
ANÁLISE E CONCEPÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

Esta seção aborda os conceitos necessários para a escolha de um sistema estrutural adequado bem como as principais abordagens empregadas para pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Em suma, a abordagem desse capítulo é voltada a apresentação de modelos para lançamento de estruturais usuais em concreto armado.

2.1 Concepção do sistema estrutural

Se comparássemos com o corpo humano, o sistema estrutural seria similar ao esqueleto, cuja função é fornecer a sustentação necessária para os demais sistemas presentes em uma edificação. Portanto, em termos técnicos, uma estrutura se caracteriza por ser a “parte mais resistente de uma construção”, o que proporciona estabilidade à edificação como um todo. Essa estrutura é responsável por absorver e transmitir os esforços solicitantes, sendo essa essencial para a manutenção da segurança e da solidez de uma edificação [1].

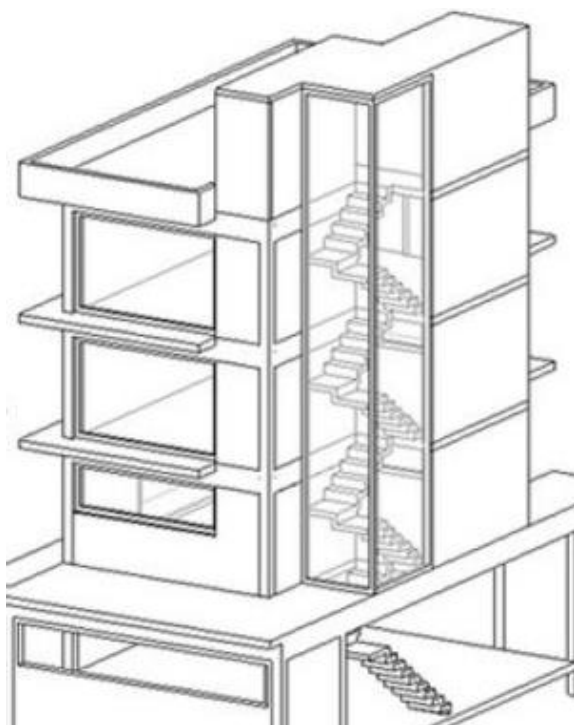
Dentro de um sistema estrutural é importante avaliar vários fatores, destacando-se quatro elementos básicos:

- a) Elementos estruturais;
- b) Ações sobre os elementos estruturais;

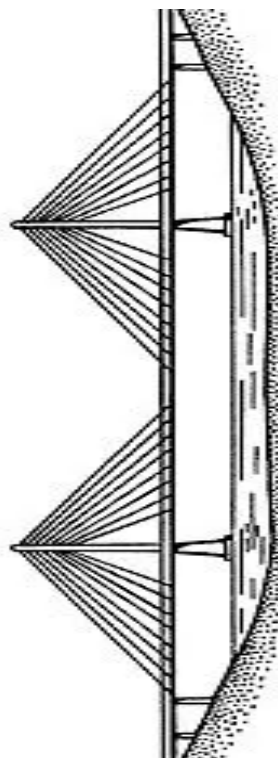
- c) Materiais que compõem os elementos da estrutura;
- d) Métodos de dimensionamento do sistema estrutura.

A Figura 2.1 apresentam alguns dos mais diversos tipos de sistemas estruturais que podem ser utilizados em construções. No primeiro caso é possível observar um sistema em concreto para edifícios de múltiplos pavimentos e no segundo caso um sistema misto aço-concreto, que é muito comum em pontes.

Figura 2.1 - Modelos de sistemas estruturais para construção civil. (a) Disponível em: [https://www.novesengenharia.com.br/tipos-de-sistemas-estruturais/#:~:text=As%20estruturas%20de%20retenção%20são,as%20construções%20pneumáticas%20são%20promissoras.](https://www.novesengenharia.com.br/tipos-de-sistemas-estruturais/#:~:text=As%20estruturas%20de%20retenção%20são,as%20construções%20pneumáticas%20são%20promissoras.;); (b) Disponível em: <https://www.inovacivil.com.br/pontes-conheca-os-principais-tipos/>



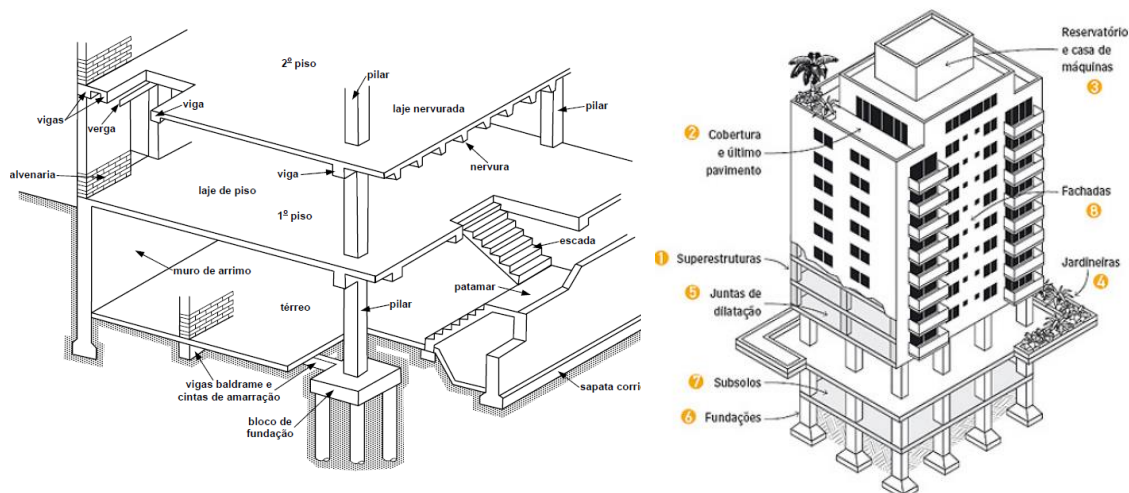
(a) Sistema estrutural predial de múltiplos pavimentos



(a) Ponte em estrutura mista

A Figura 2.2 apresenta os mais variados tipos de elementos que compõem um sistema estrutural de múltiplos pavimentos em concreto armado. É possível perceber tanto os elementos de infraestrutura (fundações) quanto os elementos de superestrutura (acima das fundações).

Figura 2.2 - Perspectiva de parte do edifício: principais elementos estruturais [2] e concepção arquitetônica de um edifício residencial de múltiplos pavimentos¹.



Esses elementos estruturais devem ter resistência mecânica, estabilidade, rigidez, resistência à fissuração e deslocamentos excessivos para poderem contribuir de modo efetivo na resistência global do edifício [3] de modo que os componentes do sistema estrutural garantam os requisitos impostos pela NBR 6118 [4].

Diante disso, você deve estar na cadeira se perguntando como será idealizada essa estrutura com tantas condições a serem respeitadas?! Então... normalmente a concepção estrutural é baseada em um projeto modelo ou projeto base, sendo muito comum a utilização do projeto arquitetônico para tal finalidade. Como diriam os professores Daiçom Silva e André Souto [5], “essa interface desperta as facetas mais perversas em engenheiros e arquitetos”.

De forma mais ampla (aspecto global), uma estrutura deverá, sob ponto de visto morfológico, respeitar fatores funcionais (uso da estrutura), técnicos (o cálculo estrutural) e estéticos (geometria do ponto de vista do usuário) [5]. Barbosa [6] afirma que há um conjunto de observações que devem ser consideradas no que tange a concepção de uma estrutura, tais como:

¹ Téchne (20--) – Revista técnica das grandes áreas da Engenharia Civil.

- a) O arranjo deve atender, tanto quanto possível, as condições impostas pelo arquiteto, respeitando a forma e a estética idealizada;
- b) Posicionar os elementos estruturais, tais como pilares, vigas, de maneira que estes fiquem embutidos nas paredes de alvenaria e vedação, promovendo assim, melhores parâmetros estéticos;
- c) Ter conhecimento do comportamento dos elementos estruturais e posicioná-los baseando-se nisso;
- d) A transmissão das cargas deve ser feita de forma mais direta possível, pelo caminho mais curto. Deve-se evitar, sempre que possível, transmitir as cargas de vigas importantes sobre outras vigas (apoios indiretos), e apoio de pilares sobre vigas (chamadas vigas de transição);
- e) As dimensões da estrutura em planta devem ser limitadas (geralmente a 30 m no máximo), a fim de diminuir os efeitos da retração e da variação de temperatura, principalmente. Isso pode ser obtido pela especificação de juntas de separação (também chamadas juntas de dilatação), que resultam em blocos de estruturas independentes, que não interagem entre si;
- f) Em edifícios de múltiplos pavimentos a verificação da estabilidade global da estrutura assume grande importância, porque a ação horizontal do vento alcança valores significativos. A especificação da seção transversal das vigas, e principalmente dos pilares, deve ser feita de maneira muito criteriosa e a estrutura de contraventamento, parte ou todo da estrutura responsável por resistir a essas ações, deve ser avaliada cuidadosamente;
- g) Em edifícios com garagens, o posicionamento dos pilares deve ser feito cuidadosamente a fim de possibilitar o maior número possível de vagas e facilitar o fluxo dos veículos.

Para além dos projetos arquitetônicos convencionais que predefinem os ambientes internos de maneira permanente, Barbosa [6] afirma que uma tendência de modernização é a utilização de um Layout flexível que permita o usuário organizar o espaço conforme sua preferência, portanto o projetista de estruturas juntamente com o arquiteto deveram idealizar formas estruturais que permitam esse tipo de liberdade.



Você Sabia ???

As técnicas de desenho arquitetônico (como a perspectiva) que utilizamos nos tempos atuais tiveram origem no renascimento (século XIV até o século XVII). Tais técnicas permitem trazer maior clareza e exatidão nas informações do objeto arquitetônico projetado. Porém, o registro de desenhos ou plantas relacionadas a construção podem ser encontrados em épocas mais antigas. Civilizações como o Egito e a Mesopotâmia já utilizavam desenhos de plantas para planejarem a construção de edificações.

Figura 2.4 – Planta de uma edificação em Tellho, Babilônia [7].

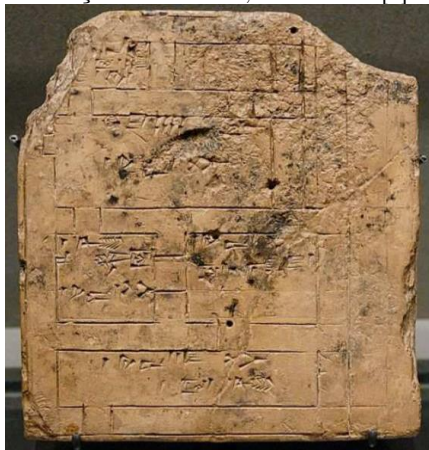


Figura 2.3 – Estátua de Gudea (Governante Sumério da província de Lagash) e desenho da planta do palácio contido na estátua [7].



Figura 2.5 – Planta baixa da cidade de Roma [7].



Outro aspecto importante de se levar em conta no momento do lançamento estrutural está relacionado ao custo do sistema estrutural. Giongo [3] apresenta o

Quadro 2.1 com valores percentuais do custo para construção de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado.

Quadro 2.1 - Custo de um sistema estrutural em concreto armado [3].

Item	Porcentagem sobre o custo total (%)	Observações
Fundações	4,48	Considera o caso de fundações diretas, ou seja, sapatas independentes ou, em alguns casos vinculadas.
Estrutura resistente (sem fundações)	20,13	Compreende: lajes, vigas pilares e paredes de contraventamento

É válido salientar que os valores acima são variáveis em cada tipo de projeto, porém na grande maioria dos sistemas estruturas usuais em concreto armado esses valores tendem a ser uma boa estimativa. Outro autor, Silva [8], analisou a influência de modelos estruturais diferentes no custo da estrutura em concreto armado. Silva [8] notou que em média as fôrmas representam 30% do custo da estrutura, aço cerca de 25% e o concreto cerca de 45%. Logicamente esses números variam para cada modelo estrutural, porém como um ponto de partida orçamentário são valores válidos.

Independente do modelo escolhido para o projeto, é possível identificar que as fôrmas representam um custo considerável de uma estrutura em concreto armado, podendo corresponder a cerca de 1/3. Devido a essa expressividade, a escolha da geometria da peça é uma decisão muito importante, uma vez que esta geometria irá influenciar consideravelmente a fatores relacionados a custo além de tempo de execução da edificação.

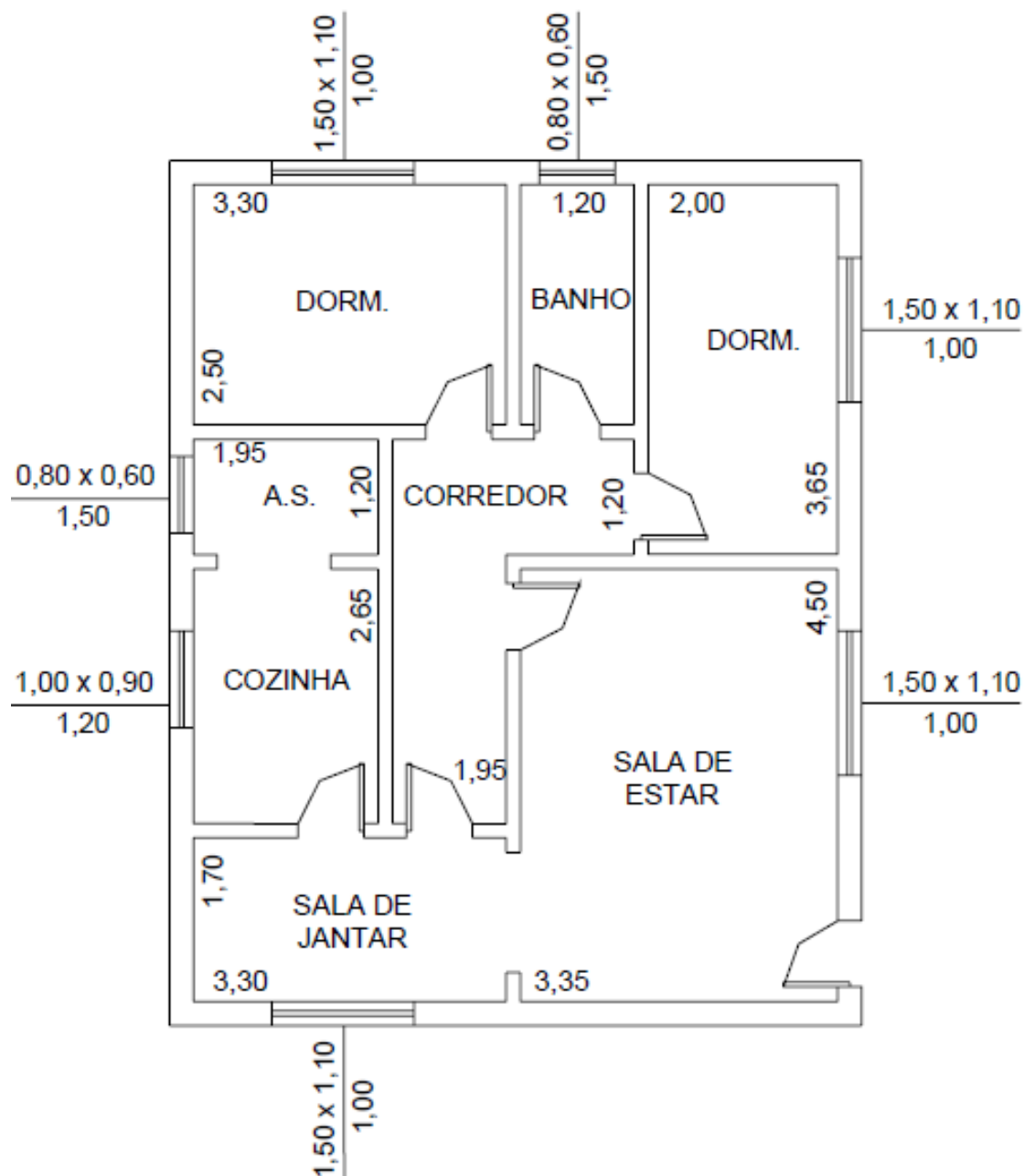
Definidos todos os elementos do sistema, será no projeto estrutural que o engenheiro deverá informar as condições gerais a respeito da concepção, como por exemplo: (a) Posicionamento das peças, (b) Características e nome dos elementos estruturais; (c) As armaduras utilizadas e seus detalhes; e (d) Além do quantitativo de materiais necessários para construção. As características a

- a) Lançamento preliminar do posicionamento das peças no projeto arquitetônico verificando as interferências. Também chamado de projeto de fôrma básico;
- b) Pré-dimensionamento das lajes;
- c) Pré-dimensionamento das vigas;
- d) Estimativa do carregamento vertical do pavimento tipo e dos demais pavimentos;
- e) Pré-dimensionamento de pilares;
- f) Determinação aproximada da flecha dos elementos que compõem o sistema estrutural do edifício sob ações de serviço (em caso de edifícios de múltiplos pavimento o vento deve ser levado em consideração);
- g) Verificação da estabilidade global utilizando os parâmetros α ou coeficiente γ_z ;
- h) Correção das dimensões das peças segundos os critérios de pré-dimensionamento e elaboração da planta de fôrma executiva.

Com essas estimativas iniciais a respeito da geometria dos elementos, estes poderão ser dimensionados e verificados para todas as possibilidades de ações de projeto de forma a detectar se o arranjo estrutural cumpre o desempenho desejado como também se está dentro de todos os limites normativos impostos.

Porém, antes de começar de fato o processo de definição da geometria dos elementos estruturais faz-se necessário o seu posicionamento em planta conforme descrito anteriormente. O “ritual” de lançamento estrutural varia de acordo com o projetista e não há uma receita de bolo padrão para que seja feito tal processo. Aqui será utilizado um exemplo simplificado de uma edificação conforme proposto em Alva[9].

Figura 2.8 - Planta arquitetônica do pavimento tipo [9].



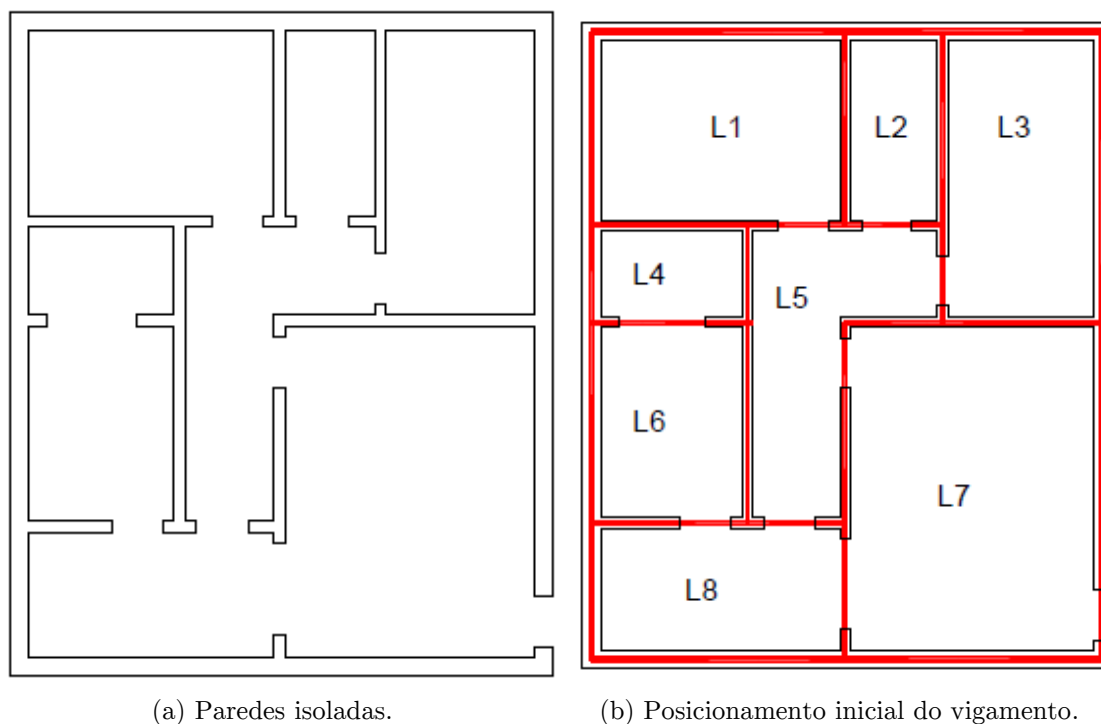
A Figura 2.8 apresenta uma edificação de um único pavimento e sobre ela será realizado um lançamento estrutural básico. Nesse caso lajes, vigas e pilares serão lançados de forma a atender as condições para uma edificação residencial. Nesse momento deixamos claro ao leitor que não importará a geometria, pois essa será estabelecida no pré-dimensionamento estrutural.

Rebello [10] afirma que o lançamento de uma estrutura pode ser iniciado por qualquer nível, porém a experiência mostra que começando por níveis

intermediários (ou tipos, em se tratando de edifícios com repetição de pavimentos) pode-se chegar mais rápido a solução mais adequada. Usando o pavimento intermediário, têm-se mais domínio sobre a solução proposta interfere nos pavimentos inferiores e superiores.

Para nosso exemplo começaremos em um primeiro momento pela locação das vigas na mesma posição das alvenarias de vedação (Ver Figura 2.9). Do ponto de vista do desempenho do sistema esse fato é interessante pois a viga é um elemento de maior rigidez à flexão que a laje, logo, posicionar o elemento de viga no mesmo eixo da alvenaria torna-se um fator interessante pela ótica do deslocamento dos elementos e possível surgimento de fissuras na alvenaria.

Figura 2.9 - Posicionamento das paredes e de vigas e lajes do pavimento tipo [9].

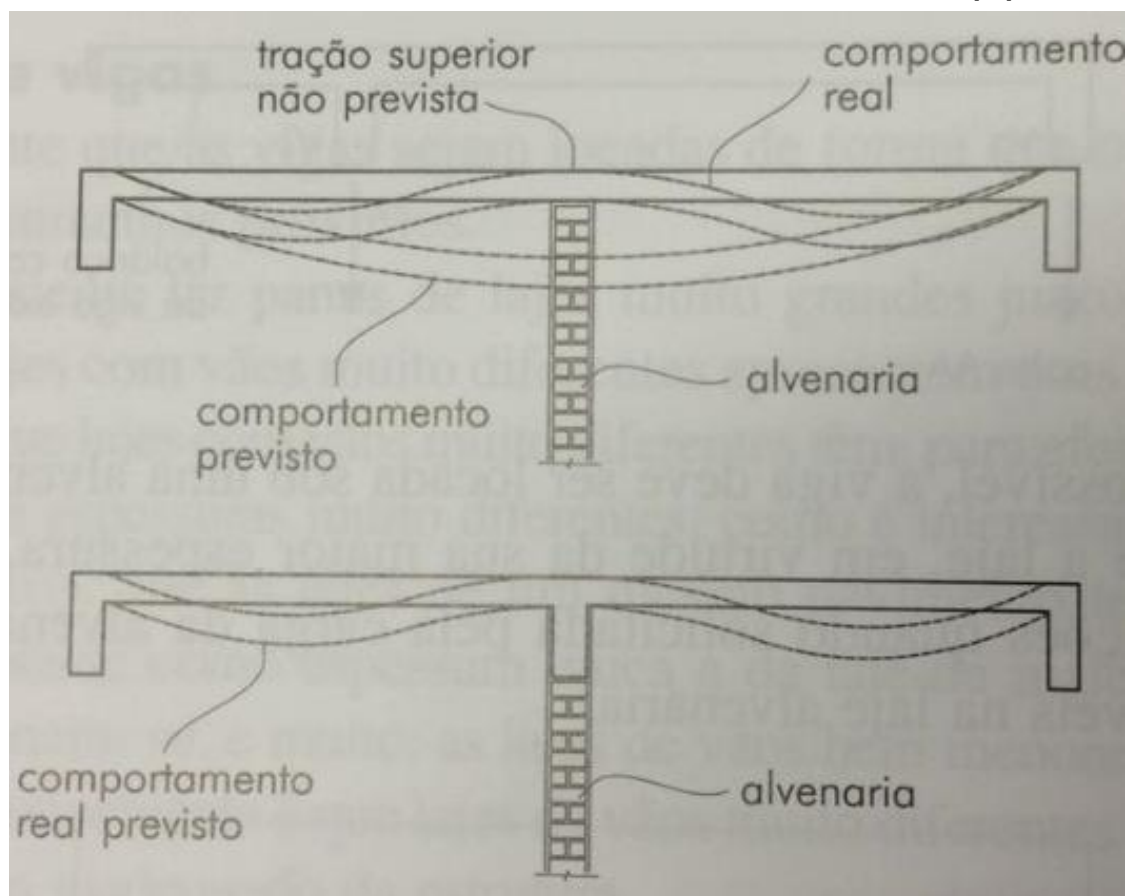


Agora vamos mostrar algumas situações que se não forem previstas o engenheiro poderá ter problemas durante o uso da edificação. A primeira situação diz respeito ao posicionamento de uma alvenaria fora do eixo de uma viga.

Observemos na Figura 2.10 que a falta de uma viga poderá ocasionar um mal funcionamento do sistema de lajes que agora apresenta uma situação de

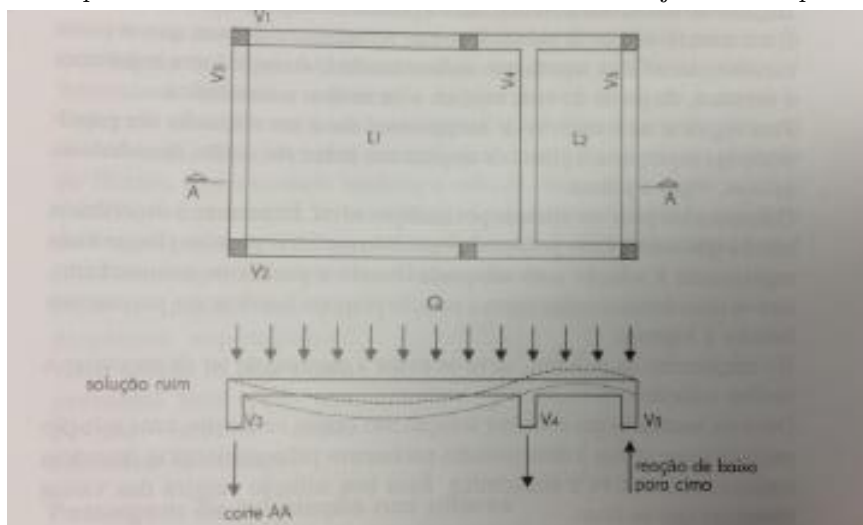
tração não prevista no modelo de cálculo e isso implicará em fissuras e possíveis danos ao sistema. Deixemos claro aqui que tal prática, de posicionar alvenarias em região de laje, não é errada, porém deve ser feita de maneira correta para que todos os esforços nessa situação sejam considerados.

Figura 2.10 - Comportamento do sistema estrutural e efeitos na alvenaria [10].



Retornando ao exemplo, é possível perceber que a solução adotada inicialmente (Ver Figura 2.9) tem algumas desvantagens, pois, conforme Alva [9], tal situação acarretaria em um consumo maior de madeira na produção das fôrmas visto a grande quantidade de elementos no sistema, falta de padronização e provocando até mesmo um comportamento inadequado do sistema estrutural, através do levantamento de lajes de menor dimensão, como no caso das vigas que delimitam as Lajes L1 e L2 (Figura 2.11). Logo, tal situação estaria subestimando o potencial do sistema estrutural além de usá-lo de maneira inadequada.

Figura 2.11 - Esquema de deslocamento do sistema estrutura de lajas no exemplo adotado [10].

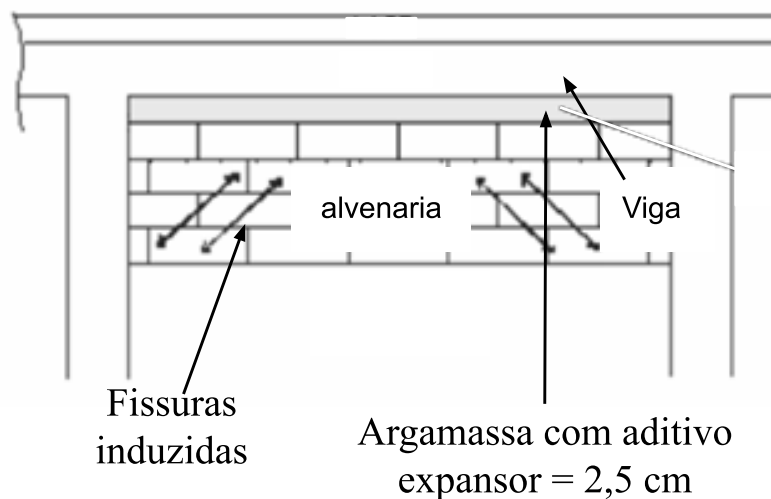


Você Sabia ???

Além dos esforços não previstos citamos, fica aqui uma boa prática da construção em relação a execução da alvenaria de vedação. Tal prática diz respeito a execução do encunhamento da alvenaria (Ver Figura 2.12), que nada mais é do que a ligação entre sistema de vedação e o sistema estrutural. O encunhamento tem a função de permitir que a estrutura deforme sem comprimir a alvenaria, fato que caso ocorra fará com que alvenaria de vedação tenha problemas relacionados a fissuração. Vela aqui indicar a leitura da ABNT NBR 8545 “Execução de alvenaria sem função estrutural de tijolos e blocos cerâmicos – procedimento” [11] que trata com mais detalhes da execução do sistema de alvenaria de vedação sem fins estruturais.

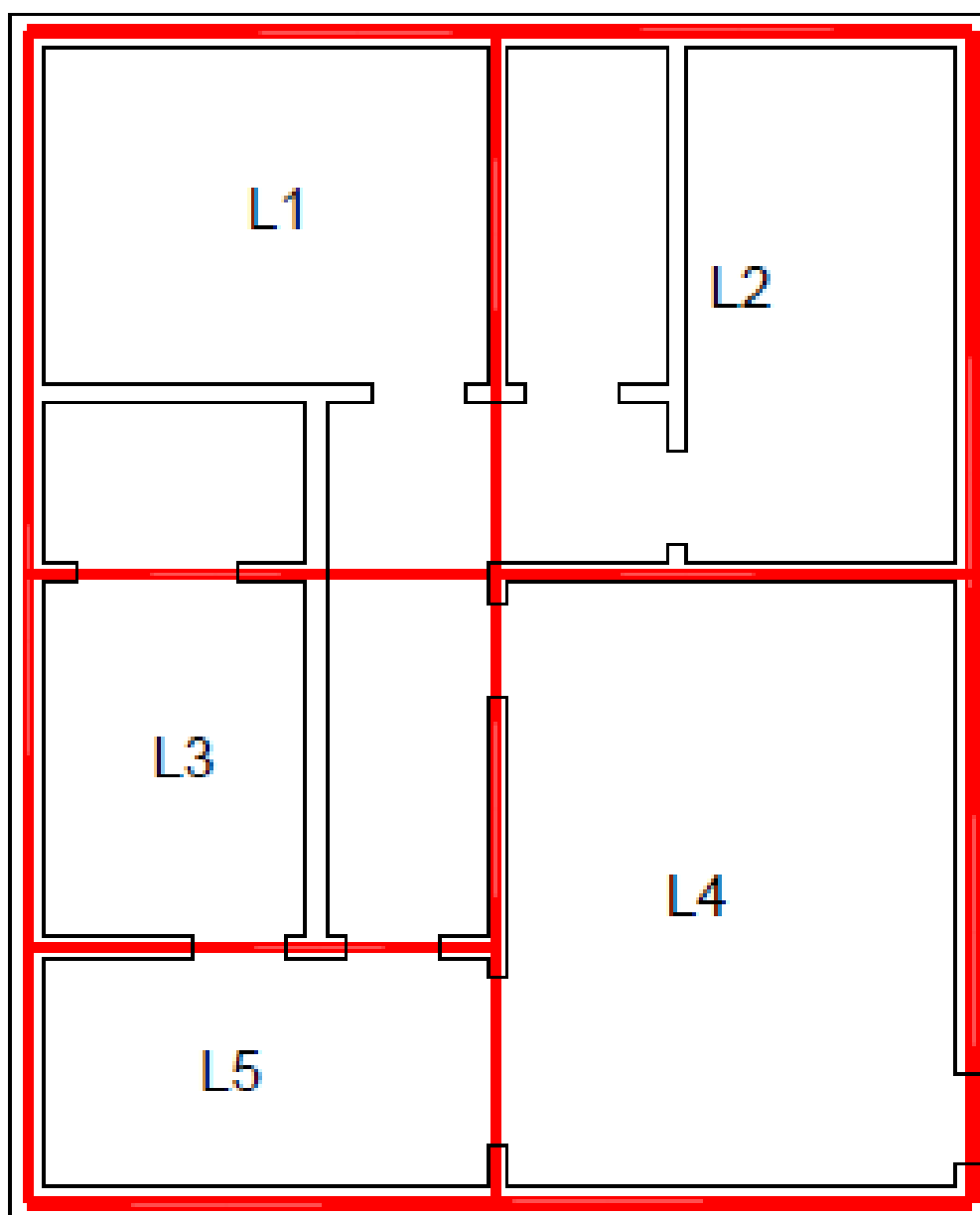
A NBR 8545 [11] recomenda que o processo de encunhamento seja iniciado após 7 dias da execução da alvenaria em caso de edificações com apenas um pavimento e em caso de edificações com mais de um pavimento o encunhamento do pavimento inferior só deverá ser executado após a alvenaria do pavimento imediatamente superior estar levantada até uma altura igual ao pavimento de referência, atendendo ao mesmo prazo de 7 dias após levantar esta parede do pavimento superior.

Figura 2.12 – Encunhamento da alvenaria utilizando espuma/argamassa expansiva [12].



Diante de todas essas ponderações, é necessária uma segunda análise, de forma a otimizar o posicionamento das peças estruturais. Busca-se, então, um refinamento na escolha de lajes e vigas com dimensões mais significativas tornando assim o sistema mais “sustentável”. Após a aplicação dessa segunda análise é fornecido uma nova planta de forma (Ver Figura 2.11), com rearranjo de vigas e lajes do sistema.

Figura 2.13 - Novo posicionamento de vigas e lajes [9].



Neste novo sistema as duas premissas utilizadas para otimização foram: (a) o uso viga contínua; e (b) a padronização das lajes do sistema estrutural. É importante sempre ter em mente que mesmo em uma arquitetura sem simetria deve-se tentar a padronização dos elementos estruturais, tanto em seção transversal quanto em distribuição no pavimento. Albuquerque [13] por exemplo, afirma que a construtora ENCOL recomendava a padronização por pavimento conforme os parâmetros estabelecidos no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 - Número de seções transversais por pavimento para vigas e lajes de concreto [13].

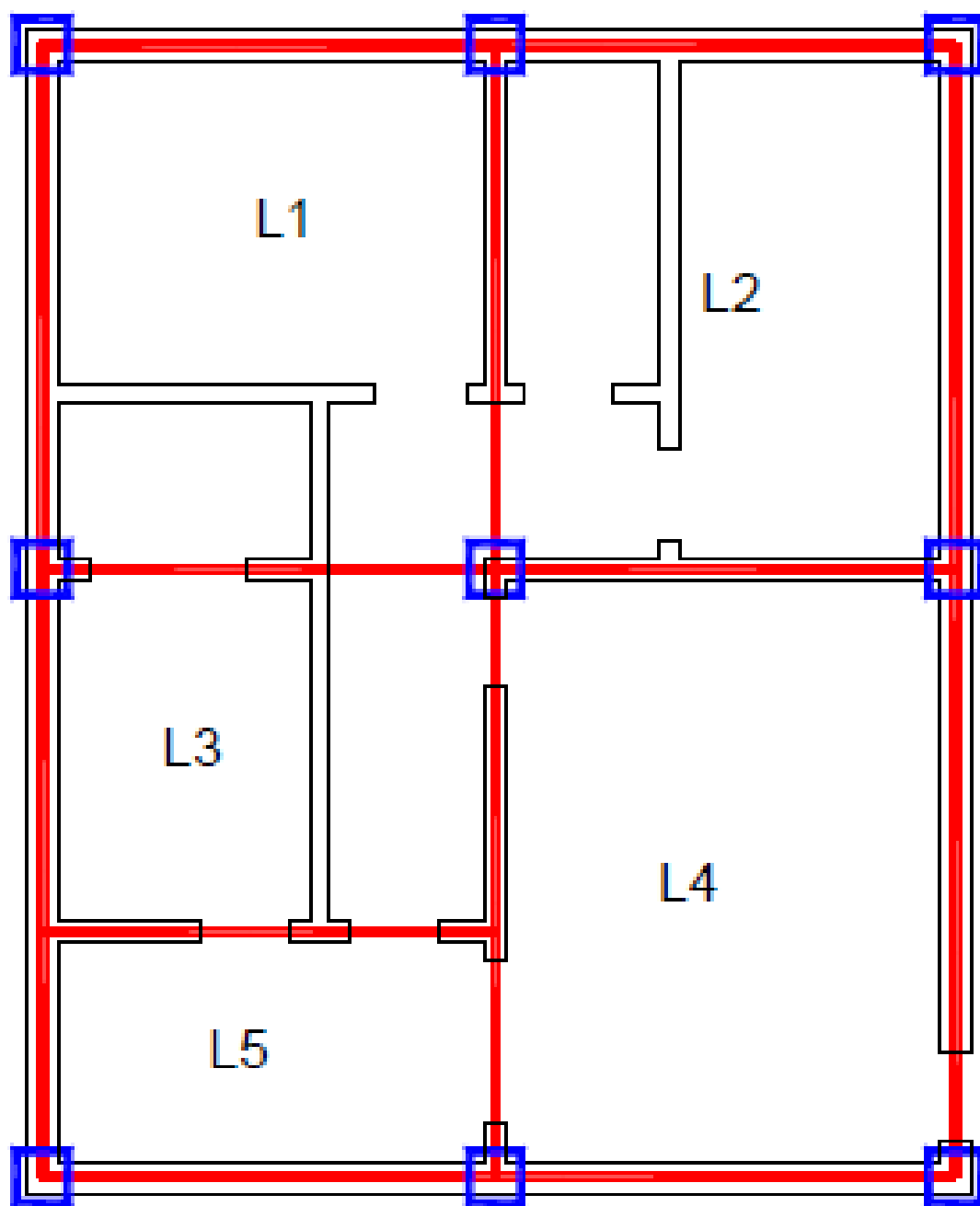
Índice qualitativo	Nº de alturas de lajes por pavimento	Nº de seções de vigas por pavimento
Ótimo	1	2
Bom	2	3
Desaconselhável	> 2	> 3

Após a marcação definitiva das vigas faz-se a definição da posição dos pilares de sustentação do pavimento (Marcação em azul Figura 2.14). São recomendáveis posicionamento de pilares entre 3 a 6 metros, sempre nos cantos da edificação e na conexão de vigas, de forma a evitar balanços e apoios indiretos (ligação viga com viga).

Outra condição importante na escolha da posição dos pilares é sempre que possível é sugerido a formação de pórticos na estrutura, o que irá contribuir para maior rigidez do sistema estrutural [10] quando solicitado por ações horizontais de vento, por exemplo.

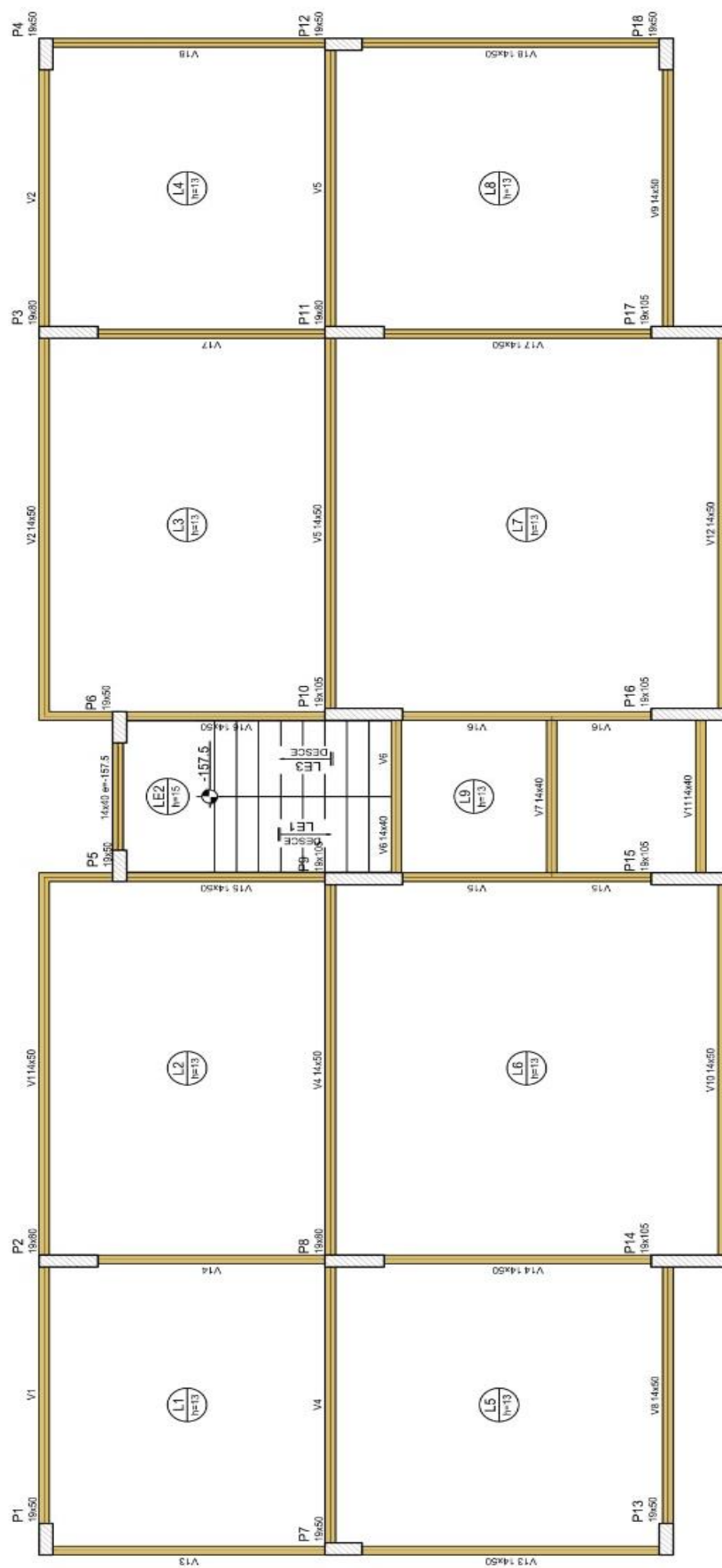
Rebello [10] observa que os pilares devem ser, sempre que possível, contínuos da fundação a cobertura do edifício, evitando, assim, a criação de vigas de transição (vigas que suportam pilares), que podem encarecer muito a estrutura de concreto armado, além de ser um elemento com grandes esforços atuantes, o que resulta em pontos de análises especiais (aplicações de modelo de bielas e tirantes, por exemplo).

Figura 2.14 – Posicionamento final de vigas, lajes e pilares [9].



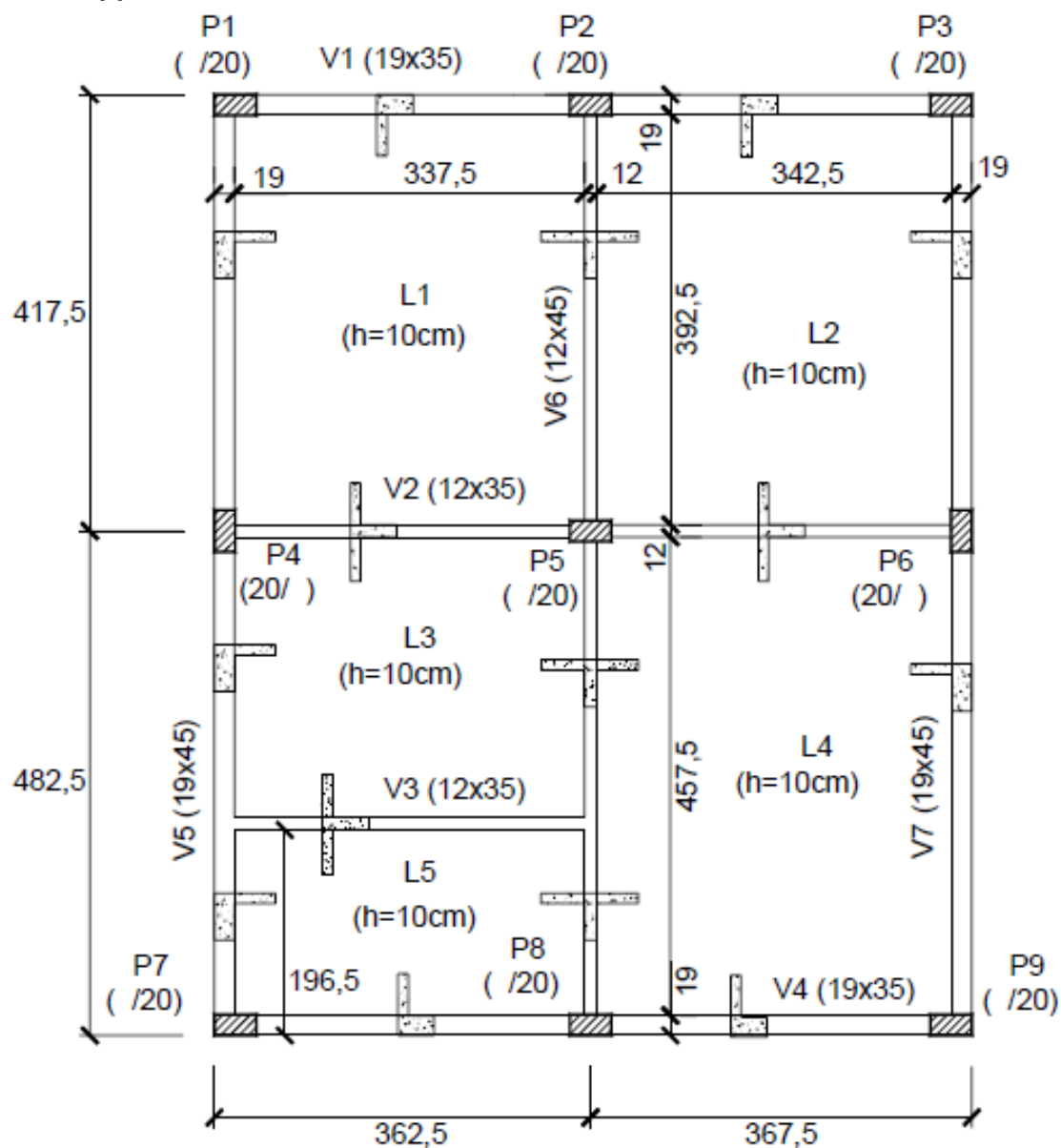
Outra informação salutar é que, se possível, deve-se dispor os pilares com a maior dimensão da seção paralela à menor dimensão em planta da edificação, proporcionando assim maior rigidez às ações horizontais [14]. Isso pode ser visto na planta de forma em análise apresentada na Figura 2.15.

Figura 2.15 – Distribuição dos pilares em um edifício de múltiplos pavimentos.



Obviamente essa “espécie de receita” aqui apresentada traz apenas alguns pontos que são comuns em projeto estruturais usuais de concreto, é válido que ressaltar que o lançamento estrutural é uma das etapas mais importantes no projeto e deve ser feita com bastante atenção de forma a evitar erros e mal funcionamento do sistema. Para o nosso exemplo após a aplicação dos conceitos descritos o lançamento final culminou na seguinte planta de fôrmas disponível na Figura 2.16.

Figura 2.16 – Solução final da planta de forma de pilares, vigas e lajes para arquitetura proposta por Alva [9].



Neste ponto vamos apresentar algumas mudanças no direcionamento do lançamento estrutural em função de situações de projeto que podem ocorrer em edificações de grande porte, por exemplo. Nas edificações de múltiplos pavimentos o efeito do vento é determinante e deve ser considerado no projeto sistemas ou subsistemas que permitam o contraventamento do sistema global da edificação, impedindo um deslocamento lateral excessivo. Para isso, podem ser adotadas soluções como: (a) Pilares paredes; (b) Paredes estruturais; (c) Núcleos de rigidez; e (d) Pórticos treliçados de concreto. A Figura 2.18 e Figura 2.17 apresentam algum desses possíveis modelos.

Rebello [10] também fala sobre a necessidade da criação de uma simetria da distribuição de rigidez da edificação, evitando sempre que um lado do edifício seja mais rígido que o outro. Quando isso não é observado, pode-se introduzir novos esforços na estrutura, como o de tendência de rotação da edificação conforme apresentado na Figura 2.19. Tal ocorrência poderá produzir esforços internos de torção não previstos no projeto inicial.

Figura 2.17 – Um sistema de contraventamento em planta direção y [15].

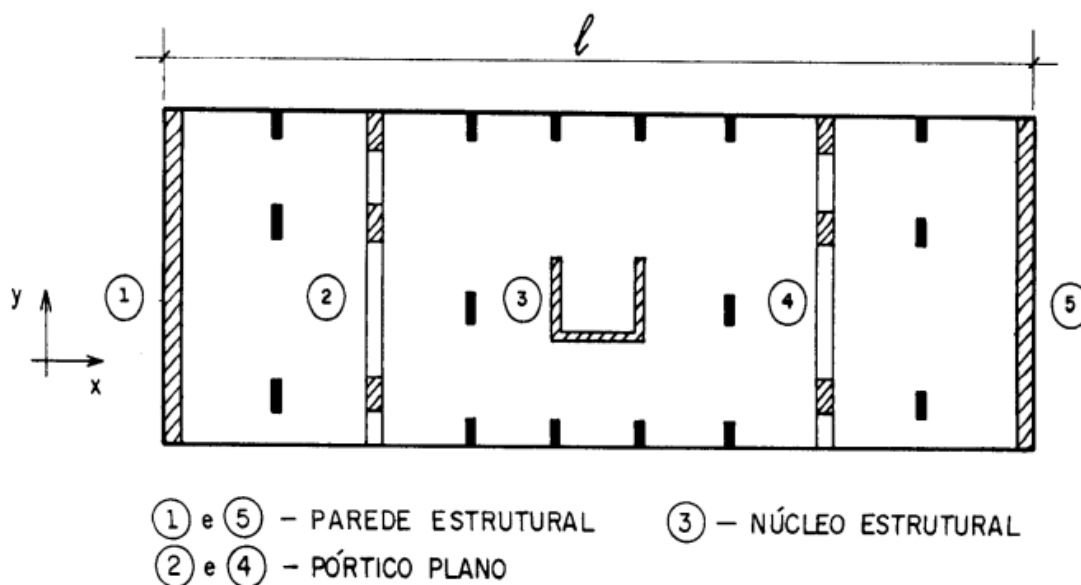


Figura 2.18 – Principais mecanismos para reforço a deslocamentos horizontais de uma estrutura. (1) Pórtico contínuo; (2) Sistema treliçado; (3) Sistema de placas estruturais; e (4) Sistema de paredes contínuas de cisalhamento [16].

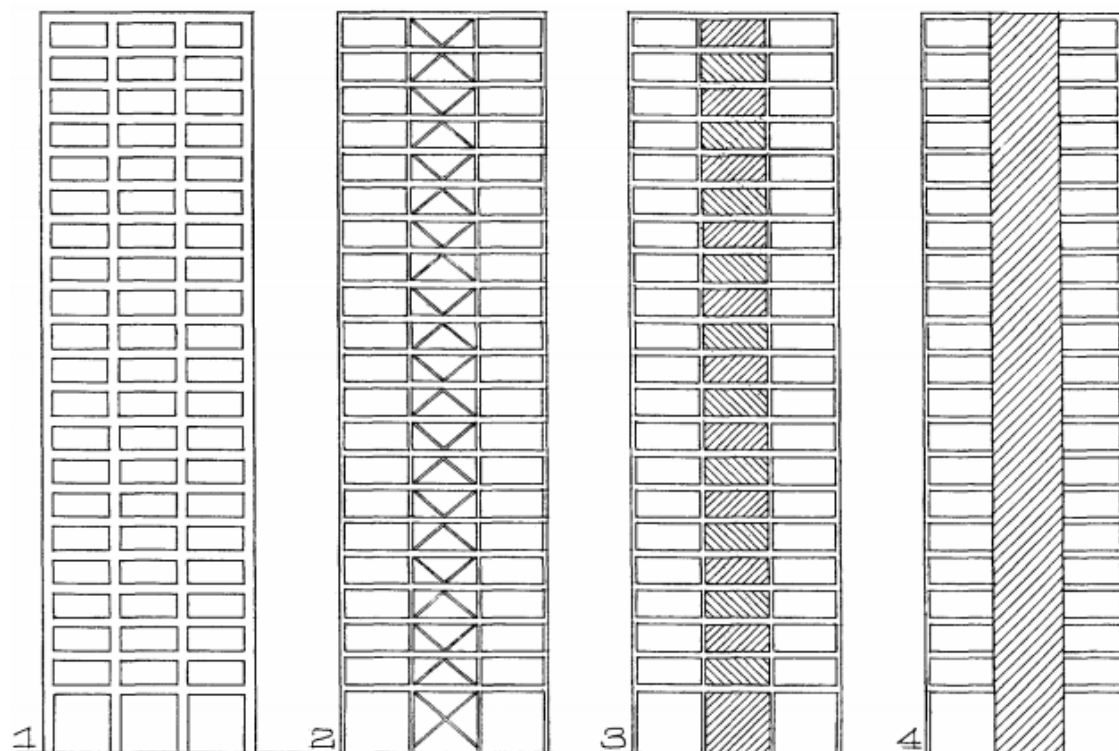
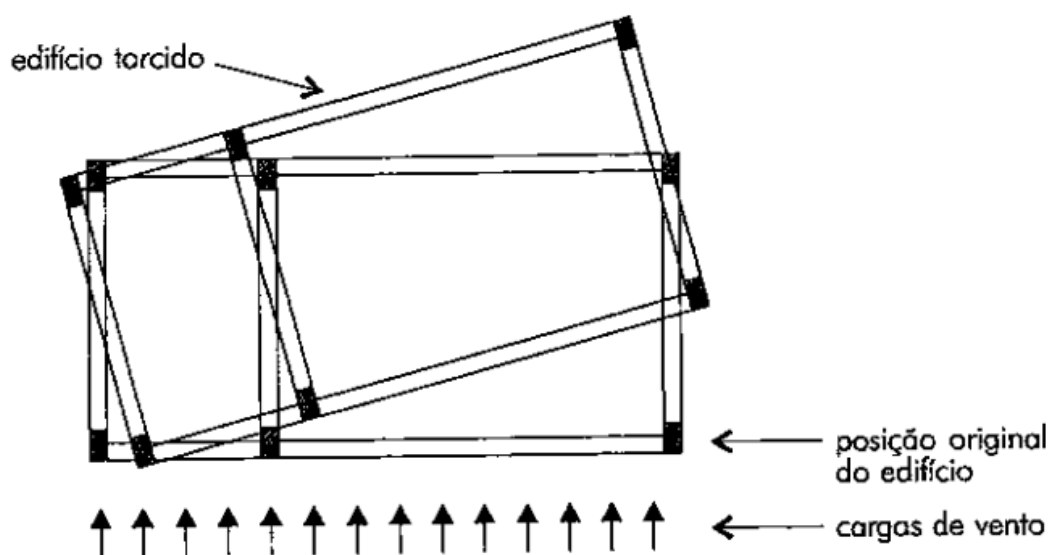


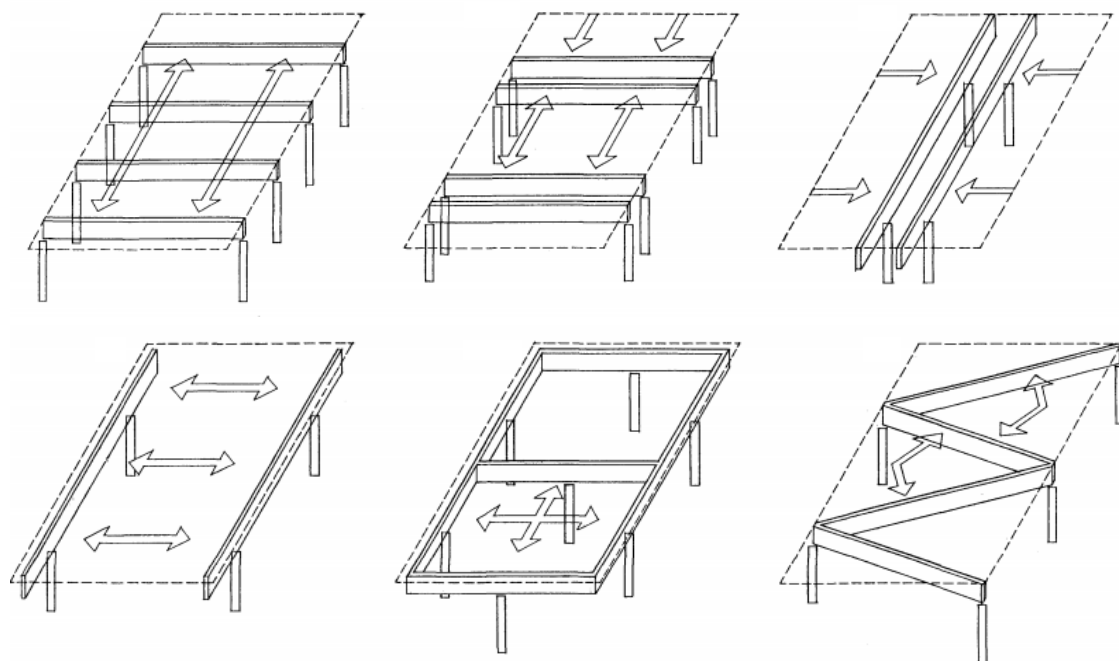
Figura 2.19 – Situação de rotação da edificação para um carga de vento [10].



Outro fator interessante, no aspecto de projetos, que pode auxiliar no lançamento das peças estruturais é estabelecer visualmente o caminho das cargas pelo sistema. O autor Heino Engel [16] faz uma série de modelo de distribuição de carga nas peças estruturais de forma a apresentar possíveis lançamentos. O

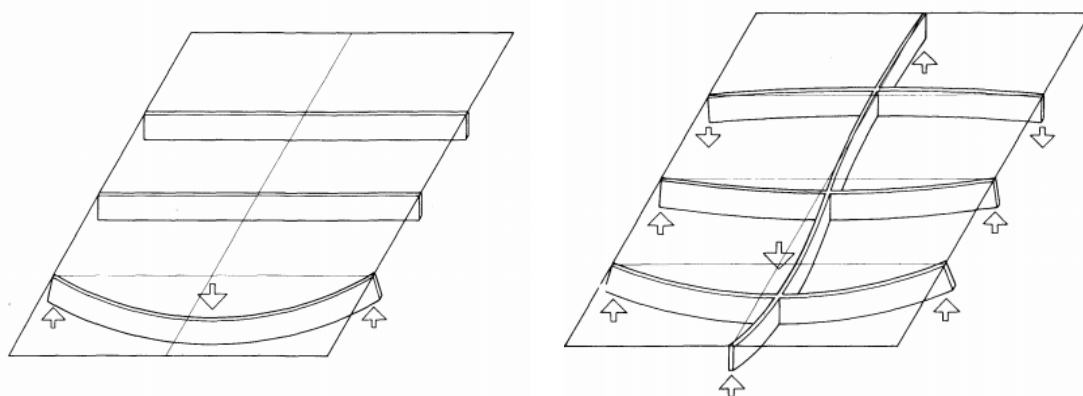
primeiro exemplo trata de um sistema de lajes e vigas, conforme Figura 2.20, onde as setas indicam o caminho das cargas até as vigas.

Figura 2.20 – Posicionamento de vigas para distribuição da carga de painéis [15].



Na Figura 2.21, Engel [16] apresenta uma possibilidade de junção de vigas em formato de grelha para distribuição do carregamento de maneira que todo o sistema estrutural possa contribuir no “dueto” resistência-rigidez. Tal situação pode ser uma solução bem interessante em se tratando de uma tentativa de redução da flecha total do sistema estrutural.

Figura 2.21 – Exemplo da criação de um sistema de grelha para melhoria da resistência do sistema estrutural [16].

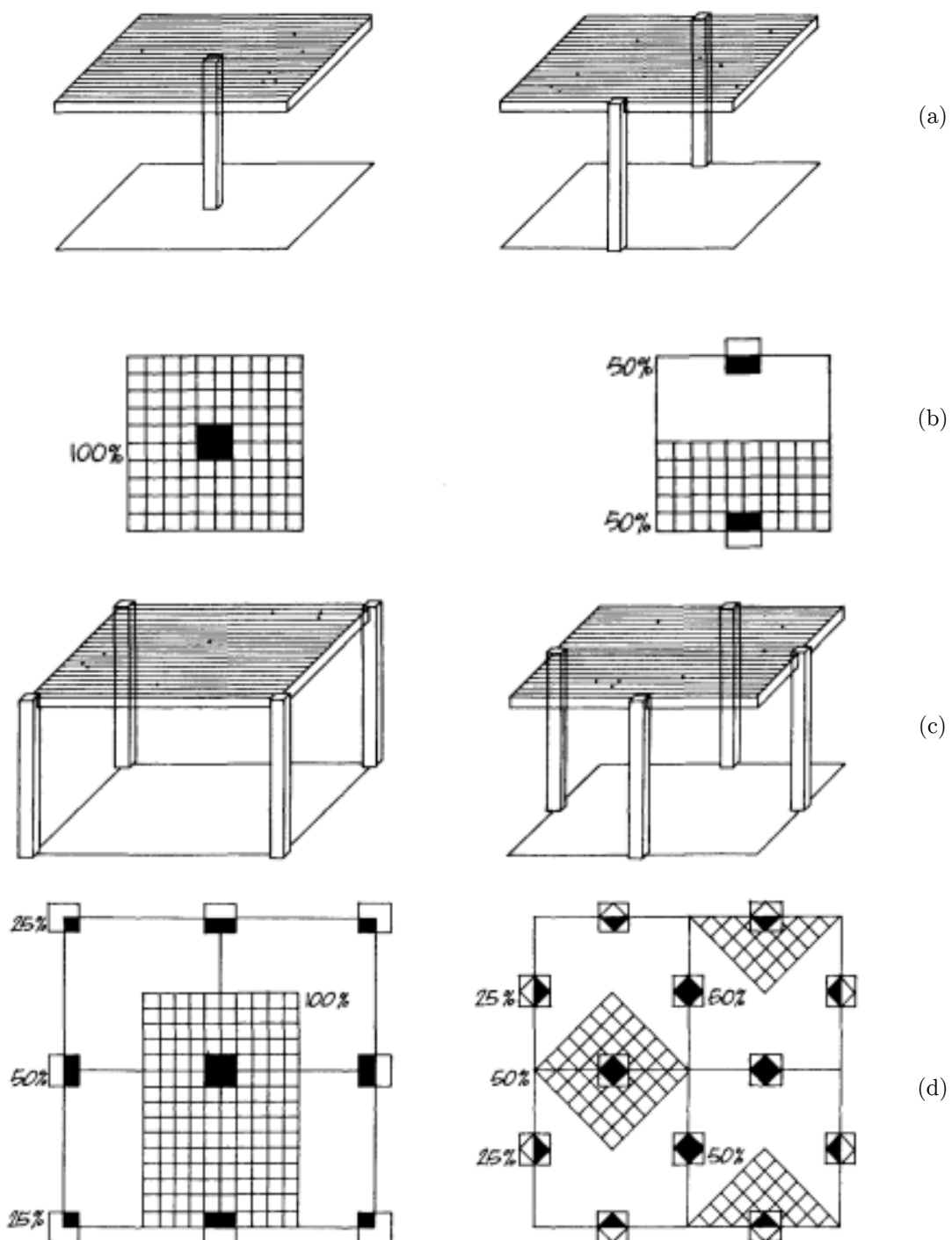


(a) Sistema sem vigas perpendiculares.

(b) Sistema com vigas perpendiculares.

Além do sistema de vigas, é interessante também checar o caminho das cargas para os pilares. Engel [16] faz a apresentação dessa distribuição de carregamento em função da posição do pilar em um módulo carregado, conforme Figura 2.22. A imagem apresenta diversas situações de carregamento e um esboço da possível divisão de carregamento a medidas que esses módulos crescem formando um painel estruturado de lajes e vigas, por exemplo.

Figura 2.22 – Distribuição de cargas em pilares para módulos carregados [16]. (a) Módulo unitário com um e dois pilares; (b) Esboço da distribuição do carregamento nos módulos; (c) Módulo com quatro pilares; (d) Distribuição do carregamento no módulo de quatro pilares.

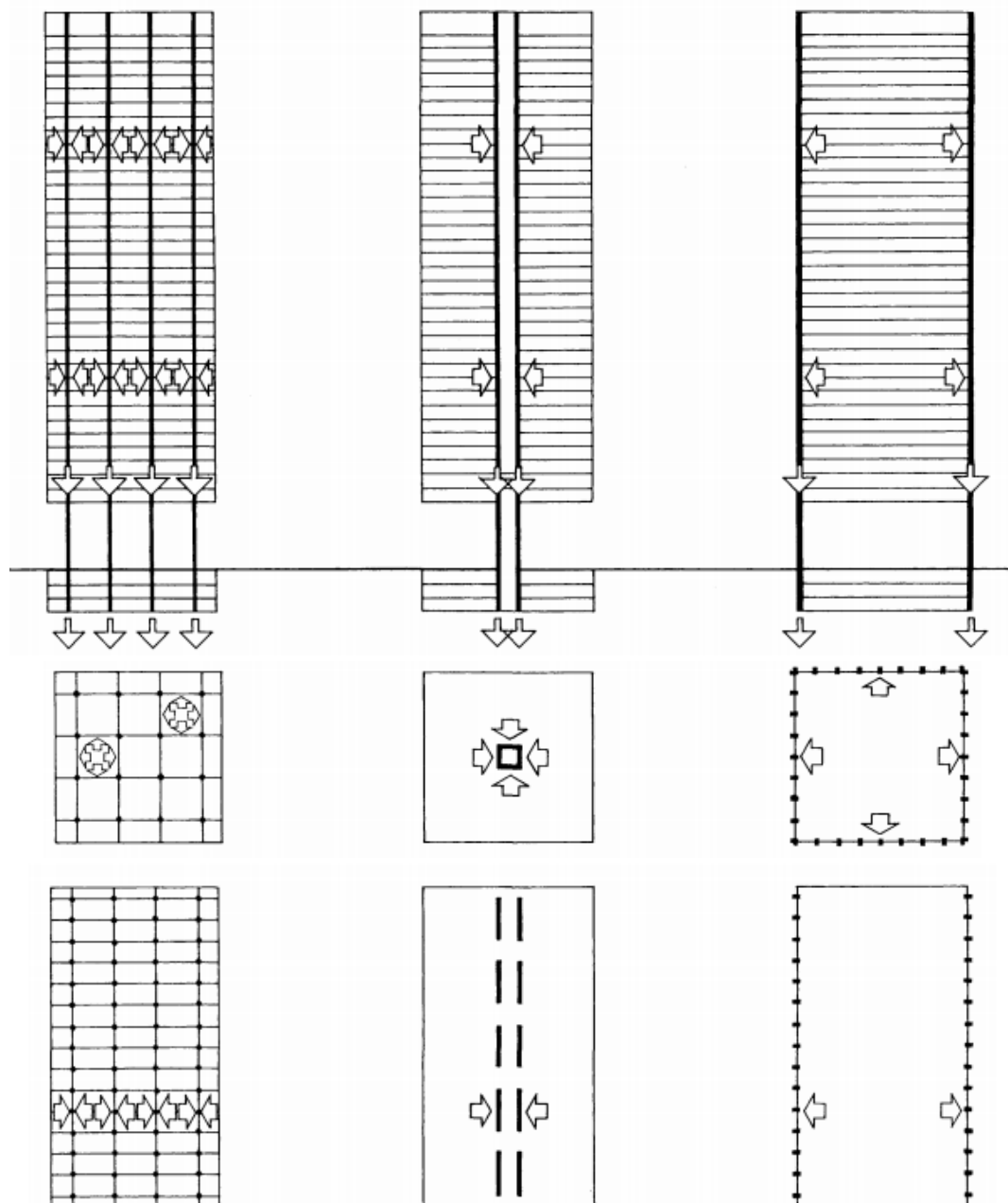




Você Sabia ???

O caminho das cargas é um fator muito importante na escolha do sistema estrutural. A adoção de como cada unidade estrutural irá receber e repassar o carregamento é uma tarefa complexa e deve ser feita com muita atenção. Em edifícios de múltiplos pavimentos tal tarefa se torna crucial visto que o projetista definindo o caminho dessas cargas essas poderão influenciar inclusive na escolha de uma fundação adequada. Na Figura 2.23 Engel [16] apresenta diferentes sistemas estruturais e o caminho do carregamento até as suas respectivas fundações.

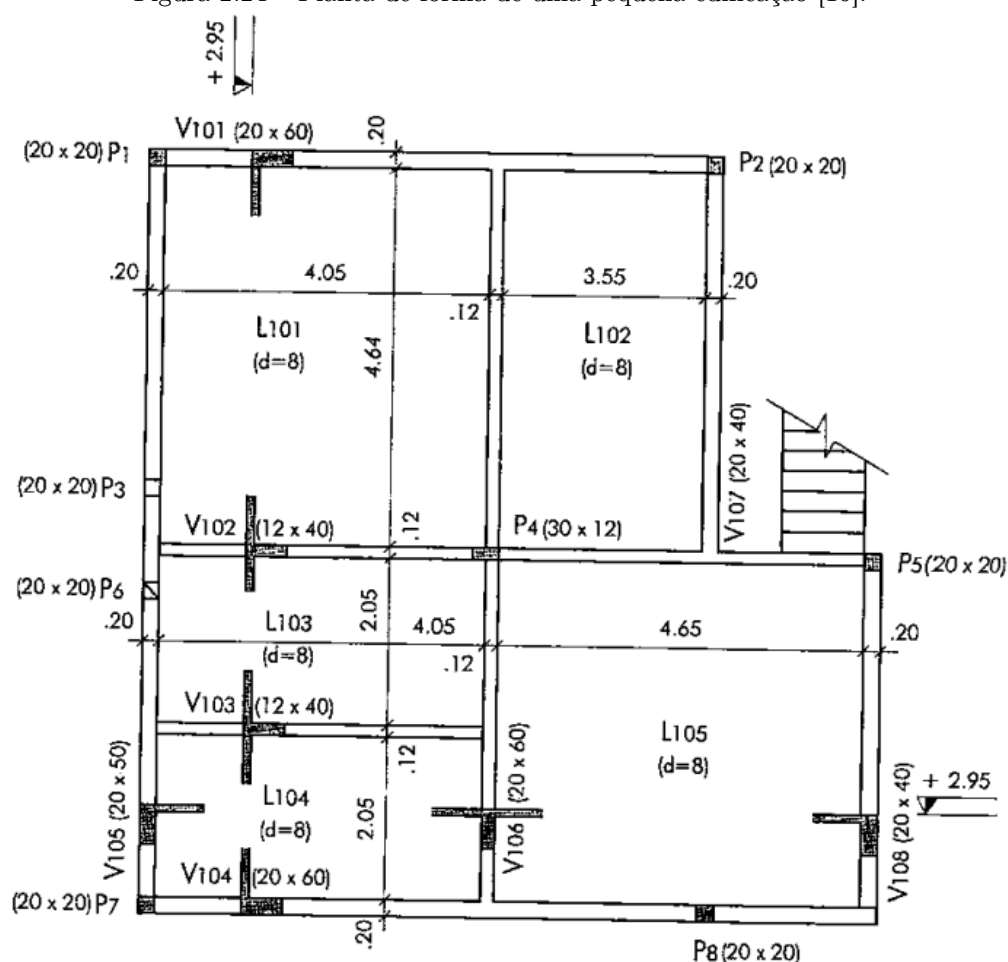
Figura 2.23 – Caminho das cargas em edifícios verticais de múltiplos pavimentos [16].



2.2 Os detalhes da prancha de um projeto de concreto armado

Uma importante etapa do projeto de estruturas é a correta representação do detalhamento das peças estruturais de forma a permitir uma correta interpretação por parte da equipe técnica como também da equipe de produção. Para isso, é importante que o engenheiro de estruturas apresente os projetos de detalhamento da estrutura de forma organizada e sequencial. Para ajudar nesse entendimento, faremos aqui algumas indicações das informações básicas necessárias para concepção do modelo estrutural em formato de pranchas. Em relação a planta de forma pode-se observar as recomendações² e Figura 2.24:

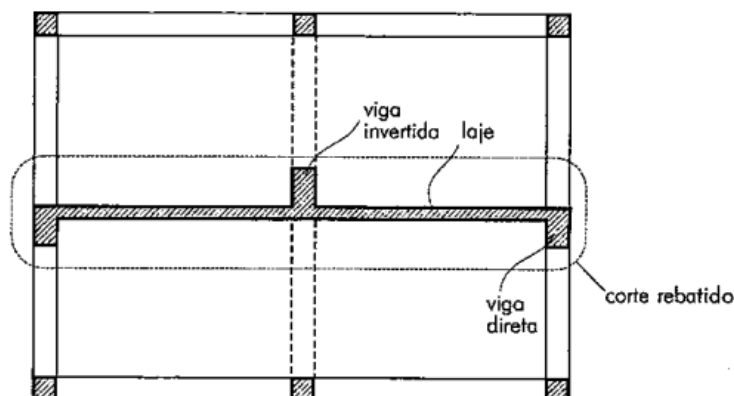
Figura 2.24 – Planta de fôrma de uma pequena edificação [10].



² <http://ifc.edu.br/wp-content/uploads/2014/05/Instru%C3%A7%C3%A3o-Normativa-Projeto-Estrutural.pdf>

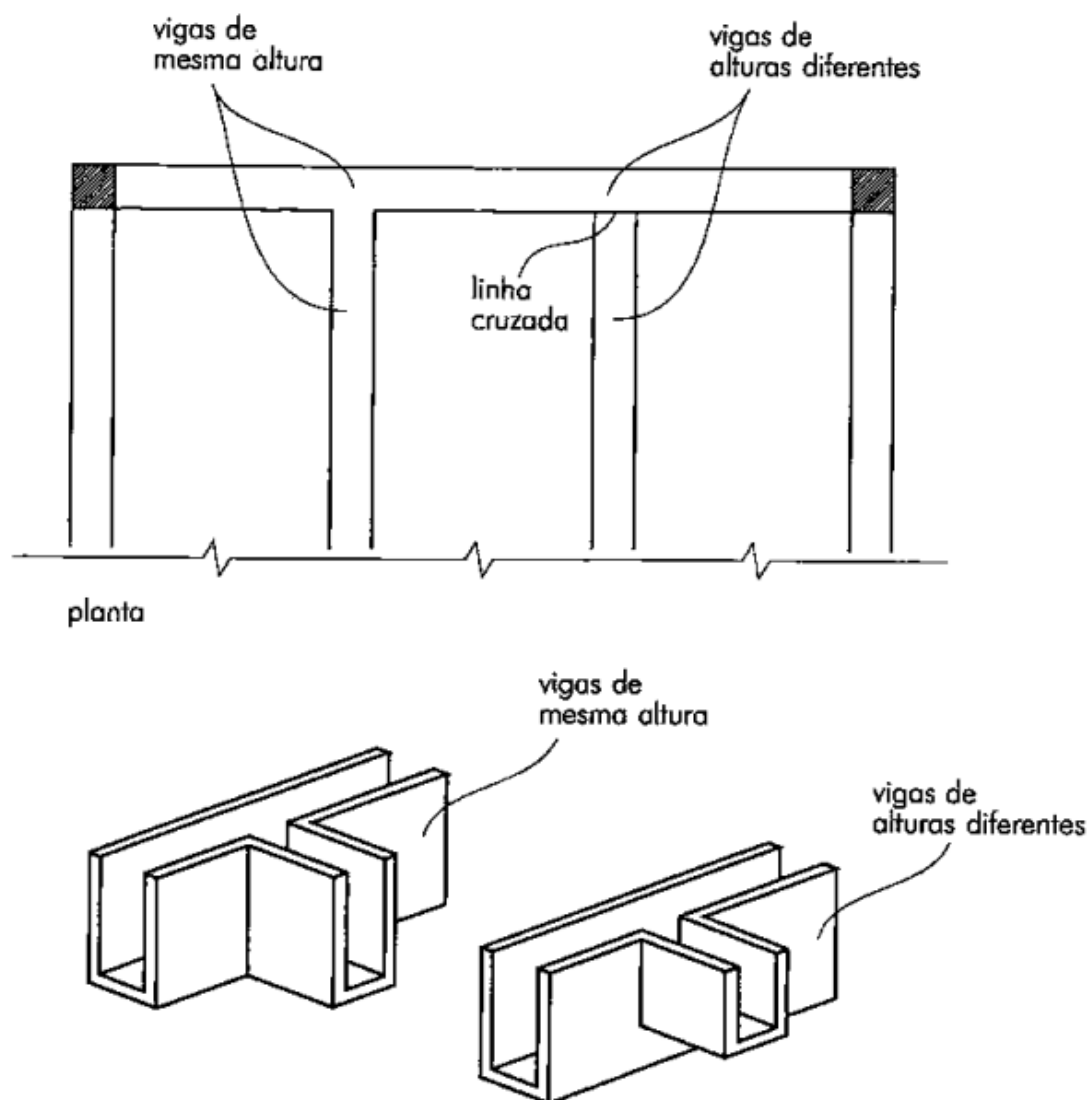
- a) Cotas de todas as dimensões necessárias à execução da estrutura em uma prancha de fôrma (normalmente em escala 1:50);
- b) Numeração de todos os elementos estruturais sendo essa feita da esquerda para direita e de cima para baixo (identificar por pavimento ou por numeração sequencial, exemplo: pavimento tipo 01 a 99 e pavimento cobertura 100 a 199);
- c) Numeração isolada para cada elemento estrutural. Por exemplo: lajes L01 a L99, vigas V01 a V99;
- d) Indicação da seção transversal das peças estruturais;
- e) Quando houver mudança de seção transversal do pilar em determinado pavimento deverão ser indicadas as duas seções junto ao nome do pilar, a que morre e a que continua;
- f) Indicação de aberturas e rebaixos de lajes;
- g) Indicação para situações em que as vigas forem invertidas;
- h) Indicação de valor e localização de contra-flecha em vigas e lajes;
- i) Os pilares sempre são numerados e sequencialmente e a sua locação deverá ser feita pelo eixo;
- j) Na planta de fôrma deve ser colocado uma legenda identificando os pilares que nascem, os que seguem e os que morrem.

Figura 2.25 – Detalhe da planta de fôrma [10].



Uma outra observação importante feita por Rebello [10] é a respeito das vigas invertidas e com diferentes seções. A Figura 2.25 apresenta o detalhe em corte de uma viga invertida (Veja a seção pontilhada na imagem, pois está representa o sistema invertido) e a Figura 2.26 onde são apresentados os detalhes relativos a vigas de diferentes seções.

Figura 2.26 – Vigas de diferentes seções transversais [10].



Como dito anteriormente, os detalhes relativos à armação estão contidos em uma prancha separada. Para essas pranchas são necessárias algumas indicações, são elas:

- a) Seção longitudinal de todas as peças, mostrando a posição, a quantidade, o diâmetro e o comprimento de todas as armaduras longitudinais, em escala adequada;
- b) Detalhe dos estribos em situações em que se há a necessidade deste tipo de armadura, caso que pode ocorrer em situações de lajes nervuradas com esforços elevados de força cortante, em escala 1:20 ou 1:25;
- c) Detalhe em escala adequada das armaduras para as lajes que possuam pequena dimensão, de forma a facilitar a leitura da descrição das armaduras (exemplo: lajes em balanço com pequenas dimensões – como o caso de beirais);
- d) Quando o detalhe das armaduras exigir comprimento das barras superiores ao existente no mercado (12 metros), deverão ser detalhados os tipos de emendas;
- e) No caso de aberturas e furos em elementos estruturais, deverão ser apresentados os detalhes das armaduras de reforço nestas regiões;
- f) Nas lajes nervuradas deve ser indicado, juntamente com as armaduras, o posicionamento dos moldes e das zonas maciças, quando estas forem necessárias;
- g) Consumo de materiais (volume de concreto, área de forma e quadro resumo de armação) e resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}).

Rebello [10] faz a apresentação das informações necessárias para detalhamento da armadura em um projeto de armação (Ver Figura 2.27). A Figura 2.28, Figura 2.29 e Figura 2.30 apresentam esses detalhes gerais. As Figuras 2.27 a 2.29 apresentam detalhes em cores no projeto de armação. Essa prática na nossa opinião facilita a leitura dos projetos, apesar de que o modelo mais tradicional encontrado são projetos escalas de preto e cinza.

Figura 2.29 – Detalhe da armação de um lance de pilar em concreto armado.

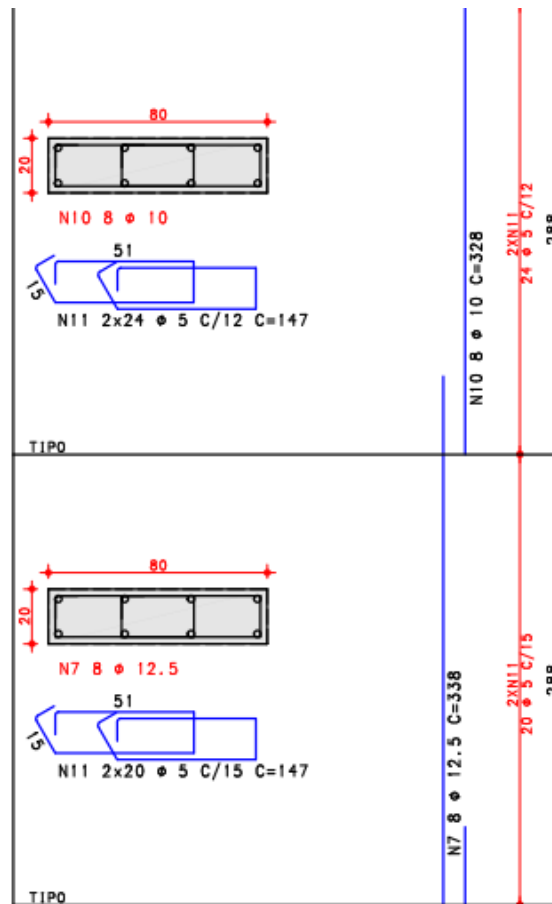
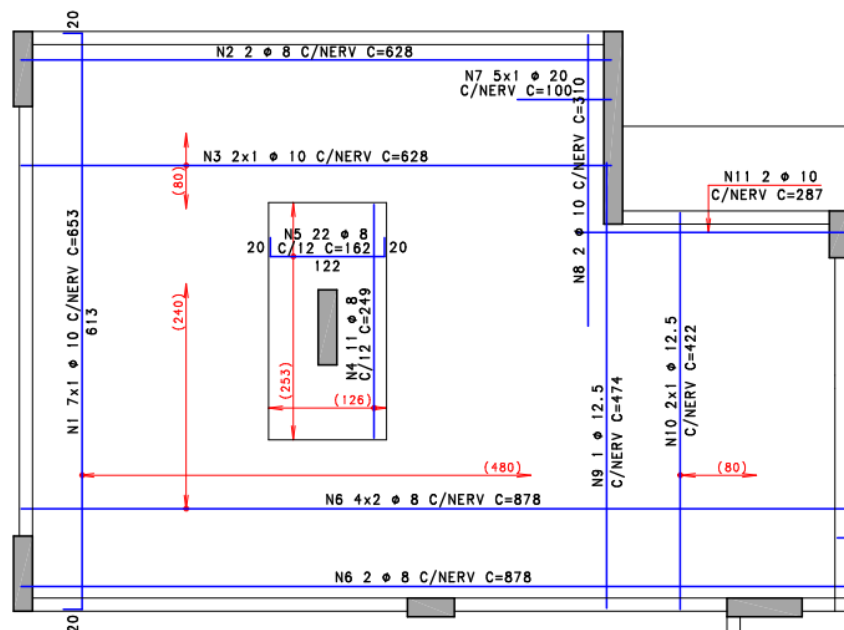


Figura 2.30 – Detalhe da armação de lajes nervuradas em concreto armado.



Ainda sobre as pranchas de fôrma e armação, é imprescindível a apresentação das quantidades de material que são utilizadas no projeto, portanto aqui são mostradas as equações necessárias para levantamento da fôrma de madeira, concreto e aço em um projeto estrutural.

Para levantamento da armadura de aço utilizada no projeto é necessário a determinação do comprimento total de cada diâmetro utilizado, sendo que o total apresentado em prancha é o resumo em peso para cada diâmetro. O Quadro 2.3 e Quadro 2.4 apresentam exemplos de listas de material referente as armaduras para uma peça estrutural em concreto armado.

Quadro 2.3 - Lista de armaduras para apresentação de quantitativos em uma peça estrutural.

Peça	N	ϕ (mm)	Quant.	Comprimento (cm)	
				Unit.	Total
P1	1	12.5	48	338	16224
	2	12.5	2	286	572
	3	5	23	31	713

Nesse caso a denominação P1 indica a peça de Pilar P1 que está sendo detalhada com dois tipos de armadura ($\phi = 12,5$ mm e $\phi = 5,0$ mm). Após esse detalhamento é necessário a apresentação do resumo conforme descrito anteriormente.

Lembrando que esse resumo normalmente é apresentado em uma coluna com o peso total considerando 10% da perda relativa à atividade de corte e dobra das barras e fios. Todavia, em situações que o projeto for encaminhado para centrais de corte e dobra, não havendo estas atividades no canteiro de obras, deve-se trabalhar sem este percentual (não há perdas neste tipo de produção).

Quadro 2.4 - Resumo exemplo para apresentação de quantitativos em uma prancha de armação.

Tipo armadura	ϕ (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	Peso + 10% (kg)
CA 60	5	3430	528	581
CA 50	8	353	139	153

É fato que as observações acima se aplicam a diversos tipos de projeto, porém algumas exceções podem ser citadas de forma a complementar o quadro de recomendações. Por exemplo, em caso de projeto de lajes-pré-fabricadas devem ser indicadas as posições das vigotas, sentido da armação e espessura da capa, e as características do elemento de enchimento, como informações mínimas.

A respeito dos cortes estruturais, a prática de escritórios é se adotar no mínimo dois, um em cada direção principal do projeto estrutural, sendo que esses cortes devem contemplar todos os pavimentos da edificação, sempre que possível. Em caso de estruturas complexas com diferentes alturas e número de pavimentos faz-se necessário o recurso de separação desses cortes em função da sensibilidade do projetista a respeito da organização das informações, de forma que essas não fiquem confusas.

Outros dados importantes são referentes à contabilização dos eixos e níveis estruturais de acordo com as indicações arquitetônicas, visto que essas informações auxiliam na interpretação das informações estruturais e sua junção com a arquitetura.

2.3 Elementos do sistema estrutural e seu pré-dimensionamento

Cada sistema estrutural dependerá dos seus vários elementos formadores, sendo possível, de maneira geral, classificá-lo em função da geometria em três grupos básicos: (a) elementos lineares; (b) elementos de superfície; e (c) elementos tridimensionais.

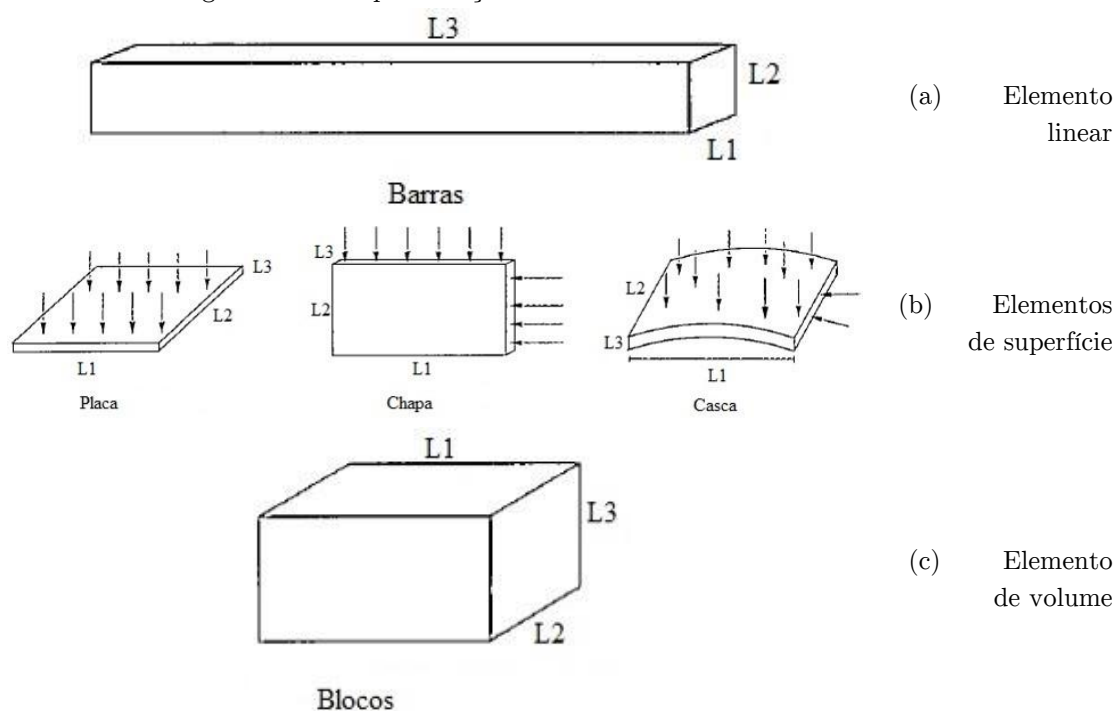
Os elementos lineares são aqueles em que uma de suas dimensões é bastante preponderante sobre as demais ($L3 \gg L1, L2$) ou, segundo a disposição do item 14.4.1 da NBR 6118 [4], sua maior dimensão deve ser no mínimo três vezes maior que a maior dimensão da seção transversal. A NBR 6118 [4] coloca como

representantes desse grupo as vigas, pilares, tirantes e arcos (maiores detalhes nos itens 1.4.1.1 a 1.4.1.4 da respectiva norma).

Os elementos de superfície são definidos pelo item 14.4.2 da NBR 6118 [4], em que uma dimensão, usualmente chamada de espessura, é relativamente pequena em face das demais ($L2 \ll L1, L3$). Os itens 14.4.2.1 a 14.4.2.4 da NBR 6118 [4] classificam esses elementos em subdivisões: (a) Placas; (b) Chapas; e (c) Cascas.

O grupo dos elementos tridimensionais é composto por aqueles em que as três dimensões têm a mesma ordem de grandeza. São exemplos desse grupo os elementos de fundação como blocos, sapatas e tubulões (Figura 2.31).

Figura 2.31 – Representação dos elementos do sistema estrutural.



Associando os conceitos acima para dentro da temática dos edifícios em concreto armado, pode-se destacar três elementos que são bastantes comuns em um projeto estrutural, são eles:

a) Vigas (elementos lineares): O item 14.4.1.1 da NBR 6118 [4] define viga como um elemento linear em que a flexão é preponderante;

- b) Pilares (elementos lineares): O item 14.4.1.2 da NBR 6118 [4] define pilar como um elemento linear de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes;
- c) Lajes (elemento de superfície): O item 14.4.2.1 da NBR 6118 [4] define laje como um elemento de superfície plana, sujeitos principalmente a ações normais a seu plano.

A seguir serão apresentados alguns conceitos relativos à tomada de decisão em relação a escolhas das dimensões iniciais desses elementos em um projeto de estruturas.

2.3.1 Características sobre a geometria de vigas de concreto

Segundo a NBR 6118 [4], a seção transversal das vigas não pode apresentar largura inferior a 12 cm e em uma viga parede a largura não deve ser inferior a 15 cm. Estes limites podem ser reduzidos, respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitadas as seguintes condições:

- a) Alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos nesta Norma;
- b) Lançamento e vibração do concreto de acordo com a NBR 14931 "Execução de estruturas de concreto – procedimento" [17];

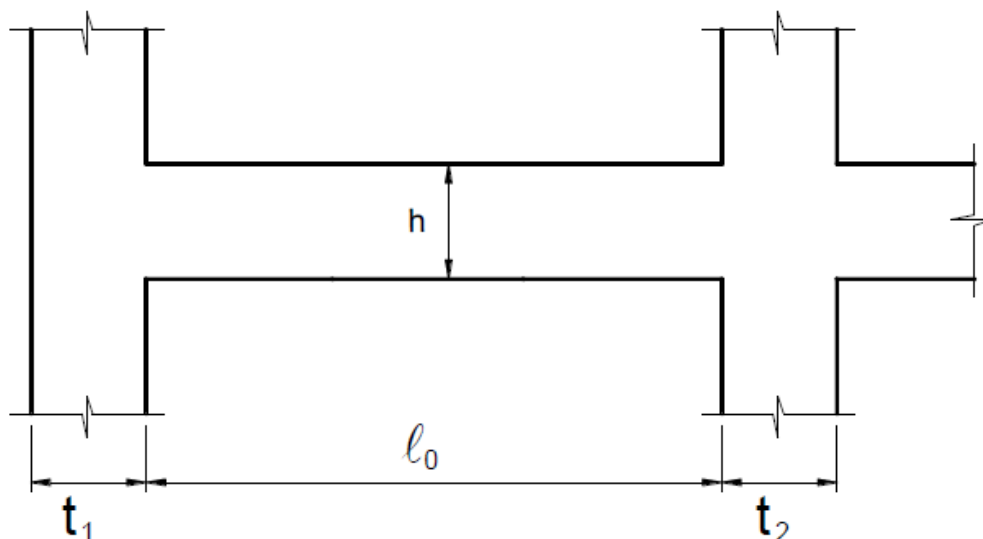
Em relação a essas dimensões o projetista tem total liberdade para escolha da seção e suas particularidades, porém algumas boas práticas são recomendadas para que se evite situações indesejáveis no período de construção. A primeira premissa básica diz respeito ao limite de largura das vigas que nesse caso serão de no máximo a largura das paredes (b_{par}). Vale ressaltar que essa indicação não é

uma regra e sim uma boa prática de projeto no sentido de evitar saliências internas da estrutura em relação ao elemento de vedação.

Para situações onde a relação entre vão e altura (L/h) for inferior a 2 em sistemas bi apoiados e inferior a 3 em sistemas de viga contínua, define-se que esse elemento é tido como viga-parede.

No momento do dimensionamento, é necessário determinar o valor do vão efetivo para a peça estrutural, nesse caso o vão da viga. A Figura 2.32 apresenta o modelo padrão para se analisar o vão efetivo e as equações (2.1) e (2.2) são utilizadas para determinação desse vão.

Figura 2.32 – Vão efetivo para vigas e lajes de concreto [4].



$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (2.1)$$

e:

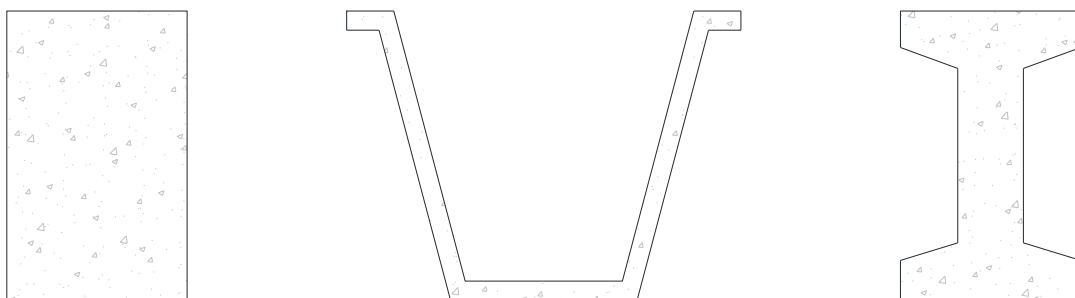
$$a_1, a_2 \leq \begin{cases} t_1/2, t_2/2 \\ 0,30.h \end{cases} \quad (2.2)$$

Onde a_1, a_2 representam o comprimento a se acrescentar ao vão l_0 para que possa se tomar como referência para os demais procedimentos de cálculo um vão efetivo l_{ef} . t_1 e t_2 representam a largura do elemento que servirá de apoio,

seja ele intermediário ou externo. Já h representa a própria altura do elemento em estudo.

Sobre a geometria da seção de uma viga, é usual a utilização de seções retangulares, porém tal situação não é uma regra. Para exemplificar modelos de geometrias típicas de vigas, é possível observar a Figura 2.33.

Figura 2.33 – Seções transversais de vigas e concreto armado.



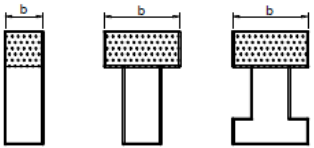
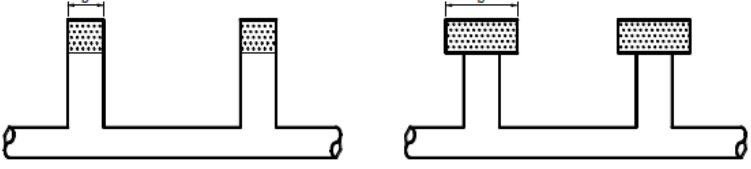
A NBR 6118 [4] também faz algumas ressalvas sobre a largura no item 15.10, a mesma afirma que a segurança à instabilidade lateral de vigas deve ser garantida através de procedimentos apropriados. Logo, a norma adota critérios para se estabelecer uma largura para vigas de concreto, com armaduras passivas ou ativas, sujeitas à flambagem lateral. As condições impostas são descritas nas equações (2.3) e (2.4):

$$b \geq l_0/50 \quad (2.3)$$

$$b \geq \beta_{fl} \cdot h \quad (2.4)$$

Onde b é a largura da zona comprimida, h é a altura total da viga, l_0 é dado como o comprimento do flange comprimido, medido entre suportes que garantam o contraventamento lateral e finalmente β_{fl} dado como o coeficiente que depende da forma da viga, conforme o Quadro 2.5.

Quadro 2.5 - Coeficiente β_{fl} para seções de viga [4].

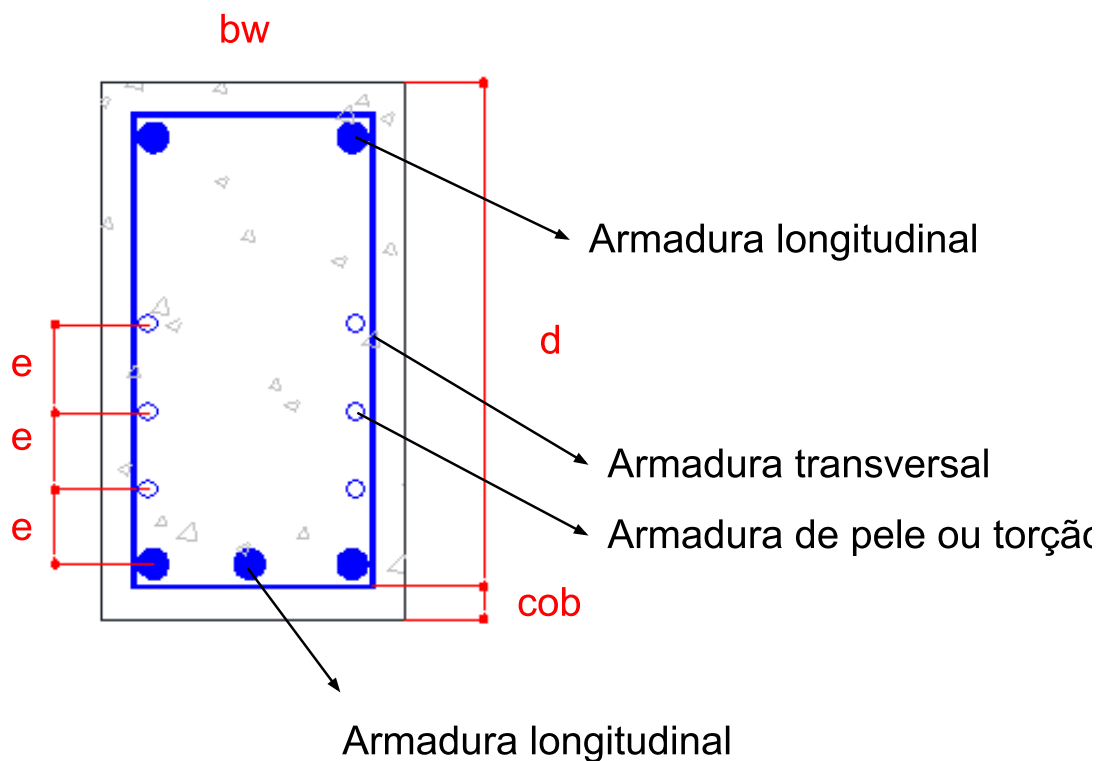
Tipologia da viga ¹	Valores de β_{fl}
	0,40
	0,50

¹As hachuras indicam a zona comprimida da seção transversal.

É muito comum que os sistemas de vigas sejam contornados em toda sua extensão por sistemas de lajes, o que dispensa esta verificação de estabilidade lateral. Porém, em situações onde a viga não possuir tal travamento lateral a largura deverá ser verificada por essa formulação.

A Figura 2.34 apresenta a seção de uma viga de concreto armado com as possíveis disposições de armadura.

Figura 2.34 – Seção típica de uma viga de concreto armado.



A seção típica contém os seguintes elementos de aço:

- a) Armadura de pele para questões construtivas (Somente para altura $h > 60 \text{ cm}$) e armadura para torção em caso de vigas com esse tipo de esforço;
- b) Armaduras longitudinal (Compressão, tração e construtiva);
- c) Armaduras transversais, comumente chamadas de estribos.

O valor e representa o espaçamento entre as barras de aço longitudinal e b_w a largura da viga. Portanto o valor da altura h é uma relação entre os demais termos conforme a equação (2.5):

$$h = d + cob + \phi_e + \frac{\phi_l}{2} \quad (2.5)$$

O parâmetro d é denominado como altura útil da armadura (distância entre o centro geométrico de ϕ_l até ao bordo mais comprimido da peça), cob é o cobrimento das armaduras (mais detalhes sobre o cobrimento serão apresentados no capítulo 4 desse livro), ϕ_l é o diâmetro da armadura longitudinal e ϕ_e é o diâmetro da armadura de cisalhamento, também conhecido como estribo.

O pré-dimensionamento das vigas pode ser feito pelo uso de uma relação que envolve o vão efetivo da peça. As equações (2.6) a (2.8) apresentam esse critério que estabelece a altura em função do vão efetivo das peças.

- a) Tramos internos de vigas contínuas:

$$h = \frac{l_{ef}}{12} \quad (2.6)$$

- b) Tramos externos ou vigas biapoiadas:

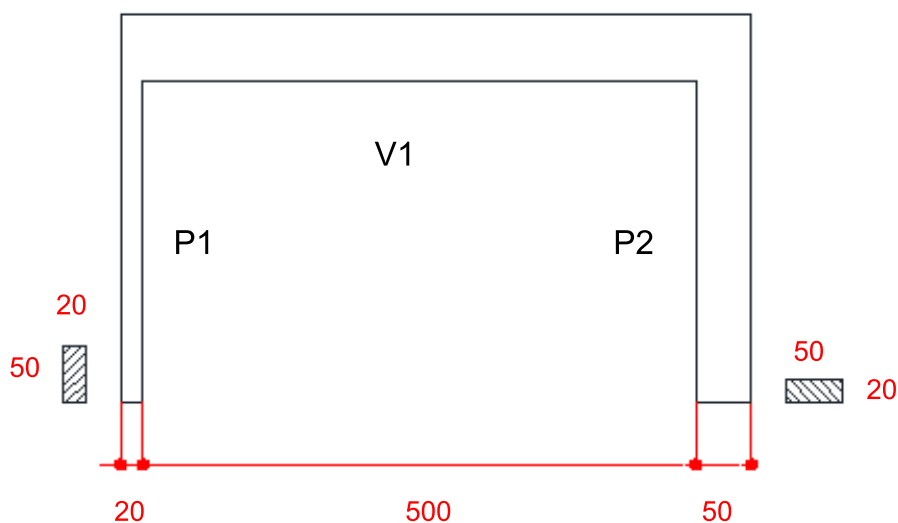
$$h = \frac{l_{ef}}{10} \quad (2.7)$$

- c) Balanços:

$$h = \frac{l_{ef}}{5} \quad (2.8)$$

Exemplo Resolvido 2.1: A Figura 2.35 mostra a vista longitudinal de um pórtico de concreto. Determine a altura da viga de concreto em questão utilizando as formulações apresentadas anteriormente.

Figura 2.35 – Vista unifilar e longitudinal de uma viga de concreto.



Em caso de uma situação onde não se conheça a altura da peça estrutural (no caso a viga) recomenda-se o uso das medianas dos elementos de apoio para estimar o vão efetivo da peça. No caso da Figura 2.35 o vão efetivo seria dado por:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 = 500 + 10 + 25 = 535 \text{ cm}$$

$$h = \frac{l_{ef}}{10} = \frac{535}{10} = 53,5 \cong 55 \text{ cm}$$

Logo, a altura adotada para a peça seria de 55 cm. Veja que a altura foi alterada intencionalmente de 53,5 cm para 55 cm, uma vez que é recomendável que a altura de uma viga seja preferencialmente modulada de 5 em 5 cm, ou de 10 em 10 cm. A altura mínima indicada é de 25 cm. Vigas contínuas devem ter a

altura dos vãos obedecendo uma certa padronização, a fim de evitar várias alturas diferentes [18].

Após essa determinação de altura prévia deve-se avaliar o vão efetivo de acordo com a abordagem normativa dado a seguir, onde a_1 representa a distância a ser acrescida no pilar P1 e a_2 a distância a ser acrescida ao pilar P2.

$$a_1 \leq \begin{cases} t_1/2 = 20/2 = 10 \text{ cm} \\ 0,30 \cdot h = 0,30 \cdot 55 = 16,5 \text{ cm} \end{cases} \quad a_2 \leq \begin{cases} t_2/2 = 50/2 = 25 \text{ cm} \\ 0,30 \cdot h = 0,30 \cdot 55 = 16,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Logo, o vão efetivo da peça é de 526,50 cm. No caso esse valor será utilizado no ato de dimensionamento da estrutura. O programa de cálculo estrutural ou no procedimento manual o vão para a viga em questão será de 526,50 cm.

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 = 500 + 10 + 16,5 = 526,50 \text{ cm}$$



Não existe uma recomendação padrão sobre o uso de vigas e como dito anteriormente essas devem ser utilizadas como elementos de suporte de cargas e de transmissão do carregamento do subsistema horizontal (sistema de lajes) de um edifício. Diversos autores recomendam o uso dessas peças em concreto armado para vãos até de 6 ou 7 metros e que acima disso a utilização de técnicas como a de protensão minimizariam problemas relativos a esforços de grande magnitude e custo.

2.3.2 Características sobre a geometria de lajes de concreto

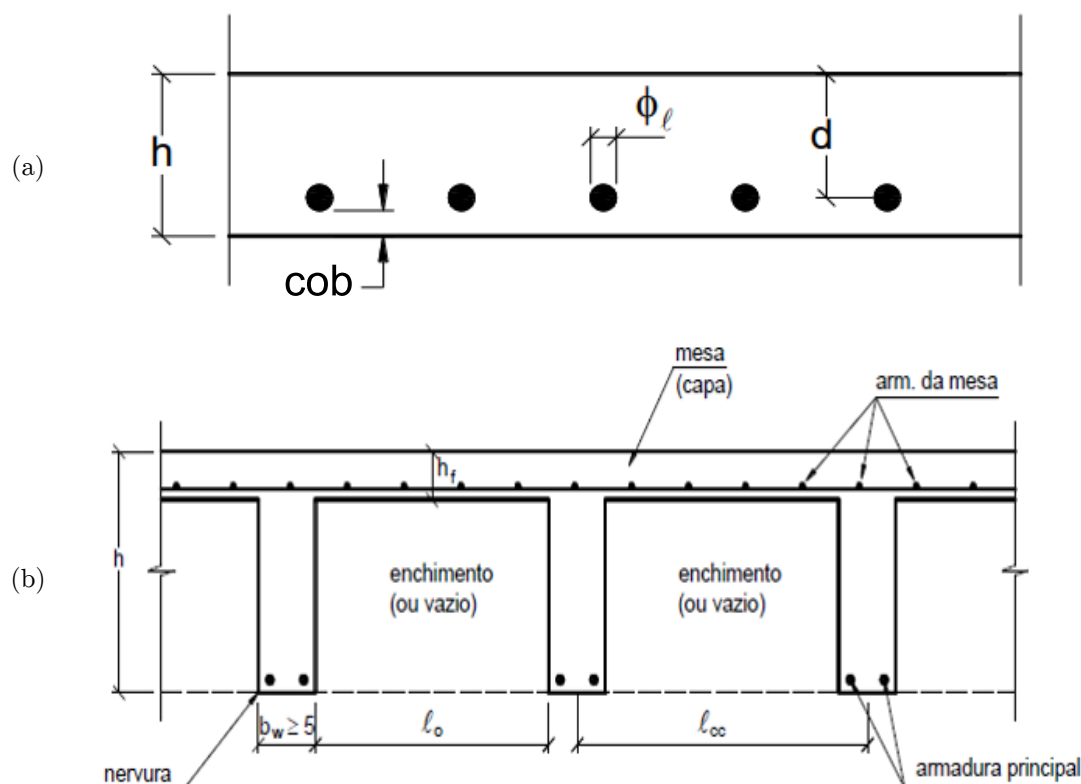
Nessa seção o foco será voltado a determinação da geometria de uma laje, podendo essa possuir diversas tipologias como visto nas vigas. No caso do material aqui denominado concreto armado as tipologias estudadas para dimensionamento e detalhamento são as lajes maciças e nervuradas (moldadas *in loco* e treliçadas).

A diferença entre esses dois tipos de laje se dá, basicamente, quanto ao formato na parte inferior, em que nas lajes maciças se tem uma superfície

contínua, sem variação da seção, enquanto nas lajes nervuradas tem-se a presença de descontinuidades (nervuras), que podem ser preenchidos com material de enchimento ou não. As características da geometria de uma seção maciça e nervurada podem ser vistas na Figura 2.36. A nomenclatura dos itens da geometria continua os mesmos com exceção da variável l_{cc} que indica a distância entre o centro geométrico das nervuras de largura b_w .

A NBR 6118 [4], no item 14.7.7, define laje nervurada como as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte (ou fôrma reaproveitável), sendo que este último material não faz parte do sistema que resistente aos esforços do elemento estrutural.

Figura 2.36 – Seção típica de lajes maciças e nervuradas. (a) Laje maciça; (b) Laje nervurada genérica [19].



As lajes normalmente são formadas por malhas de aço, sejam elas no sistema maciça como um todo ou na capa de lajes nervuradas. Essas armaduras

podem ser construtivas ou não e nesse momento não faremos essa distinção. A altura total da peça será dada pela equação (2.9) sendo que essas estruturas não contêm armadura transversal, como as vigas, nos casos mais usuais.

$$h = d + cob + \frac{\phi_l}{2} \quad (2.9)$$

A NBR 6118 [4], no item 13.2.4.1, propõe limites mínimos quanto a altura para as lajes maciças de concreto armado, conforme listado a seguir: as dimensões mínimas de altura de uma laje maciça de concreto armado. Abaixo são listados os limites da normativa:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $L/42$ para lajes de piso biapoiadas e $L/50$ para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Já para as lajes nervuradas a NBR 6118 [4] faz as seguintes recomendações:

- a) A espessura da mesa, quando não existirem tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a $1/15$ da distância entre as faces das nervuras (l_0) e não menor que 4 cm;
- b) O valor mínimo absoluto da espessura da mesa deve ser 5 cm, quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10 mm. Para tubulações com diâmetro Φ maior que 10 mm, a mesa deve ter a espessura mínima

de $4 \text{ cm} + \Phi$ (Diâmetro nominal da tubulação), ou $4 \text{ cm} + 2\Phi$ no caso de haver cruzamento destas tubulações;

- c) A espessura das nervuras não pode ser inferior a 5 cm;
- d) Nervuras com espessura menores que 8 cm não podem conter armadura de compressão.

Sobre o mercado da construção civil as lajes nervuradas podem ser divididas em dois grandes grupos, sendo as lajes nervuradas pré-moldadas; e as lajes nervuradas moldadas *in loco*.

Figura 2.37 – Diversos tipos de lajes nervuradas moldadas *in loco* Disponível em: <https://www.flickr.com/photos/atex1>.



¹Vídeo do canal: Atex Brasil

Figura 2.38 – Diversos tipos de lajes nervuradas pré-moldadas. Disponível em: <http://www.vibracon.com.br/produtos/lajes/>; <https://www.quartzolit.weber/solucoes-tecnicas-quartzolit-para-reparos-protecao-e-reforco/como-chapiscar-lajes-pre-moldadas-alvenaria-e-estruturas-de-concreto-com-seguranca-e-praticidade>.¹



¹Vídeo do canal: Papo de Obra

Segundo Junior e Giongo [20], a evolução das lajes nervuradas moldadas *in loco* permitiu a introdução de elementos pré-moldados nesse subsistema horizontal. No caso das lajes, parte das nervuras (as inferiores) passaram a ser pré-moldadas, facilitando o processo construtivo. O processo de pré-fabricação desse elemento pode ser no próprio canteiro ou em fábrica. As nervuras são posteriormente transportadas para o canteiro e posicionadas sobre as formas das vigas e os apoios intermediários temporários (cimbramentos). O autor ainda afirma que alguns modelos de lajes nervuradas possuem materiais de enchimento do tipo: (a) Cerâmica; (b) Isopor; (c) Concreto celular. Tal situação permite principalmente a redução do peso próprio e menor consumo de materiais.

A ABNT NBR 14859 Lajes pré-fabricadas de concreto [21] estabelece alguns parâmetros relativos aos elementos de laje pré-moldada. No Quadro 2.6 ficam estabelecidas as dimensões mínimas dos elementos da estrutura de laje unidirecional por exemplo, como também os elementos de enchimento.

Quadro 2.6 - Dimensões mínimas dos elementos da laje pré-moldada.

Altura total da laje (cm)	Altura total de enchimento (cm)	Capa mínima (cm)
Até 12,0	Maciço	-
13,0 ; 14,0	7,0	3,0 ; 4,0
15,0 ; 16,0	8,0	4,0 ; 5,0
17,0 ; 18,0	10,0	4,0 ; 5,0
19,0 ; 20,0	12,0	4,0 ; 5,0
23,0 ; 24,0	16,0	4,0 ; 5,0
27,0 ; 28,0	20,0	4,0 ; 5,0
32,0 ; 33,0	24,0	5,0 ; 6,0
37,0 ; 38,0	29,0	5,0 ; 6,0

Por se tratar de um elemento de superfície a laje em concreto terá duas dimensões em planta denominadas de l_x (Menor dimensão), l_y (Maior dimensão) e uma terceira que é a altura (ou espessura) denominada aqui nesse texto como h . Para definição dos valores das dimensões em planta o procedimento é similar

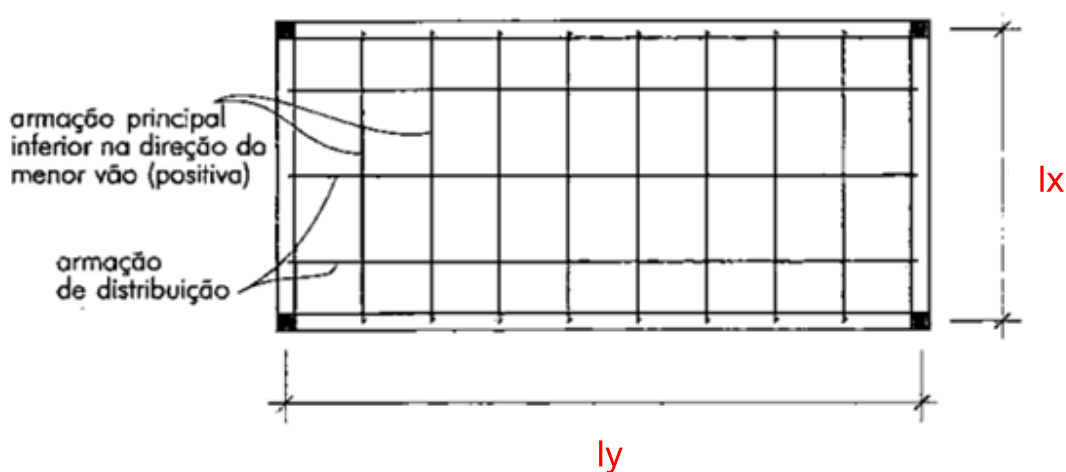
ao processo utilizado nas vigas conforme descrito no item 14.6.2.4 da NBR 6118 [4] ou na seção 2.3.1 deste material. Portanto as equações (2.1) e (2.2) são válidas para o cálculo do vão efetivo de uma laje. Lembrando que para as lajes o vão efetivo deverá ser avaliado para a maior e menor dimensão da peça (l_x e l_y).

Como o material aborda o dimensionamento de lajes maciças e nervuradas em concreto armado, serão apresentados os procedimentos para determinação da altura de pré-dimensionamento estrutural.

Para aplicar esse conceito de pré-dimensionamento é necessário classificar as lajes como armadas em uma direção ou duas direções. Essa classificação pode ser feita pela consideração do fator $\lambda = l_y/l_x$, sendo essa uma classificação geométrica do elemento em função da disposição da armadura na peça. Tais situações são descritas a seguir:

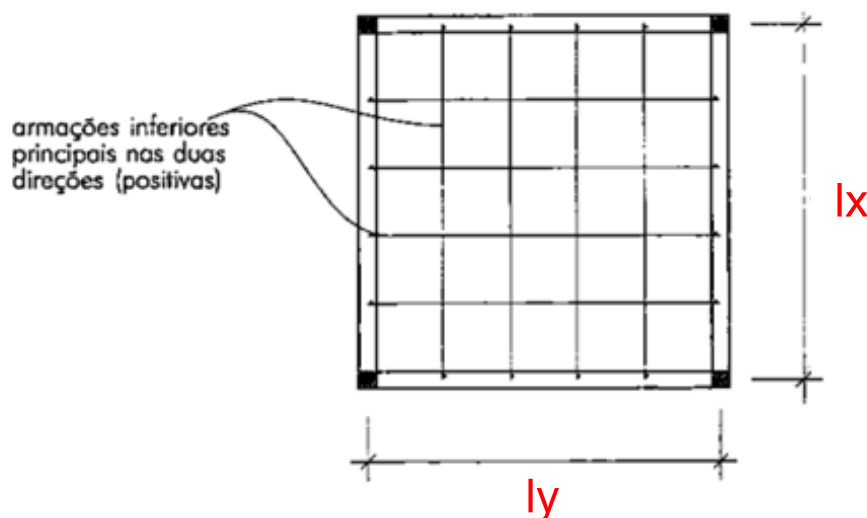
- a) $\lambda > 2$: Laje armada em uma direção: As barras para suprimir os esforços de tração são dispostas sempre em l_x e barras construtivas são dispostas em l_y . Um exemplo de uma laje armada em uma direção é representada na Figura 2.39.

Figura 2.39 – Modelo estrutural para laje armada em uma direção [10].



b) $\lambda \leq 2$: Laje armada em duas direções: As barras para suprimir os esforços de tração são dispostas sempre nas duas direções em planta l_x e l_y . Um exemplo de uma laje armada em duas direções é representada na Figura 2.40.

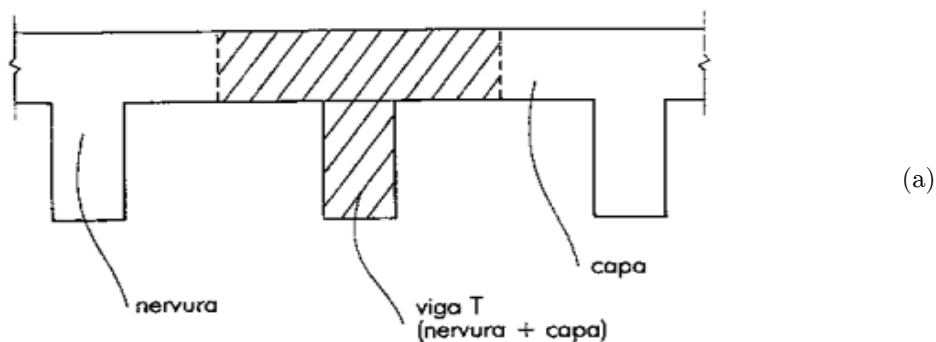
Figura 2.40 – Modelo estrutural para laje armada em duas direções [10].

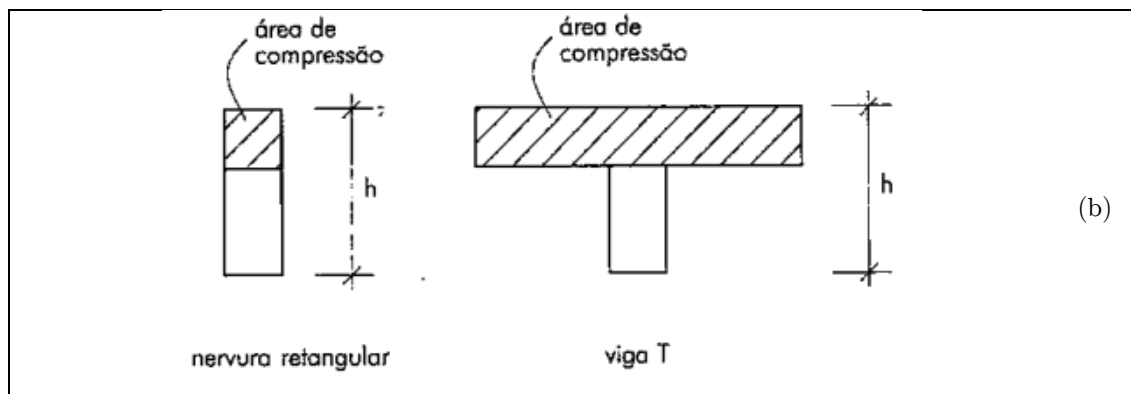


Você Sabia ???

Segundo Rebello [10] as classificações em função do parâmetro λ (visto na Figura 2.39 e Figura 2.40) também são válidas, porém essa laje não pode ser entendida como uma série de vigas dispostas em uma ou duas direções. No caso desse sistema o funcionamento de nervuras e capa fazem com que a estrutura funcione concomitantemente. O resultado disso é um sistema estrutural com espessura média menor quando comparada a um sistema de laje apoiadas em vigas. A Figura 2.41 apresenta o um corte de uma seção de viga e laje nervurada de forma a mostrar a contribuição da capa no conjunto estrutural.

Figura 2.41 – Esboço do funcionamento de um sistema laje nervurada [10]. (a) Sistema de laje nervurada com capa + nervura; (b) Sistema único com uma viga em formato Tê





De forma geral Melo [14] e outros autores apresentam diversos procedimentos para determinação da geometria da forma em lajes maciças e nervuras, nesse livro o foco adotado será o trabalho de Rebello [10]. Para lajes maciças em concreto armado, [10]. estabelece os seguintes critérios:

a) Laje armada em duas direções:

$$h = 2\% \cdot \frac{l_y + l_x}{2} \quad (2.10)$$

b) Laje armada em uma direção:

$$h = 2\% \cdot l_x \quad (2.11)$$

c) Lajes em balanço:

$$h = 4\% \cdot l_x \quad (2.12)$$

Em relação às lajes nervuradas salientamos que além da altura total, o tamanho das nervuras do elemento (b_w) e espessura da capa (h_f) também deverão ser previstos. Como essas lajes se dividem em diversos grupos, vamos adotar critérios para lajes moldadas *in loco* e as lajes pré-moldadas. Para as lajes moldadas *in loco* unidirecionais Rebello [10] recomenda a seguinte situação de pré-dimensionamento:

a) Laje armada em uma direção moldada *in loco* e nervuradas:

$$h = 4\% \cdot \frac{l_x}{2} \quad \text{Para espaçamento de 100 cm entre nervuras} \quad (2.13)$$

$$h = 3\% \cdot \frac{l_x}{2} \quad \text{Para espaçamento de 50 cm entre nervuras} \quad (2.14)$$

b) Largura da nervura (b_w):

$$b_w = \frac{1}{4} \cdot h \text{ a } \frac{1}{3} \cdot h \quad (2.15)$$

c) Altura da capa (h_f):

O autor Rebello [10] afirma que para estruturas usuais em concreto esse valor poderá variar de 4 a 7 cm, porém em uma estimativa prévia pode-se definir como valor inicial a equação (2.16) onde a indica a distância entre nervuras. Lembrando que devem ser respeitados os limites mínimos estabelecidos pela NBR 6118 [4].

$$h_f = \frac{a - b_w}{12} \quad (2.16)$$

Para as lajes nervuradas unidirecionais e pré-moldadas o mais comum é a utilização de tabela de fabricantes do produto. Um exemplo desses catálogos pode ser visto no Quadro 2.7.

Quadro 2.7 - Altura total das lajes pré-moldadas unidirecionais em função do vão e carga [22]¹.

Altura total da laje (cm)	Peso próprio (kN/m ²)	$p < 1,0 \text{ kN/m}^2$ (forro)	$2,0 \text{ kN/m}^2 < p < 5,0 \text{ kN/m}^2$
10	1,10	3,5 m	-
12	1,41	5,0 m	4,5 m
14	1,50	6,0 m	5,5 m
16 ou maior	> 1,61	-	> 5,5 m

¹Valores de peso próprio estimados para intereixos de 50 cm, capa de 3 cm, material de enchimento cerâmico.

Para as lajes em grelha ou armada em duas direções que estão na ótica de lajes nervuradas Rebello [10] prescreve as equações (2.17) a (2.20);

a) Laje armada em duas direções moldada *in loco* e nervurada:

$$h = 4\% \cdot \frac{l_y + l_x}{2} \quad (2.17)$$

b) Largura da nervura (b_w):

$$b_w = \frac{1}{4} \cdot h \text{ a } \frac{1}{3} \cdot h \quad (2.18)$$

c) Altura da capa (h_f):

$$h_f = \frac{a - b_w}{12} \quad (2.19)$$

$$a = 1,5 \cdot h \text{ à } a = 2,0 \cdot h \quad (2.20)$$

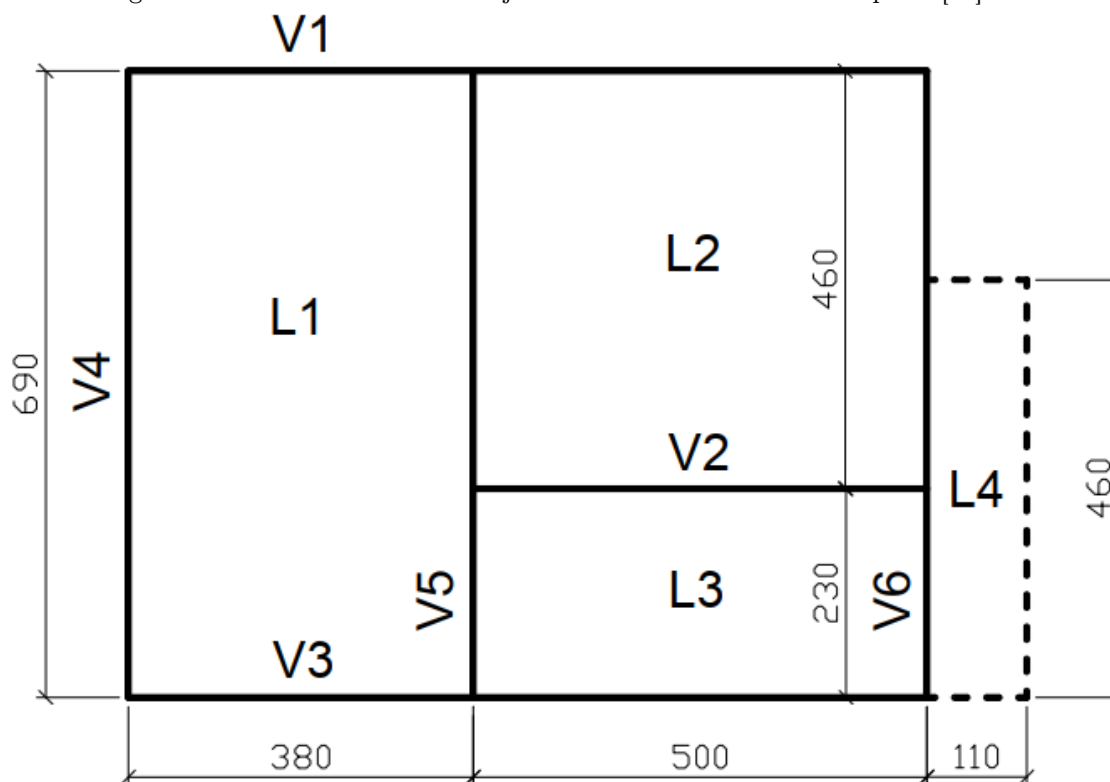
A lajes se caracterizam como um dos principais subsistemas horizontais de um edifício de múltiplos pavimentos. Será o principal elemento por receber a carga de uso da edificação e distribuir para os outros elementos. Em termos de critérios de uso as lajes maciças vão conseguir cobrir vãos de até 6 ou 7 metros, acima de isso outras tecnologias podem laje podem ser utilizadas, como por exemplo, as lajes nervuradas moldadas *in loco* bidirecional que se tornam economicamente viáveis para vãos a partir de 7 metros [10].

Já os painéis de lajes unidirecionais pré-moldados (comumente chamada de laje treliçada) são economicamente “ímbatíveis” [10] para uso em estruturas prediais de pequena altura e vãos de até 7 metros. A economia de materiais gerada além da agilidade de no processo construtivo tornam esse sistema um dos mais interessantes para uso em pequenas edificações. Em edifícios de múltiplos

pavimentos seu uso fica inviabilizado devido à dificuldade de transporte vertical das peças.

Exemplo Resolvido 2.2: A Figura 2.35 mostra uma planta de lajes maciças com as distâncias efetivas (l_{ef}) do sistema estrutural. Determinar a altura das lajes L1 a L4. Para tal atividade utilize a formulação proposta na seção 2.3.2. Considere que as lajes tem destinação para piso residencial.

Figura 2.42 – Planta unifilar de lajes com distância até eixo dos apoios [23]¹.



¹Linha contínua indica a situação de lajes apoiadas e linha tracejada indica laje sem apoio nos contornos.

Como todas as lajes são maciças as formulações aplicadas correspondem as equações (2.10) a (2.12). As lajes L1 e L2 são lajes armadas em duas direções com os valores de λ menor que 2. Já as lajes L3 e L4 são lajes armadas em uma direção sendo que a laje L4 deverá ser considerada como uma laje em balanço visto que seu apoio se dá apenas nos bordos da laje L2 e L3

<i>Laje</i>	$\lambda = l_y/l_x$	h (cm)	h_{final} (cm)
L1	1,81	$h = 2\% \cdot \frac{690 + 380}{2} = 10,70 \text{ cm}$	11
L2	1,10	$h = 2\% \cdot \frac{500 + 460}{2} = 9,60 \text{ cm}$	11
L3	2,17	$h = 2\% \cdot 230 = 4,60 \text{ cm}$	11
L4	4,18	$h = 4\% \cdot 110 = 4,604 \text{ cm}$	11

Vejam que a altura final foi padronizada para 11 cm seguindo um padrão conforme foi feito no [Exemplo Resolvido 2.1](#) referente as vigas. Como esse elemento tem destinação residencial pode-se considerar que o menor valor possível seria 8 cm para as lajes de piso e 10 cm para a laje de balanço. Logo considerando 11 cm atenderíamos todos os critérios estabelecidos por norma.



2.3.3 Características sobre a geometria de pilares de concreto

Os pilares de edifícios em concreto armado têm, em geral, seções transversais constantes de piso a piso, com seções transversais quadrada, circular, retangular, ou com formatos em L, T e U.

Já as dimensões mínimas da seção transversal de pilares são fixadas no item 13.2.3 da NBR 6118 [4]. Conforme este item, a seção transversal de pilares não deve apresentar dimensão menor (b) que 19 cm. Em casos especiais, permite-se dimensões menores que 19, até um mínimo de 14 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente de segurança adicional. A norma delimita também a seção mínima em termos de área sendo que um pilar deverá ter área superior a 360 cm^2 .

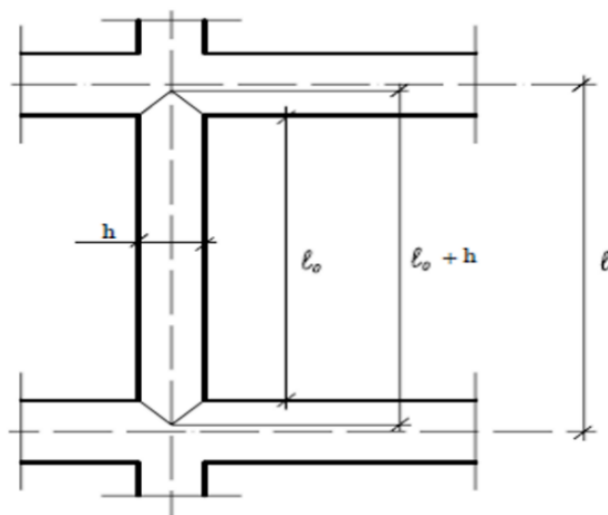
Da mesma forma que para lajes e vigas, o elemento de pilar também exige o cálculo de uma dimensão de altura equivalente, dado pela equação (2.21) onde: l_0 é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar; h é a largura da seção transversal do pilar na seção analisada e l é a distância

entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado. A Figura 2.43 apresenta o comprimento equivalente da peça de pilar.

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (2.21)$$

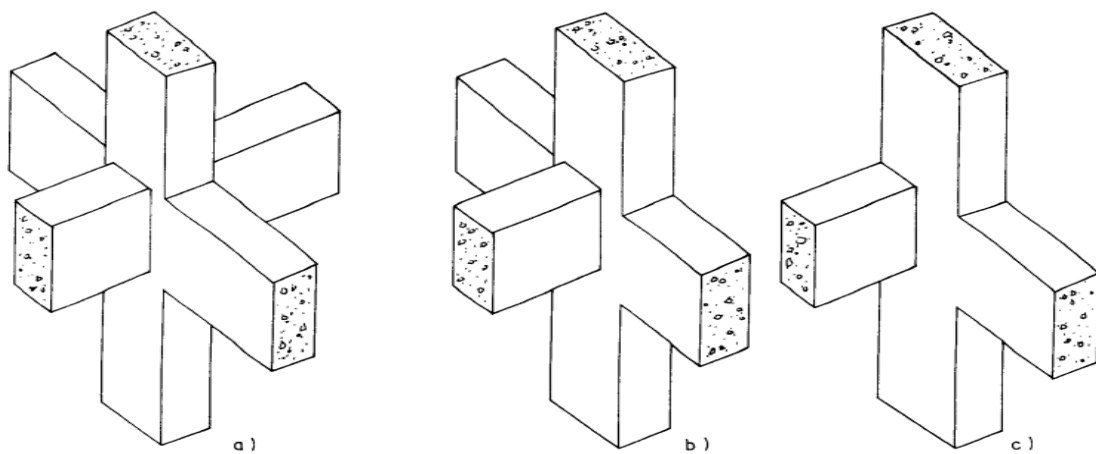
O pré-dimensionamento de pilares normalmente é feito com base no uso de uma área de influência que o pilar pode absorver de carregamento. Normalmente esse dimensionamento é feito com o uso do critério de compressão centrada e correções em função da posição do pilar em planta. Portanto quais seriam essas posições em planta?!

Figura 2.43 – Seção longitudinal de um pilar de concreto armado.



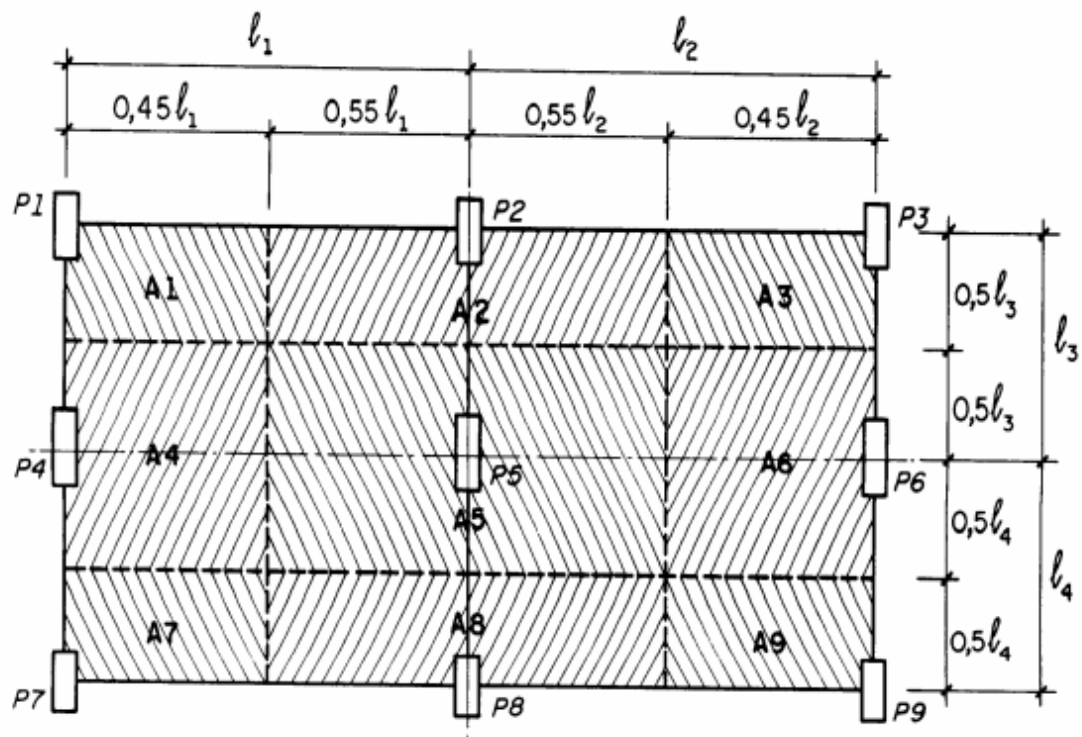
Os pilares de um edifício são comumente classificados de três formas, são elas: (a) Pilar de canto; (b) Pilar de extremidade; ou (c) Pilar intermediário. A Figura 2.44 indica um esboço desses pilares:

Figura 2.44 – Tipos de pilares em função de sua posição em planta (a) Pilar Intermediário; (b) Pilar de Extremidade; e (c) Pilar de Canto [24].



O estabelecimento de uma área de influência seguirá o critério de proposto por Bacarji [24], tal critério é amplamente difundido e utilizado para essa determinação da prévia de carregamento nos pilares. O critério é bastante simples e se baseia na divisão dos pavimentos em áreas, chamadas aqui de área de influência, conforme apresentado na Figura 2.45.

Figura 2.45 – Planta de estimativa da área de influência de um pilar de concreto armado [24].



Bacarji [24] orienta a divisão da seguinte forma:

- a) $0,45.l$: Pilar de extremidade ou pilar de canto na direção da menor dimensão do pilar (b);
- b) $0,50.l$: Pilar de extremidade ou pilar de canto na direção da maior dimensão do pilar (h);
- c) $0,55.l$: Complemento dos casos anteriores.

A condição de carregamento que atua sobre essa área será estimada para critérios de pré-dimensionamento, sendo que a soma de todos os carregamentos atuantes em um pavimento com uso residencial ou comercial gira em torno de $Q_{tot} = 10 \text{ kN/m}^2$ a 12 kN/m^2 . Já para uma cobertura esse valor gira em torno de $Q_{tot} = 6 \text{ kN/m}^2$ a 8 kN/m^2 [10].

Após a determinação da área de influência e carregamento estimado no pavimento para se obter a seção de um pilar de concreto pode-se utilizar a equação (2.22), onde A_c é área da seção transversal do pilar (cm^2); N_d^* é a força normal de cálculo para pré-dimensionamento (kN); f_{cd} ($f_{ck}/1,40$) é a resistência à compressão de cálculo do concreto (kN/cm^2); $\sigma_{s,\varepsilon=0,2\%}$ é a tensão no aço correspondente a uma deformação de 0,20% e que para o aço CA-50 tem valor de 420 MPa; e ρ é a taxa de armadura possível para o pilar sendo que um valor intermediário recomendado por da Costa [25] é de 2% (o valor de ρ não deve ser inserido em taxa percentual, exemplo: $\rho = 2\%$ na eq. (2.22) fica 2/100).

$$A_c = \frac{N_d^*}{0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{s,\varepsilon=0,2\%}} \quad (2.22)$$

Para determinar a carga atuante para pré-dimensionamento utiliza-se as equações (2.23) a (2.26):

$$N_k^* = Q_{tot} \cdot A_i \quad (2.23)$$

$$N_k^* = n_{tipo} \cdot N_k^{tipo} + n_{cob} \cdot N_k^{cob} \quad (2.24)$$

$$N_d^* = \alpha \cdot N_k^* \quad (2.25)$$

$\alpha = 1,8$ – Pilares intermediários

$\alpha = 2,2$ – Pilares de extremidade (2.26)

$\alpha = 2,5$ – Pilares de canto

Onde N_k^* é a carga de característica para pré-dimensionamento; Q_{tot} é a carga total no pavimento; A_i é dada como a área de influência do pilar i analisado; N_k^{tipo} é a carga em um pilar de pavimento tipo; n_{tipo} é o número de pavimentos tipo acima do nível calculado; N_k^{cob} é a carga em um pilar de pavimento de cobertura; n_{cob} é o número de pavimentos cobertura acima do nível calculado; e α é dado como uma coeficiente de majoração desse carregamento de pré-dimensionamento sendo função desse considerar as ações de flexão que não estão sendo levadas em conta no ato de pré-dimensionar.

Exemplo Resolvido 2.3: Considerando a planta de forma apresentada na Figura 2.46 determinar a seção dos pilares P1 a P3, que ligam o térreo ao 1º piso, da planta de fôrma em questão. Considerar para a esse exemplo que o concreto para a estrutural possui f_{ck} de 30 MPa e corresponde ao piso do 2º pavimento de um edifício modelo com um total de 4 pavimentos (Térreo, 1º piso, 2º piso e cobertura). Considere que todos os pavimentos tipo estão carregados com uma carga total de 25 kN/m² (Valor hipotético para esse exercício) e que o pavimento cobertura possui uma carga total de 15 kN/m².

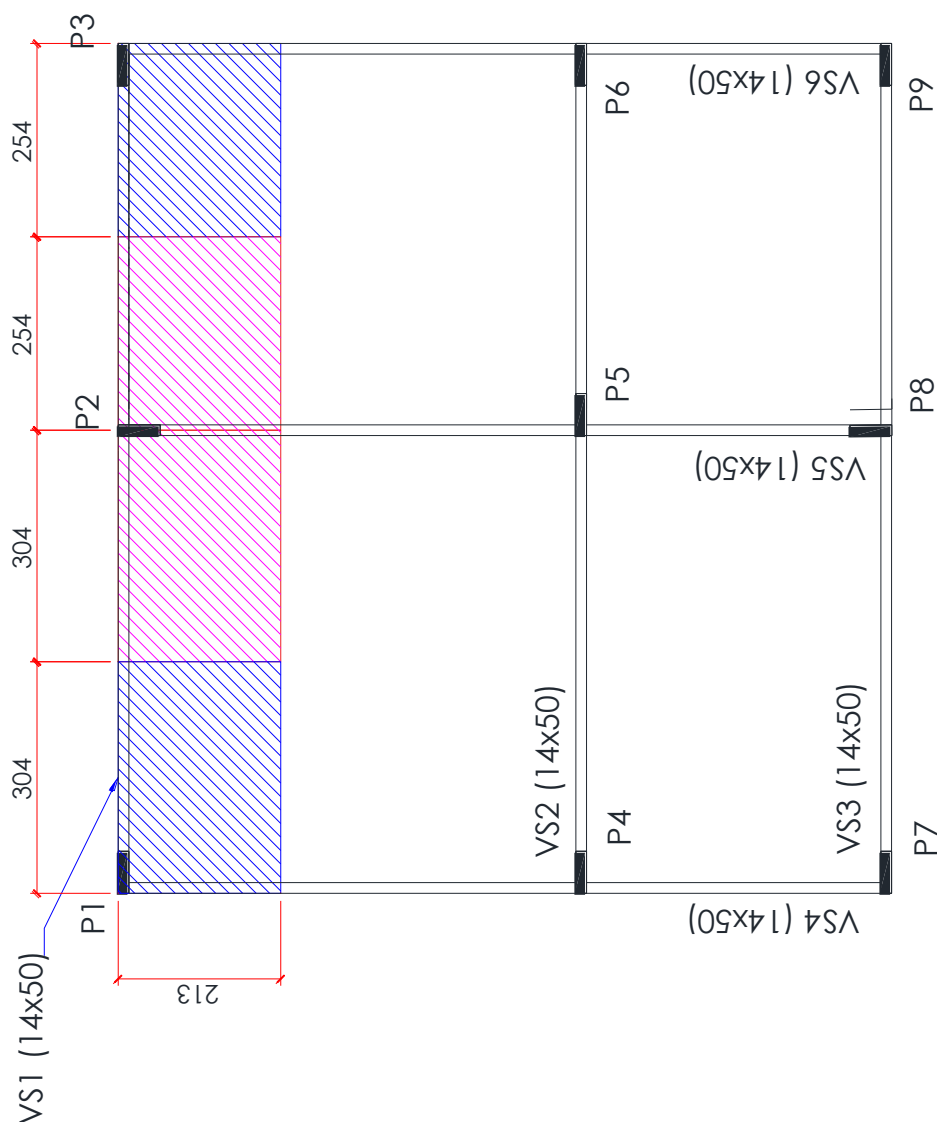
Figura 2.46 – Planta de fôrma do exemplo 2.3.

Considera-se primeiramente os tipos de pilares existentes na planta. No caso desse exemplo:

- Pilares de extremidade: P2, P4, P6 e P8;
- Pilares intermediários: P5;
- Pilares de canto: P1, P3, P7 e P9.

No dessa planta imagine-se que apenas um lançamento inicial da posição foi efetuado, portanto não se sabe a dimensão h e b (dimensões em planta, h - maior dimensão e b - menor dimensão) dos pilares.

Utilizando o conceito de área de influência da Figura 2.45 deve-se avaliar a área de influência de cada pilar utilizando as proporções de 0,45, 0,55 e 0,50 do vão adjacente e perpendicular. Exemplificando o cálculo do Pilar P1 que é um pilar de canto e sua maior direção (h) está na direção da viga VS1 logo nessa direção a proporção empregada é de $0,50.l$ para a direção perpendicular adota-se o valor proporcional de $0,45.l$.



Deve-se salientar que ao efetuar o cálculo das dimensões de distribuição deve-se considerar o valor integral da planta de fôrma. Valor de $l = 586 + 14 + 7 = 607 \text{ cm}$ para a direção da viga VS1 e $l = 586 + 14 + 7 = 607 \text{ cm}$ para a direção da viga VS4. O valor de 7 cm que aparece na formulação é dado desta forma visto que para os pilares P2 P5 e P8 tem interface com outros trechos de laje. Portanto é uma prática adotada apenas para facilitar a divisão dos trechos de área de influência.

$$0,50.l = 0,50.607 = 303,50 \text{ cm}$$

$$0,45.l = 0,45.607 = 213,15 \text{ cm}$$

Portanto é possível montar a área de influência de cada um dos pilares apresentados no exemplo.

Pilar	A_i (m ²)	N_k^{tipo} (kN/m ²)	n_{tipo}	N_k^{cob} (kN/m ²)	n_{cob}	N_k^* (kN/m ²)	α	N_d^*
P1	6,47	25	2	15	1	420,55	2,50	1051,38
P2	11,87		2		1	771,55	2,2	1697,41
P3	5,40		2		1	351,00	2,50	877,50

Portanto o cálculo da área de concreto da seção para o pré-dimensionamento ficará conforme eq. (2.22):

$$A_{c,P1} = \frac{1051,38}{0,85 \cdot \frac{3}{1,4} + \frac{2}{100} \cdot 42} = 395,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{c,P2} = \frac{1697,41}{0,85 \cdot \frac{3}{1,4} + \frac{2}{100} \cdot 42} = 637,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{c,P3} = \frac{877,50}{0,85 \cdot \frac{3}{1,4} + \frac{2}{100} \cdot 42} = 329,71 \text{ cm}^2$$

No caso do Pilar P3 será necessário admitir a seção mínima necessária que é de 360 cm². Já para as outras seções podem-se fazer proposições de dimensões em planta. Por exemplo é costumeiro tentar inicialmente manter o pilar com a mesma largura da viga de forma a evitar “dentes” ou saliências na forma, isso gera um aumento do número de requadros numa situação de reboco que acaba dificultando o serviço de acabamento da edificação, além de não ser “nada estético”.

Em uma tentativa de utilizar a menor dimensão (b) os pilares teriam dimensões h de:

$$h_{p1} = \frac{395,04}{14} = 28,22 \cong 30 \text{ cm}$$

$$h_{p2} = \frac{637,78}{14} = 45,56 \cong 50 \text{ cm}$$

$$h_{p3} = \frac{360}{14} = 23,55 \cong 30 \text{ cm}$$

Portanto em um primeiro momento de estipulação das seções os pilares P1 a P3 possuiriam as seguintes seções:

- P1: 14/30;
- P2: 14/50;
- P3: 14/30.



2.4 Outras questões sobre a fôrma estrutural

Em relação ao projeto de edifícios foi possível ver nesse capítulo os fatores que devem ser levados em conta no momento do pré-dimensionamento e estabelecimento das dimensões das peças estruturais.

Com a evolução das normas outras situações devem ser levadas a cabo no momento de concepção de uma estrutura. Situações como vibrações, incêndio e contribuição da alvenaria são fatores que podem ser levados para o ambiente de escritório de projeto. Dos casos citados anteriormente os fatores de contribuição do sistema de vedação e incêndio já possuem normativas específicas que permitem ao engenheiro projetista considerar tal tipo de ocorrência.

2.5 Referências

- [1] Souza MFSM de, Rodrigues RB, Mascia NT. Sistemas estruturais de edificações e exemplos. Campinas: Unicamp; 2008.
- [2] Wight JK, MacGregor JG. Reinforced concrete: mechanics and design. 6th ed. Upper Saddle River, N.J.: Pearson Prentice Hall; 2012.

- [3] Giongo JS. Concreto Armado: Projeto estrutural de edifícios. São Carlos (SP): Universidade de São Paulo; 2007.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2014.
- [5] Silva DM, Souto AK. Estruturas: Uma abordagem arquitetônica. Porto Alegre: UniRitter; 2015.
- [6] Barboza MR. Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado. Bauru: Universidade Estadual Paulista; 2008.
- [7] Motta SRF. Simulação estrutural e modelagem de formas arquitetônicas complexas: A interação entre forma e estrutura através de ferramentas digitais. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), 2014.
- [8] Silva AR da. Análise comparativa de custos de sistemas estruturais para pavimentos de concreto armado. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), 2002.
- [9] Alva GMS. Concepção estrutural de edifícios em concreto armado. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria; 2007.
- [10] Rebello YCP. Bases Para Projeto Estrutural na Arquitetura. 2º. Zigurate; 2007.
- [11] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 8545: Execução de alvenaria sem função estrutural de tijolos e blocos cerâmicos – procedimento. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 1984.
- [12] Costa A, Brayner M, Marques PR. Enchimento de alvenaria de vedação análise de soluções práticas 20~.
- [13] Albuquerque AT de. Análise de alternativas estruturais para edifícios em concreto armado. Mestrado em Estruturas. Universidade de São Paulo, 1999. <https://doi.org/10.11606/D.18.2017.tde-23112017-143521>.
- [14] Melo PRD. Pré-dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos. Mestre em Engenharia Civil. Universidade Federal de Uberlândia, 2013.
- [15] Bacarji E. Análise de estruturas de edifícios: projeto de pilares. Mestre em engenharia de estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1993.
- [16] Engel H. Sistemas estruturais. Barcelona: Gustavo Gili; 2003.
- [17] ABNT NBR 14931: Execução de Estruturas de Concreto - procedimento. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2004.
- [18] Bastos PS dos S. Vigas de concreto armado. Bauru: Unesp; 2017.

- [19]Bastos PS dos S. Lajes de concreto armado. Bauru: Unesp; 2020.
- [20]Junior CFB, Giongo JS. Concreto armado: Projeto e construção de lajes nervuradas. São Carlos: 2007.
- [21]Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 14859: Lajes pré-fabricadas de concreto. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2016.
- [22]Carvalho RC, Filho JRDF. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a NBR 6118:2014. Edição: 4. Edufscar; 2014.
- [23]Pinheiro LM, Muzardo CD, Santos SP, Moreira MVN, Catoia T, Catoia B. Fundamentos do concreto e projeto de edifícios - Capítulo 12. 2003.
- [24]Bacarji E. Análise de estruturas de edifícios: projeto de pilares. Mestre em engenharia de estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1993.
- [25]da Costa JB. Estruturas de Concreto Aramdo 2. Goiânia: PUC GO; 2010.