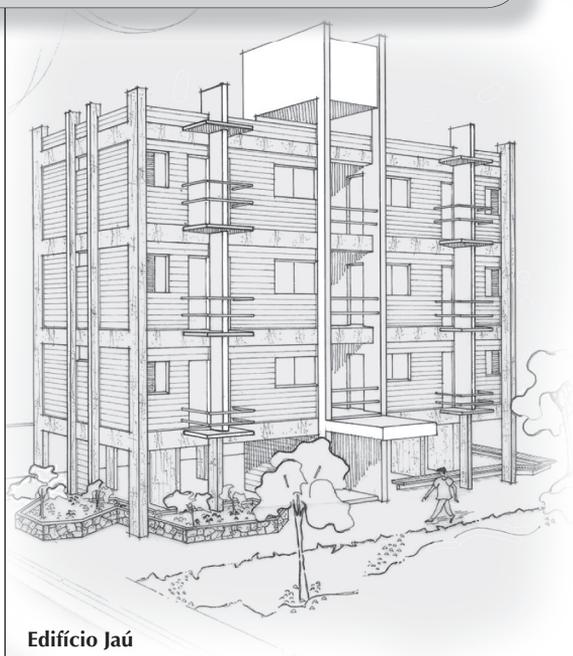


ESTRUTURAÇÃO DO PROJETO

1.1 COMO ESTRUTURAR UMA EDIFICAÇÃO DE CONCRETO ARMADO

Digamos que fomos chamados para desenvolver um projeto estrutural de um prédio de apartamentos de quatro andares (andar térreo + três andares padrões). Seja um exemplo desse prédio o Edifício Jaú, nosso modelo didático estrutural, três andares, quatro pisos, dois apartamentos por andar, sem elevador.



Vejamos recomendações para o desenvolvimento de um projeto estrutural de concreto armado, admitindo-se o uso da estrutura convencional de concreto armado com:

- lajes maciças (ou pré-moldadas);
- vigas;
- pilares;
- escada de concreto armado;
- caixa-d'água de concreto armado e apoiada diretamente em pilares;
- uso de alvenaria de tijolos ou blocos;
- andar térreo com pilotis.

1.1.1 PARA FAZER UM BOM PROJETO ESTRUTURAL

Etapa 1

Recomenda-se para integração das atividades de projeto, na área de estruturas com os outros participantes, a seguinte sequência:

- o arquiteto faz um esboço da sua obra, (esboço = número de andares, tipo de ocupação do prédio, área de cada unidade e número de unidades por andar);
- o engenheiro de estruturas, com o esboço da arquitetura, faz uma solução preliminar da estrutura e, com as sondagens geotécnicas nas mãos, estuda o tipo de fundações. Só com o esboço da arquitetura é possível e recomendável fazer uma estimativa de cargas que vão chegar às fundações, já permitindo dessa forma iniciar os estudos de fundações, que, pela importância técnica e envolvimento de custos, podem mudar decisões até arquitetônicas;
- o projetista das instalações hidráulicas e elétricas faz um esboço das suas necessidades. Ter uma conversa detalhada com o arquiteto, sobre a utilização de ar-condicionado, por exemplo, é decisiva;
- se tivermos mil oportunidades, mil vezes devemos dizer que o profissional de arquitetura e de estruturas deve visitar o local da futura obra. Mesmo que ele já conheça o local, ainda assim eles devem visitar esse local, *mais uma vez*. A vista humana e nossas recordações são seletivas. Só as coisas que nos interessam ficam gravadas em nossas mentes. Podemos conhecer um local por certas razões. Um novo projeto exige nova história. Um exemplo: você recomendaria fundações por estacas, que fazem tremer todo o terreno nas imediações, se a obra ao lado for um prédio tombado por razões históricas e construído de alvenaria?

NOTA 1 – Cada caso é um caso

Numa cidade cujo terreno cedia muito, se as fundações se apoiassem numa camada menos profunda, o arquiteto, orientado pelo engenheiro estrutural, previu garagens no térreo e no primeiro andar.

Realmente o prédio foi construído apoiado nessa camada, recalcou mais de um metro, e a rampa de acesso ao prédio que era ascendente para alcançar o primeiro piso hoje é descendente para alcançar o mesmo piso. A rampa foi concebida estruturalmente, independente do resto do prédio, e a cada três anos a rampa era reconstruída por causa do afundamento do prédio. O prédio conviveu com o recalque devido a uma solução feliz de arquitetura. Se tivessem sido previstos apartamentos no térreo ou no primeiro andar, as consequências seriam terríveis. Isso mostra que a integração arquitetura-estrutura – até nas fundações – é uma atividade muito mais rica do se possa imaginar.

NOTA 2

O processo construtivo também deve ser considerado nessa integração de esforços, mas o processo construtivo muitas vezes só será conhecido quando da escolha do construtor.

NOTA 3

Nos final dos anos 90 do século passado surgiu um fato novo, talvez não tão novo assim. Foi construído um conjunto de prédios em cima de um aterro industrial, do onde emanam gases potencialmente tóxicos. Estão morando centenas de famílias em mais de dez prédios sobre esse aterro.

Conclusão, além da sondagem geotécnica, é necessário conhecer a história do terreno, principalmente se ele foi usado como aterro de lixo ou de restos industriais.

Nenhuma norma brasileira previa o estudo desse caso. Para resolver a situação específica, foi previsto, entre outros, um sistema de exaustão dos gases por meio de sistemas de drenos.

Etapa 2

Nesta etapa, desenvolveu-se o seguinte esquema de trabalho:

- o arquiteto evolui com seus desenhos e passa seu projeto ao profissional de estruturas e ao homem das instalações;
- agenda-se reunião com os três interessados;
- cada um avança com os seus projetos;
- periodicamente, deve haver troca de documentos entre os três profissionais.

NOTA 4

Para grandes projetos, às vezes, contrata-se um quarto profissional para coordenar o trabalho dos três. Não se deve deixar essa tarefa para um dos três, pois, consciente ou inconscientemente se um dos três for escolhido vai puxar a brasa para sua sardinha, fazendo erradamente com que a sua especialidade conduza as decisões.

É preciso fazer sempre atas de reunião, na hora e *à mão*, se necessário for. Deve-se tirar cópias e distribuí-las entre todos os participantes. Profissionais incompetentes têm horror à atas de reunião. Se tivermos de trabalhar com esse tipo de profissional, as atas são mais importantes ainda.

As palavras o vento leva e as transforma.

Etapa 3

No final do projeto e da obra, seria altamente conveniente que os três profissionais se reunissem outra vez, para fazer um balanço da experiência e fixar critérios de projeto comuns para o futuro.

Sabemos que esta sugestão dificilmente será atendida, tendo como desculpa “Estamos sem tempo. Quando pegarmos outro projeto, faremos essa tal de reunião que o Botelho insiste tanto”.

Dessa reunião e para futuros projetos deveria sair um relatório padrão de início de projeto definindo-se:

- **Tipo de estrutura** – se a convencional de concreto armado ou de alvenaria autoportante ou mista. Em algumas cidades do país, é comum a construção de prédios de quatro andares, onde o térreo é comércio com grandes vãos e os outros andares são ou apartamentos residenciais ou escritórios.

Nesses prédios de quatro andares, os de cima são de alvenaria autoportante (andares tipo sem vigas ou pilares), apenas estrutura de concreto armado da transição do primeiro andar para o térreo.

- uso ou não de lajes maciças;
- uso ou não de lajes pré-moldadas;
- uso ou não de lajes rebaixadas em banheiros;
- tipo de alvenaria (tijolo maciço, bloco de concreto, bloco cerâmico etc.);
- uso ou não de vigas invertidas em paredes cegas;
- dimensões locais de tijolos e blocos;
- tipo de utilidades;
- regras de comunicação entre os participantes do projeto.

NOTA 5

Cabe ao projetista estrutural sondar o mercado local, para saber da disponibilidade e tradição local com relação à:

- concreto feito na obra ou usinado;
- fck do concreto mais comum entre as concreteiras da região;
- tipo de aço disponível;
- tipo de ambiente, se agressivo ou não. Ambientes perto do mar exigem cuidados adicionais quanto à proteção da armadura, senão a umidade e o sal a oxidam rapidamente.

O ambiente urbano mais agressivo do Brasil possivelmente é a Praia do Futuro em Fortaleza, no Ceará, devido à alta salinidade e fortes ventos. Nessa praia, localiza-se o Clube de Engenharia do Ceará, que é obrigado periodicamente a fazer obras de restauração estrutural face ao ambiente agressivo do local.

1.1.2 PREMISSAS DE PROJETO

Com o projeto preliminar de arquitetura, já podemos ir lançando a estrutura de concreto armado. É o anteprojeto das formas, já com dimensões. Claro está que já se levam em conta as premissas anteriormente indicadas.

Componentes estruturais

Analisemos agora os vários componentes estruturais e regras para bem usá-los.

Estamos admitindo, repetimos, por ênfase didática, um prédio convencional de concreto armado com:

- lajes;
- vigas;
- pilares.

A alvenaria não é colaborante estruturalmente e pode ser colocada durante a subida da estrutura de concreto armado ou quando essa estrutura estiver totalmente pronta.

1.1.2.1 Caixas-d'água

Se a caixa-d'água tiver estrutura própria de concreto armado, ela apoiar-se-á na estrutura de concreto armado. Se a caixa-d'água for de outro material, deve-se prever para apoio duas vigas intertravadas (para não sair do lugar ou para não tombar) e de forma que distribua sua carga (peso próprio e peso da água) numa área bem grande. Deve-se prever acesso a essa caixa-d'água para limpeza.

1.1.2.2 Telhados e lajes de cobertura

Os telhados ou se apoiam na laje de cobertura ou nas vigas de periferia.

Lajes de cobertura, além de ter de resistir ao peso próprio, têm de resistir às cargas do telhado ou de estrutura de impermeabilização, caixa-d'água e uma carga adicional de projeto de 50 kgf/m^2 (NBR 6120).

1.1.2.3 Paredes

Embora as paredes não tenham, em princípio, função estrutural nas estruturas convencionais de concreto armado, elas devem ser travadas à estrutura (vigas e pilares) para garantir sua estabilidade. Esse travamento, que é para atender à estabilidade da parede, ajuda também, e muito, o funcionamento geral da estrutura do prédio, travando-a e, *portanto, deve ser especificado no projeto estrutural*. Na relação parede-viga superior, é costume usar tijolos maciços de boa qualidade, forçados entre o topo da parede e a superfície inferior da viga, e feito isso uma semana após ter sido

assentada a argamassa da parede para deixar dar tempo à retração (perda de volume face à desidratação) dessa argamassa. Forçados os tijolos, aplica-se argamassa no restante dos vazios e, com isso, a parede estará travada com a viga superior. A ligação das paredes de alvenaria com os pilares é feita, fazendo-se que ferros dos pilares penetrem na argamassa da parede.

É preciso lembrar que existe a possibilidade de uso de argamassa expansiva na última fiada de tijolos, para amarrar a parede com as estruturas inferiores e superiores da estrutura. *Prever vergas e contravergas nas janelas e vergas sobre as portas.*

Paredes de muita área podem precisar de um reforço estrutural criando-se um pilar intermediário para evitar estruturas muito fráguas (panos deformáveis).

1.1.2.4 Lajes

1.1.2.4.1 Lajes pré-moldadas

Quando são usadas lajes pré-moldadas em um prédio de grande altura, recomenda-se se prever que no mínimo três andares (extremos e médio) sejam de lajes maciças para dar maior rigidez à estrutura do prédio.

As lajes pré-moldadas devem em princípio vencer o menor dos dois vãos do espaço. Uma exceção é o caso de uma laje vir a suportar uma parede sem viga. Aí a posição das vigotas deve ser perpendicular à direção da parede. Nunca se deve apoiar uma parede ao longo de uma vigota. O peso da parede deve ser distribuído ao longo de várias vigotas.

O dimensionamento de lajes pré-moldadas deve sempre partir da seguinte premissa: elas têm de ficar biapoiadas. Não é correto considerar a hipótese de engastamento nas extremidades, pois a área de concreto por metro é reduzida, não permitindo se ter um verdadeiro engastamento nas extremidades. Apesar de que *não se deve* considerar engastamento nas extremidades, é necessário colocar ferro nessas extremidades para evitar fissuras (esse ferro é denominado no mercado como ferro negativo, mas não deve ser encarado como o ferro necessário a um engastamento, pois esse engastamento não ocorre de uma forma confiável).

Devem-se seguir as recomendações quanto à armadura na capa da laje. Essa armadura é transversal às vigotas. A função dessa armadura é servir de armadura da minilaje, que ocorre entre duas vigotas. A prática mostra que essa armadura é de no mínimo $0,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ e no mínimo três barras por metro.

1.1.2.4.2 Lajes maciças

É importante verificar se vão ocorrer ou não lajes de formato diferente do retangular. Lajes de formato muito diferentes do retangular (por exemplo, triangular) são algo mais difíceis de calcular.

Para um pré-dimensionamento de lajes maciças e atendendo a NBR 6118/2014, devemos considerar no mínimo (dados recolhidos de experiência de vários profissionais)¹

Essa fixação das espessuras das lajes é para limitar flechas. A diferença de altura de lajes contíguas deve ficar para baixo, e os topos, portanto, devem coincidir.

Quando as lajes que têm de vencer vãos maiores que 6 m, pode-se pensar seriamente em não usar lajes maciças, mas sim lajes nervuradas. Quanto à limitação de espessura de lajes maciças, dizem os especialistas que o máximo aceitável de espessura é 15 cm. A partir daí, é aconselhável usar lajes nervuradas. (Verificar o menor custo.)

NOTA 6

Para um excelente visão do funcionamento de lajes, recomendamos a leitura do livro *Estruturas Arquitetônicas – Apreciação intuitiva das formas estruturais*, do Dr. Augusto Carlos Vasconcelos. Editora Studio Nobel.

1.1.2.5 Vigas

Como regra geral deve-se prever vigas sob cada parede.

É possível não colocar vigas sob as paredes, no caso de paredes de pequena extensão. Nesse caso, deve-se especificar sua construção com meio-tijolo, tijolo furado ou outro material leve. Se não há viga para suportar a parede, quem fará isso será a laje. No cálculo deve ser considerado o peso da parede.

Devemos usar vigas invertidas em paredes cegas (sem portas). A largura da viga deve acompanhar a espessura da parede menos a espessura do revestimento.

As vigas não devem ter menos de 12 cm de espessura, pois é difícil fazer vibração do concreto em vigas com largura menor que 12 cm. Para o pré-dimensionamento de vigas, sugere-se adotar alturas da ordem de:

- vigas biapoiadas: $h = 1/10$ do vão (chamada regra dos arquitetos) (podendo chegar a $1/15$ do vão);
- vigas contínuas: $h = 1/12$ do vão;
- vigas em balanço: $h = 1/5$ do vão.

Atenção – É importante limitar, em qualquer tipo de viga, sua altura: no máximo $1/15$ do vão a vencer. Se uma viga tiver uma enorme altura, em relação ao vão, ela não mais pode ser calculada como viga. Nesse caso, é preciso usar outras teorias mais complexas.

¹ Ver NBR 6118 item 13.2.4.1 p. 74.

- *Apoio de vigas*

As vigas apoiam-se em pilares ou em outras vigas. Embora cada apoio funcione diferente dos outros, pode-se considerar que, para o nível de precisão dos cálculos, os dois apoios trabalham iguais. No caso de a viga se apoiar na alvenaria (portanto, sem pilar) é preciso prever um travesseiro (coxim) para distribuir a carga. Travesseiro é essencialmente uma vigota de concreto simples ou armado apoiada na alvenaria.

- *A altura das vigas e a estruturação do prédio*

Para as vigas, cabe um detalhe interessante. As vigas de uma edificação formam uma grelha que, na prática, é dividida em vigas de trabalhos independentes. Hoje, com os programas de computador mais sofisticados, pode-se estudar o complexo trabalho interdependente das vigas nas grelhas. Quanto à concepção e cálculo adotar as seguintes regras:

1. No cruzamento de vigas, nomeia-se uma viga como portante e a outra como portada. A viga portante deve ser a que tem menor vão e deve ter a maior altura (no mínimo algo como dez centímetros maior que a portada). Assim, fica muito bem definida qual é portante e qual é portada.
2. A diferença de alturas de vigas que se cruzam tem a vantagem de fazer com que os ferros positivos passem em níveis diferentes e, portanto, não geram interferências.

- *Vigas invertidas*

Vigas invertidas devem ser usadas só em casos especiais. Uma viga de muita altura, passando no banheiro de uma casa, é um problema, pois impede que a esquadria vá até o teto para facilitar a saída de ar. Nesse caso, é interessante usar uma viga invertida, que auxiliará na composição de uma platibanda.

No último andar de um prédio, quando não houver, portanto, andar superior, devemos considerar o uso de vigas invertidas, pois isso poderá liberar espaço no último andar para usos diferentes das unidades (criação de salões).

1.1.2.6 Pilares

Devem ser preferidos os pilares de seção retangular ou circular. Os pilares serão colocados para receber cargas de vigas, com os seguintes critérios a serem obedecidos:

- nos cantos da edificação;
- no cruzamento de vigas principais;
- em pontos nos quais sua sensibilidade estrutural sentir a importância;
- não é obrigatório colocar pilar em todos os cruzamentos de vigas, pois poderão resultar cargas muito pequenas nos pilares. Nesse caso, estaremos perdendo dinheiro e talvez gerando no térreo uma quantidade enorme de pilares, o que

dificultará a criação de salões ou o uso de garagens para os carros. Pilares de periferia (canto ou extremidade) devem obrigatoriamente ter na sua cabeça vigas em forma de “L” ou “T.” Pilares internos podem ter apenas uma viga passando por cima deles. Com essas disposições de vigas, garantimos amarrações dos pilares e limitamos a flambagem. Se num andar o pilar não tiver esse tipo de amarração, então estaremos diante de um comprimento de flambagem duplo.

- a dimensão mínima do pilar é de 20×20 cm. Essa dimensão pode ser diminuída, se mudarmos os coeficientes de segurança. É preciso evitar isso.
- em estruturas de maior altura, devemos considerar a ação do vento e a rigidez da estrutura. Para prédios de baixa altura, é necessário dispor os pilares para dar maior rigidez à estrutura com sua menor dimensão, ortogonal (oposta) à menor dimensão da estrutura (Figura 1.1).

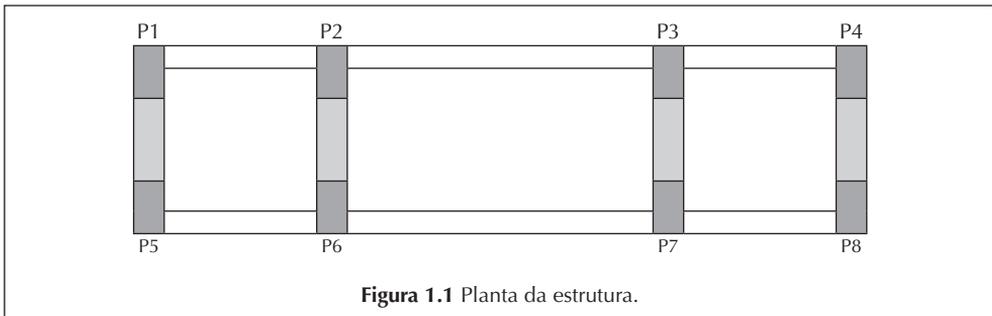


Figura 1.1 Planta da estrutura.

- para o predimensionamento de pilares, primeiro calcula-se a carga de trabalho que deve ser de 1.200 kg/m^2 , calculado para a área de influência de cada pilar e por piso, aí, valendo como piso a cobertura. A área de influência é determinada traçando linhas mediatrizes entre dois pilares. Conhecida a carga o predimensionamento da área do pilar vale: $A_c = N/(0,55 f_{ck})$.

NOTA 7

Dados dois pontos, chama-se de mediatriz a reta que corta ortogonalmente a reta entre os dois pontos e na metade da distância entre eles.

NOTA 8

Para sentir que pilares podem trabalhar à tração, coloque uma régua em cima de três apoios (A, B e C) de modo que o apoio intermediário (B) fique bem próximo de um dos apoios extremos (A). Você sentirá que carregada a viga, o apoio (C) sofrerá tração (Figura 1.2).

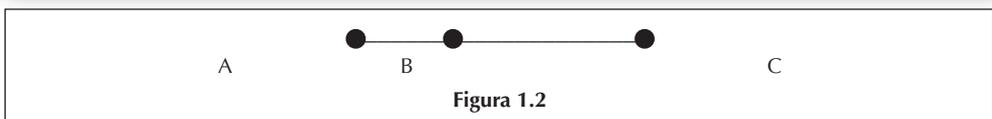


Figura 1.2

1.2 CUIDADOS E DETALHES ESTRUTURAIS – LIÇÕES DE UM VELHO ENGENHEIRO

Vamos a lições práticas de projeto estrutural, conforme contou a um dos autores deste livro um velho profissional de estruturas:

1.2.1 FALSOS PILARES QUANTO À SUA FORMA

Por vezes, os projetistas de estruturas encontram pilares de formatos estranhos como os de seção elíptica (e formatos mais esquisitos ainda), e os pilares que no seu topo têm uma seção que vai aumentando para baixo (seção tronco de pirâmide). Como calculá-los? O seu cálculo exato é bem complexo sem o uso do computador e nós não estamos preocupados em dizer como eles podem ser calculados exatamente. Vamos mostrar uma maneira de “resolver” o problema, sem calculá-lo.

Para os pilares de seção elíptica, a ideia de “resolver o pilar” tem por objetivo verificar a maior seção de pilar retangular que lhe é inscrito. Calculada essa seção, para o retângulo inscrito (interno), a armadura deve ser colocada na periferia da seção elíptica, com o cuidado de verificar se a distância máxima entre armaduras não ultrapassa a máxima distância permitida pela norma. Se ultrapassar, então aumenta-se o número de barras.

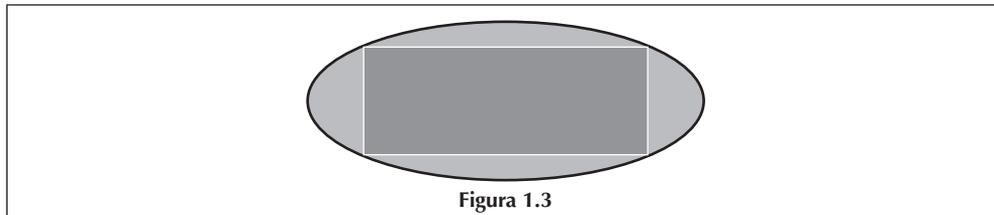


Figura 1.3

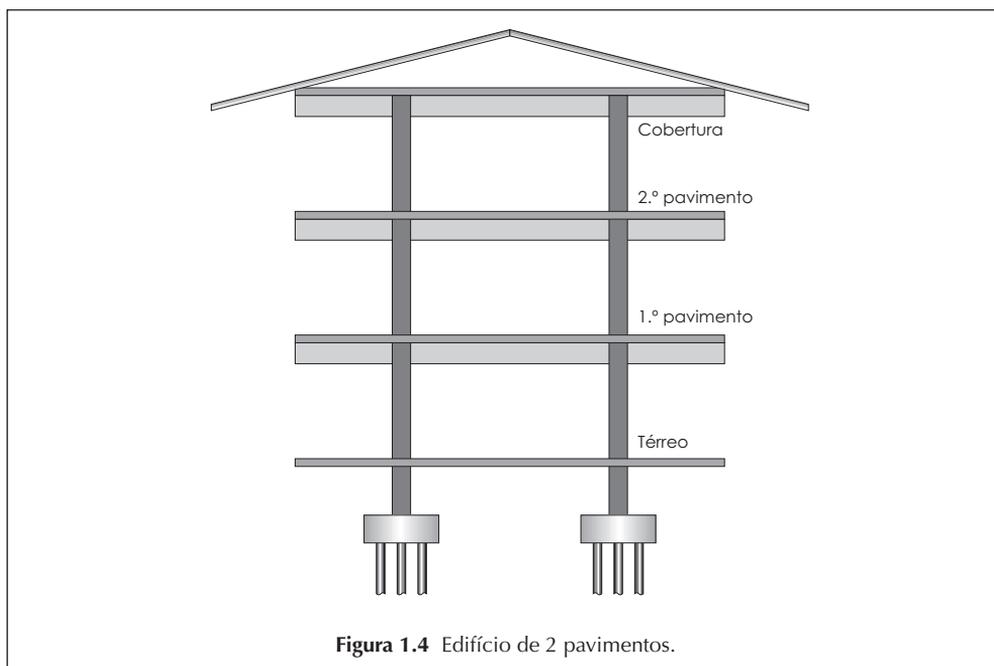
1.2.2 FALSOS PILARES QUANTO À SUA FUNÇÃO

Por vezes, em obras monumentais, faz-se um “passa-moleque” de sugerir uma visão estrutural impossível. Seria o caso de um pilar, que termina na sua base com uma espessura de 20 cm repousando com a leveza de uma garça sobre um lago. Impossível. Na verdade, atrás desse pilar está uma outra construção disfarçada que é o pilar, e o pilar da frente esconde e sugere uma forma linda e impossível.

Conclusão: A beleza não tem compromissos rígidos com a realidade.

1.2.3 PILARES SEM APOIO

É comum ver prédios com uma das extremidades balançando em relação à planta e do tipo a seguir mostrado. Na estruturação desse tipo de prédio, temos duas alternativas:



- a) Colocar um pilar nesse canto e vir descendo até o primeiro andar. Na transição para o térreo, faz-se uma viga de transição, puxando a carga para um pilar dentro da projeção térrea.
- b) Não criar um pilar no canto. Aí simplesmente coloca-se um encontro de vigas e alvenarias.

Qual a melhor solução nessa situação para obras de porte médio ou pequeno? Consultando um guru estrutural, ele respondeu com o pensamento:

“Quem choca ovos de serpente,
cria cobras...”

Interpretando a orientação de meu guru, isso quer dizer que a melhor é a opção **(b)**.

Se criamos um pilar num andar superior, temos de fazer um pilar no inferior e daí até chegar a uma viga de transição, que é uma peça de enorme responsabilidade estrutural. Para não termos vigas de transição, basta não criar em nenhum andar, pilar de extremidade.

Se fugimos de pilares e vigas de transição temos, entretanto, que cuidar das paredes. Por isso, devemos detalhar com cuidado essas duas paredes que chegam aos cantos.

Como amarrar uma à outra? Podemos fazer isso só com uma interpenetração dos blocos ou tijolos que chegam, ou colocando-se armaduras inseridas na argamassa das fiadas. Digamos que faremos, por andar, três desses detalhes. Cada detalhe pode ser duas barras de 8 mm, com penetração na alvenaria de 30 cm.

Um correto projeto estrutural deve cuidar de detalhes de alvenaria. Há calculistas de estruturas que criam um pilarete no encontro das vigas extremas, mas sem a função de pilar, apenas para ligar as alvenarias que chegam às extremidades.

1.2.4 FUNDAÇÕES

Definida a arquitetura, pode-se ter uma ideia das cargas que os pilares transmitirão às fundações, usando-se um número mágico. Por experiência, pode-se antever as cargas nas fundações, com base na área de influência dos pilares.

Com base no anteprojeto estrutural, quando se locam os pilares, estimam-se as cargas na fundações, considerando-se uma carga de 1.200 kgf/m^2 por piso e levando-se em conta a área de influência de cada pilar.

Para se saber a área de influência de cada pilar, traça-se a mediatriz da reta de ligação entre cada dois pilares. Estimadas as cargas em cada pilar, chegamos progressivamente às cargas nas fundações. Com essa carga e as sondagens, vamos escolher o tipo de fundação.

Quando o solo superficial é resistente, ele deve suportar a carga do prédio. Usam-se, então, sapatas ou o popular alicerce. Quando o solo superficial é fraco, usam-se estacas, tubulões etc. Aí será o solo profundo que resistirá e a sondagem dirá qual o solo profundo.

NOTA 9

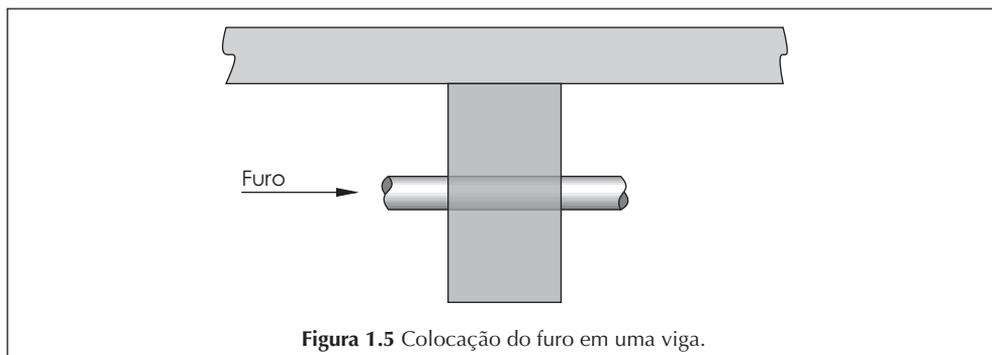
Numa obra, quase prontas a estrutura e alvenaria, foi necessário fazer mais uma parede no meio de uma sala. Feita a parede e chegando-se até a laje de cima, poderia acontecer de a laje, quando recebesse carga útil (carga acidental), se apoiar realmente nessa parede. Aí surgiriam momentos fletores negativos na laje e não havia nenhuma armadura para combater esse momento não previsto. A solução foi subir a parede até faltar cinco centímetros para alcançar a laje superior, e o espaço foi preenchido com um material bem mole e que foi disfarçado. Com isso, a laje ao ceder, face às cargas úteis (acidentais), ou ao se deformar ao longo do tempo, não encontraria um apoio rígido e, portanto, não acontecerão momentos fletores negativos.

1.2.5 ASPECTOS QUE VALEM A PENA DESTACAR

Numa estrutura deve-se procurar ver tudo o que seja necessário. Por exemplo, para-peitos de alvenaria devem ser amarrados à estrutura. Já aconteceram desastres, com vítimas fatais no Brasil, pelo fato de para-peitos de alvenaria, de lugares públicos, não serem amarrados à estrutura. No momento de saída de multidão, o para-peito ruiu. Faz-se essa amarração, por exemplo, ligando a alvenaria à estrutura de concreto armado, por meio de barras de aço, que são colocadas entre a argamassa da alvenaria e penetram dentro das formas de pilares.

1.2.5.1 Saída do esgotos de banheiro

Nas lajes não rebaixadas de banheiro, deve-se levar em conta que a saída dos esgotos encontrará como obstáculo a viga da parede do andar inferior. é necessário evitar o corte de vigas, situação sempre indesejável, estudando cota adequada de saída no projeto hidráulico. Caso seja necessário o furo na viga, procurar sempre fazer o furo o mais no centro da viga possível.



1.2.5.2 Saída de esgoto da cozinha

Como herança colonial da senzala, as cozinhas continuam a ser construídas no fundo das edificações. Às vezes, a saída pelo fundo traz uma impossibilidade de se alcançar a cota do esgoto da rua. Essa situação às vezes é causada pelo baldrame, que impede uma saída mais alta dos esgotos da cozinha. Deve-se considerar a possibilidade de rebaixar o baldrame na cozinha, para que a saída do esgoto se faça o mais alto possível. Com isso, se alcança a cota de esgoto da rua. Outra solução é durante a concretagem do baldrame colocar um embutido por onde passará o esgoto.

1.2.5.3 Estruturas e utilidades

As alvenarias são usadas, além de sua função de tapamento e divisão, para esconder a estrutura de concreto armado e também por ela descenderem ou subirem as utilidades, água, esgoto e águas pluviais. Claro que na espessura das paredes não cabe tanta coisa.

A má solução tem sido cortar vigas e cortar tanto, que cabe perguntar se o que sobra ainda pode ter função de viga. As soluções (não brilhantes, reconhecemos) que sugerimos são:

- procurar sempre soluções e localizações de utilidades, que minimizem as interferências;
- criar cantos de utilidades por onde elas passam, se houver conflitos. Isso é muito comum em projetos industriais;
- aumentar a espessura de uma parede para que seja de serviços e aí correrem as utilidades.

1.2.5.4 Ar-condicionado central

Com o avanço da tecnologia, o ar-condicionado tenderá a ser mais usado e principalmente o central. Esse sistema exige a presença dos dutos e disputará espaço contra a estrutura e com o sistema hidráulico. Os dutos de ar-condicionado são grandes, tendo apenas a flexibilidade da sua seção poder ter várias formas. Deve-se pesquisar se vai haver ar-condicionado central, antes de se iniciar o projeto estrutural.

1.2.5.5 Instalações elétricas

As instalações elétricas demandam bem menos espaço que as instalações hidráulicas. A rede elétrica usa as paredes e o contrapiso, que é a argamassa de assentamento do piso sobre a laje. Em hotéis e hospitais a quantidade de fiação cresce, e a complexidade do seu relacionamento com outros serviços aumenta.

1.2.5.6 Rota de cargas

Em certos prédios, é necessário estudar o caminho de movimentação de grandes cargas. Hotéis e hospitais são estruturas quase que industriais, e cargas avantajadas podem circular pelo prédio. É interessante que se estude por onde estruturalmente essas cargas podem se movimentar. Aparelhos de ar-condicionado e geladeiras industriais são alguns exemplos de peças que podem se movimentar nessas edificações.

1.3 ENTENDA O FUNCIONAMENTO DAS ESTRUTURAS PELO CONCEITO DE “CASCATA DE CARGAS”

Por vezes, para explicar conceitos aparentemente simples, temos de usar conceitos analógicos. O funcionamento de uma estrutura de concreto armado é um exemplo.

Dada uma arquitetura, esboçamos uma estrutura de concreto armado para dar a essa arquitetura:

- estabilidade e resistência;
- condições de uso, de acordo com a função arquitetônica (não dá para colocar pilar no meio do banheiro por exemplo);
- limitação da deformabilidade;
- limitação de fissuramento;
- ausência de vibrações;
- durabilidade;
- facilidade de execução;
- economia.

Lançamos, por isso, lajes, vigas e pilares, e na nossa imaginação faremos uma hipótese de como isso irá funcionar. Na prática, nunca se sabe como a estrutura realmente funciona, a não ser as estruturas de pontes que sejam intensamente monitoradas durante a construção e durante o uso. Às vezes, a estrutura pode funcionar e atender a todos os requisitos, embora o faça fora das premissas estruturais, já que o projeto estrutural tenta interpretar de uma maneira aproximada o funcionamento da estrutura. Basta que a obra, por exemplo, introduza pouco aço a mais ou a menos que o previsto no projeto, que estamos saindo de uma concepção estrutural, sem que obrigatoriamente haja consequências enormes e danosas.

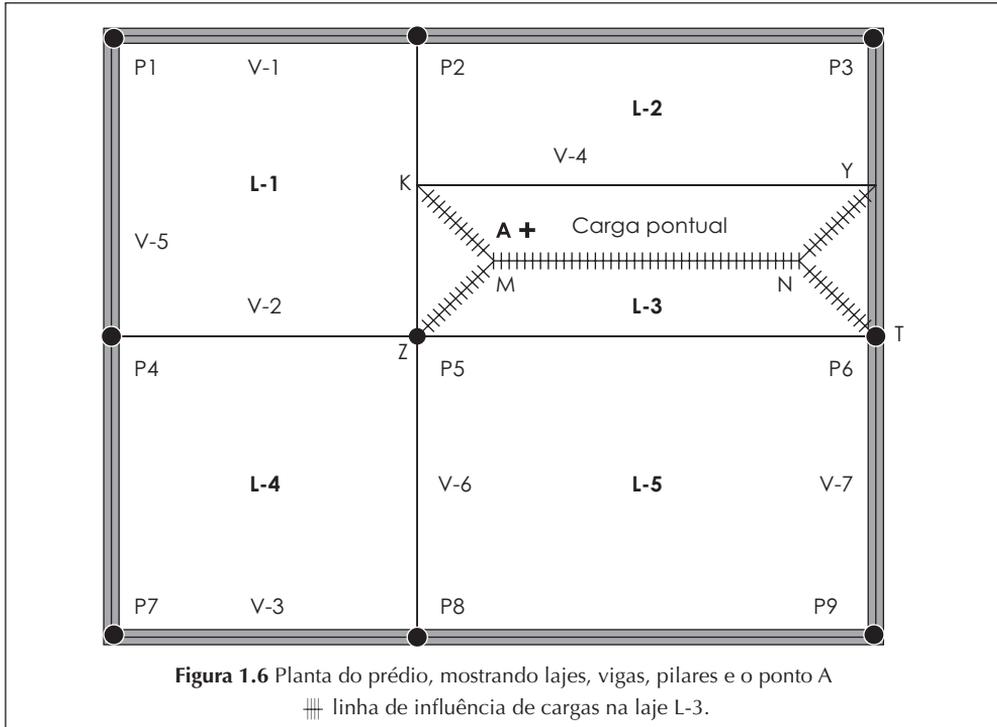
Vejamos agora o exemplo de um conjunto de lajes e vigas, no qual colocaremos uma carga pontual adicional numa laje e, em seguida, pela concepção estrutural, verificamos em que pilares essa carga irá chegar ao solo. Observe-se que, se outra fosse a concepção estrutural, por exemplo, se as lajes fossem as mesmas, mas as vigas tivessem outras considerações de trabalho, e, portanto, com outro dimensionamento, a mesma carga pontual chegaria, por hipótese, ao solo em outros locais.

Apesar do aspecto algo grosseiro da hipóteses estruturais, os prédios são concebidos com essas hipóteses estruturais e servem ao homem. Observando prédios com dezenas de andares, que há mais de setenta anos servem ao homem, concluímos que as hipóteses estruturais nos ajudam bastante.

Quem está à procura da verdade é a Física. Nós, engenheiros e arquitetos, estamos simplesmente à procura de soluções econômicas. Portanto, temos a sequência:

- concepção estrutural;
- detalhes da estrutura, de acordo com a concepção estrutural;
- funcionamento da estrutura, de acordo com o que efetivamente foi construído, e se foi construído de acordo com a concepção estrutural, o funcionamento possivelmente será *quase igual* ao que se previa na concepção estrutural.

Vamos ao exemplo citado e introduzir o conceito de “cascata de cargas”.



No ponto, colocamos uma carga pontual **A** na laje L-3. Implacavelmente ela chegará ao solo. Mas por onde, descendo por que caminho? Influenciando o quê?

Vejamos, pela solução estrutural concebida, como essa carga se dividirá e chegará em que pontos no solo. Se outro for o projetista de estruturas, outra será a solução estrutural, e a carga se dividiria de outra forma e chegaria em outros pontos ao solo. Sigamos a nossa solução. Como a carga **A** da laje L-3 (KYZT) está localizada na figura geométrica KYMN, essa carga irá carregar a viga V-4. Como a viga V-4 se apoia no ponto K na viga V-6, parte da carga **A** chegará ao solo em P-2, P-5 e P-8. Como a outra parte da carga **A** chega via V-4 em Y na viga V-7, a outra parte da carga **A** chega ao solo via P-3, P-6 e P-9.

A ferramenta didática da “**cascata de cargas**” é uma criação de Manoel Henrique Campos Botelho.

1.4 AVALIAÇÃO GLOBAL DA ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS (EDIFÍCIOS)

De forma geral, a estrutura de contraventamento de um prédio é composta por paredes estruturais em balanço (caixa de elevadores, caixa de escadas), engastadas na fundação, ou por pórticos múltiplos. De fato, os nós da estrutura de contraventamento são deslocáveis. Mas quando a estrutura obedece a certos critérios, podemos

considerar que ela é suficientemente rígida e que seus deslocamentos não afetam a segurança dos pilares contraventados.

Se temos isso e quando a estrutura do contraventamento é quase indeslocável, podemos dizer que ela garante a estabilidade da estrutura. Não é conveniente que todos os pilares participem do sistema estrutural admitido como responsável pela estabilidade da construção. Por isso, temos dois tipos de pilares: pilares contaventados e pilares que pertencem à estrutura de contraventamento.

De acordo com o C.E.B. (Comite Europeu do Betão), uma estrutura de contraventamento pode ser considerada *quase indeslocável*, desde que obedeça às seguintes restrições:

1) Edifícios com 3 andares ou menos

$$\text{E.G.E} = H \sqrt{\frac{N_k}{E_c \cdot \Sigma I}} \leq 0,2 + 0,1n$$

2) Edifícios com 4 andares ou mais

$$\text{E.G.E} = H \sqrt{\frac{N_k}{E_c \Sigma I}} \leq 0,6$$

onde: H = altura total do edifício;

N_k = soma total das cargas verticais;

E_c = módulo inicial de elasticidade do concreto;

ΣI = soma das inércias;

n = número de andares;

E.G.E. = estabilidade global do edifício

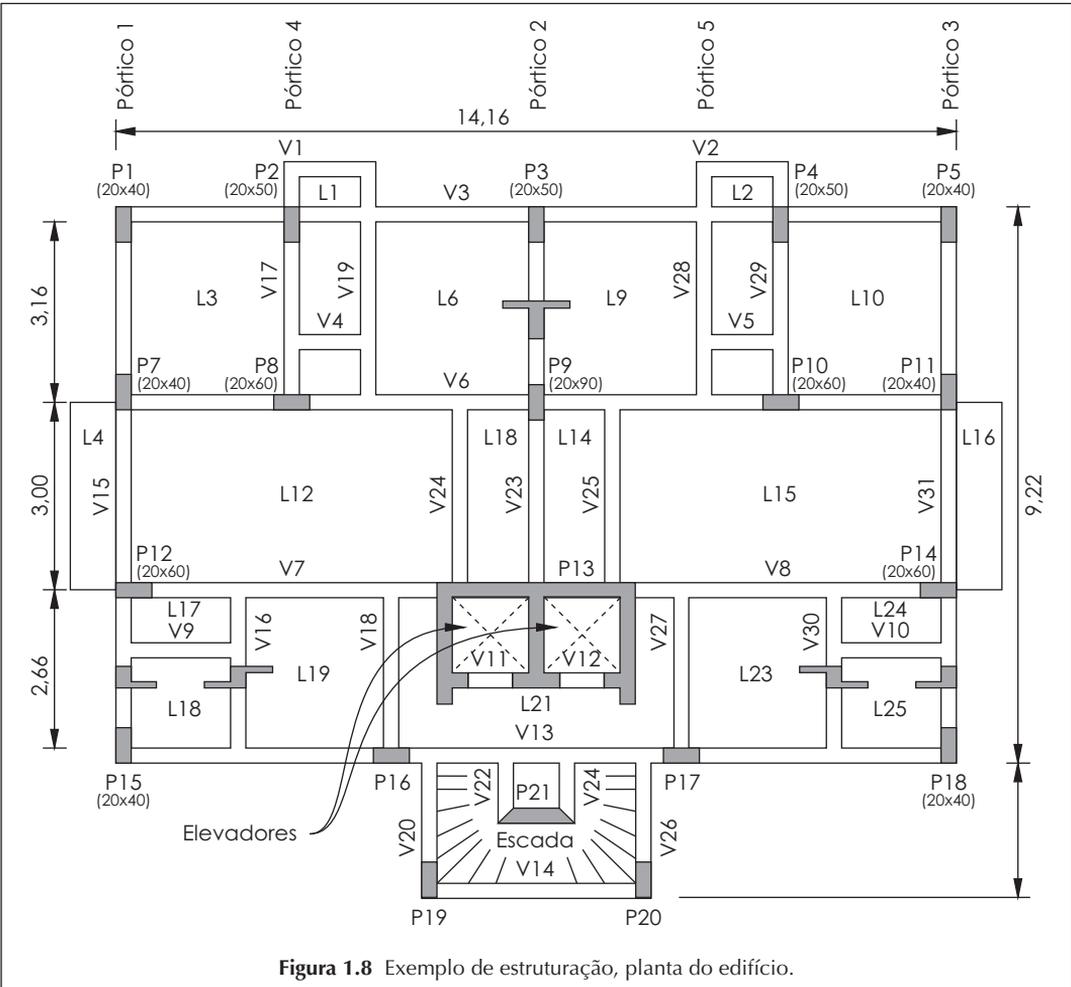
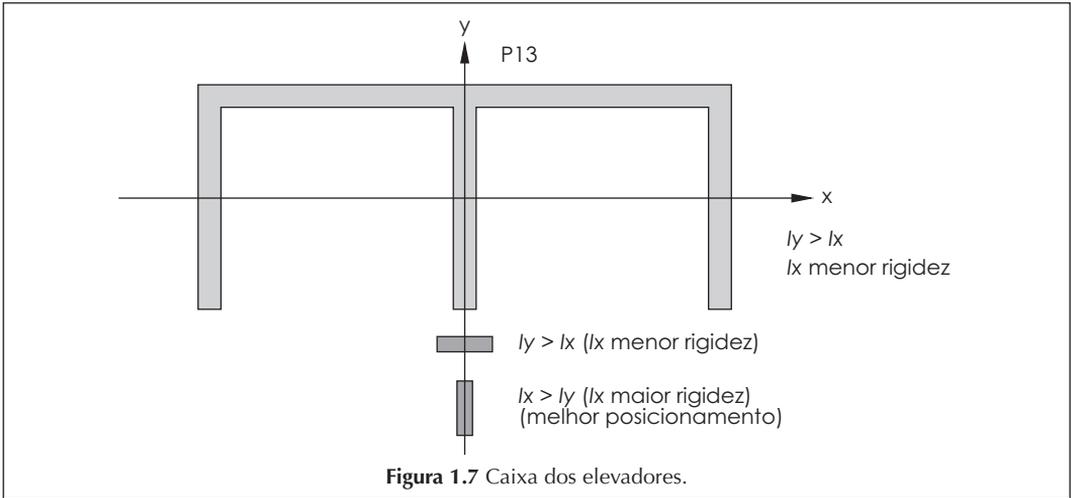
$E_c = 5.600 \sqrt{fck}$ (em MPa)

1.4.1 ESTUDO DAS OPÇÕES ESTRUTURAIS

$$fck = 200 \text{ kgf/cm}^2 = 20 \text{ MPa}$$

CA-50

- As paredes devem estar sobre vigas sempre que possível.
- Deve-se posicionar os pilares, de modo que formem linhas de pórticos.
- Deve-se colocar os pilares com maior rigidez na direção da menor rigidez da caixa de elevadores (exemplo na Figura 1.8).
- Se possível, colocam-se 4 linhas de pórticos com 4 pilares cada, para não ser necessário considerar o fator vento no prédio.

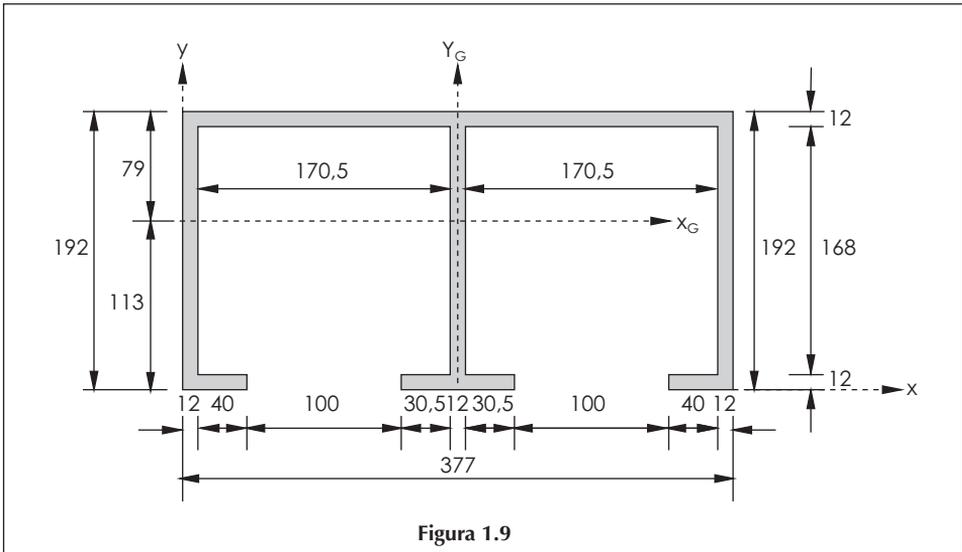


1.4.2 COMO VERIFICAR A SUFICIÊNCIA DA CAIXA DE ELEVADORES (P13) PARA CONTRAVENTAR ISOLADAMENTE O EDIFÍCIO (Torná-lo indeslocável)

1.4.2.1 Estimativa da carga total do edifício do térreo à caixa-d'água superior

- área do andar tipo $\approx 136 \text{ m}^2$, admitindo-se uma carga média de $1,0 \text{ tf/m}^2$;
- carga total por andar: $136 \times 1 = 136 \text{ tf}$;
- carga total para 10 pav. + térreo + cobertura $\approx 12 \times 136 = 1.632 \text{ tf}$;
- caixa-d'água + casa de máquinas $\approx 120 \text{ tf}$ (estimado);
- carga total: $N_k = 1.632 + 120 = 1.752 \text{ tf}$.

1.4.2.2 Inércia da caixa de elevador – pilar P13



Cálculo do centro de gravidade:

Por simetria, sabemos que $x_G = \frac{377}{2} = 188,5 \text{ cm}$

$$\text{área} = 0,12 \times 1,92 \times 3 + 0,4 \times 0,12 \times 2 + 0,305 \times 0,12 \times 2 + 1,705 \times 0,12 \times 2 = 1,2696 \text{ m}^2$$

$$y_G = \frac{3,77 \times 1,92 \times 0,96 - 1,68 \times 1,705 \times 0,96 \times 2 - 1 \times 0,12 \times 0,06 \times 2}{1,2696} = 1,13 \text{ m}$$

Cálculo dos momentos de inércia

$$Ix = Ix'_G + S \times y_G^2$$

$Ix'_G \mapsto$ momento de inércia em relação ao centro de gravidade da seção em estudo

$S \mapsto$ área do elemento em estudo

$y_G \mapsto$ distância do C.G. da seção em estudo ao eixo X

$$I_{x_G} = \frac{3,77 \times 1,92^3}{12} + (3,77 \times 1,92)(1,13 - 0,96)^2 - \left(\frac{2 \times 1,705 \times 1,68^3}{12} + 2 \times (1,705 \times 1,68)(1,13 - 0,96)^2 + 2 \times \frac{1 \times 0,12^3}{12} + 2 \times (1 \times 0,13) \times (1,13 - 0,06)^2 \right) = 0,64479 \text{ m}^4$$

$$I_{y_G} = \frac{1,92 \times 3,77^3}{12} - \left(\frac{1,68 \times 1,705^3}{12} \times 2 + (1,68 \times 1,705)(0,9125)^2 \times 2 + \frac{0,12 \times 1^3}{12} \times 2 + (1 \times 0,12) \times (0,865)^2 \times 2 \right) = 2,21571 \text{ m}^4$$

Avaliação da indeslocabilidade da estrutura (E.G.E. Estabilidade Global do Edifício) conferida somente pela caixa de elevadores (P13).

$$\begin{aligned} \text{E.G.E.} &= H \sqrt{\frac{N_K}{E_c \times \Sigma I}} & H &= 11 \times 2,9 + 2 = 33,9 \text{ m} \\ & & N_K &= 1.722 \text{ tf} \\ & & E_c &= 5.600 \sqrt{20} = 25.043 \text{ MPa} \\ & & E_c &= 2.504 \text{ tf/m}^2 \end{aligned}$$

na direção y

$$(\text{E.G.E.})_y = 33,9 \sqrt{\frac{1.752}{2.504 \cdot 300 \times 0,64479}} = 1,116 > 0,6$$

o edifício não fica contraventado pelo pilar P13 (caixa dos elevadores)

na direção x

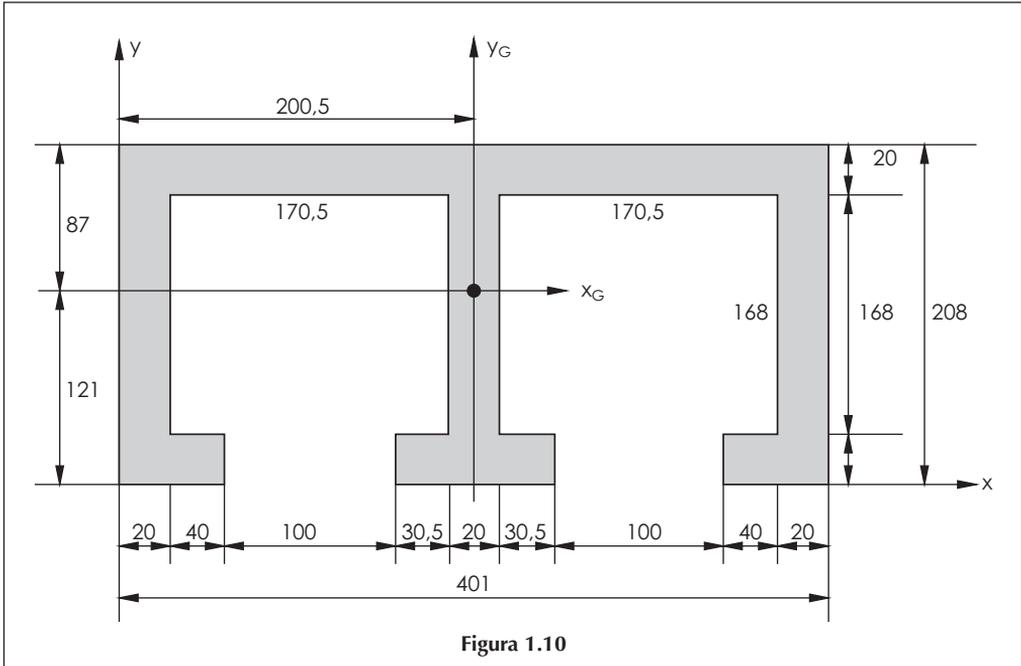
$$(\text{E.G.E.})_x = 33,9 \sqrt{\frac{1.752}{2.504 \times 300 \times 2,21571}} = 0,600 \leq 0,6$$

o edifício está contraventado, nesta direção pelo pilar P13.

1.4.2.3 Conclusões

Na direção x , o edifício está suficientemente contraventado pelo pilar P13 (caixa dos elevadores). A estrutura é praticamente indeslocável, não havendo, deste modo, necessidade de estudo de estabilidade global.

Na direção y , o edifício não está suficientemente contraventado, portanto vamos aumentar a espessura da caixa dos elevadores para torná-lo indeslocável. Aumentando a espessura da caixa dos elevadores para 20 cm temos:



$$\text{Área} = 0,2 \times 2,08 \times 3 + 0,4 \times 0,2 \times 2 + 0,305 \times 0,2 \times 2 + 1,705 \times 0,2 \times 2 = 2,21 \text{ m}^2$$

$$y_G = \frac{4,01 \times 2,08 \times 1,04 - 1,705 \times 1,68 \times 1,04 \times 2 - 1 \times 0,21 \times 0,1 \times 2}{2,21} = 1,21 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} I_{yg} = & 2 \times \left[\frac{2,08 \times 0,2^3}{12} + (2,08 \times 0,2) \times 1,905^2 \right] + \frac{2,08 \times 0,2^3}{12} + \\ & + 2 \times \left(\frac{0,2 \times 0,4^3}{12} + 0,2 \times 0,2 \times 1,605^2 \right) + \left(\frac{0,2 \times 0,305^3}{12} + 0,2 \times 0,305 \times 0,253^2 \right) + \\ & + 2 \times \left(\frac{0,2 \times 1,705^3}{12} + 0,2 \times 1,705 \times 1,053^2 \right) = 4,296 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{xg} &= \frac{4,01 \times 2,08^3}{12} + (4,01 \times 2,08) \times (1,21 - 1,04)^2 - \left(2 \times \frac{1,705 \times 1,68^3}{12} + \right. \\
 &\quad \left. + 2 \times (1,705 \times 1,68) \times (1,21 - 1,04)^2 + 2 \times \frac{1 \times 0,2^3}{12} + 2 \times (1 \times 0,2) \times (1,21 \times 0,1)^2 \right) = \\
 &= 1,24 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Cálculo de (E.G.E.)_g

$$(E.G.E.)_g = 33,9 \sqrt{\frac{1,752}{2,504.300 \times 1,24}} = 0,805 > 0,6 \quad (\text{problema de deslocabilidade})$$

$$(E.G.E.)_x = 33,9 \sqrt{\frac{1,752}{2,504.300 \times 4,296}} = 0,43 < 0,6$$

Vemos que mesmo com o aumento da espessura da caixa dos elevadores, ainda a estrutura não se torna indeslocável.

Portanto, precisaremos contar com os pórticos formados pelos pilares e vigas.

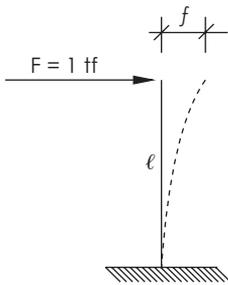
Adotaremos os pórticos formados pelos pilares:

pórtico 1: P1, P7, P12, P15

pórtico 2: P3, P9, P13

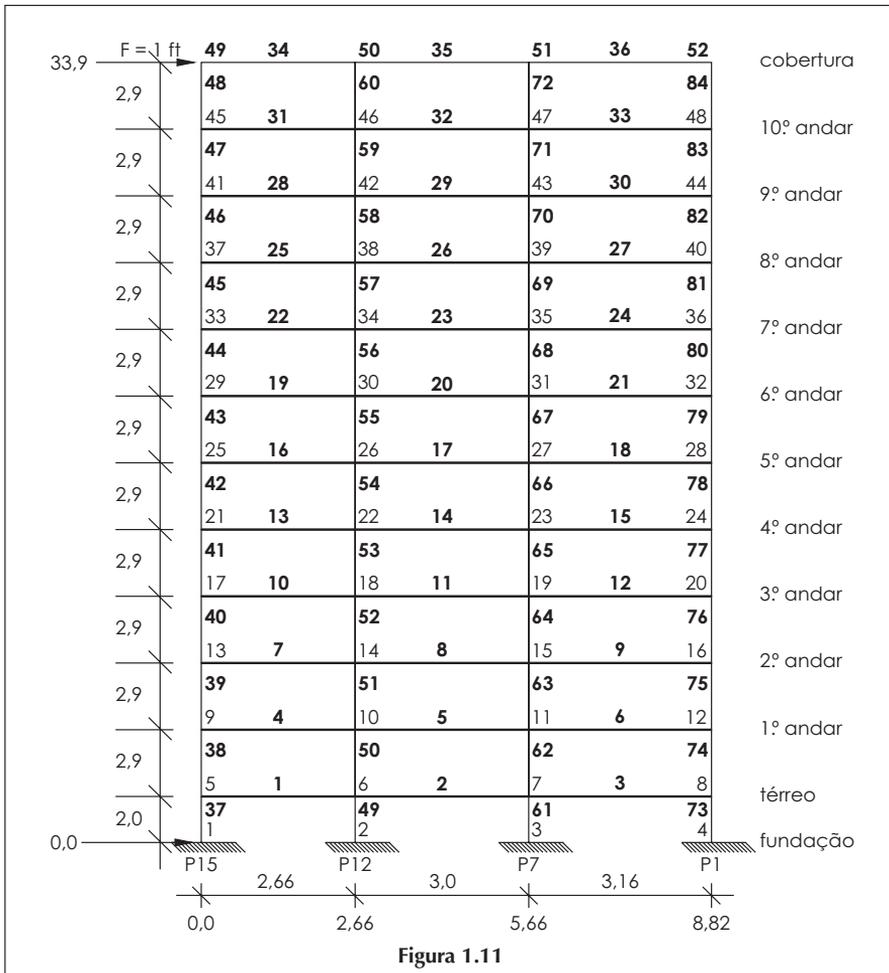
pórtico 3: P5, P11, P14, P18

Faremos um processamento dos pórticos com uma carga unitária no topo. A partir dos deslocamentos, será avaliada a rigidez equivalente do pórtico, pela seguinte fórmula:



$$f = \frac{F \cdot l^3}{3E_c I_{eq}}$$

depois calcularemos (E.G.E.)_y novamente.

Pórtico 1 = pórtico 3

$$P15 = P7 \rightarrow A = 0,2 \times 0,4 = 0,08 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,2 \times 0,4^3}{12} = 0,00106667 \text{ m}^4$$

$$P12 \rightarrow A = 0,2 \times 0,6 = 0,12 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,6 \times 0,2^3}{12} = 0,0004 \text{ m}^4$$

$$P1 \rightarrow A = 0,2 \times 0,4 = 0,08 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,4 \times 0,2^3}{12} = 0,000266 \text{ m}^4$$

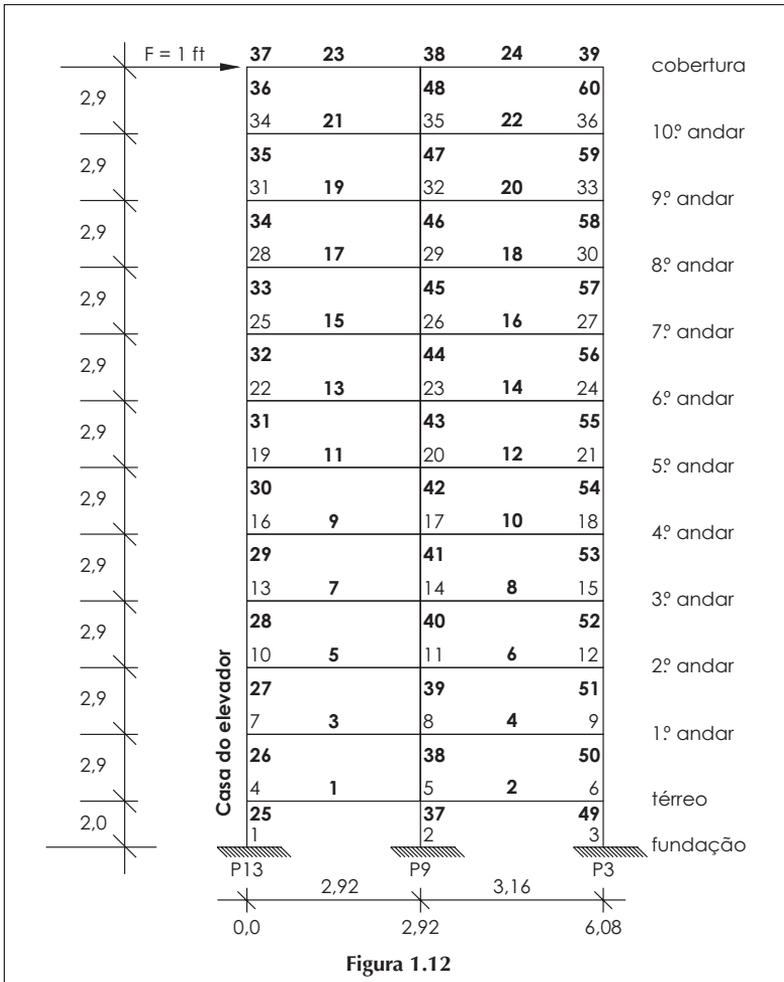
vigas horizontais $\mapsto V15 (12 \times 30)$

$$A = 0,12 \times 0,13 = 0,036 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,12 \times 0,13^3}{12} = 0,0003267 \text{ m}^4$$

poderíamos calcular como viga T.

Pórtico 2



Aumentando-se a espessura das paredes dos elevadores para 20 cm, temos:

$$P13 \begin{cases} A = 2,21 \text{ m}^2 \\ I = 1,24 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$P9 \rightarrow A = 0,2 \times 0,9 = 0,18 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,2 \times 0,9^3}{12} = 0,01215 \text{ m}^4$$

Vigas horizontais → V23 (12 × 30)

$$A = 0,12 \times 0,3 = 0,36 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,12 \times 0,3^3}{12} = 0,0003267 \text{ m}^4$$

$$P3 \rightarrow A = 0,2 \rightarrow 0,5 = 0,10 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,2 \times 0,5^3}{12} = 0,00208 \text{ m}^4$$

Poderíamos calcular como viga T.

Pórtico 1 = pórtico 3

Deslocamentos nodais – carregamento 1 (deslocamento dos nós da estrutura)

Ponto	Deslocamento x	Deslocamento y	Rotação z
49	0,01401	0,00032	-0,00034
50	0,01397	0,00001	-0,00015
51	0,01397	-0,00002	-0,00025
52	0,01397	-0,00030	-0,00031

Reações de apoio – carregamento 1

Ponto	Reação FX	Reação FY	Reação HZ
1	-0,23	-3,73	0,54
2	-0,23	0,09	0,29
3	-0,32	0,13	0,60
4	-0,22	3,51	0,53
soma	-1,00	-0,06	1,96

Esforço nas barras

Seção											
Barras	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1 N	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
V	-0,23	-0,23	-0,23	-0,23	-0,23	-0,23	-0,23	-0,23	-0,23	-0,23	-0,23
M	0,34	0,28	0,22	0,15	0,07	0,03	-0,03	-0,10	-0,16	-0,22	-0,28
2 N	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,19	-0,19	-0,01	-0,01	-0,19	-0,19
V	-0,19	-0,17	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19	-0,19
M	0,26	0,21	0,15	0,09	0,04	-0,02	-0,08	-0,13	-0,19	-0,24	-0,38
3 N	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02
V	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20
M	0,32	0,25	0,19	0,12	0,06	-0,01	-0,07	-0,14	-0,20	-0,26	-0,33
4 N	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
V	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33	-0,33
M	0,49	0,40	0,31	0,22	0,14	0,05	-0,04	-0,13	-0,22	-0,31	-0,40
5 N	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01	-0,01
V	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28
M	0,38	0,30	0,22	0,13	0,05	-0,03	-0,11	-0,20	-0,28	-0,36	-0,44
6 N	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02
V	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
M	0,46	0,37	0,27	0,18	0,08	-0,01	-0,11	-0,20	-0,29	-0,39	-0,48
7 N	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V	-0,35	-0,35	-0,35	-0,35	-0,35	-0,35	-0,35	-0,35	-0,35	-0,35	-0,35
M	0,51	0,42	0,33	0,23	0,14	0,05	-0,04	-0,14	-0,23	-0,32	-0,42
8 N	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31	-0,31
M	0,43	0,33	0,24	0,15	0,06	-0,03	-0,12	-0,21	-0,31	-0,40	-0,49

Pórtico 2

Recalques de apoio – carregamento 1

Sequência	Ponto	Deslocamento X	Deslocamento Y	Rotação Z
1	1	0,00000	0,00000	0,00000
2	2	0,00000	0,00000	0,00000
3	3	0,00000	0,00000	0,00000

Cargas nodais – carregamento 1 (cargas dos nós da estrutura)

Sequência	Ponto	Reação FX	Reação FY	Reação HZ
1	37	1,000	0,000	0,000

Deslocamentos nodais – carregamento 1 (deslocamentos dos nós das estruturas)

Ponto	Deslocamento X	Deslocamento Y	Rotação Z
1	0,00000	0,00000	-0,00000
2	0,00000	-0,00000	-0,00000
3	0,00000	-0,00000	-0,00000
4	0,00002	0,00000	-0,00002
5	0,00002	0,00000	-0,00002
6	0,00002	-0,00001	-0,00002
7	0,00010	0,00000	-0,00004
8	0,00010	-0,00000	-0,00004
9	0,00010	-0,00002	-0,00004
10	0,00024	0,00000	-0,00006
11	0,00024	-0,00001	-0,00006
12	0,00024	-0,00003	-0,00006
13	0,00044	0,00000	-0,00008
14	0,00044	-0,00001	-0,00007
15	0,00044	-0,00004	-0,00007
16	0,00068	0,00000	-0,00009
17	0,00068	-0,00001	-0,00009
18	0,00068	-0,00005	-0,00009
19	0,00096	0,00000	-0,00010
20	0,00096	-0,00000	-0,00010
21	0,00096	-0,00005	-0,00010
22	0,00128	0,00000	-0,00011
23	0,00128	-0,00001	-0,00011
24	0,00128	-0,00006	-0,00011
25	0,00162	0,00000	-0,00012
26	0,00162	-0,00001	-0,00012
27	0,00162	-0,00007	-0,00012
28	0,00199	0,00000	-0,00013
29	0,00199	-0,00001	-0,00013
30	0,00199	-0,00007	-0,00012
31	0,00237	0,00000	-0,00013
32	0,00237	-0,00002	-0,00013
33	0,00237	-0,00008	-0,00013
34	0,00276	0,00000	-0,00014
35	0,00276	-0,00002	-0,00013
36	0,00276	-0,00008	-0,00013
37	0,00316	0,00000	-0,00014
38	0,00316	-0,00002	-0,00013
39	0,00316	-0,00008	-0,00012

Reações de apoio – carregamento 1

Ponto	Reação FX	Reação FY	Reação HZ
1	-0,94	-1,93	23,03
2	-0,05	0,50	0,46
3	-0,02	1,46	0,08
Soma	-1,00	0,00	23.58

Cálculo da rigidez equivalente ao pórtico 1 = pórtico 3

$$f = 0,01401 \text{ m (nó 49)}$$

$$f = \frac{F \cdot \ell^3}{2E_c I_{eq}} \quad \begin{array}{l} \ell = 33,9 \text{ m} \\ E_c = 2.570.670 \text{ tf/m}^2 \\ F = 1 \text{ tf} \\ f = 0,01401 \text{ m} \end{array}$$

$$I_{eq} = \frac{1 \times 33,9^3}{3 \times 2.504.300 \times 0,01401} = 0,37 \text{ m}^4$$

Pórtico 2

$$f = 0,00316 \text{ m (nó 37)}$$

$$I_{eq} = \frac{1 \times 33,9^3}{3 \times 2.504.300 \times 0,00316} = 1,64 \text{ m}^4$$

Reavaliação de (E.G.E.)_y

$$\text{Rigidez total} = 1,64 + 2 \times 0,37 = 2,38 \text{ m}^4$$

$$(E.G.E.)_y = 33,9 \sqrt{\frac{1.752}{2.504.300 \times 2,38}} = 0,58 < 0,6 \quad (\text{O.K.})$$

Com a consideração do pórtico 1, do pórtico 2 e do pórtico 3, a estrutura já é considerada suficientemente contraventada (quase indeslocável).

Conclusões e comentários

$$(E.G.E.)_x = 0,43 < 0,6 \text{ (O.K.)}$$

Só o pilar da caixa dos elevadores P13 já é o suficiente para tornar a estrutura “indeslocável” na direção X.

$$(E.G.E.)_y = 0,58 < 0,6 \text{ (O.K.)}$$

Com a consideração do conjunto de pórticos 1, 2 e 3, a estrutura do edifício pode ser considerada “indeslocável”, também na direção Y.

Índice de esbeltez do pilar P13 nas direções x e y (pilar isolado)

$$\lambda_x = \frac{2 \times 33,9}{\sqrt{\frac{4,296}{2,21}}} = 48,62 > 25$$

$$\lambda_y = \frac{2 \times 33,9}{\sqrt{\frac{1,24}{2,21}}} = 90,51 \gg 25$$

- Se o pilar P13 fosse realmente o único elemento de contraventamento, seria necessário considerar os efeitos globais de segunda ordem nas direções X e Y.
- Como existem os pórticos assegurando a indeslocabilidade da estrutura – sem falarmos do contraventamento dado pela alvenaria –, podemos admitir como desprezíveis, nas duas direções, os esforços de segunda ordem globais, ou seja, não é necessário fazer análise global de estabilidade.

Os pilares entre dois andares consecutivos poderão ter momento de segunda ordem considerado, mas como pilares que pertencem a uma estrutura de pórtico indeslocável:

ℓ_e = distância de eixo a eixo de vigas entre dois pisos.

1.5 O VENTO E AS ESTRUTURAS – EFEITOS EM EDIFÍCIOS ALTOS E BAIXOS

O vento pode danificar estruturas, principalmente nas regiões abertas (campo, em colinas, perto do mar etc.). O estudo e a aplicação de técnicas, para controlar a ação dos ventos nas estruturas, foram publicados na norma NBR 6123.

No caso de estruturas convencionais de concreto armado de baixa altura, o objetivo deste livro, não é necessário considerar a ação dos ventos na estruturas.

Para edifícios baixos, de acordo com as boas práticas estruturais, a ação do vento deve ser considerada obrigatoriamente no caso de estrutura com nós deslocáveis, quando:

- a) A relação altura total e menor largura do edifício é maior que 4;
- b) Em uma dada direção o número de filas de pilares seja inferior a 4.

O canal de TV por assinatura Discovery exibiu uma reportagem muito benfeita sobre o efeito do vento numa estrutura toda especial em Nova York, EUA. Uma enorme e muito conhecida firma de equipamentos comprou um terreno para erigir uma majestosa sede administrativa, mas havia no terreno uma igreja que não podia ser destruída por razões históricas. Face a isso, o prédio teve que ter uma forma toda especial, com pequena base, que depois nos andares superiores se alargava como que cobrindo a igreja. Um formato “ousado”, em linguagem popular.

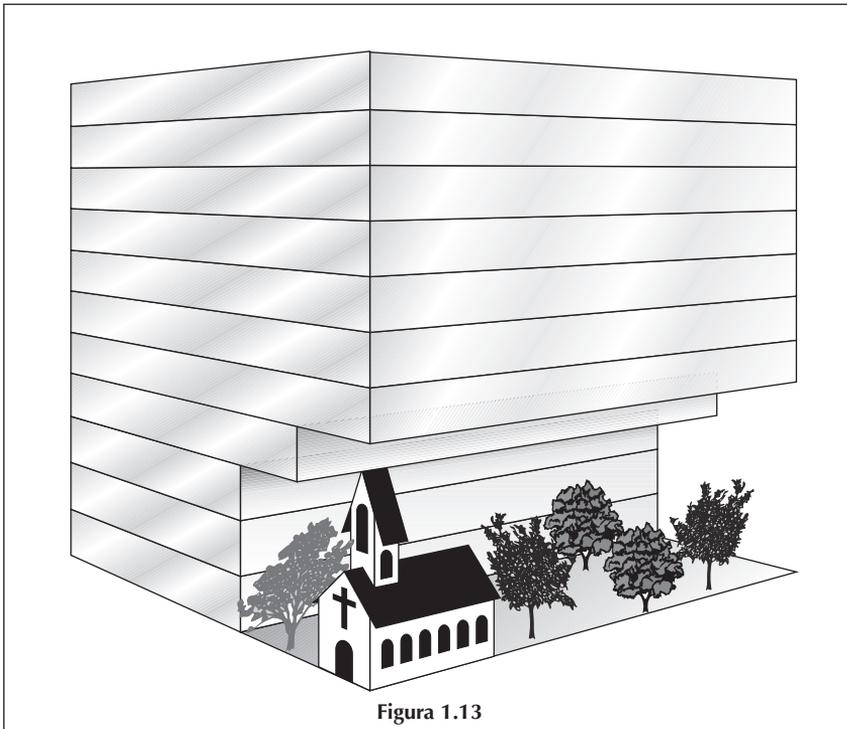


Figura 1.13

Sabe-se que nos Estados Unidos ocorrem tufões. Para apoio do projeto estrutural, realizaram-se testes em túnel de vento: os efeitos com vento de frente, de traz e dos lados, e os resultados ajudaram no dimensionamento da estrutura de aço do prédio, estrutura que cobria a pequena igreja.

Pronto o prédio e totalmente ocupado, meses depois o projetista foi inquirido telefonicamente por uma pessoa, que perguntou se nos testes do túnel de vento o prédio tinha sido analisado para ventos de lado (vento de quina). Não tinha. Só por descargo de consciência, refizeram os testes. Para surpresa geral, a estrutura, sofrendo ventos de lado, recebia novos esforços para os quais não tinha resistência adequada. Foi feita inspeção ao prédio e descobriram-se novos e outros problemas

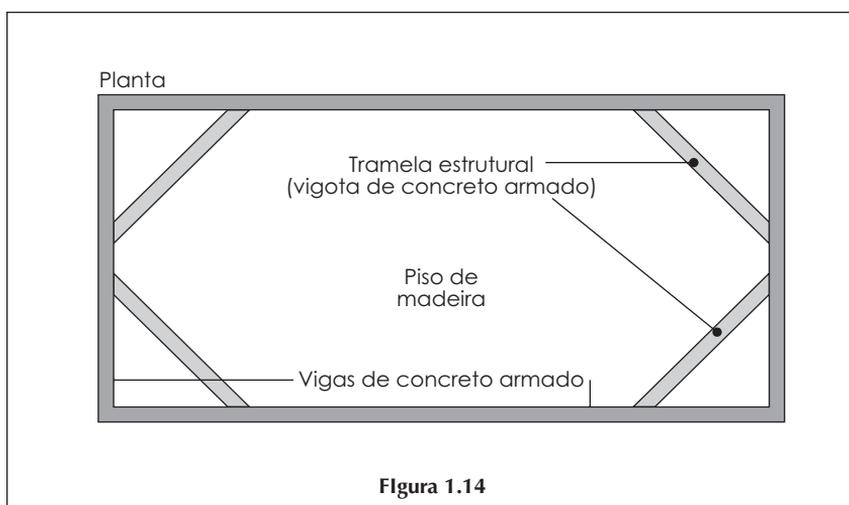
de não adequação do projeto na obra executada, como o uso de rebites em peças estratégicas previstas para serem soldadas. E como desgraça não vem sozinha, na época aproximava-se um tufão na região. A empresa dona do prédio enfrentou o problema e decidiu evacuar todo o prédio, antes da chegada da tormenta para fazer os reforços necessários. Tudo foi corrigido, e o prédio está hoje em uso normal.

Foi um ato de coragem esvaziar o prédio, assumindo o preço da crítica e o fato de colocar para o mundo a veracidade do ocorrido.

Às vezes, o vento pode levar telhados e trincar estruturas. Isso é mais comum no campo do que em áreas urbanas, pois no campo o vento sopra sem obstáculos.

Um dos autores deste livro acompanhou a construção de um sobrado de alto nível, em que o piso do andar superior seria de vigas de madeira de lei. A madeira estava demorando para chegar, e era esse piso que daria um nível mínimo de contraventamento na estrutura já fechada com paredes de alvenaria e com poucas paredes internas. Quando o vento soprava na estrutura da casa, que estava sem contraventamento, ela se deformava, por isso, a alvenaria trincou. Emergencialmente, foi projetada uma estrutura adicional de concreto armado, a fim de travar o quadrilátero das vigas.

Todo marceneiro sabe que em construção de painéis retangulares de peças de madeira, por mais que haja pregos nas junções, a estrutura tende a se modificar por falta de rigidez. Basta, entretanto, colocar pequenas tramelas inclinadas, ligando os lados do retângulo que a estrutura ganha rigidez.



O princípio da rigidez do marceneiro foi usado no sobrado. Foram construídas pequenas vigas de concreto armado, ligando as vigas principais do retângulo estrutural sem rigidez.

Final feliz.

NOTA 10

Houve o caso de um prédio residencial de média altura (com cerca de doze andares) que caiu no Brasil e que uma comissão de peritos julgou o projeto e a execução da obra com problemas. Uma das causas da queda foi o fato de não ter sido estudada a questão dos ventos. Se tivesse sido estudada a ação dos ventos, as forças normais nos blocos de fundação seriam maiores do que as consideradas no projeto (sem vento). A ruína, sem aviso do prédio, aconteceu durante a noite e quando houve um surto de fortes ventos, o que agravou as condições críticas do prédio.

NOTA 11 – ÊNFASE

Quando se projeta um prédio, é razoável, ou melhor, é bastante recomendável amarrar suas partes menos rígidas a uma estrutura rígida como, por exemplo, a caixa de escadas.

NOTA 12

No caso de galpões (grande área e pequeno peso próprio), considerar a ação do vento é obrigatória. No estudo de ventos devemos considerar as definições a seguir.

Barlavento – lado da edificação que sofre o impacto do vento.

Sotavento – lado da edificação que não recebe o impacto do vento, podendo sofrer até sucção.

NOTA 13

Até os anos 1950, o efeito do vento nas estruturas prediais era feito por critérios da norma NB-5 (norma de cargas), usando para isso critérios extremamente simplificados, práticos e úteis. Posteriormente, o assunto vento foi retirado da norma de cargas, ganhando norma específica (NBR 6123).

Consideração do vento em edifícios altos

De acordo com a NB 1-78¹, item 3.1.1-3, a ação do vento deve ser obrigatoriamente considerada, no caso de estrutura com nós deslocáveis quando:

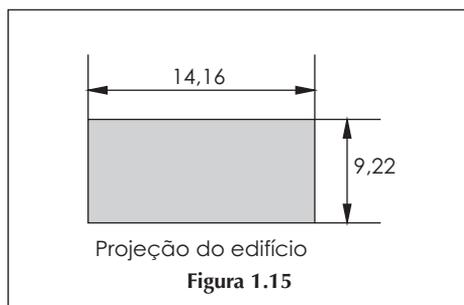
- a) a relação altura total e menor largura do edifício é maior que 4;
- b) ou numa dada direção, o número de filas de pilares seja inferior a 4.

No edifício em estudo (Figura 1.8), página 32 temos:

- a) menor largura = 9,04 m

altura = 33,9 m

$$\frac{33,9}{9,22} = 3,67 < 4$$



- b) na direção do pórtico P1, P7, P12, P15, não temos 4 ou mais linhas de pilares. Então, devemos considerar o vento nesta direção:

largura nesta direção = 14,16 m

Forças devidas ao vento (NBR 6123)

Localização da obra: São Paulo, subúrbios densamente construídos de grandes cidades: terreno plano ou fracamente acidentado. (Categoria IV – Classe B.)

1. Pressão dinâmica (NBR 6123)

$$V_0 = 45 \text{ m/s}$$

$$S_1 = 1,0 \text{ (fator topográfico)}$$

$$S_2 = 0,85 \text{ (rugosidade 4) (classe B)}$$

$$S_3 = 1,00 \text{ (fator estatístico)}$$

$$V_K = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 = 45 \times 1 \times 0,85 \times 1 = 38,25 \text{ m/s}$$

$$q = 0,613 V_K^2 = 0,613 \times 38,25^2 = 896,85 \text{ N/m}^2$$

$$q = 89,68 \text{ kgf/m}^2$$

¹ Substituída pela atual NBR 6118/2014, mas a velha norma é sempre respeitável.

2. Coeficiente de forma e de pressão

$$a = 14,16 \text{ m}$$

$$b = 9,22 \text{ m}$$

$$h = 33,9 \text{ m}$$

$$\frac{h}{b} = 3,67 \quad \frac{a}{b} = \frac{14,16}{9,22} = 1,53$$

$$\frac{a}{b} = 1,53 \quad \frac{h}{b} = 3,67$$

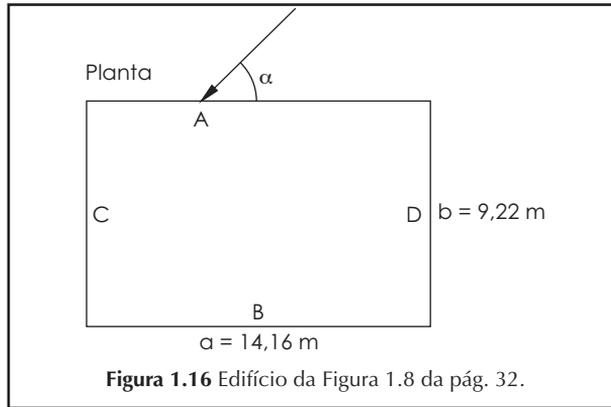
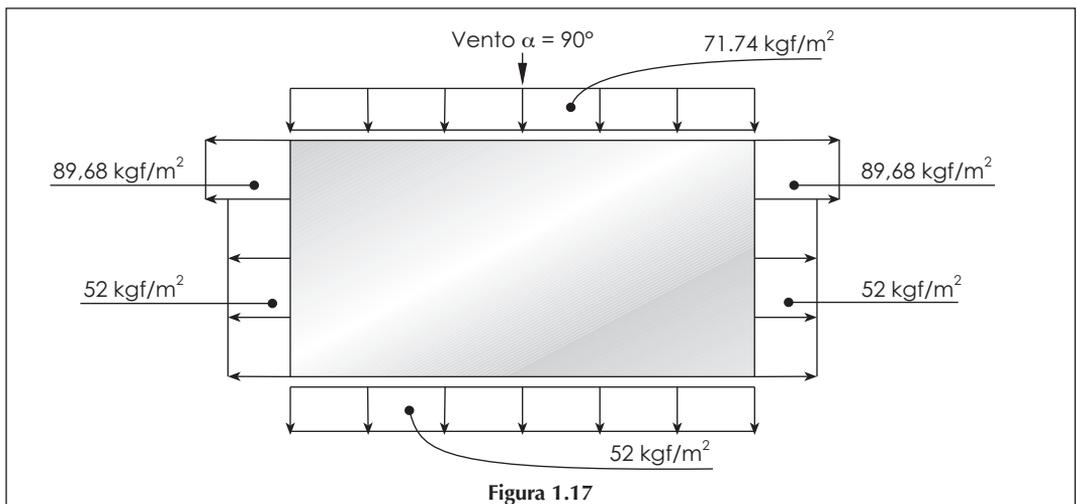
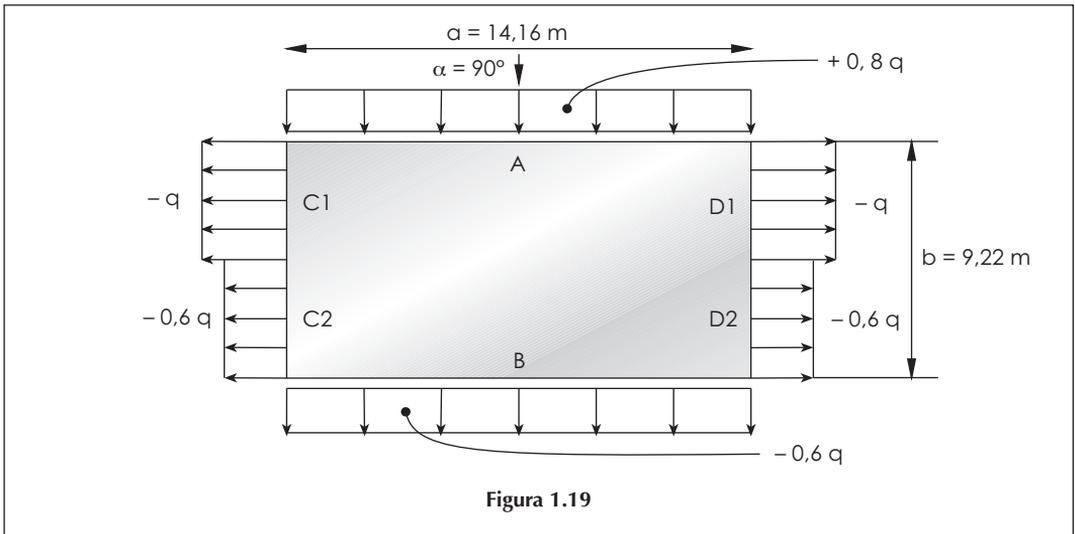
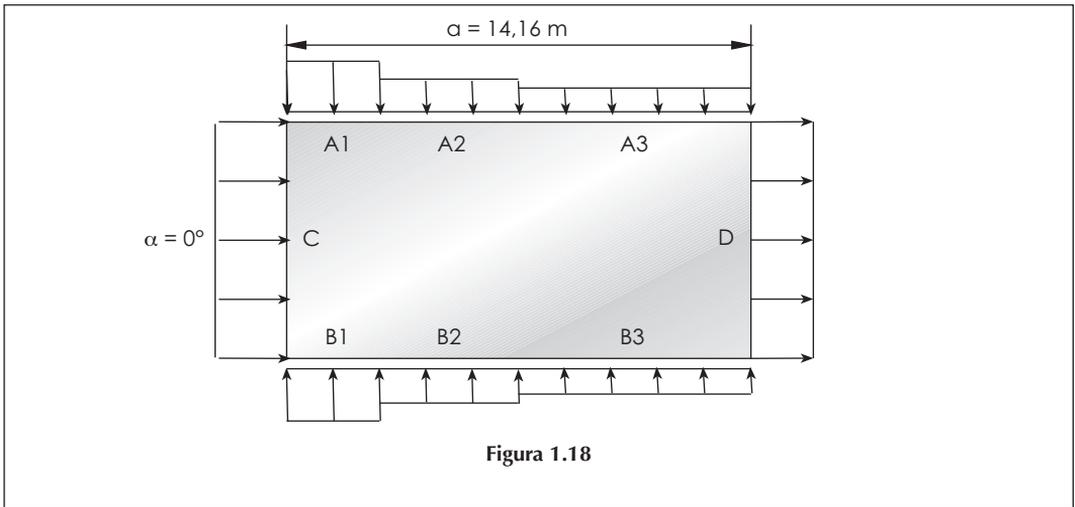


TABELA 4 – NBR 6123

$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				c_{pi} médio
A1 e B1	B1 e B2	C	D	A	B	C1 e D1	C2 e D2	
-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	0,8	-0,6	-0,1	-0,6	-1,2





Vamos estudar, por exemplo $\alpha = 90^\circ$: ($q = 89,68 \text{ kgf/m}^2$)

$$0,8q = 0,8 \cdot 89,68 = 71,74 \text{ kgf/m}^2$$

$$q = 89,68 \text{ kgf/m}^2$$

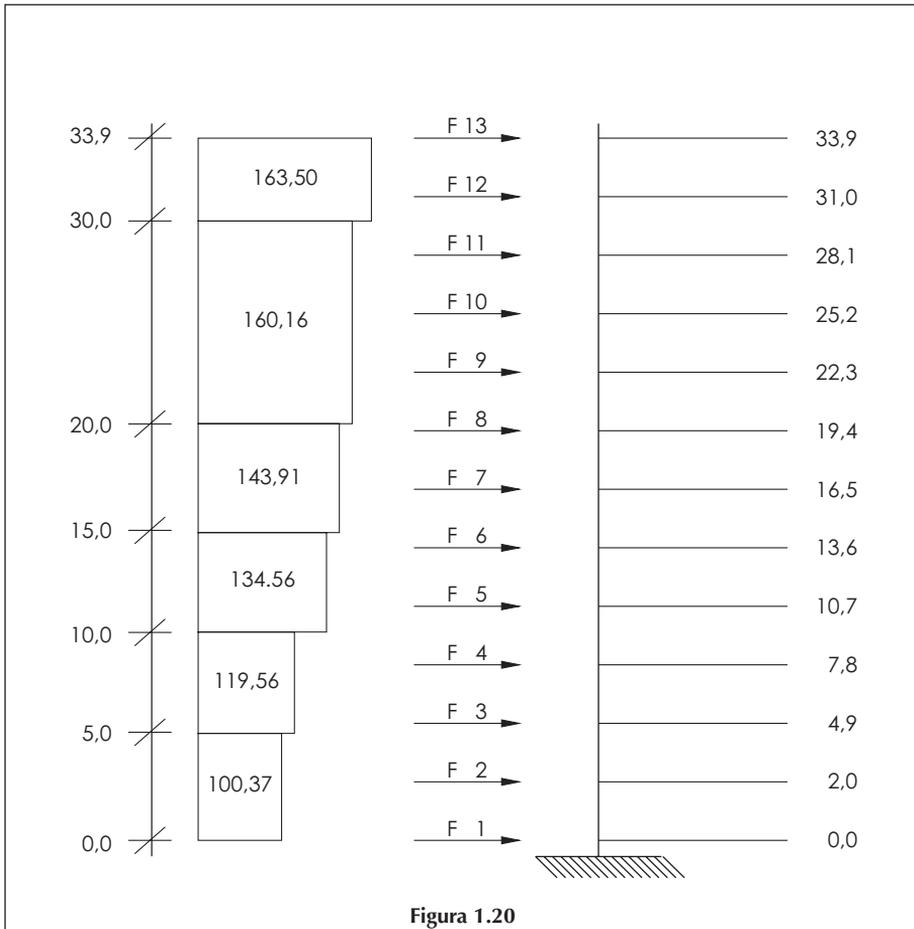
$$0,6q = 0,6 \cdot 89,68 = 52 \text{ kgf/m}^2$$

Variação da pressão dinâmica ao longo da altura

TABELA 2 – FATOR S2 – NBR 6123			
Altura (H cm)	Valores de S2 Rugosidade 4	Pressão dinâmica q (kgf/m ²)	Pressão total (1,4 q) (kgf/m ²)
	Classe B		
≤ 5	0,76	71,69	100,37
10	0,83	85,51	119,71
15	0,88	96,12	134,56
20	0,91	102,79	143,91
30	0,96	114,40	160,16
33,9	0,97	116,79	163,50

$$V_q = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 = 45 \times 1 \times S_2 \times 1 = 45 \times S_2$$

$$q = 0,613 V k^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$



Cálculo dos esforços resultantes nos nós dos pórticos, por metro de largura
(distância entre andares 2,9 m)

$$F1 = \frac{100,37 \times 2}{2} = 100,37 \text{ kgf/m}^2$$

$$F2 = \frac{100,37 \times 2}{2} + \frac{100,37 \times 2,9}{2} = 245,90 \text{ kgf/m}^2$$

$$F3 = \frac{100,37 \times 2}{2} + \frac{115,56 \times 2,9}{2} = 318,89 \text{ kgf/m}^2$$

$$F4 = 119,56 \times 2,9 = 346,72 \text{ kgf/m}^2$$

$$F5 = \frac{134,56 \times 2,9}{2} + 0,7 \times 134,56 + 0,75 \times 119,56 = 378,97 \text{ kgf/m}^2$$

$$F6 = \frac{134,56 \times 2,9}{2} + 1,4 \times 134,56 + 0,05 \times 143,91 = 390,69 \text{ kgf/m}^2$$

$$F7 = 143,91 \times 2,9 = 417,33 \text{ kgf/m}^2$$

$$F8 = \frac{143,91 \times 2,9}{2} + 0,6 \times 143,91 + 0,85 \times 160,16 = 431,15 \text{ kgf/m}^2$$

$$F9 = 160,16 = 464,46 \text{ kgf/m}^2$$

$$F10 = 464,46 \text{ kgf/m}^2$$

$$F11 = 464,46 \text{ kgf/m}^2$$

$$F12 = 0,45 \times 160,16 + 1 \times 163,50 + 1,45 \times 163,50 = 472,64 \text{ kgf/m}^2$$

$$F13 = \frac{163,50 \times 2,9}{2} = 237,07 \text{ kgf/m}^2$$

Os pórticos 1, 2 e 3 deverão suportar todo o esforço do vento. A seguir, apresentamos a distribuição nos pórticos, por área de influência:

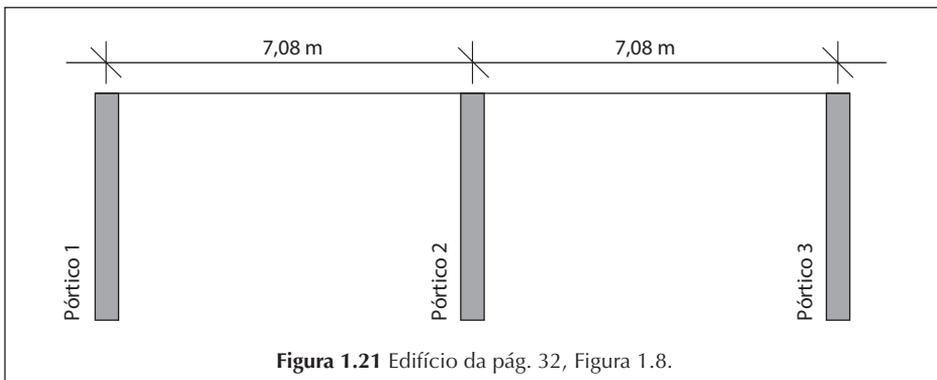


Figura 1.21 Edifício da pág. 32, Figura 1.8.

Cálculo da faixa de influência pela rigidez dos pórticos

$$I_1 = I_3 = 0,37 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 1,64 \text{ m}^4$$

I_1 (pórtico 1)

I_3 (pórtico 3)

I_2 (pórtico 2)

$$I_{\text{total}} = 2 \times 0,37 + 1,64 = 2,38 \text{ m}^4$$

$$(F1)_1 = (F1)_3 = \frac{0,37}{2,38} \times 14,16 = 2,20 \text{ m}$$

$$(F1)_2 = \frac{1,64}{2,38} \times 14,16 = 9,75 \text{ m}$$

Largura equivalente que os pórticos suportam com o vento proporcional a sua rigidez.

pórtico 1

$$(F1)_1 = \frac{I_1}{I_t} \times \text{largura do prédio}$$

Influência pela rigidez dos pórticos

Forças	Vento/m	Pórtico1 = pórtico 3 (kgf)	Pórtico 2 (kgf)
F1	100,37	220,81	978,60
F2	245,90	540,98	2.397,52
F3	318,89	701,55	3.109,17
F4	346,72	762,78	3.380,52
F5	378,97	833,73	3.694,95
F6	390,69	859,51	3.809,22
F7	417,33	918,12	4.068,96
F8	431,15	948,57	4.203,71
F9	464,46	1.021,81	4.528,48
F10	464,46	1.021,81	4.528,48
F11	464,46	1.021,81	4.528,48
F12	472,64	1.039,80	4.608,24
F13	237,07	521,55	2.311,43
		vento × 2,2	vento × 9,75

Devemos dimensionar a estrutura para:

- 1) Vento + peso próprio
- 2) Vento + carga total

Como o vento pode atuar no sentido oposto, devemos considerar todos os momentos, cortantes e normais no dimensionamento das vigas e pilares com os valores de saída dos programas e também com os valores com sinal trocado. (usar o pior caso) e redimensionar as vigas e pilares.