup> )	4,812	4,822	+ 0,20
Área de Fôrma (m <sup>2</sup> )	67,396	71,772	+ 6,49
Carga Total nos Pilares (kN)	400,367	404,057	+ 0,92

Com base nos resultados obtidos, pode-se perceber uma ligeira vantagem da primeira situação em relação à segunda, ou seja, a laje com formato em "L" é um pouco mais econômica do que a laje dividida. Nesta, pode-se verificar que houve um pequeno acréscimo no consumo dos materiais, e conseqüentemente de mão-de-obra. No entanto, as diferenças encontradas são realmente muito pequenas, e a decisão sobre a divisão ou não da laje deve se basear em fatores estéticos e funcionais.

### 13.3.3 - CRIAÇÃO DE NOVOS PILARES

#### 13.3.3.1 - Pilares P7 e P10 da ESTRUTURA III

A introdução desses pilares tem como objetivo diminuir o vão livre das vigas V2 da ESTRUTURA III. A

Figura 13.13 mostra, esquematicamente, as situações de cálculo antes e depois da introdução dos pilares. Não haverá problemas com relação ao arranjo arquitetônico, uma vez que eles estão alinhados com a parede. Para cada uma das situações de cálculo, os resultados estão na Tabela 13.3.

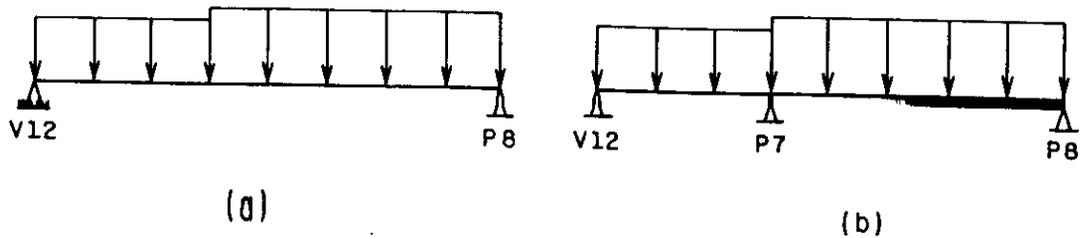


Figura 13.13 - Estudo da Viabilidade da Introdução dos Pilares P7 e P10 da ESTRUTURA III

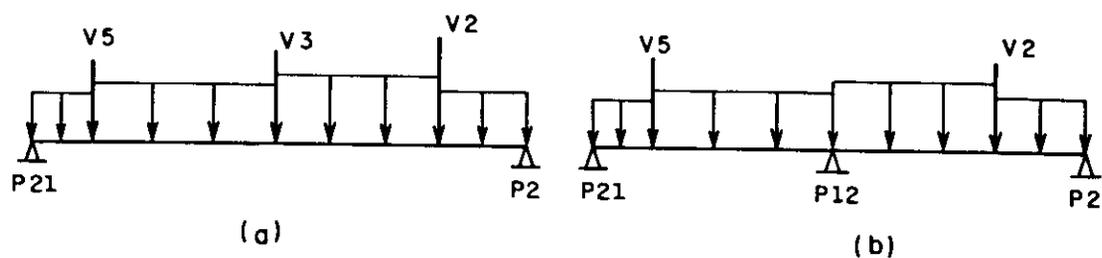
Tabela 13.3 - Análise da Variação Do Consumo de Materiais e Reações de Apoio na Introdução dos Pilares P7 e P10 da ESTRUTURA III

	Figura 13.3.1	Figura 13.3.2	Variação (%)
Seção Transversal (cm x cm)	20 x 60	20 x 35	
Volume de Concreto (m <sup>3</sup> )	0,90	0,49	-45,56
Área de Forma (m <sup>2</sup> )	10,55	6,51	-38,29
Consumo de Aço (kg)	85	50	-41,18
Reações de Apoio (kN)	V12 = 56,56 P8 } 58,75 P9	V12 = 8,84 P7 } 76,26 P10 } P8 } 30,22 P9	

Pela Tabela 13.3 observa-se que a introdução destes novos pilares e conseqüente redução do vão das vigas provocaram a diminuição no consumo de materiais. Além disso, houve um alívio da reação de apoio sobre a viga V12, levando, então, a uma provável redução nas suas dimensões.

### 13.3.3.2 - Pilares P12 e P13 da ESTRUTURA III

A introdução desses pilares tem como objetivo diminuir o vão livre das vigas V12 e servir de apoio fixo para as vigas V3. A Figura 13.14 mostra, esquematicamente, as situações de cálculo antes e depois da introdução dos pilares. Assim como no caso anterior, não haverá problemas com relação ao arranjo arquitetônico. Para cada uma das situações de cálculo, os resultados estão expressos pela Tabela 13.4.



*Figura 13.14 - Estudo da Viabilidade da Introdução dos Pilares P12 e P13 da ESTRUTURA III*

Tabela 13.4 - Análise da Variação Do Consumo de Materiais e Reações de Apoio na Introdução dos Pilares P12 e P13 da ESTRUTURA III

	Figura 13.4.1	Figura 13.4.2	Variação (%)
Seção Transversal (cm x cm)	15 x 105	15 x 60	
Volume de Concreto (m <sup>3</sup> )	1,25	0,54	-56,80
Área de Forma (m <sup>2</sup> )	17,88	9,95	-44,35
Consumo de Aço (kg)	127	77	-39,37
Reações de Apoio (kN)	P21 } 143,03 P24 } P2 } 135,87 P5 }	P21 } 54,39 P24 } P12 } 131,47 P13 } P2 } 51,45 P5 }	

Verificou-se aqui uma queda no consumo de materiais após a introdução dos pilares P12 e P13 na ESTRUTURA III. Sendo assim, é recomendável a redução do vão livre das vigas V12.

#### 13.3.3.3 - Pilares P22 e P23 DA ESTRUTURA III

A introdução desses pilares tem como objetivo diminuir o vão livre das vigas V13 e servir de apoio fixo para as vigas V6. A Figura 13.15 mostra esquematicamente as situações de cálculo antes e depois da introdução dos pilares. Assim como no caso anterior, não haverá problemas

quanto ao arranjo arquitetônico. Para cada uma das situações de cálculo, os resultados estão na Tabela 13.5.

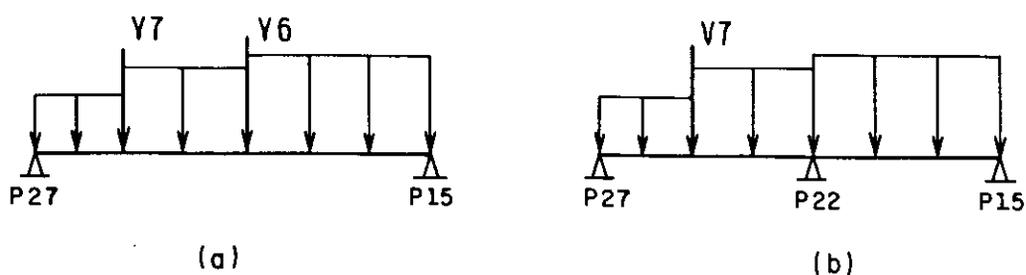


Figura 13.15 - Estudo da Viabilidade da Introdução dos Pilares P22 e P23 da ESTRUTURA III

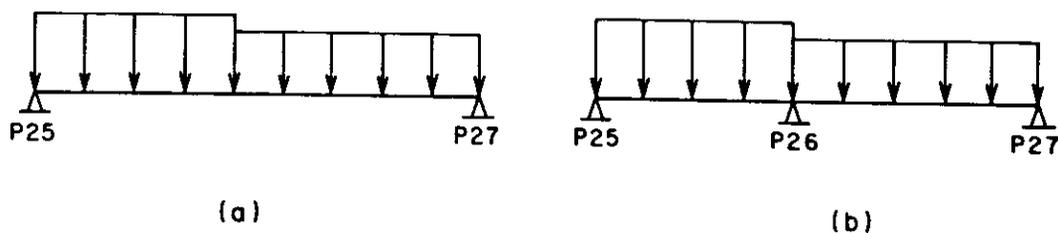
Tabela 13.5 - Análise da Variação Do Consumo de Materiais e Reações de Apoio na Introdução dos Pilares P22 e P23 da ESTRUTURA III

	Figura 13.5.1	Figura 13.5.2	Variação (%)
Seção Transversal (cm x cm)	12 x 95	12 x 60	
Volume de Concreto (m <sup>3</sup> )	0,72	0,43	-40,28
Área de Fôrma (m <sup>2</sup> )	12,92	8,04	-37,77
Consumo de Aço (kg)	79	45	-43,04
Reações de Apoio (kN)	P27 } 100,03 P29 } P15 } 94,42 P8 }	P27 } 37,16 P29 } P22 } 109,76 P23 } P15 } 22,42 P18 }	

Mais uma vez pode-se dizer que é recomendável a introdução desses novos pilares, pois verifica-se a redução no consumo dos materiais.

#### 13.3.3.4 - Pilares P26 e P30 da ESTRUTURA III

A introdução desses pilares tem como objetivo principal diminuir o vão livre das vigas V8. A Figura 13.16 mostra esquematicamente as situações de cálculo antes e depois da introdução dos pilares. Pode-se perceber que, esteticamente, é indiferente a introdução desses novos pilares, uma vez que eles estarão escondidos na alvenaria. Para cada uma das situações de cálculo, os resultados obtidos estão na Tabela 13.6.



*Figura 13.16 - Estudo da Viabilidade da Introdução dos Pilares P26 e P30 da ESTRUTURA III*

Tabela 13.6 - Análise da Variação Do Consumo de Materiais e Reações de Apoio na Introdução dos Pilares P26 e P30 da ESTRUTURA III

	Figura 13.6.1	Figura 13.6.2	Variação (%)
Seção Transversal (cm x cm)	20 x 60	20 x 40	
Volume de Concreto (m <sup>3</sup> )	0,84	0,53	-36,90
Área de Forma (m <sup>2</sup> )	9,87	6,75	-31,61
Consumo de Aço (kg)	82	45	-45,12
Reações de Apoio (kN)	P25 } 63,49 P31 } P27 } 60,06 P29 }	P25 } 31,74 P31 } P26 } 80,48 P30 } P27 } 11,34 P29 }	

Confirmando as expectativas, nota-se uma diminuição no consumo de materiais no segundo caso, o que recomenda a redução do vão livre das vigas. A introdução de novos pilares provocará alívio nos demais, o que representará uma redução nas dimensões dos pilares extremos.

#### 13.3.4 - ESTUDO DA VIABILIDADE DA DIVISÃO DAS LAJES L4 da ESTRUTURA III

Adotando o mesmo procedimento usado para o estudo da divisão de lajes, feito nos itens anteriores, foi feito

o estudo da divisão das lajes L4 da ESTRUTURA III em duas lajes menores (L4 e L5 da ESTRUTURA IV). Essa divisão apresenta como inconveniente o fato da viga V5, na ESTRUTURA IV, ser parcialmente visível no corredor de acesso aos dormitórios. Por isso, a decisão sobre o esquema a ser adotado deve levar em conta também esse fator estético. Deve-se salientar, contudo, que as vigas V3 e V7 já são visíveis no corredor de acesso, apesar de não se encontrarem em posição tão desfavorável.

O estudo dos painéis individuais foi feito da mesma forma anterior, e a Figura 13.17 mostra as situações de projeto antes e depois da divisão. Para cada uma das situações de cálculo tem-se os resultados mostrados na Tabela 13.7.

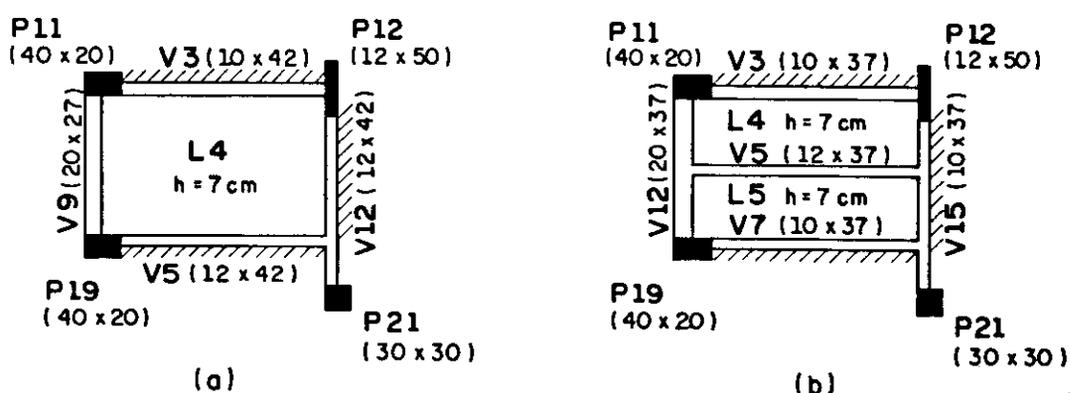


Figura 13.17 - Painéis para o Estudo da Viabilidade da Divisão das Lajes L4 da ESTRUTURA III

*Tabela 13.7 - Análise da Variação do Consumo de Materiais nas Lajes e Vigas e Cargas nos Pilares, nas duas Situações de Cálculo da Figura 13.17*

	Figura 13.17.a	Figura 13.17.b	Variação (%)
Volume de Concreto (m <sup>3</sup> )	1,732	1,827	+ 5,48
Área de Fôrma (m <sup>2</sup> )	26,250	28,268	+ 7,69
Carga Total nos Pilares (kN)	199,548	200,518	+ 0,49

Pelos resultados obtidos, vê-se a desvantagem na divisão das lajes L4 da ESTRUTURA III. Pelos valores numéricos, observa-se que há aumento do consumo de todos os materiais, e conseqüentemente da mão-de-obra necessária para executar a obra nesse trecho. Além disso, há um ligeiro aumento na carga total nos pilares, resultando numa estrutura um pouco mais pesada. Somando todos esses fatores ao inconveniente estético do acréscimo da nova viga, pode-se concluir que a situação antes da divisão é a mais adequada.

#### 13.3.5 - ESTUDO DA VIABILIDADE DA DIVISÃO DAS LAJES L5 da ESTRUTURA III

A análise desta divisão é a mais evidente. A simples observação do painel arquitetônico é suficiente para se perceber a desvantagem na divisão das lajes. Na

ESTRUTURA IV as lajes têm dimensões muito pequenas, bem menores do que aquelas recomendadas no capítulo 5. Além disso, o aumento no consumo de madeira para a confecção das formas por si só já inviabiliza a divisão.

## CAPÍTULO 14 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Uma vez que já foram estudados, neste trabalho, os vários aspectos relativos à elaboração de um projeto de estrutura em concreto armado, alguns tópicos importantes merecem ser destacados.

O primeiro deles diz respeito à interação Engenheiro-Arquiteto. O trabalho em conjunto desses dois profissionais é fundamental para que se obtenha um resultado final satisfatório.

O segundo ponto a ser destacado é a necessidade do projetista analisar e estudar cada projeto que ele vê, procurando assimilar novas idéias e conceitos. Isto vai, aos poucos, tornando-o apto a resolver novos problemas, aumentando a sua capacidade de adaptação às novas situações.

O terceiro ponto refere-se ao trabalho inicial do projetista, no que diz respeito ao estudo e análise do seu projeto. Esta é a fase mais importante do trabalho, pois um bom conhecimento da obra em questão pode evitar cálculos desnecessários, desperdício de tempo, e até mesmo erros que porventura possam ocorrer.

Um quarto item a ser destacado é sobre os sistemas estruturais utilizados. O projetista deve ter noções básicas sobre cada um deles, conhecendo seus custos prováveis, forma de execução e as situações em que são aplicáveis. Deve procurar ainda adquirir informações a respeito de vãos e dimensões inerentes a cada sistema, tanto horizontal como vertical.

Finalizando, talvez tenha-se a idéia mais importante. Em Engenharia de Estruturas, as regras não são inflexíveis. O projetista tem autoridade sobre as decisões em vários campos. Domínios de dimensionamento, taxas de armadura, bitolas a serem utilizadas, etc, são apenas

alguns dos exemplos mais simples. Sendo assim, cabe ao projetista usar todo o seu bom senso e a sua criatividade, procurando elaborar um projeto que seja, ao mesmo tempo, econômico e funcional. As opções geralmente existem. Basta que ele saiba analisá-las e criticá-las de forma sempre objetiva.

A Engenharia de Estruturas talvez seja uma arte desconhecida por muitos. Transformar o projeto de um edifício em algo que realmente possa ser executado, mantido de pé, é uma atribuição que requer idéias novas e bem elaboradas. A incorporação de beleza e estética às estruturas constitui um trabalho de busca contínua de soluções compatíveis.

Isto pode ser facilmente observado em cidades cujo planejamento se prima pela busca do belo, como é o caso de Brasília, no Distrito Federal. A preocupação do arquiteto em projetar um conjunto harmonioso deve ser mantida pelos demais profissionais que trabalham na área de Engenharia, para que o resultado final seja realmente satisfatório.

Arte significa habilidade, engenho. Sendo estas aptidões necessárias ao projetista estrutural, pode-se afirmar que o projetista também se inclui na categoria de artista.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] DUNICAN, P. The art of structural engineering. *The Structural Engineer*. Vol.44, march 1966, nº 3, pag. 97.
- [02] HOLGATE, A. *The Art in Structural Design*. Claredon Press, Oxford, 1986.
- [03] FERREIRA, A.B.H. *Minidicionário da Língua Portuguesa*. Nova Fronteira, Rio de Janeiro, 1977.
- [04] LEONHARDT, F. Looking Back on 45 Years as a Structural Engineer. *The Structural Engineer*. Vol. 54, march 1976, nº 3, pag. 87.
- [05] MASCARÓ, J.L. *O Custo das Decisões Arquitetônicas*. Nobel, São Paulo, 1985.
- [06] SNYDER, J.C. e CATANESE, A. *Introdução à Arquitetura*. Campus, Rio de Janeiro, 1984.
- [07] AMBROSE, J. *Building Structures*. John Wiley & Sons Inc., U.S.A., 1988.
- [08] ROCHA, A.M. *Curso Prático de Concreto Armado*. Vols. 1 a 4. Nobel, São Paulo, 1986.
- [09] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Ações e Segurança nas Estruturas: NBR-8681*. Rio de Janeiro, ABNT, 1984.

- [10] FIGUEIREDO FILHO, J.R. *Sistemas Estruturais de Lajes sem Vigas: Subsídios Para o Projeto e Execução*. São Carlos, 1989. (Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos - USP)
- [11] ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS - USP. *Lajes Nervuradas*. São Carlos, 1979.
- [12] PINHEIRO, L.M. *Análise Elástica e Plástica de Lajes Retangulares de Edifícios*. São Carlos, 1988. (Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos - USP)
- [13] SANTOS, L.M. *Cálculo de Concreto Armado Segundo a NB1/78 e o CEB*. Vol. 1, Edgard Blücher, São Paulo, 1981.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado: NBR-6118*. Rio de Janeiro, ABNT, 1978.
- [15] PINHEIRO, L.M. *Concreto Armado - Tabelas e Ábacos*. São Carlos, 1986 (Escola de Engenharia de São Carlos - USP. Publicação 016/90 - Reimpressão).
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Cargas para Cálculo de Estruturas de Edifício - Procedimento: NBR-6120*. Rio de Janeiro, ABNT, 1980.
- [17] ENGEL, H. *Sistemas de Estruturas*. Hemus, São Paulo, 1981.
- [18] AMBROSE, J. e VERGUN, D. *Design for Lateral Forces*. John Wiley & Sons Inc., U.S.A., 1987

- [19] FAKURY, R.H. *Comportamento das Estruturas Tubulares de Edifícios Altos sob Carregamento Lateral*. São Carlos, 1986. (Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos - USP. Publicação 036/86).
- [20] STAMATO, M.C. *Distribuição da Carga do Vento entre os Painéis de Contraventamento*. São Carlos, 1978 (Escola de Engenharia de São Carlos - USP. Publicação 045/85 - Reimpressão).
- [21] CASADO, C.F. *Estructuras de Edifícios*. Editorial Dossat S.A., Madrid, 1955.
- [22] ALONSO, U.R. *Exercícios de Fundações*. Edgard Blücher, São Paulo, 1983.
- [23] MELLO, V.F.B. e TEIXEIRA, A.H. *Fundações e Obras de Terra*. São Carlos, 1968. (Escola de Engenharia de São Carlos - USP)
- [24] BOEKE JR., E.H. Design for Constructibility: a Contractor's View. *Concrete Construction*. February 1990, pag. 209.
- [25] FLING, R.S. Designing for Economy. *Concrete Construction*. February 1989, pag. 97.
- [26] LEONHARDT, F. e MONNING, E. *Construções de Concreto*. Vol. 3, Interciência, Rio de Janeiro, 1984.
- [27] FIGUEIREDO, A.M.G. *Notas de Aula de Concreto Armado Para Estudantes de Arquitetura*. COTEC, Belo Horizonte, 1986.
- [28] NIMIR, W.A., FRANCO, R. e MALITE, M. *Programa para Cálculo de Edifícios*. São Carlos, 1988. (Escola de Engenharia de São Carlos - USP).