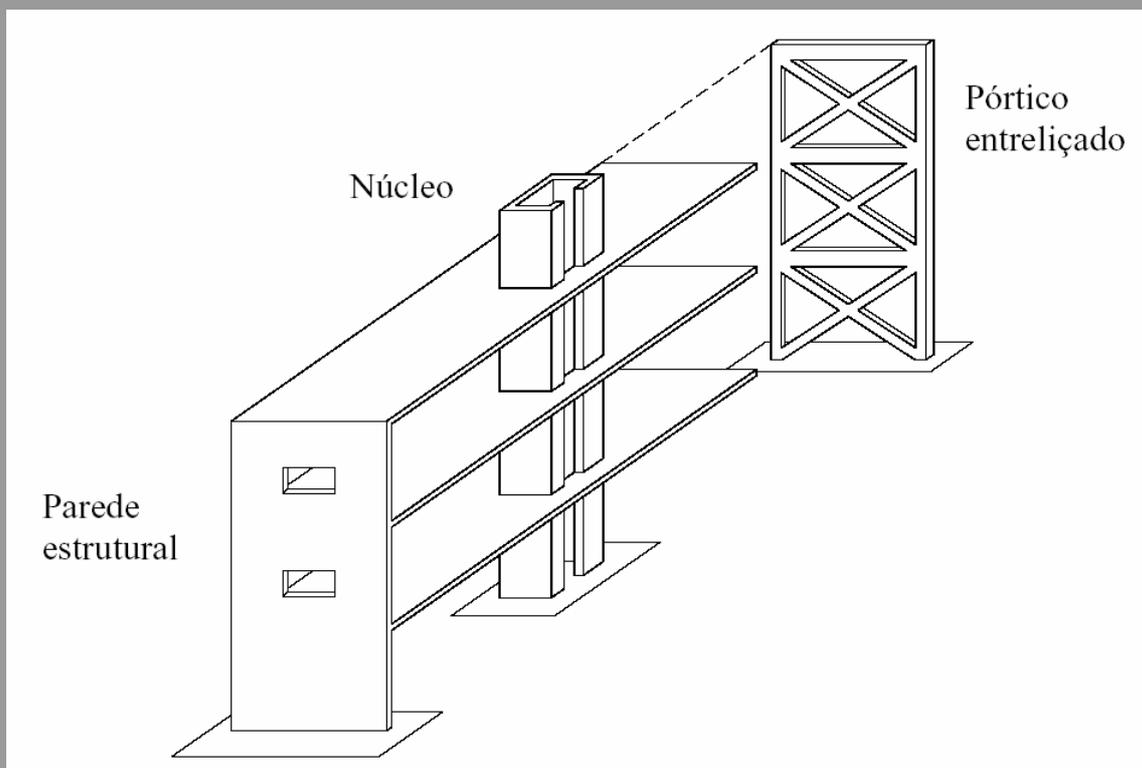


Análise de Estruturas

Contraventamento de Edifícios



série ESTRUTURAS

francisco carneiro
joão guerra martins

1ª edição / 2008

Apresentação

Este texto resulta, genericamente, o repositório da Monografia do Eng.º Francisco Carneiro.

Pretende, contudo, o seu teor evoluir permanentemente, no sentido de responder quer à especificidade dos cursos da UFP, como contrair-se ainda mais ao que se julga pertinente e alargar-se ao que se pensa omitido.

Embora o texto tenha sido revisto, esta versão não é considerada definitiva, sendo de supor a existência de erros e imprecisões. Conta-se não só com uma crítica atenta, como com todos os contributos técnicos que possam ser endereçados. Ambos se aceitam e agradecem.

João Guerra Martins

Sumário

É objectivo da presente monografia justificar a razão de ser dos contraventamentos, bem como sistematizar os conhecimentos fundamentais necessários a uma boa compreensão das acções que interagem nos edifícios e relacioná-las com os vários subsistemas estruturais utilizados para este fim: o contraventamento estrutural.

Uma apresentação sobre as mais usuais acções e fenómenos que os contraventamentos têm que suportar, além dos materiais de materiais que os compõem é efectuada, identificam-se as mais usuais acções verticais e horizontais, directas e indirectas, mencionando a sua natureza e o modo de interferência com as estruturas.

Apresentam-se e estudam-se os tipos de contraventamentos mais correntes, quer para edifícios vulgares, como altos (torres) ou industriais, executados em betão armado, metálicos ou mistos.

Uma breve sistematização do modo de análise dos sistemas de contraventamento foi ainda realizada no final deste trabalho, sem qualquer outro propósito que não o meramente qualitativo, dado não ser desígnio deste texto a quantificação numérica do tema, seja na vertente das solicitações, como dos esforços ou dimensionamento estrutural.

Índice Geral

Apresentação	II
Sumário	I
Índice Geral	II
Índice de Figuras	IV
Índice de Quadros.....	IX
Introdução.....	1
1. Generalidades	1
2. Razão de ser dos contraventamentos.....	2
3. Organização do texto.....	3
1. As acções.....	5
1.1. Generalidades	5
1.2. Acções verticais.....	7
1.3. Acções horizontais	11
1.3.1. Vento	16
1.3.2. Sismo.....	17
1.4. Acções indirectas.....	20
1.4.1. Assentamento dos apoios	20
1.4.2. Efeitos de 2. ^a ordem	21
2. Contraventamentos.....	31

2.1. Contraventamentos tipo.....	31
2.1.1. Pórticos (Moment-resisting frames).....	32
2.1.2. Paredes (Shear-walls).....	35
2.1.3. Paredes associadas a pórticos.....	37
2.1.4. Núcleos e tubos (Tubes).....	38
2.1.5. Reticulada contraventada (Braced structures).....	43
2.1.6. Contraventamentos mais utilizáveis.....	48
2.2. Contraventamentos em edifícios de grande altura	50
2.4. Contraventamentos específicos em estruturas metálicas	53
2.4.1. Contraventamentos a forças horizontais (sismos e ventos) em edifícios urbanos .	53
2.4.2. Contraventamentos a forças horizontais (sismos e ventos) em edifícios industriais	58
3. Análise de sistemas de contraventamento.....	67
Conclusão	72
Bibliografia.....	74

Índice de Figuras

Figura 1.1 – Classificação dos diferentes tipos de acções em estruturas e seus materiais.....	6
Figura 1.2 – Alguns subsistemas verticais [15].....	8
Figura 1.3 – Tipos de modos de instabilidade de pórticos [12]	10
Figura 1.5 – Efeito do vento nas edificações [26].....	12
Figura 1.6 – Transmissão das acções horizontais em edifícios em altura.....	13
Figura 1.7 – Edifícios industriais: A) Viga horizontal de apoio dos pilares de fachada e de fixação das madres (que por sua vez garantem o contraventamento dos banzos superiores das vigas); B) Contraventamento das vigas metálicas; C) Elementos de rigidificação dos pórticos de fachada; D) Viga horizontal de apoio dos pilares.	14
Figura 1.8 – Quadro comparativo da importância relativa da acção dos sismos e do vento [fonte].....	15
Figura 1.9 – Capacidade de carga de sapatas: a) esquema; b) diagrama genérico carga-assentamento [15].....	21
Figura 1.11 – Contraventamento em edifícios altos [13].....	23
Figura 1.12 – Efeito $P-\Delta$ em edifícios [20]	25
Figura 1.13 – Efeito $P-\delta$ em edifícios [20].....	25
Figura 1.14 – Hipótese de consideração da deformada para o cálculo do momento [13]	26
Figura 1.15 – Hipótese de consideração da deformada para o cálculo do momento [5]	26
Figura 1.16 – Efeitos de pé-direito duplo e fundação elevada, por motivo da geometria (comprimento) dos elementos [14]	27
Figura 1.17 – Efeitos de variação da rigidez da estrutura, por motivo da geometria (inércia) das secções.	28

Figura 1.18 – Situações de energia potencial de um corpo [4]	28
Figura 1.19 – De pórtico deslocável para indeslocável por introdução de um contraventamento [4].....	29
Figura 1.20 – De pórtico deslocável para indeslocável por introdução de um contraventamento [4].....	29
Figura 1.21 – Hipótese de consideração da deformada para o cálculo do momento [13]	30
Figura 1.22 – Hipótese de consideração da deformada para o cálculo do momento [5]	30
Figura 2.1 – Tipos de contraventamento: a) Parede cheia ou cega; b) Idem mas com pequenas aberturas; c) Idem mas com uma ou várias filas de abertura; d) Pórticos, e) Paredes associadas a pórticos; f) Núcleo	32
Figura 2.2 – Estrutura de pórticos rígidos [22].	34
Figura 2.2 – Estrutura em parede com pisos rígidos [7]	35
Figura 2.3 – Estrutura com parede de contraventamento ao corte [22]	36
Figura 2.4 – Deformações parede/pórtico [11]	38
Figura 2.5 – Núcleo estrutural (normalmente caixa de escadas ou elevadores) [22].....	39
Figura 2.6 – Rigidez relativa da união viga padieira com o núcleo [15]	40
Figura 2.7 – Estrutura tubular [15].....	40
Figura 2.8 – Estrutura tubular [22].....	41
Figura 2.9 -Empenamento da secção do núcleo [15]	42
Figura 2.10 – Funcionamento diferenciado entre paredes unidas ou independentes [15]	43
Figura 2.11 – Contraventamento em “Cruz de St.º André” [7].....	44
Figura 2.12 – Tipo de contraventamento comuns [7]	44
Figura 2.13 – Contraventamento planos conjuntos com resultante espacial [7] e [26]	45

Figura 2.14 – Travamento realizado pelo contraventamento [7]	46
Figura 2.15 – Contraventamento planos conjuntos com resultante espacial [4].....	47
Figura 2.16 – Contraventamento em V (ou K), em Y e em X [26].....	47
Figura 2.17 – Composição dos sistemas estruturais de edificações elevadas pelo subsistema horizontal e vertical [26]	48
Figura 2.18 – Composição dos pórticos planos e paredes do núcleo na direcção x [26].....	49
Figura 2.19 – Composição dos pórticos planos e paredes do núcleo na direcção y [26].....	49
Figura 2.20 – Estruturas de contraventamento para mega edifícios altos: a) tubular periférico; b) tubular treliçado + tubular central; c) tubular treliçado + núcleo central [26].....	50
Figura 2.21 – Petronas Towers (modelo tubular circular) [26] e novo World Trade Centre...	51
Figura 2.22 – Discretização de uma face do edifício em superfícies elementares.....	51
Figura 2.23 – Comparação de sistemas estruturais [3, adaptado do original].....	52
Figura 2.24 – Deformabilidade por insuficiência do contraventamento	54
Figura 2.25 – Solução de solidarização e uniformidade de desdobramentos.....	54
Figura 2.26 – Forma eficiente de dissipação de energia com barras em K aberto ou fechado	55
Figura 2.27 – Chapas laterais nos perfis dos pisos mais baixos.....	55
Figura 2.28 – Esquema de contraventamento vertical para edifícios baixos	56
Figura 2.29 – Esquema de funcionamento do contraventamento vertical para edifícios baixos	56
Figura 2.30 – Esquema de pórtico metálico contraventado com núcleo rígido	57
Figura 2.31 – Esquema de pórtico metálico contraventado de formas diversas	57
Figura 2.32 – Esquema de pórtico metálico contraventado de formas diversas	58

Figura 2.33 – Esquema de contraventamentos horizontais para edifícios baixos.....	58
Figura 2.34 – Vigas de bordadura, que unem os pórticos lateralmente, devem ter ligações rígidas.....	59
Figura 2.35 – Contraventamentos de juntos às empenas (vento) e a meio da cobertura (variações térmicas).....	59
Figura 2.36 – Contraventamentos dos pilares de empena efectuados com transmissão pelas madres	59
Figura 2.37 - Deformação transversal devida á variação térmica	60
Figura 2.38 – Desfazamento de madres	61
Figura 2.39 – Esquema correcto de introdução de contraventamento para as madres só terem tracções.....	62
Figura 2.40 – Travamento complementar das madres de cobertura	63
Figura 2.41 – Travamento para momentos negativos das travessas dos pórticos	63
Figura 2.42 – Elementos estruturais de um edifício industrial, com contraventamento na zona superior da asna (compressões por efeito das forças gravíticas: carga permanente e sobrecarga)	64
Figura 2.43 – Elementos estruturais de um edifício industrial, com contraventamento na zona inferior da asna (por efeito da acção horizontal do vento, quando provoca sucção na cobertura)	64
Figura 2.43 – Contraventamento lateral dos pórticos por elementos metálicos.....	65
Figura 2.44 – Contraventamento lateral dos pórticos por alvenaria	65
Figura 2.45 – Sistemas de contraventamento para revestimentos de fachadas.....	66
Figura 2.46 - Treliça espacial como sistema auto-contraventado de cobertura[4].....	66
Figura 2.47 – Contraventamentos em sistemas de apoio espaciais [23]	66

Figura 3.1 – Assimetrias e irregularidades a evitar nos edifícios.....	68
Figura 3.2 – Ensaio no túnel de vento.	70

Índice de Quadros

Tabela 1.1 – Relações de distribuição em planta entre rigidez e massa [18].....	19
Tabela 2.1 - Consequências da regularidade estrutural na análise e dimensionamento sísmico [27]	69

Introdução

1. Generalidades

Com o desenvolvimento das cidades há uma tendência de localização de grandes contingentes da população junto dos centros urbanos, elevando o custo financeiro e provocando escassez dos terrenos disponíveis, tornando os edifícios altos numa característica física dominante nas cidades modernas.

O cálculo de estruturas de edifícios e os processos de verificação da sua segurança têm sofrido um desenvolvimento importante ao longo dos anos, devido em grande parte à utilização de computadores como instrumentos de apoio. Esta evolução tem gerado a procura intensa de novos métodos numéricos cada vez mais aperfeiçoados e capazes de analisar estruturas com um grau crescente de complexidade e com maior precisão [24].

Sendo função prioritária das estruturas suportar todas as solicitações a que a estrutura possa estar exposta, mantendo a sua forma espacial e integridade física, se faz necessário o estudo dos possíveis arranjos estruturais que garantam à estrutura o desenvolvimento do papel a que se destina.

O comportamento de qualquer estrutura é influenciado por diversos factores, sendo os principais:

- A forma (ou geometria), desde a global (tipo de pórtico, de asnas, etc) à das secções (rectangulares cheias ou vazadas, circulares cheias ou vazadas, em “I” em “H”, em “C”, em “Z”, etc), passando pela dos elementos (vigas, pilares de secção constante ou variável, etc);
- O número e tipo de ligações da estrutura (internas e externas e se de continuidade, simplesmente apoiadas, semi-rígidas, etc);
- Os materiais de fabrico;
- As forças, as acelerações e deformações impostas (no fundo, as acções);
- O solo.

Portanto, o comportamento estrutural depende das características dos materiais, das dimensões da estrutura, das ligações entre os diferentes elementos, das condições do terreno, etc. O comportamento real de uma construção é normalmente tão complexo que obriga a que seja representado através de um “esquema estrutural” simplificado, ou seja, através de uma idealização da construção que mostre, com o grau de precisão adequado, como é que esta resiste às diversas acções. O esquema estrutural ilustra o modo como a construção transforma acções em tensões e como garante a estabilidade. Uma construção pode ser representada através de diferentes esquemas, com diferente complexidade e diferentes graus de aproximação à realidade [21].

O papel do engenheiro de estruturas, frente a essa perspectiva, é elaborar projectos seguros e que resultem em edifícios com custos de construção e manutenção relativamente baixos. Para tal finalidade é necessário a utilização de procedimentos e técnicas de cálculo que permitam uma boa aproximação ao comportamento real da estrutura. Como veremos, sendo as estruturas de contraventamento subestruturas que visam assegurar a absorção de alguns tipos de forças e/ou diminuir deslocamentos de grandeza significativa da estrutura principal, constituem uma tarefa de grande interesse para a engenharia estrutural.

2. Razão de ser dos contraventamentos

O presente trabalho tem como finalidades principais estudar os diversos subsistemas de contraventamento de edifícios, pretendendo-se estudar os principais sistemas estruturais utilizáveis em edifícios contraventados e avaliar as suas possibilidades e limitações, elegendo o recomendável a cada um dos fundamentais casos tipo.

Proceder-se-á à análise dos diversos sistemas estruturais sob o ponto de vista da resistência a acções verticais e da resistência a acções horizontais.

Duas definições básicas devem ser consideradas:

- A estrutura de um edifício é um sistema tridimensional, formado pela associação de elementos estruturais lineares e laminares, dispostos, em geral, em planos horizontais e em planos verticais;
- O contraventamento é uma estrutura auxiliar organizada para resistir a solicitações extemporâneas que podem surgir nos edifícios. A sua principal função é aumentar a

rigidez da construção, permitindo-a resistir às acções horizontais, sendo os grandes responsáveis pela segurança das estruturas tridimensionais de edifícios altos [24].

Contudo, mesmo em edifícios de baixo porte estes sistemas podem ser ainda mais importantes, como em naves, em que uma grande área é apenas coberta por uma estrutura bastante esbelta, dado o reduzido valor das cargas permanentes.

Resumidamente, poderemos afirmar que os contraventamentos têm sua razão de ser:

- Na necessidade de limitar os **deslocamentos** das estruturas, quer por restringir ou inibir o aparecimento de efeitos de 2.^a ordem, quer por verificação de Estados Limites de Utilização;
- Na necessidade de absorver **forças** excepcionais (sismo e vento) para as quais a estrutura principal não está habilitada, ou outras forças secundárias cuja natureza é indirecta (como o travamento lateral de pescas comprimidas).

Portanto, a função dos contraventamentos tem pertinência quer em termos da **mobilidade** da estrutura como da sua **resistência**.

3. Organização do texto

O trabalho é constituído por três capítulos, a presente e uma breve conclusão. A estrutura utilizada, bem como o nível de desenvolvimento dado a cada assunto, procuram contribuir para tornar este trabalho uma referência útil e atractiva para futuros interessados pela área abordada.

No primeiro capítulo faz referência às acções e aos materiais intervenientes nas estruturas numa forma generalizada, abordam-se as acções horizontais (directas e indirectas) e verticais, mencionando a sua natureza e o modo de interferência com as estruturas.

No segundo capítulo descrevem-se os tipos de contraventamentos: planos, não planos e de edifícios altos (torres), abordando-se os mais utilizados.

No terceiro capítulo realiza-se uma breve sistematização do modo de análise dos sistemas de contraventamento, bem como se referem alguns métodos construtivos aos quais os edifícios devem obedecer, de forma a existir uma melhor distribuição dos esforços pela estrutura.

Conforme se tornou claro no sumário, não têm este estudo qualquer outro objectivo que não o meramente qualitativo, dado não ser seu propósito a quantificação numérica do tema, seja na vertente das solicitações, como dos esforços ou dimensionamento estrutural.

1. As acções

1.1. Generalidades

A primeira preocupação do Engenheiro que vai projectar um edifício é a escolha de uma solução estrutural adequada, que consiga conciliar a resolução dos problemas arquitectónicos e funcionais com a necessidade de garantir resistência à estrutura actuada pelas acções a que irá estar sujeita [24].

As “acções” são definidas como qualquer agente (forças, deformações, etc.) que produza tensões e deformações na estrutura e qualquer fenómeno (químico, biológico, etc.) que afecte os materiais, normalmente reduzindo a sua resistência. As acções originais, que ocorrem desde o início da construção até à sua conclusão (por exemplo, o peso próprio), podem ser modificadas durante a sua vida e é frequente que estas mudanças produzam danos e degradações.

As acções têm naturezas diversas, com efeitos muito diferentes na estrutura e nos materiais. Frequentemente, a estrutura é afectada por várias acções (ou modificações das acções originais), as quais devem ser claramente identificadas antes de se decidirem as medidas de reparação.

As acções podem ser classificadas em acções mecânicas, que afectam a estrutura, e acções químicas e biológicas, que afectam os materiais. As acções mecânicas são estáticas ou dinâmicas, sendo as primeiras directas ou indirectas [21].

No caso de contraventamento de edifícios, o caso que nos interessa em especial, os contraventamentos são sobretudo pensados tendo em conta as acções horizontais, como o vento e os sismos. Estas servem de travamento aos deslocamentos da estrutura principal, mas também absorvem esforços induzidos por estas acções.

Na figura 1.1 encontra-se esquematizadas as acções genéricas que podem solicitar uma estrutura, sendo de salientar, para o efeito deste estudo, as de carácter dinâmico, como o vento e o sismo. Na verdade tratam-se acções de sentido horizontal, predominantemente, em termos de do seu significado condicionante de dimensionamento da estrutura, em oposição às forças gravíticas tradicionais, como o peso próprio e a sobrecarga.

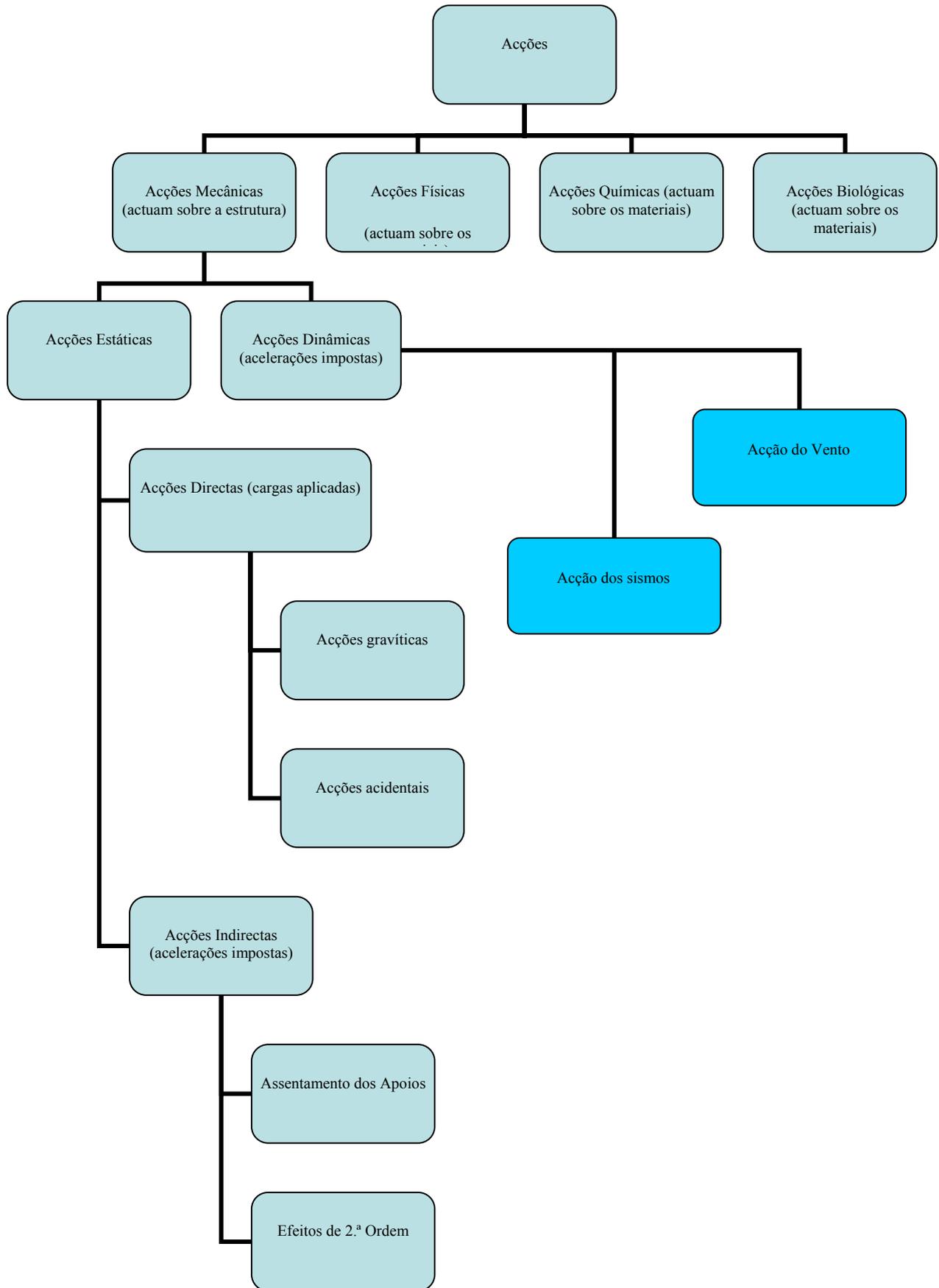


Figura 1.1 – Classificação dos diferentes tipos de acções em estruturas e seus materiais.

Basicamente o sismo relaciona-se com a massa e o vento com a superfície e a geometria, sendo o primeiro importante em estruturas com pavimentos em altura e o segundo em edifícios leves, de piso único e cobertura, do tipo industrial ou de armazenamento (grandes superfícies comerciais térreas também caem neste âmbito).

1.2. Acções verticais

A primeira finalidade dos edifícios é a sua resistência às acções verticais, sendo este factor que condiciona a escolha inicial de um sistema estrutural. A localização e distribuição em planta dos pilares e paredes corresponde ao início da organização estrutural e consequentemente à escolha de um outro sistema [24]. Na verdade, uma forma de conceber edifícios de vários pisos é inicialmente criar a malha de pilares que absorvem as acções verticais, e depois introduzir-lhe as paredes (ou outros elementos ou sistemas de contraventamento) para fazer face às acções horizontais.

As acções verticais são, fundamentalmente, a carga permanente (peso próprio dos elementos estruturais, das alvenarias, dos revestimentos, etc.) e a sobrecarga (carga distribuída por metro quadrado nos andares, devido às pessoas, móveis e divisórias, desde que não incluída nas permanentes, etc).

As acções verticais são suportadas pelas lajes que as transmitem às vigas, que podem trabalhar em conjunto com as lajes, no caso de vigas mistas (vigas de aço estrutural, perfis metálicos, e laje de betão armado). As vigas podem transmitir as acções para outras vigas nas quais se apoiam, ou directamente para as colunas (situação mais recomendável). As colunas transmitem as acções verticais directamente para as fundações [22]. Contudo, também é comum o caso lajes que descarregam directamente nos pilares.

O efeito das cargas verticais sobre os edifícios é, geralmente, estimado de uma maneira simples, considerando as superfícies de influência dos pisos. Os resultados, assim obtidos, são suficientemente próximos da realidade e apenas para estruturas de excepcional importância se justifica ter em conta um cálculo rigoroso.

Os sistemas de contraventamentos verticais podem ser obtidos através de vários tipos de modelos, como, por exemplo [9]:

- Os sistemas em pórticos planos ou tridimensionais;

- Os sistemas em pórticos treliçados;
- Painéis tipo parede (toda a estrutura em paredes resistentes) e pórtico-parede;
- Os sistemas com núcleos rígidos em betão armado ou em aço e os pilares isolados;
- Os sistemas tubulares.

Esta classificação não é estanque e pode variar com o autor. As lajes e as vigas integram este grupo sendo denominadas de elementos horizontais de contraventamento [15].

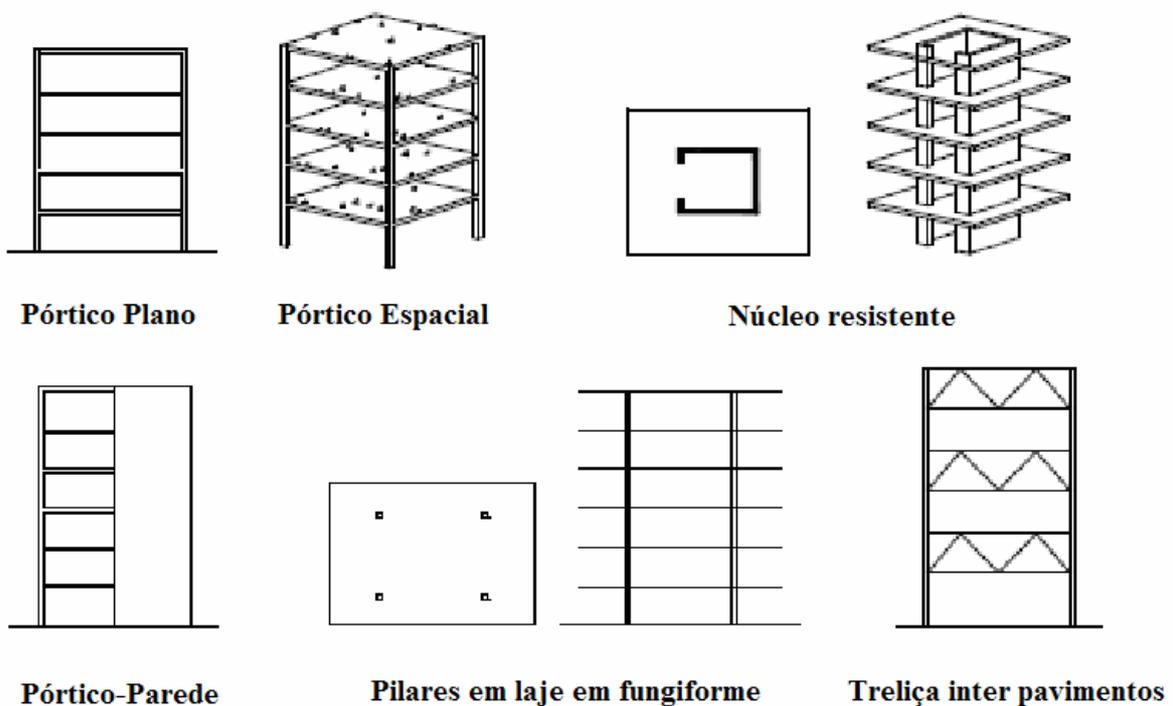


Figura 1.2 – Alguns subsistemas verticais [15]

Os sistemas estruturais resistentes às acções verticais podem-se subdividir em sistemas horizontais, correspondentes aos pisos, e sistemas verticais, correspondentes aos pilares e paredes, que fazem a transmissão de cargas entre pisos ou para o solo. Os sistemas estruturais verticais serão descritos quando nos referirmos à resistência de acções horizontais [24].

Estabilidade

O cálculo e dimensionamento de estruturas, e no caso particular de estruturas porticadas, tende a ser condicionado pelos fenómenos de instabilidade global, ao nível do elemento pilar, ou mesmo da secção local. Sendo tal verdade para qualquer material, torna-se mais premente

no caso de estruturas metálicas. Contudo, a avaliação do comportamento de um pórtico, em termos de estabilidade global, é substancialmente diferente caso se trate de um pórtico com deslocamentos laterais ou de um pórtico sem deslocamentos laterais, ou seja: a mobilidade de uma estrutura é condicionante na verificação da sua estabilidade.

A maior ou menor mobilidade depende do carregamento aplicado numa estrutura e gerar deslocamentos laterais significativos, sendo o conceito de significativo o aparecimento de efeitos de segunda ordem não negligenciáveis.

Num pórtico sem deslocamentos laterais, ao que se convencionou designar por pórtico de nós fixos, a verificação da segurança em termos de estabilidade (excepto na situação de fenómenos de instabilidade local), passa por verificar a encurvadura por flexão das barras comprimidas (normalmente os pilares) no plano do pórtico, no plano perpendicular e ainda a encurvadura lateral em barras submetidas a esforços de flexão (vulgarmente as vigas).

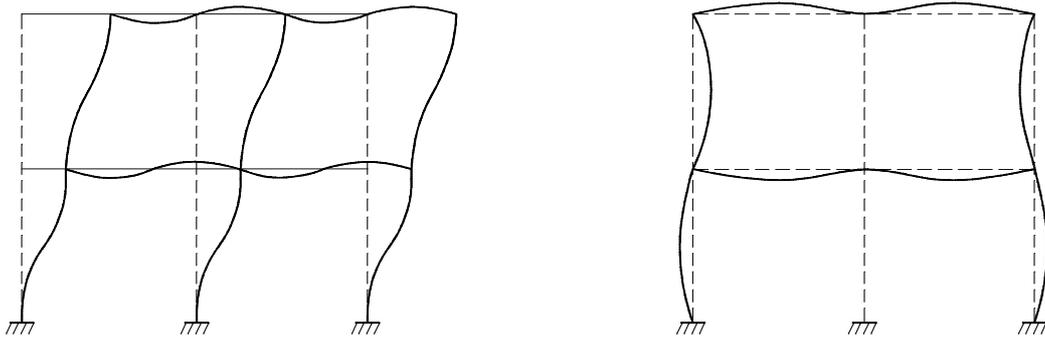
Contudo, a verificação da segurança dos elementos depende, essencialmente, de uma correcta definição dos comprimentos de encurvadura no caso de elementos à compressão e dos comprimentos entre secções contraventadas lateralmente, no caso de elementos submetidos à flexão.

Num pórtico com deslocamentos laterais, designado vulgarmente por pórtico de nós móveis, ao contrário da noção anterior, em que a preocupação se situa exclusivamente ao nível das peças individualmente, depende incondicionalmente da estabilidade global para se apreciar a sua segurança estrutural. De facto, para as estruturas de nós móveis o modo de encurvadura fundamental corresponde a um modo de instabilidade global da estrutura enquanto que para as estruturas de nós fixos, sendo desprezáveis os efeitos dos deslocamentos relativos de andar, os modos de encurvadura relevantes correspondem a modos de instabilidade local dos pilares da estrutura, pelo que serão distintas as metodologias a adoptar num e noutro caso [3].

Neste caso, a avaliação da carga crítica global do pórtico, ou eventualmente do parâmetro de carga (λ_{cr}) no caso de carregamentos proporcionais, é a base para a verificação da estabilidade global da estrutura. Para tal, existem vários métodos para a sua determinação, com maior ou menor exactidão. Dos modelos simplificados refira-se o Método de Horne que, apesar de ser somente aplicável a pórticos regulares e ortogonais não contraventados, é o mais utilizado nos pórticos correntes [12].

Na figura 1.3 é exposto o tipo encurvadura que pode suceder no caso de estruturas de nós móveis e de nós fixos, sendo nítido que no primeiro caso a instabilidade pode ser gerada por movimento global lateral da estrutura, enquanto no segundo são os elementos que sofrem fenómenos de encurvadura sem que a estrutura o sofra globalmente.

Sem contraventamento o modo crítico de instabilidade, ao qual corresponde o valor crítico do parâmetro de carga λ_{cr} , envolve sempre deslocamentos laterais.



Com deslocamentos laterais (nós móveis)

Sem deslocamentos laterais (nós fixos)

Figura 1.3 – Tipos de modos de instabilidade de pórticos [12]

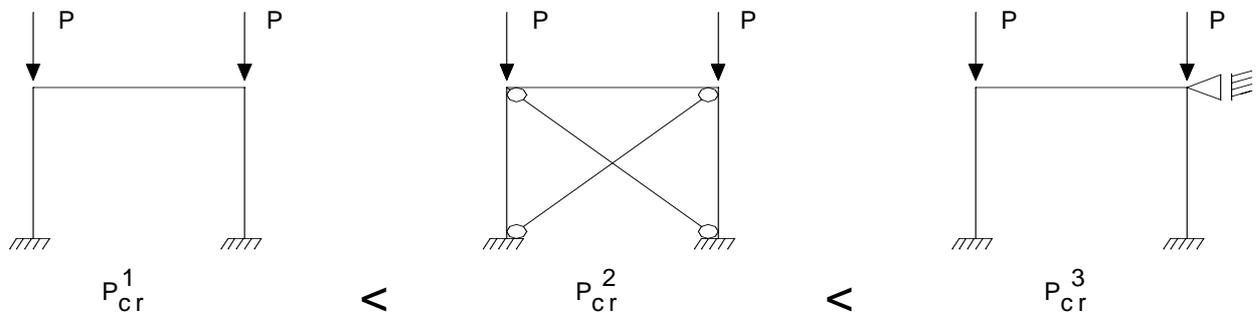


Figura 1.4 – Efeito comparativo do contraventamento de pórticos no valor carga crítica [12]

Na figura 1.4 pode-se apreciar que a carga crítica, P_{cr} , função do parâmetro de carga crítica, λ_{cr} , através da relação:

$$P_{cr} = P_{real} \times \lambda_{cr}$$

Em que P_{real} é a carga efectivamente aplicada na estrutura, cresce em função do melhor contraventamento global da estrutura.

Como se percebe, o valor desta carga crítica depende da carga real aplicada na estrutura, ou seja: cada carregamento diverso determina uma carga crítica diferente e, logo, um parâmetro de carga crítica também diverso. Mais, quanto à sua mobilidade uma estrutura pode ser classificada de nós fixos para uma situação de carga e de nós móveis para outra situação de carga diferente, ou seja: a incidência de deslocamentos significativos numa estrutura depende das acções a que está sujeita.

1.3. Acções horizontais

A consideração de acções horizontais (directas e indirectas) no dimensionamento de edifícios reveste-se de grande importância, na medida em que obriga a dotar a estrutura de elementos resistentes em todas as suas direcções. Aliás, tem-se verificado que a uma boa parte das estruturas que têm sofrido acidentes não têm uma adequada capacidade resistente às acções horizontais, tendo sido exclusivamente dimensionados para as acções verticais.

Como o efeito das acções horizontais é extremamente variável e aumenta rapidamente com o acréscimo da altura, grande parte das estruturas esbeltas tendem a apresentar deslocamentos que comprometam a estabilidade global da estrutura. A concepção de estruturas mais esbeltas tem levado a soluções nas quais as solicitações causadas pelas acções horizontais assumem proporções cada vez mais significativas, tornando a consideração destes efeitos no seu dimensionamento imprescindível.

Assim, a construção de edifícios com bom comportamento às acções horizontais implica que [3]:

- As acções a que vão estar sujeitos sejam convenientemente caracterizadas;
- A concepção da sua estrutura seja a adequada;
- A determinação dos seus efeitos seja feita através de métodos apropriados;
- Se proceda a um dimensionamento correcto, acompanhado de aspectos construtivos convenientes;
- Finalmente, uma execução cuidada.

Os sistemas resistentes a acções horizontais são, no caso de edifícios elevados e em geral, dimensionados segundo critérios de rigidez. O sistema deve impedir as deformações e as acelerações excessivas sob acções de natureza dinâmica. Limita-se, por norma, a flecha

horizontal no topo do edifício a um valor compreendido entre 1/300 a 1/500 da sua altura, de forma a evitar a fendilhação de paredes e vibrações desagradáveis para os ocupantes. O projectista poderá fixar valores limites para a deformação, atendendo ao grau de simplificação do modelo de cálculo.

Tanto para edifícios de cobertura (piso térreo) quanto para edifícios de múltiplos andares, essa rigidez é obtida através de, no mínimo, três planos verticais não simultaneamente paralelos (ou dois ortogonais), onde asseguram a estabilidade sob influência das acções horizontais: essencialmente as acções do vento e sísmicas.

As acções horizontais que solicitam o sistema de contraventamento são aplicadas ao nível das lajes, em edifícios em altura, ou na cobertura e transversalmente aos pórticos, em estruturas de cobertura (tipo nave ou hangar). A pressão do vento, por exemplo, exerce-se contra as fachadas que se apoiam lateralmente contra as lajes (figura 1.2).

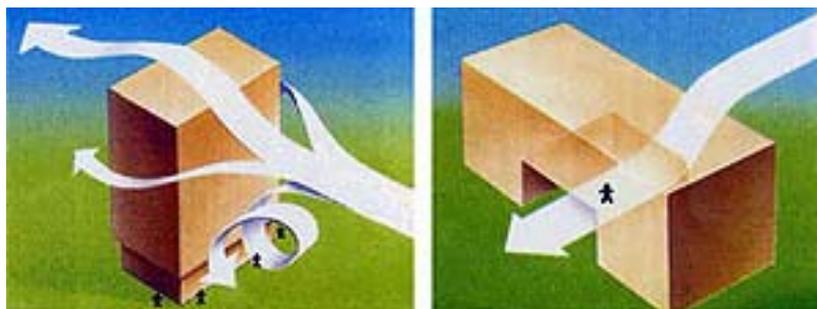


Figura 1.5 – Efeito do vento nas edificações [26]

Da mesma forma, para as acções sísmicas, as massas que geram as forças dinâmicas estão essencialmente concentradas ao nível das lajes de piso. Estas forças horizontais são transmitidas aos elementos de contraventamento pelas lajes, trabalhando como vigas paredes ou membranas horizontais, em cada nível (figura 1.3).

O sistema de contraventamento dos edifícios baseia-se no funcionamento conjunto de núcleos em betão armado (caixa de elevadores e/ou caixa de escadas) que são responsáveis pela resistência do edifício às acções horizontais [19]. Poderemos dizer que os pilares seriam concebidos para resistir às forças verticais e estes núcleos às horizontais, se bem que estes últimos têm a dupla competência. Um núcleo é um conjunto de várias paredes, pelo que as próprias paredes isoladas são, também e por si só, elementos de contraventamento segundo o plano em que se desenvolvem.

Nos corpos onde não existem núcleos ou paredes rígidas o contraventamento terá que ser realizado pelos próprios pilares, sendo certo que o uso de vigas de grande altura (elevada rigidez) melhora também a rigidez global lateral, diminuindo os deslocamentos. Assim, teremos pórticos mais rígidos que funcionam como elementos resistentes às ações horizontais, embora com bastante menor efeito de travamento que paredes e núcleos. Na verdade, as paredes e os núcleos resistentes trabalham quase como se de consolas verticais encastradas nas fundações se tratasse, o que para os pilares não se verifica, pois que os elementos horizontais (vigas e lajes) restringem fortemente a sua liberdade de rotação nos nós em que com estas se cruzam.

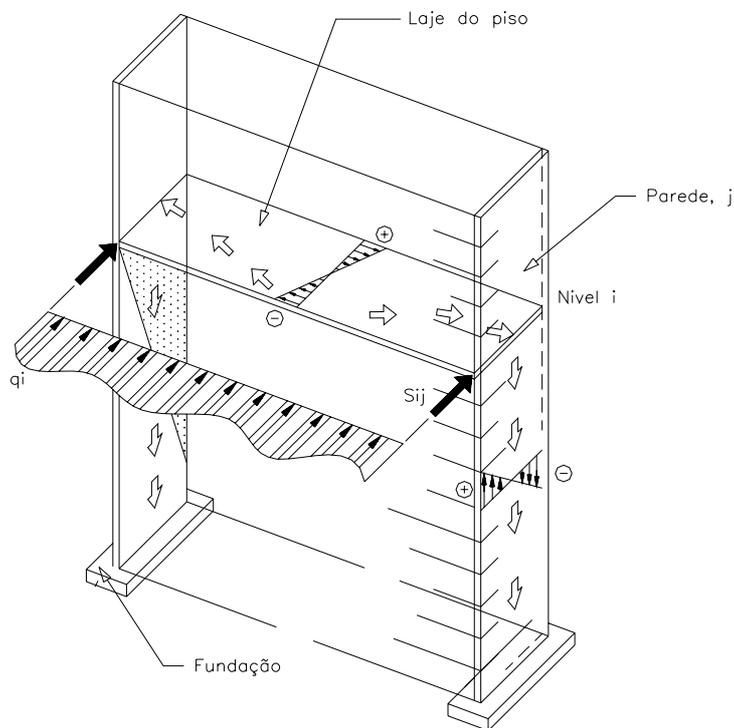


Figura 1.6 – Transmissão das ações horizontais em edifícios em altura

Os elementos de contraventamento, nomeadamente as paredes e os núcleos, são igualmente solicitados por esforços normais de compressão devidos, por um lado, ao seu peso próprio e, por outro, à sua participação na tomada das cargas verticais dos pisos. Estes esforços de compressão podem ter um efeito favorável sobre o comportamento destes elementos, designadamente na redução da armadura longitudinal e no incremento de resistência ao esforço transversal. Contudo, serão sempre nocivos no que trata à estabilidade geométrica destas peças, uma vez que a compressão é, na essência, sede e fonte de instabilidade (a encurvadura é um fenómeno próprio de colunas comprimidas, não de tirantes traccionados).

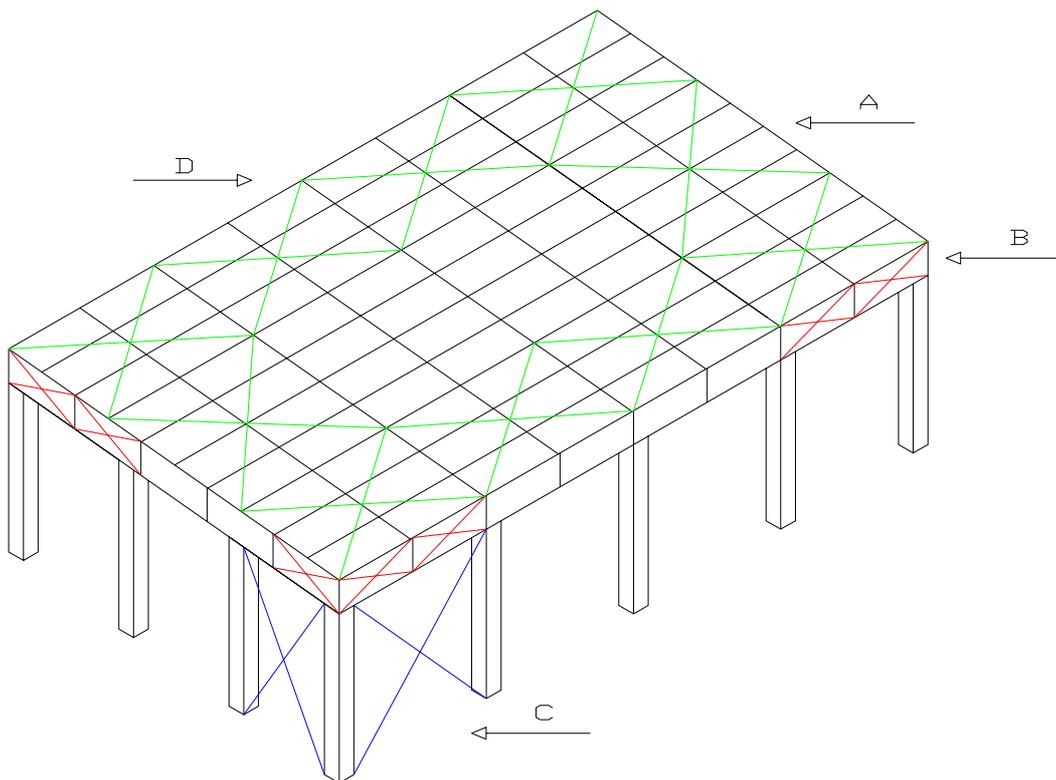


Figura 1.7 – Edifícios industriais: A) Viga horizontal de apoio dos pilares de fachada e de fixação das madres (que por sua vez garantem o contraventamento dos banzos superiores das vigas); B) Contraventamento das vigas metálicas; C) Elementos de rigidez dos pórticos de fachada; D) Viga horizontal de apoio dos pilares.

Nas edificações com elevada altura, além da concepção estrutural dos pisos, responsáveis por colectar os carregamentos das acções gravíticas, têm importância a concepção de conjuntos estruturais que confirmam estabilidade às construções. O subsistema que confere estabilidade às construções é denominado “ sistema de contraventamento”.

A concepção arquitectónica de edifícios altos deve contemplar soluções prévias para o adequado lançamento do subsistema de contraventamento, no que diz respeito ao posicionamento dos elementos verticais, continuidade estrutural – seja pela formação de pórticos ou pelo uso de laje como diafragma rígido, e composição estética, pela definição ou não dos componentes estruturais como participantes na arquitectura. Os pilares, à medida que se aumenta a altura das edificações, ganham secção pelo esforço normal de carregamentos de gravidade e também pelo papel desempenhado na estabilidade a carregamentos do vento, factor relevante na concepção arquitectónica das edificações elevadas. O prévio conhecimento da importância do sistema de contraventamento, e das compatibilidades referidas já referidas,

permite grande compatibilidade, então, entre o projecto arquitectónico e o projecto estrutural [10].

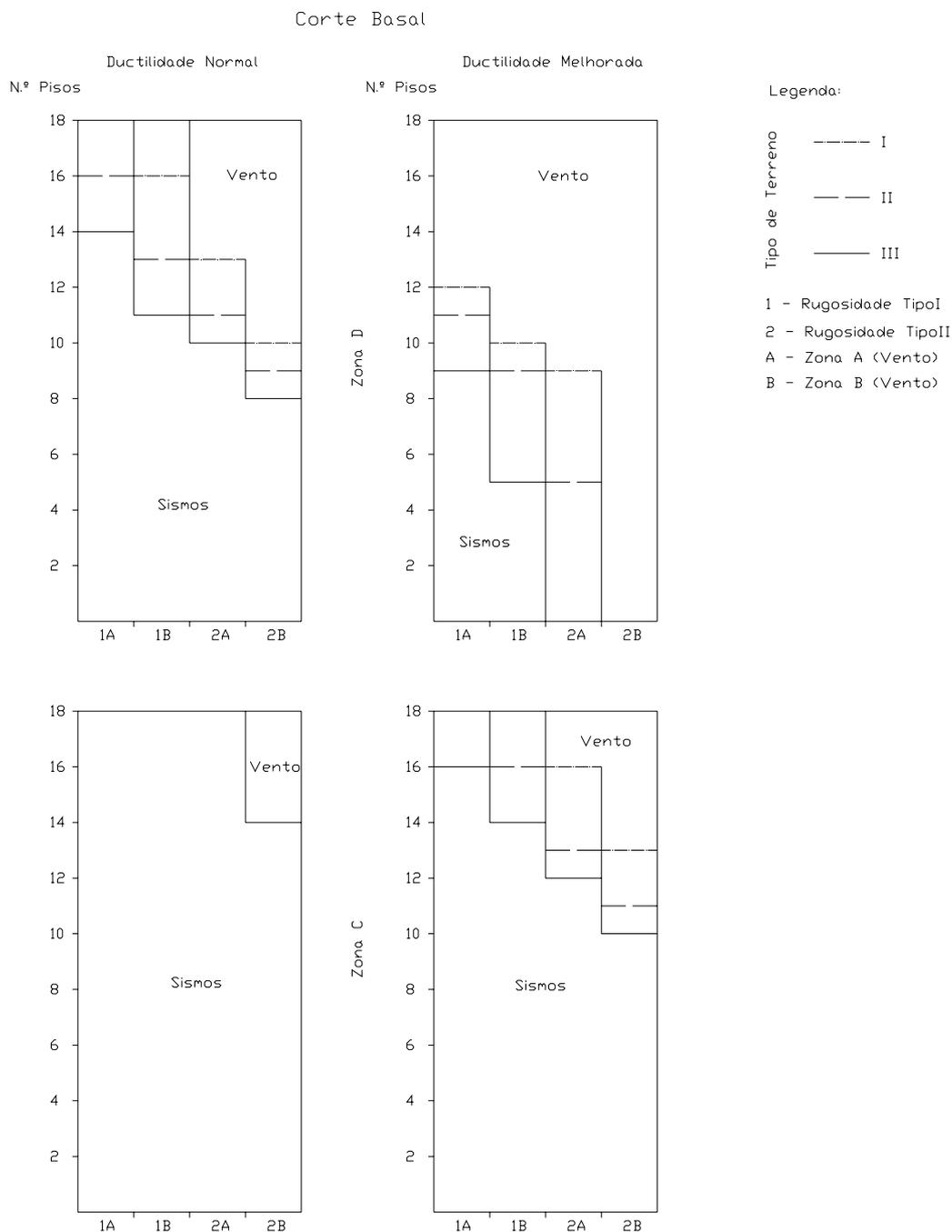


Figura 1.8 – Quadro comparativo da importância relativa da acção dos sismos e do vento [fonte].

Com o objectivo de se analisar a importância relativa da acção do vento e dos sismos com a altura do edifício, um estudo procedeu à análise de um edifício, de planta regular e estrutura em pórtico, em que se fez variar a sua altura.

Considerou-se na análise os três tipos de terreno, de que depende a acção sísmica, a rugosidade tipo I e II e a zona A e B, de que depende a acção do vento. Para a elaboração dos dois gráficos, que se representam na figura 1.8, elegeu-se como parâmetro de comparação o corte basal e admitiram-se os dois casos de ductilidade das estruturas de betão armado, normal e melhorada.

A análise dos quadros permite concluir que o vento ganha maior importância quando aumenta a altura do edifício, verificando-se que, para a zona D, nos edifícios com ductilidade normal a acção sísmica é sempre condicionante para edifícios com menos de 8 andares, enquanto que com a ductilidade melhorada a acção do vento é condicionante em muitos casos. A partir da zona C verifica-se que o sismo é praticamente sempre condicionante.

Deve-se, no entanto, chamar a atenção que uma análise deste tipo depende muito do tipo de estrutura, bem como de que o efeito final nesta depende da combinação em que estas duas acções estão incluídas. Por exemplo, é de salientar que a acção do vento entra com um valor reduzido de combinação não nulo (em geral) quando a acção de base é outra acção, enquanto o valor reduzido de combinação da acção dos sismos é nulo [3].

1.3.1. Vento

Independentemente do regulamento em causa, a acção do vento poder ser caracterizada pelo regime de ventos locais, que pode ser concretizado com valores de velocidades médias, e pela geometria da construção, que não depende de outro parâmetro que não as propriedades aerodinâmicas do obstáculo. Em geral, a acção do vento toma máxima importância nos projectos de edifícios altos.

O desenvolvimento de novas formas estruturais e arquitectónicas, a utilização de materiais de alta resistência e baixo atrito, a formulação de novos métodos de cálculo e uma quantificação mais exacta deste tipo de acções pode conduzir à diminuição dos seus efeitos [11]. A determinação da acção do vento nas estruturas pode ser efectuada por métodos analíticos ou experimentais. Resulta da interacção entre o ar em movimento e as construções, exercendo-se sob a forma de pressões aplicadas nas superfícies [2].

Nos casos em que existe compartimentação interior, apenas se consideram pressões exteriores não levantando, em geral, qualquer dificuldade a sua definição. A acção na cobertura é desprezável nos edifícios de betão armado, independentemente da sua altura, por regra, dada a

resultante vertical ser inexpressiva para a estrutura e a horizontal ter um grandeza baixa (dada a parcial anulação do efeito de barlavento com o de sotavento, em coberturas de duas águas).

A acção do vento, traduzindo-se numa pressão sobre as paredes, é transmitida aos pilares e vigas. O seu efeito na estrutura pode ser considerado como forças concentradas ao nível dos andares, correspondentes às respectivas áreas de influência [3].

1.3.2. Sismo

Os movimentos tectónicos da crosta terrestre originam deformações e tensões no seu interior, as quais podem vir a originar uma rotura súbita com a correspondente libertação de energia. Parte desta energia origina vibrações que se propagam sob a forma de ondas de diversos tipos, através da crosta terrestre. As ondas que chegam à superfície provocam o movimento das fundações das estruturas originando nestas fenómenos vibratórios, os quais só podem ser convenientemente estudados através de métodos de análise dinâmica [25].

A consideração das acções sísmicas deve reflectir-se na concepção das estruturas, através de medidas especiais tendentes a melhorar o seu comportamento em face deste tipo de acções. Assim, tanto que possível e entre outras recomendações, deve procurar-se que [1]:

- As características de resistência e rigidez das estruturas sejam ponderadas de tal modo que, por um lado, minimizem as acções sísmicas e, por outro, limitem a ocorrência de grandes deslocamentos (de referir: a simplicidade estrutural, uniformidade e simetria, acção de diafragma ao nível dos pisos, fundação adequada);
- As estruturas tenham os seus elementos (vigas, lajes, pilares) convenientemente interligados em todas as direcções, de modo a assegurar um eficiente funcionamento de conjunto, assegurando resistência e rigidez bi-direccional e à torção;
- A disposição dos elementos da estrutura apresente simetria, o mesmo se recomendado relativamente ao conjunto das massas da construção;
- As variações de rigidez e de massas (peso paredes, revestimentos, peso próprio, lajes, etc.), principalmente em altura, não apresentem grandes discontinuidades;

- As estruturas tenham possibilidade de dissipar energia por deformação não elástica, o que requer adequadas características de ductilidade dos seus elementos.

A acção dos sismos resulta de um conjunto de vibrações do solo que são transmitidas às estruturas durante a ocorrência de um sismo, protagonizada por ondas sísmicas relacionadas com libertação de energia num ponto ou zona da crosta terrestre.

Estes movimentos estão caracterizados como deslocamentos, velocidades e acelerações com diferentes direcções, magnitude, duração e sequência. A resposta da estrutura aos movimentos está influenciada pelas propriedades da mesma, o terreno em que se insere a estrutura e o carácter do movimento de excitação [11].

Dada a grande massa que as construções têm, nomeadamente ao nível dos pisos, geram-se forças de inércia cuja resposta não é simultânea com essa aceleração, nem tão pouco idêntica ao nível dos diversos pavimentos. Daqui resulta um desfaseamento, mais ou menos acentuado, entre as massas em causa, gerando-se deslocamentos diferenciais entre pisos.

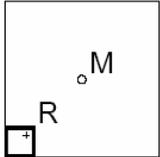
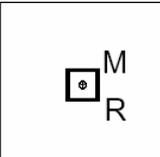
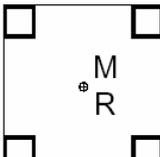
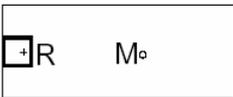
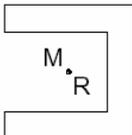
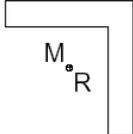
Esses deslocamentos produzem forças importantes que terão de ser suportadas pelos elementos estruturais, sobretudo, e designadamente, os verticais. Por sua vez estes últimos estão monoliticamente ligados às restantes peças horizontais, transmitindo-lhes esforços, obrigando-os também a contribuir na absorção e dissipação destes efeitos [18].

Na determinação dos efeitos da acção sísmica sobre as estruturas é necessário, em princípio, considerar a variabilidade da sua duração e do seu conteúdo em frequências, que dependem, para uma mesma intensidade da acção sísmica, dos valores de magnitude e da distância focal. É suficiente, no entanto, verificar a segurança das estruturas em relação a duas acções sísmicas que representem um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (acção sísmica tipo1) e um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (acção sísmica tipo2) [2].

A acção dos sismos produz tantos maiores esforços na estrutura quanto maior for a sua massa. Também à maior a perda de energia sísmica corresponde menor intensidade dos efeitos no edifício, através, por exemplo, do recurso a amortecedores nas fundações, ou melhoramento da ductilidade da própria estrutura.

Também é recomendável um eficaz equilíbrio entre a disposição da massa e da rigidez no edifício, quer em planta (Tabela 1.1) quer em altura.

Tabela 1.1 – Relações de distribuição em planta entre rigidez e massa [18]

FORMA DA PLANTA	A FAVOR	CONTRA
	<ul style="list-style-type: none"> • Forma da planta totalmente simétrica 	<ul style="list-style-type: none"> • Baixo módulo de Torção • Alta excentricidade
	<ul style="list-style-type: none"> • Forma totalmente simétrica • Módulo torção adequado • Sem excentricidade 	
	<ul style="list-style-type: none"> • Forma totalmente simétrica • Alto módulo de torção • Sem excentricidade 	
	<ul style="list-style-type: none"> • Forma totalmente simétrica 	<ul style="list-style-type: none"> • Baixo módulo de Torção • Alta excentricidade
		
	<ul style="list-style-type: none"> • Forma totalmente simétrica • Sem excentricidade • Alto módulo de torção 	
	<ul style="list-style-type: none"> • Sem excentricidade 	<ul style="list-style-type: none"> • Módulo de Torção muito baixo • Forma parcialmente assimétrica
	<ul style="list-style-type: none"> • Sem excentricidade 	<ul style="list-style-type: none"> • Módulo de Torção muito baixo • Forma totalmente assimétrica

M - centro de massa; R - centro de rigidez

1.4. Acções indirectas

Consistem em deformações impostas à estrutura, tais como:

- Assentamentos do terreno;
- Efeitos geométricos de 2.^a ordem;
- Ou produzidos nos materiais, tais como movimentos térmicos, fluência, retracção, etc.

Estas acções, que podem variar continuamente ou ciclicamente, produzem esforços apenas se as deformações forem impedidas de se desenvolver.

A mais importante e frequentemente mais perigosa de todas as acções indirectas são os assentamentos do terreno (provocados por mudanças no nível freático, escavações, sismos, etc.), os quais podem criar grandes movimentos, fendilhação, rotações de corpo rígido, etc.

Várias acções indirectas possuem carácter cíclico, tais como variações de temperatura e alguns movimentos do terreno devidos à variação sazonal do nível freático. Os seus efeitos são habitualmente cíclicos, mas é possível que produzam deformações ou degradações continuadas, uma vez que cada ciclo produz alterações pequenas mas permanentes na estrutura.

O gradiente de temperatura entre a superfície exterior e o interior da construção pode causar variações de deformações no material e, desse modo, tensões e micro-fendas que aceleram as degradações. As acções indirectas também podem resultar da redução progressiva da rigidez dos elementos de uma estrutura hiperestática (enfraquecimento, processos de degradação, etc.), originando uma redistribuição de tensões [21].

1.4.1. Assentamento dos apoios

Considere-se a fundação superficial ou sapata, representada na figura 1.9 a), assente sobre a superfície de um maciço terroso submetida a uma carga vertical crescente. A figura 1.9 b) mostra o aspecto típico do diagrama carga vertical-assentamento. A parte inicial, aproximadamente linear e de pequeno declive, representa a deformação do maciço em regime essencialmente elástico. A parte fortemente inclinada corresponde à rotura por corte do solo. Entre as duas aparece uma zona de transição onde se produzem roturas localizadas e

deslizamentos limitados. A intersecção das tangentes aos dois ramos da curva determina a carga de rotura teórica, Q_{ult} .

A capacidade de carga da fundação é a razão da carga de rotura pela área da base respectiva:

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B \times L}$$

Sendo B a largura e L o comprimento da sapata.

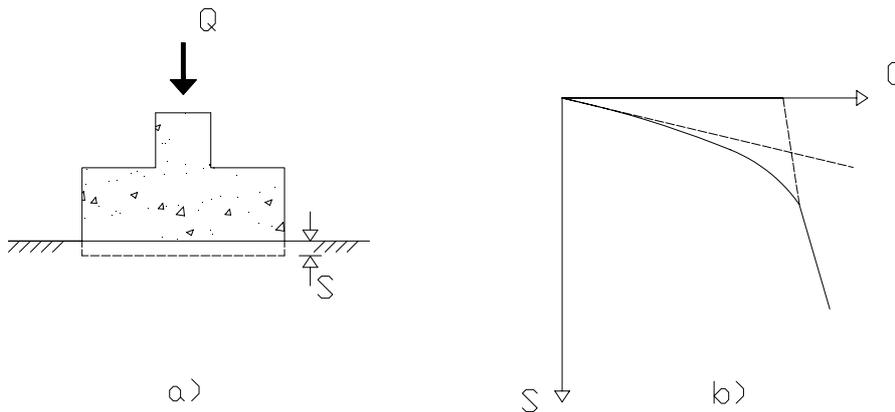


Figura 1.9 – Capacidade de carga de sapatas: a) esquema; b) diagrama genérico carga-assentamento [15].

1.4.2. Efeitos de 2.^a ordem

A classificação da estrutura de um edifício quanto ao seu grau de mobilidade, estrutura de nós fixos ou estrutura de nós móveis, é fundamental na sua análise em relação à encurvadura. Esta classificação possibilita a adopção de critérios simplificados na quantificação dos efeitos de 2.^a ordem.

Segundo o REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforço [1]), no seu artigo 58.º, estruturas de nós fixos como sendo estruturas que, sob o efeito dos valores de cálculo das acções actuantes, sofram deslocamentos horizontais de valor desprezável. Caso contrário as estruturas devem ser consideradas como de nós móveis. Nesta apreciação entende-se que o valor dos deslocamentos horizontais é desprezável quando o forem os efeitos secundários a eles devidos [1].

A caracterização de uma estrutura como sendo de nós fixos ou de nós móveis é extremamente complexa, porquanto depende do estabelecimento da sua deformada na situação de instabilidade, que possibilite a quantificação dos efeitos de 2.^a ordem. De facto, seria

necessária uma análise da estrutura tendo em consideração a não linearidade geométrica (efeitos de 2.^a ordem) e as não linearidades físicas do material [3].

As acções horizontais geram deslocamentos horizontais, estes, quando associados às acções verticais, vão gerar os efeitos de 2.^a ordem global. Quando o aumento nos esforços decorrentes dos efeitos de 2.^a ordem global for inferior a 10%, esses efeitos podem ser desprezados [13].

Para a determinação dos esforços de 2.^a ordem das estruturas de contraventamento é preciso considerar o funcionamento básico das mesmas, ilustrado pela figura 1.10.

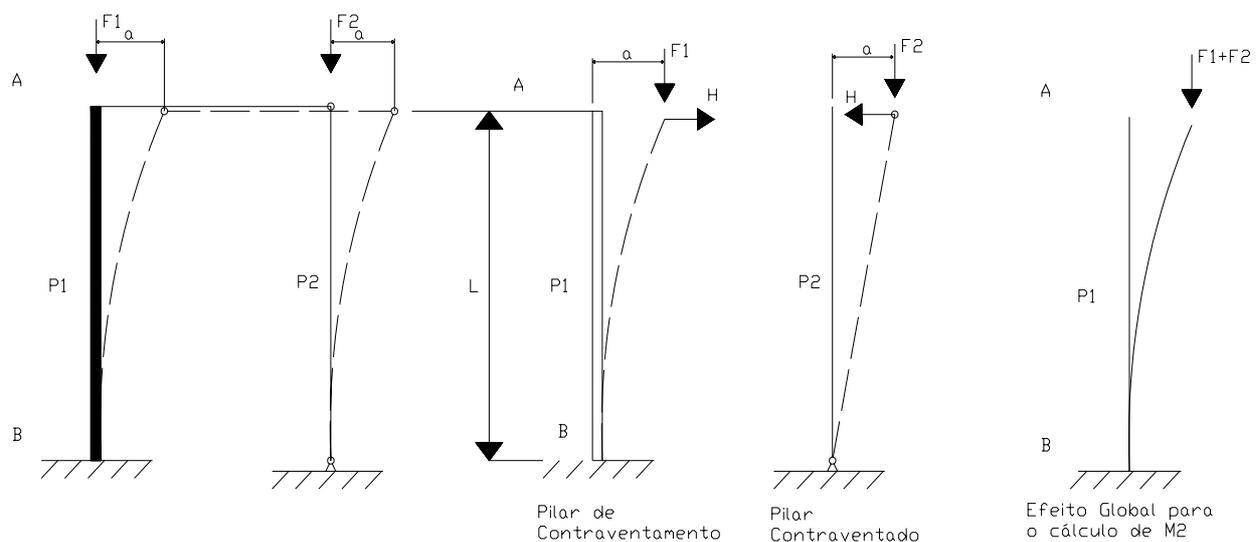


Figura 1.10 – Funcionamento básico das estruturas de contraventamento [13]

Neste exemplo, o equilíbrio do pilar P2, que é contraventado pelo pilar P1, fornece a condição:

$$H = F_2 \times \frac{a}{L}$$

O momento de 2.^a ordem na base do pilar de contraventamento P1 vale, então:

$$M_{B,2} = F_1 \times a + H \times L = F_1 \times a + F_2 \times \frac{a}{L} \times L = (F_1 + F_2) \times a$$

Deste modo, o cálculo do momento de 2.^a ordem necessário ao dimensionamento da estrutura de contraventamento pode ser feito como se todas as cargas verticais fossem aplicadas à própria estrutura de contraventamento. De salientar, que esta hipótese só é válida para o

cálculo dos momentos de 2.^a ordem. Para o cálculo dos efeitos de 1.^a ordem as forças devem ser aplicadas nas suas posições verdadeiras. Note-se, também, que as flechas são consideradas na determinação dos esforços solicitantes da estrutura de contravento, embora essas mesmas flechas sejam admitidas como desprezíveis para a determinação dos esforços dos pilares contraventados.

Em edifícios altos o esquema básico de funcionamento das estruturas de contravento é repetido em todos os andares da construção, conforme figura 1.11.

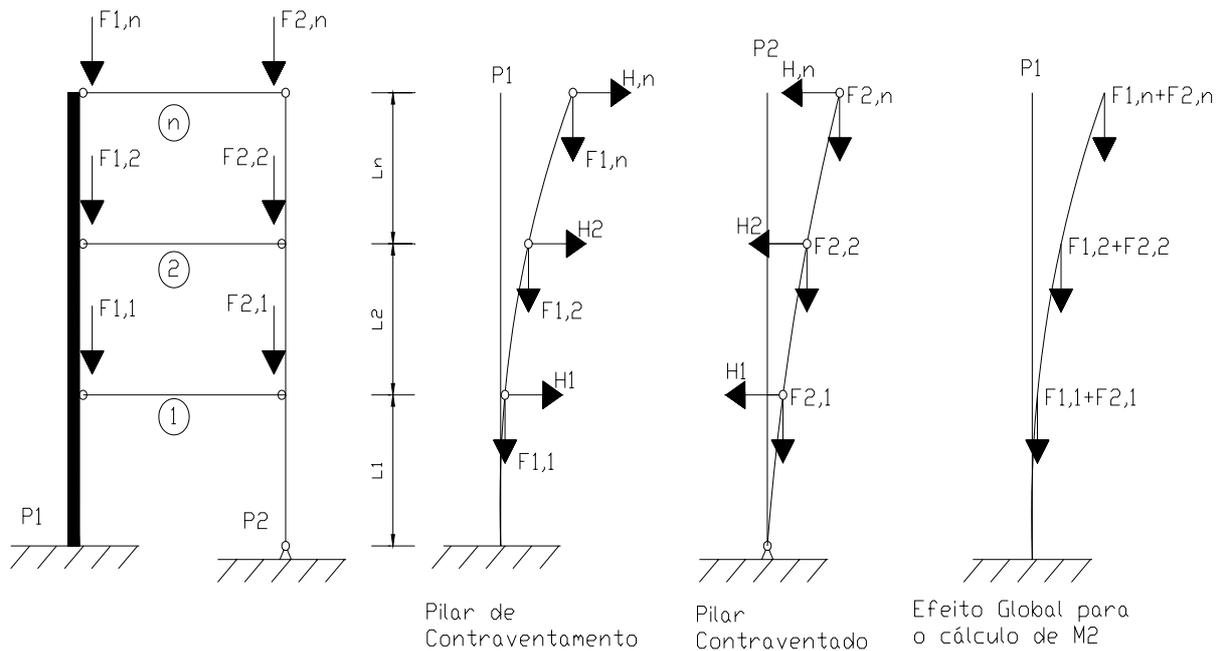


Figura 1.11 – Contravento em edifícios altos [13]

Neste exemplo, os pilares e as paredes de contravento são tratados como peças isoladas submetidas a forças normais variáveis ao longo do seu comprimento. Nas estruturas deslocáveis, em lugar da excentricidade acidental das cargas, pode-se considerar uma inclinação acidental dos pilares.

O efeito de 2.^a ordem geométrica em edifícios altos, com estrutura em betão armado, pode levar a danos de diversas gravidades: desde a fissuração das alvenarias, num primeiro momento, até a fissuração das peças estruturais, podendo induzir o sistema ao colapso global. Nas estruturas de aço também as alvenarias e caixilhos podem sofrer alterações, as peças estruturais sofrerem danos irreversíveis e o prédio ser levado à ruína [10].

Efeitos de 2.º ordem “P- Δ ” e “p- δ ”

O uso da análise estática elástica e linear (primeira ordem) para determinar esforços de projecto como resultado de cargas agindo numa estrutura é comum. A análise de 1.ª (primeira) ordem supõe comportamento de pequenos deslocamentos e deformações [20]:

- As forças resultantes e momentos não tomam em nenhuma conta o efeito adicional devido à deformação da estrutura sob carga.

A análise de 2.ª (segunda) ordem combina dois efeitos a alcançar numa solução [20]:

- Teoria de grandes deslocamentos - as forças resultantes e momentos tomam em plena conta os efeitos devido à forma deformada, tanto da estrutura como dos seus membros;
- Os efeitos das tensões elásticas são tido em conta, sobretudo provocados pelas cargas de axiais, na forma de “endurecimento” em tracção (aumento de rigidez) e “amolecimento” em compressão (redução de rigidez).

Como as estruturas se tornam cada vez mais esbeltas, logo menos resistentes à deformação, a necessidade considerar os efeitos de 2.ª ordem aumenta, para ser mais específico, os efeitos designados de P- Δ .

O que são os efeitos de P- Δ (P-Delta)?

Os efeitos P-Delta são um fenómeno não-linear (segunda ordem) que ocorre em cada estrutura onde existem elementos que estão sujeito a carga de axial de compressão. É um "efeito" genuíno que é associado com a magnitude da carga axial aplicada (P) e um deslocamento (delta), ver figura 1.12.

A magnitude do efeito de P-Delta é relacionada com:

- A magnitude de P (carga de axial);
- A rigidez/flexibilidade/deformabilidade da estrutura como um todo;
- A rigidez/flexibilidade/deformabilidade dos elementos individuais.

Pode-se controlar a deformabilidade e a magnitude do efeito de P-Delta, sendo frequentemente "administrado" de tal modo que pode ser considerado insignificante e, então,

"ignorado" em projecto. Por exemplo, no nível de estrutura pelo uso de elementos de contraventamento mais robustos e ao nível de elemento por aumentar tamanho da sua secção.

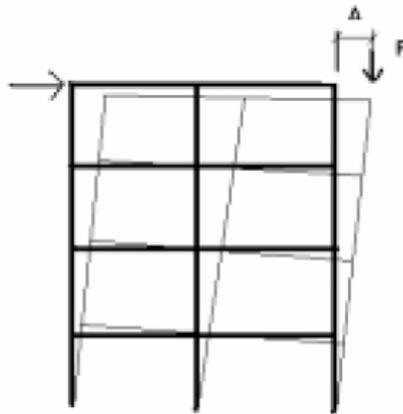


Figura 1.12 – Efeito P- Δ em edifícios [20]

Pode-se entender o efeito P-Delta como o resultado de carga axial (P) excêntrica, do topo em relação à base, por imperfeições da estrutura e deslocamentos da mesma por forças que lhe são aplicadas, introduzindo mais momentos que não os directos dessas forças (efeitos de 1.^a ordem). Estes “segundos efeitos”, P-Delta, no entanto, só ilustram o que se passa ao nível global da estrutura, pois também há que considerar as excentricidades ao nível dos elementos: efeitos P- δ (P-Sigma), ver figura 1.13.

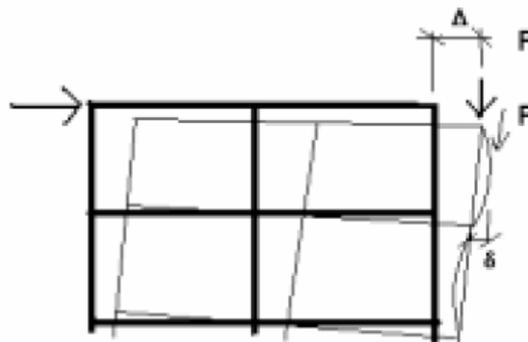


Figura 1.13 – Efeito P- δ em edifícios [20]

De facto, para calcular o momento-flector que actua na secção transversal indicada na figura 1.14, têm-se duas possibilidades:

- Considerar o equilíbrio na posição inicial da estrutura. Neste caso, consideram-se apenas os efeitos de 1.^a ordem (ou seja, toma-se a posição inicial da

estrutura para calcular o valor do momento flector que atua numa determinada secção transversal);

- Considerar o equilíbrio na posição deformada da estrutura. Neste caso, consideram-se também os efeitos de 2.^a ordem (ou seja, considera-se a deformação da estrutura para calcular o valor do momento flector numa determinada secção transversal).

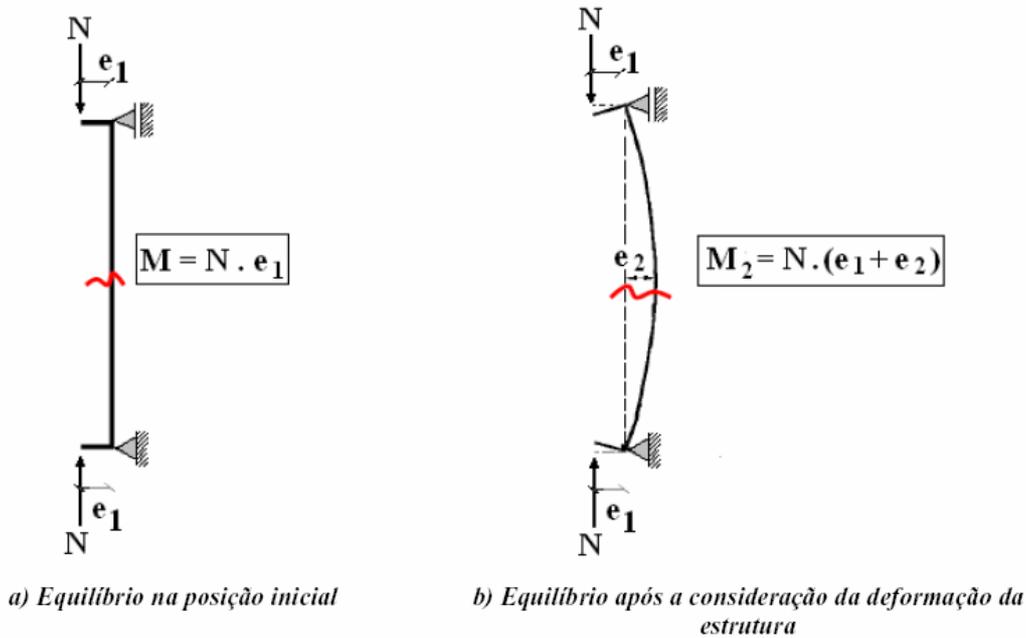


Figura 1.14 – Hipótese de consideração da deformada para o cálculo do momento [13]

Estes factos também se encontram ilustrados e comentados na figura 1.15.

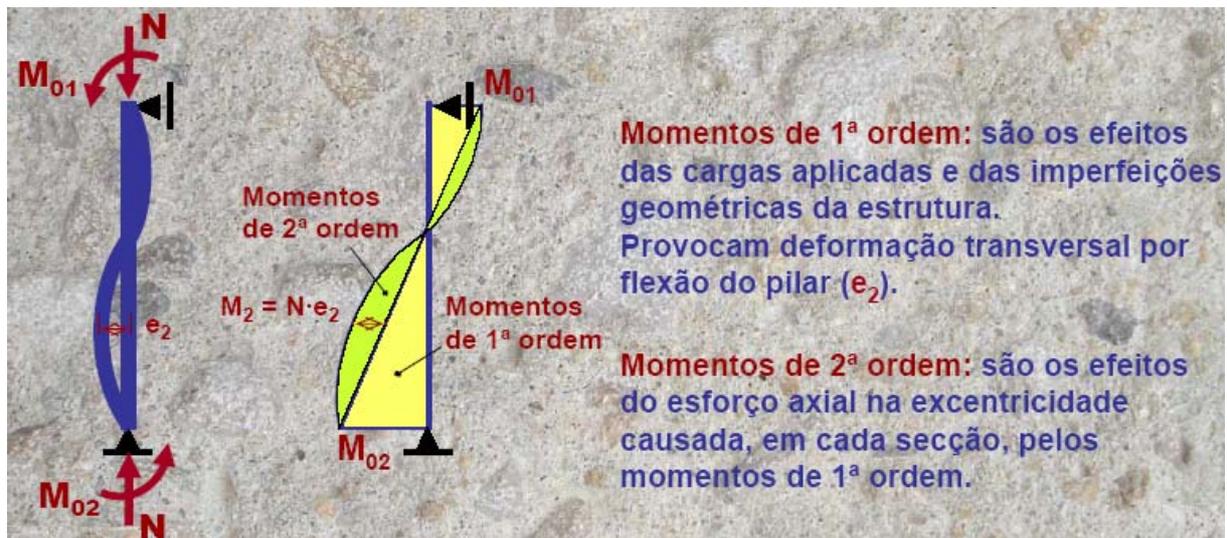


Figura 1.15 – Hipótese de consideração da deformada para o cálculo do momento [5]

O que realmente acontece é que há mudanças nas características de deformação da estrutura e seus elementos em presença de carga axial – a estrutura deformará mais na presença de um esforço axial superior. Este efeito ocorre em ambos os níveis: estrutural num total e nos elementos individualmente. Obter forças e momentos verdadeiros de projecto, que acomodam todos os efeitos de P-Delta ($P-\Delta$) e P-Sigma ($P-\delta$), depende do método de análise usado, mas que deve, implicitamente, atender a que ambos os efeitos estão, inextricavelmente, ligados – um aumento em um ocasiona um aumento no outro [20].

Vale anotar que este efeito pode atender, adicionalmente, à imperfeição inicial dos membros da estrutura. Contudo, a imperfeição inicial dos membros não é, tipicamente, incluída numa análise global de segunda ordem e, assim, é depois considerada na verificação da estabilidade individual de cada elemento e suas secções (caso do EC3).

Também é de referir que a acentuação destes efeitos podem surgir também, por irregularidades geométricas da estrutura, logo da sua rigidez ($K= E \times I/L$) seja ao nível da variação do comprimento (L) dos seus elementos (figura 1.16), quer das suas secções (I) (figura 1.17).

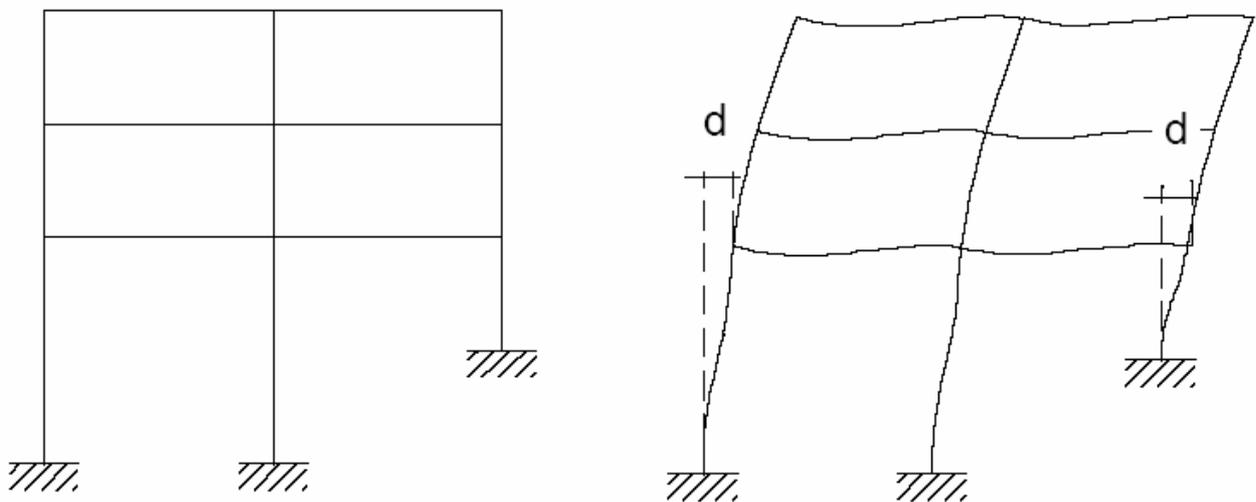


Figura 1.16 – Efeitos de pé-direito duplo e fundação elevada, por motivo da geometria (comprimento) dos elementos [14]

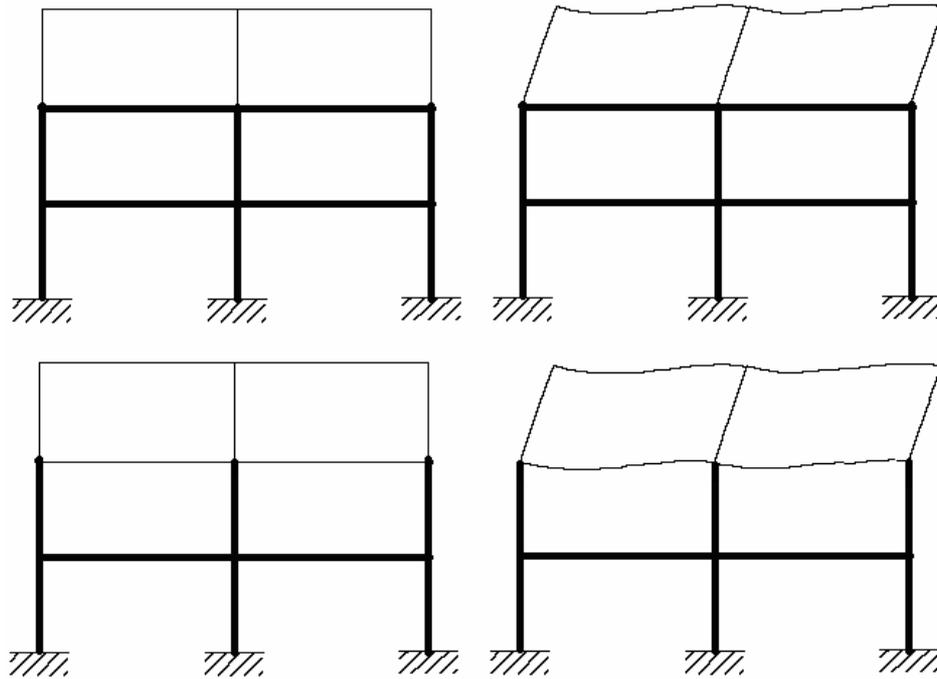


Figura 1.17 – Efeitos de variação da rigidez da estrutura, por motivo da geometria (inércia) das secções.

Por último diga-se que, em termos físicos simples, o que se pretende é conduzir a estrutura contraventada de uma situação de equilíbrio instável para estável (figura 1.18) com todos os inerentes benefícios para a sua segurança.

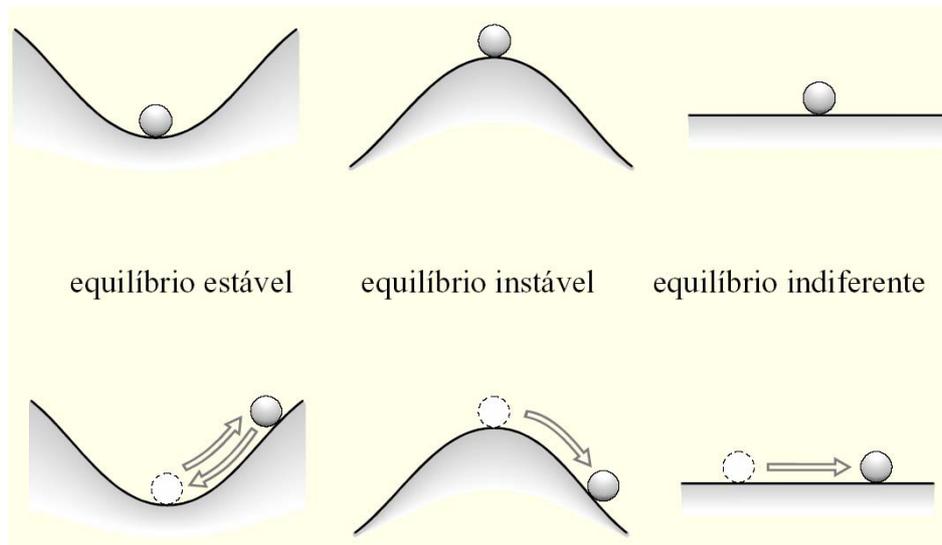


Figura 1.18 – Situações de energia potencial de um corpo [4]

Essa situação, em termos de estrutura contraventada ou não, pode-se ilustrar na figura 1.19, bem como o importante efeito do travamento horizontal para o mesmo desígnio, figura 1.20.

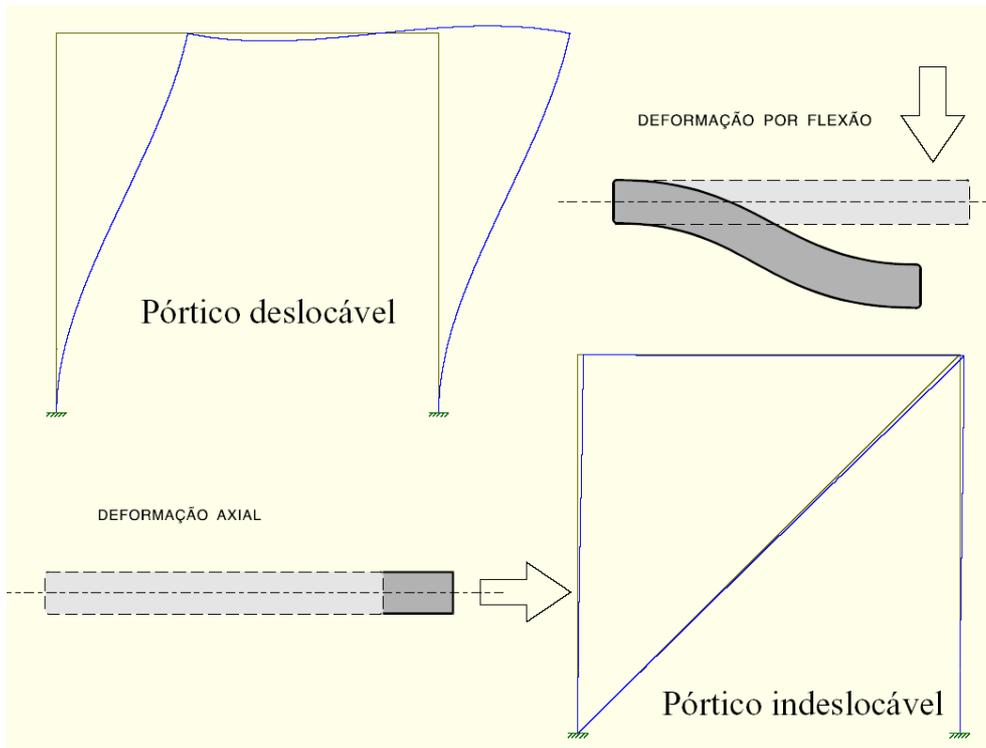


Figura 1.19 – De pórtico deslocável para indeslocável por introdução de um contraventamento [4]

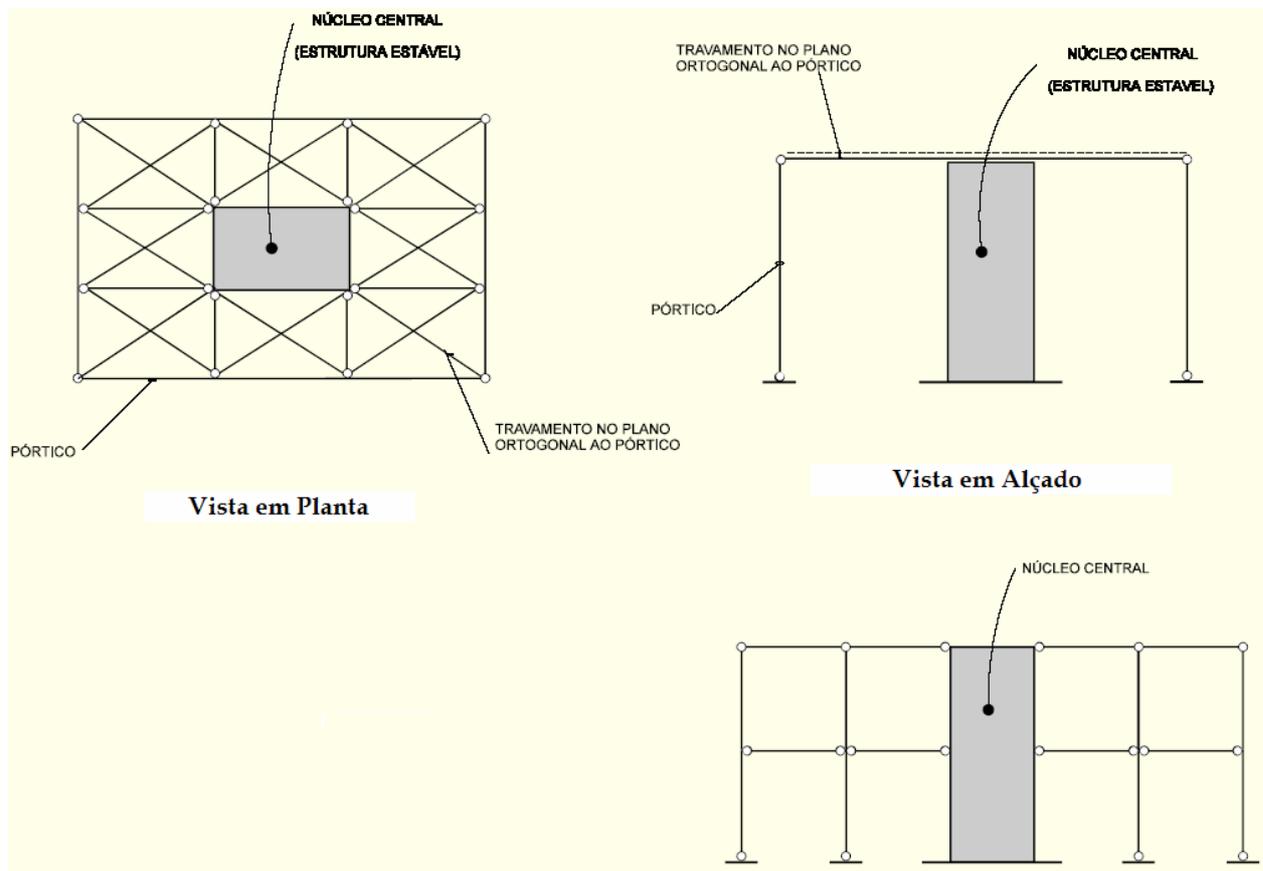


Figura 1.20 – De pórtico deslocável para indeslocável por introdução de um contraventamento [4]

Como se verá, no capítulo seguinte, existem diversos tipos de soluções para conseguir contraventar, eficazmente, as estruturas, ilustrando-se as mais comuns na figura 1.21 e 1.22.

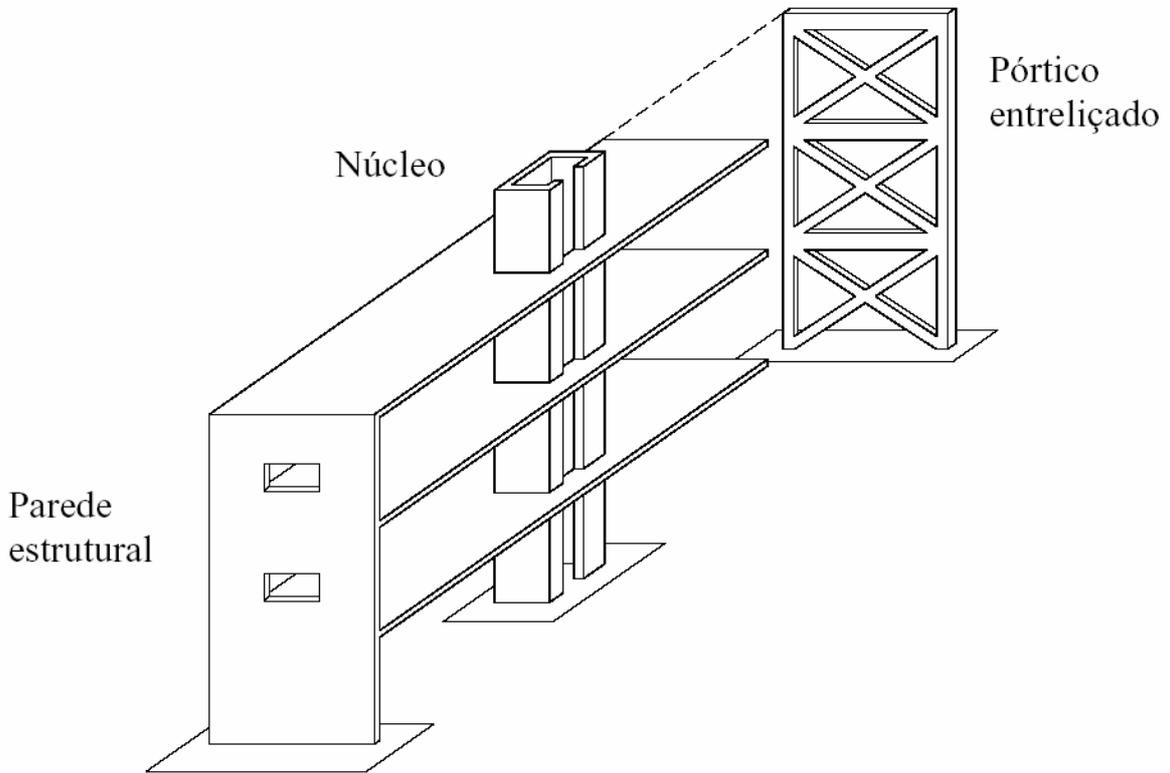


Figura 1.21 – Hipótese de consideração da deformada para o cálculo do momento [13]

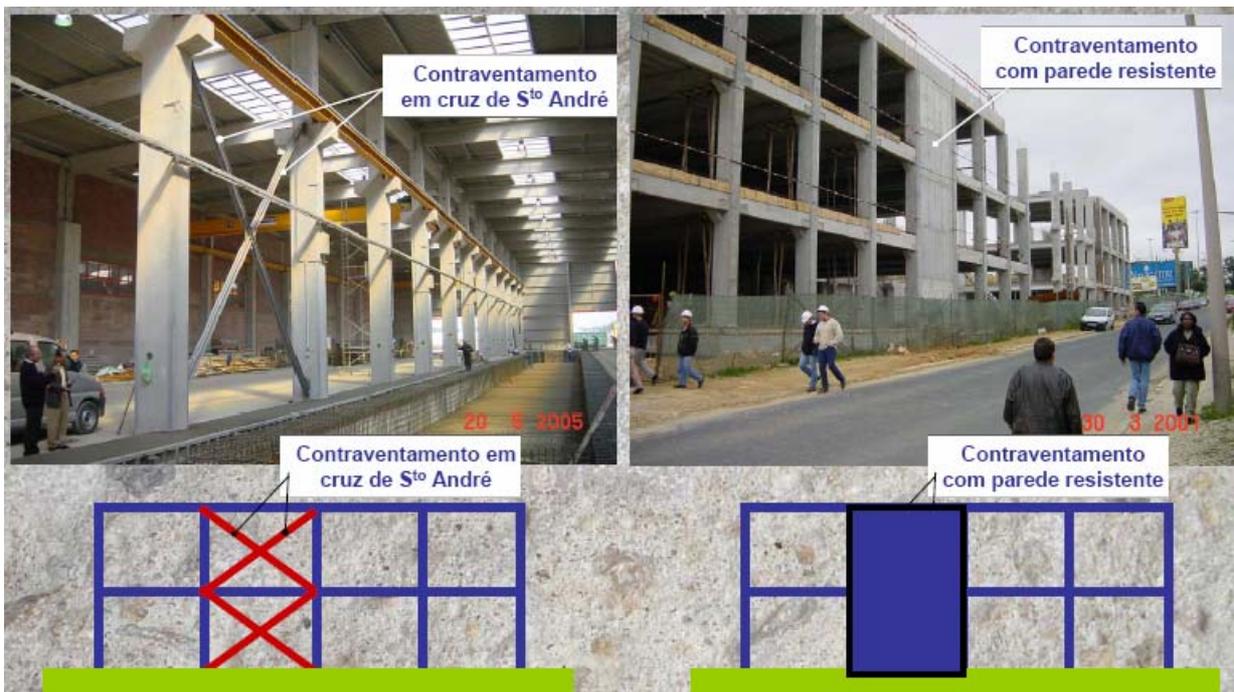


Figura 1.22 – Hipótese de consideração da deformada para o cálculo do momento [5]

2. Contraventamentos

Podem-se distinguir vários tipos de contraventamento, baseados nas diferentes formas de comportamento quando as estruturas são submetidas a cargas laterais [11], sendo certo que a existência única de cargas verticais pode justificar a necessidade de contraventamento, nomeadamente se para esse modo de eventual encurvadura a carga crítica for baixa, ou seja: a estrutura for de nós móveis, ou sofra deslocamentos laterais significativos para essa solicitação, ou os efeitos de 2.^a ordem, ao nível global (P- Δ), não possam ser desprezados.

Em termos normativos, existe um consenso, com alguma tolerância, que limita o deslocamento máximo entre a base e o topo do edifício em 1/300 a 1/500 da sua altura total.

2.1. Contraventamentos tipo

Nos sistemas de contraventamento os pilares de contraventamento, ou outros elementos verticais, como paredes ou núcleos estruturais, têm papel decisivo: além de serem responsáveis pela colecta dos carregamentos que são aplicados nos pisos (através dos subsistemas horizontais, levando-os até o solo), recebem também os carregamentos laterais (horizontais). Outro modo de travamento das estruturas é o uso de treliças horizontais (de pavimento, no plano deste) e verticais (em altura, no plano de desenvolvimento vertical da estrutura).

Resumidamente, os tipos comuns de contraventamentos são:

- Pórticos;
- Parede (cheia/cega, com pequenas aberturas ou com uma ou várias filas de aberturas);
- Paredes associadas a pórticos;
- Núcleos e tubos;
- Reticulada contraventada (sistema de treliça).

Também o tipo de material desempenha papel fundamental, comparativamente, diremos que o travamento de uma estrutura puramente metálica é, em geral, dado por sistemas de treliças verticais e horizontais, enquanto em estruturas de betão armado são paredes, ou núcleos, neste material, verticalmente, e as próprias lajes de betão armado, horizontalmente.

2.1.1. Pórticos (Moment-resisting frames)

Os pórticos não são muito utilizados como elementos de contraventamentos, já que possuem uma rigidez relativamente pequena. Poderão garantir, só por si, a resistência a acções horizontais no caso de edifícios de pequena altura, ou então são utilizados conjuntamente com outros elementos mais rígidos.

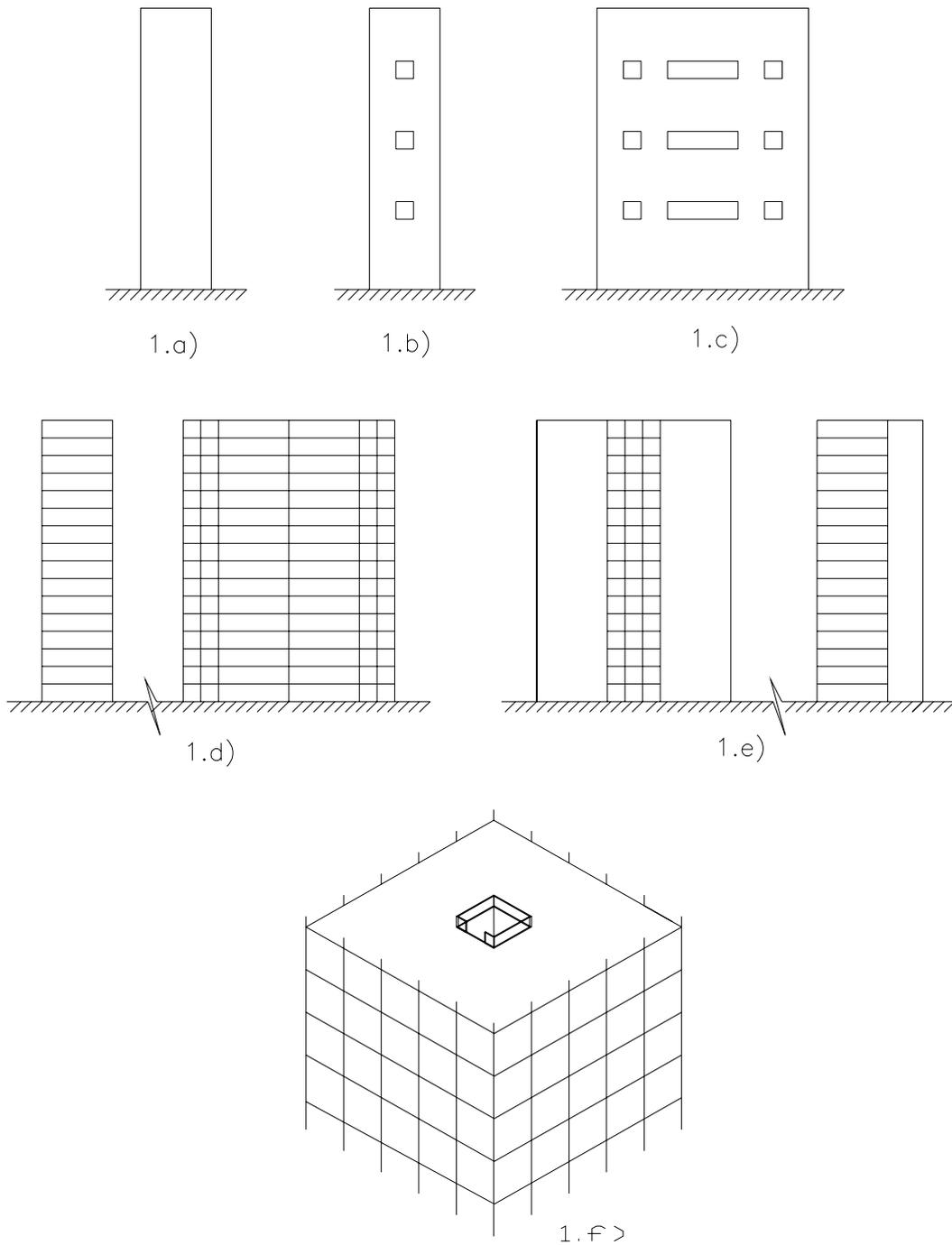


Figura 2.1 – Tipos de contraventamento: a) Parede cheia ou cega; b) Idem mas com pequenas aberturas; c) Idem mas com uma ou várias fileiras de abertura; d) Pórticos, e) Paredes associadas a pórticos; f) Núcleo

No caso de ser este o sistema de contraventamento a eleger, poderá o seu desempenho ser melhorado com a inclusão de ligações rígidas entre algumas vigas e pilares, convenientemente escolhidas ao longo das filas e eixos da estrutura. Desta forma pretende-se obter um conjunto de pórticos verticais rígidos com a mesma altura do edifício. A ideia é que esta estrutura, composta por pórticos verticais rígidos e lajes rígidas, adquira estabilidade como um todo para as cargas horizontais em função da rigidez à flexão das vigas e pilares que compõem os pórticos. As vigas que não fazem parte destes pórticos, com funções de contraventamento, podem ser rotuladas nos pilares. Os esforços horizontais actuantes no plano do piso são transferidos aos pórticos através da rigidez da laje de cada andar.

De facto, e em geral, não é conveniente que todos os pilares participem do sistema estrutural admitido como responsável pela estabilidade global da construção. Essa participação, se fosse considerada, levaria a uma complexidade exagerada de cálculo. Por esse motivo, os pilares das construções são usualmente divididos em duas categorias: pilares contraventados e pilares pertencentes à estrutura de contraventamento.

Os pilares contraventados são tratados como se pertencessem a uma estrutura indeslocável, sendo certo que o indeslocável, neste contexto, é sinónimo que deslocamentos negligenciáveis e não ausência total dos mesmos. Assim, a estrutura de contraventamento deve assegurar a validade dessa hipótese.

Para isso, ela deve ter rigidez adequada, a que corresponde uma estrutura de contraventamento suficientemente rígida para que os seus deslocamentos não afectem a segurança dos pilares contraventados, podendo estes continuar a ser tratados como se pertencessem a uma estrutura indeslocável. Quando isso acontece, isto é, quando a estrutura de contraventamento é quase indeslocável, ela pode efectivamente garantir a estabilidade global da construção. Caso contrário, não se pode admitir a estrutura como contraventada e todos os pilares devem ser tratados como pertencentes a elementos estruturais de nós móveis.

Pela sua importância os pilares podem receber tratamentos arquitectónicos especiais, se o arquitecto optar por deixar aparente a estrutura na concepção do projecto. Para os pilares metálicos têm-se com mais facilidade as secções obtidas por perfis padronizados, mas mesmo assim o arquitecto pode fazer composições com as secções disponíveis ou, se tiver liberdade de orçamento, projectar secções diferenciadas [10].

De referir que as estruturas reticuladas sob a acção de forças horizontais têm uma deformação predominantemente por corte (Shear-frames) [24].

A principal vantagem desse sistema é deixar livres para a utilização todos os vãos entre colunas, o que não é completamente possível nos demais sistemas.

Contudo tem significativas desvantagens, tais como:

- Pode ser um sistema menos económico quando comparado com os outros;
- As ligações encastradas vigas-colunas são de execução mais elaborada (sobretudo no caso de construção metálica);
- As colunas dos pórticos rígidos são significativamente mais pesadas porque, além da compressão, são dimensionadas também a flexão e, frequentemente, os deslocamentos horizontais são factor preponderante no dimensionamento [22].

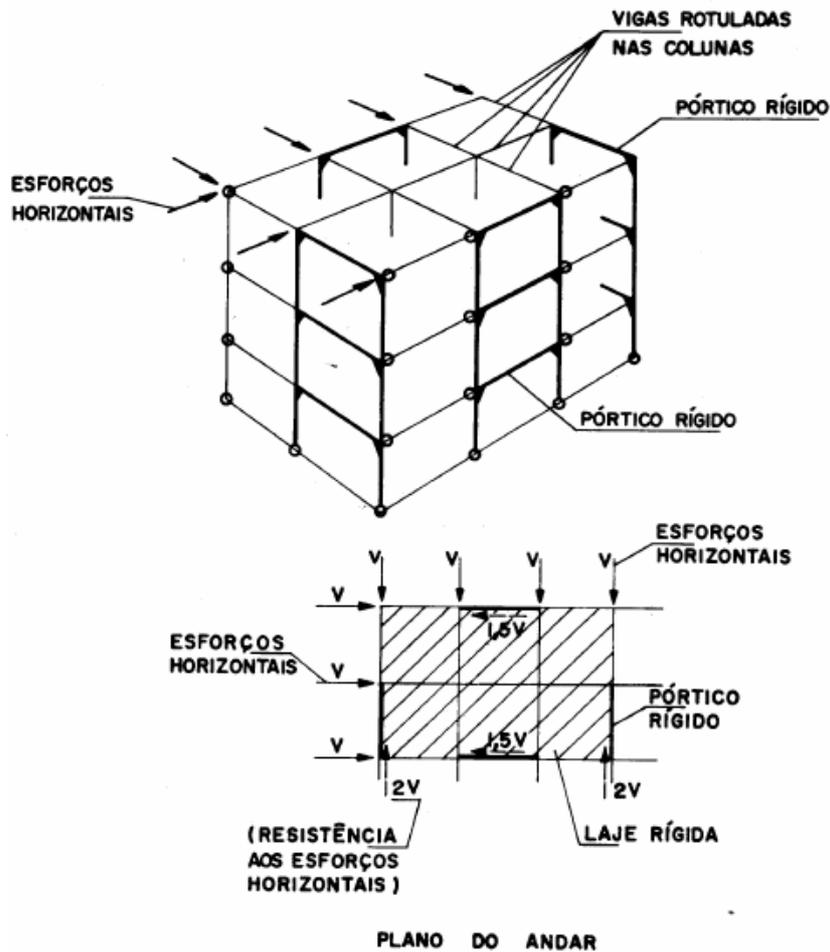


Figura 2.2 – Estrutura de pórticos rígidos [22].

2.1.2. Paredes (Shear-walls)

Nestas paredes, a resistência às acções laterais é geralmente realizada por um sistema formado pelos pisos da edificação e pela própria parede. Devido à elevada rigidez no seu próprio plano, os pisos da edificação, que são geralmente constituídos por lajes de betão armado, comportam-se como diafragmas rígidos e transmitem às paredes de contraventamento os esforços decorrentes das acções laterais aplicadas sobre a edificação. Esta distribuição de esforços depende da rigidez do diafragma, da posição do centro de massa e do centro de rigidez/torção do sistema estrutural da edificação.

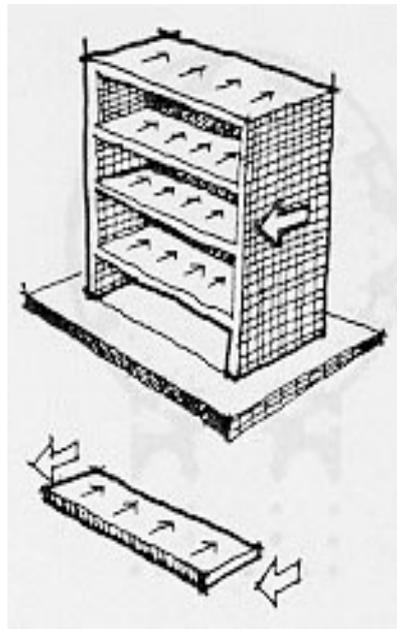


Figura 2.2 – Estrutura em parede com pisos rígidos [7]

Estas paredes podem funcionar predominantemente ao corte (figura 2.3) ou à flexão (figura 2.4), dependendo da sua geometria e condições de fronteira (forma como se ligam aos restantes elementos da estrutura).

Uma vez determinada a força lateral que actua numa dada parede de contraventamento, deve-se proceder à distribuição desta força entre diversos elementos verticais que a constituem. O processamento desta distribuição depende de vários factores tais como: nível de pré-compressão, relação de forma dos elementos verticais, condições de contorno e processo de fissuração, aspectos que concorrem para a alteração da rigidez da parede e seus elementos alterando, por seu turno, a maneira como se processará a distribuição da força cortante aplicada.

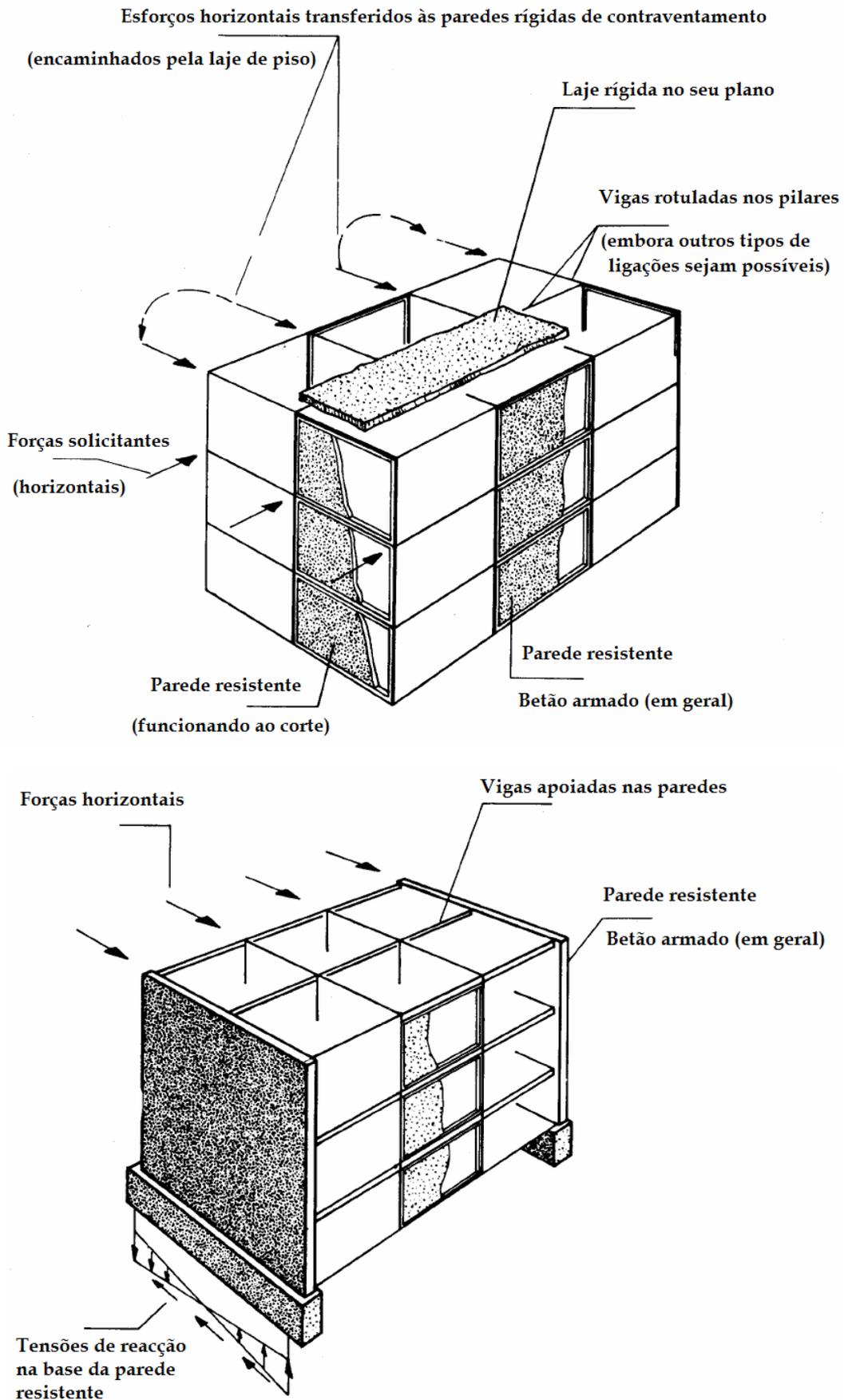


Figura 2.3 – Estrutura com parede de contravento ao corte [22]

A análise de paredes de contraventamento dotadas de aberturas constitui-se um dos aspectos mais difíceis do processo de dimensionamento, porque as aberturas introduzem complexidade ao seu comportamento estrutural, tendo influência directa na modificação do seu perfil de deformação e na redução de sua resistência à flexão e ao corte.

Do ponto de vista da análise estrutural, a disposição de aberturas torna o problema fortemente hiperestático, tornando difícil a determinação das tensões e deformações nas proximidades das mesmas, de forma a possibilitar a avaliação da necessidade de disposição das armaduras de cintagem a envolvê-las.

Para fins de projecto, nos métodos clássicos disponíveis na literatura, a distribuição das forças laterais totais entre os diversos elementos verticais das paredes de contraventamento, dotadas de aberturas, realiza-se na proporção directa da rigidez relativas destes elementos. Como se viu, no caso de paredes cegas estas funcionam quase se como de consolas encastradas nas fundações se tratasse. Em ambos os casos, para a determinação de esforços, é admissível o recurso a elementos de barra com rigidez equivalente (preferivelmente com troços rígidos), sendo, especialmente no caso de paredes com aberturas, recomendável o uso de elementos de casca.

2.1.3. Paredes associadas a pórticos

Frequentemente, a estrutura de contraventamento é composta por paredes estruturais em balanço, encastradas na fundação, ou por pórticos múltiplos eventualmente entreliçados. Em qualquer desses casos, os nós da estrutura de contraventamento são de facto móveis, pois é impossível a imobilidade completa, apenas os seus deslocamentos são desprezáveis.

Os sistemas compostos por pórticos e paredes resistentes podem ser usados para edifícios até cerca de 40 andares.

Quando o sistema de contraventamento associa pórticos com estruturas tipo parede teremos de ter atenção à circunstância de se tratar de elementos com comportamentos diferentes. Assim, enquanto a estrutura “tipo” parede (com relação entre altura/largura > 3) têm uma deformação devida à flexão do conjunto (deformação por flexão), o pórtico tem uma deformação rígida pelo esforço transversal do conjunto (deformação por distorção).

Tais deformações, resultado de um conjunto de forças de interacção, variáveis em altura sempre que os elementos são obrigados a deformar-se conjuntamente (com os pisos rígidos a impor a cada nível igualdade de deslocamentos), conforme figura 2.4 [3].

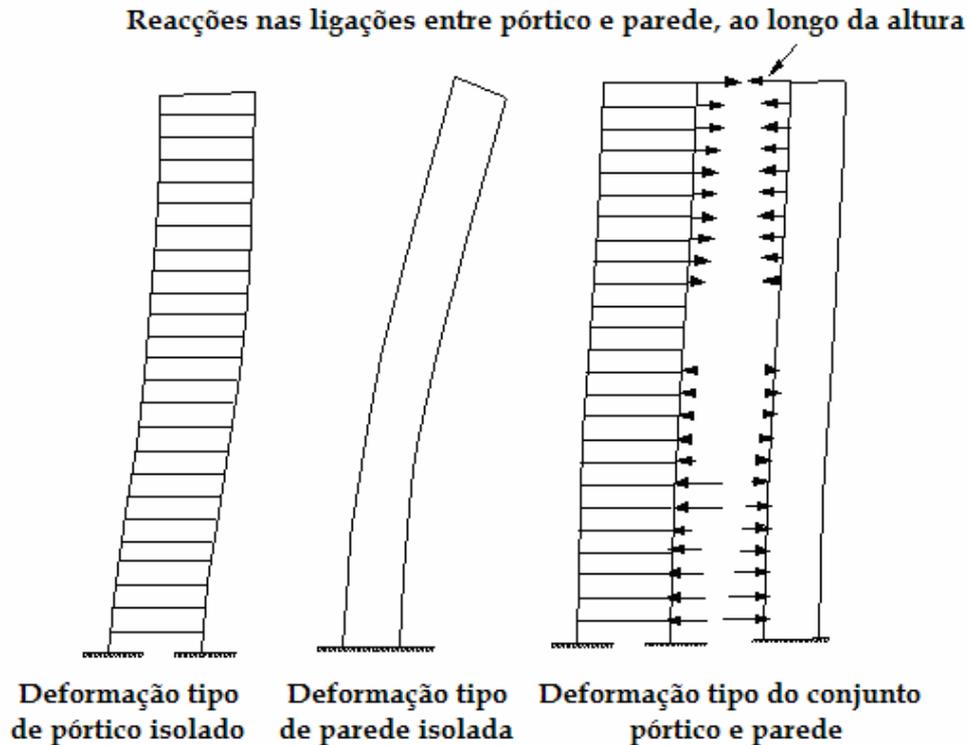


Figura 2.4 – Deformações parede/pórtico [11]

2.1.4. Núcleos e tubos (Tubes)

Um núcleo resistente (figura 2.5), enquanto definido como um conjunto de paredes resistentes dispostas perpendicularmente e com planta reduzida face à do piso, é considerado um dos principais elementos componentes dos sistemas estruturais de edifícios de andares múltiplos, conseguindo conferir à estrutura um apreciável acréscimo de rigidez, nas duas direcções principais da estrutura. Os tubos associam esta propriedade com a resistência à torção, dada a sua implantação em planta ser da ordem de grandeza da própria estrutura, evitando modos de rotação global da mesma.

Assim, denominam-se de núcleos resistentes ou estruturais os elementos de elevada rigidez, constituído pela associação tridimensional de paredes rectas ou curvas, formando secções transversais abertas ou semi-fechadas. As suas dimensões transversais são superiores às dos demais elementos que normalmente compõem as estruturas de contraventamento, sendo sua rigidez a flexão responsável por grande parte da resistência global da estrutura. Estes

elementos são usualmente posicionados nas áreas centrais dos edifícios, ou seja, em torno das escadas, elevadores, depósitos ou espaços reservados para a instalação de tubulação hidráulica ou eléctrica. Ao nível das lajes apresentam secção parcialmente fechada devido a presença desta ou de lintéis [15].

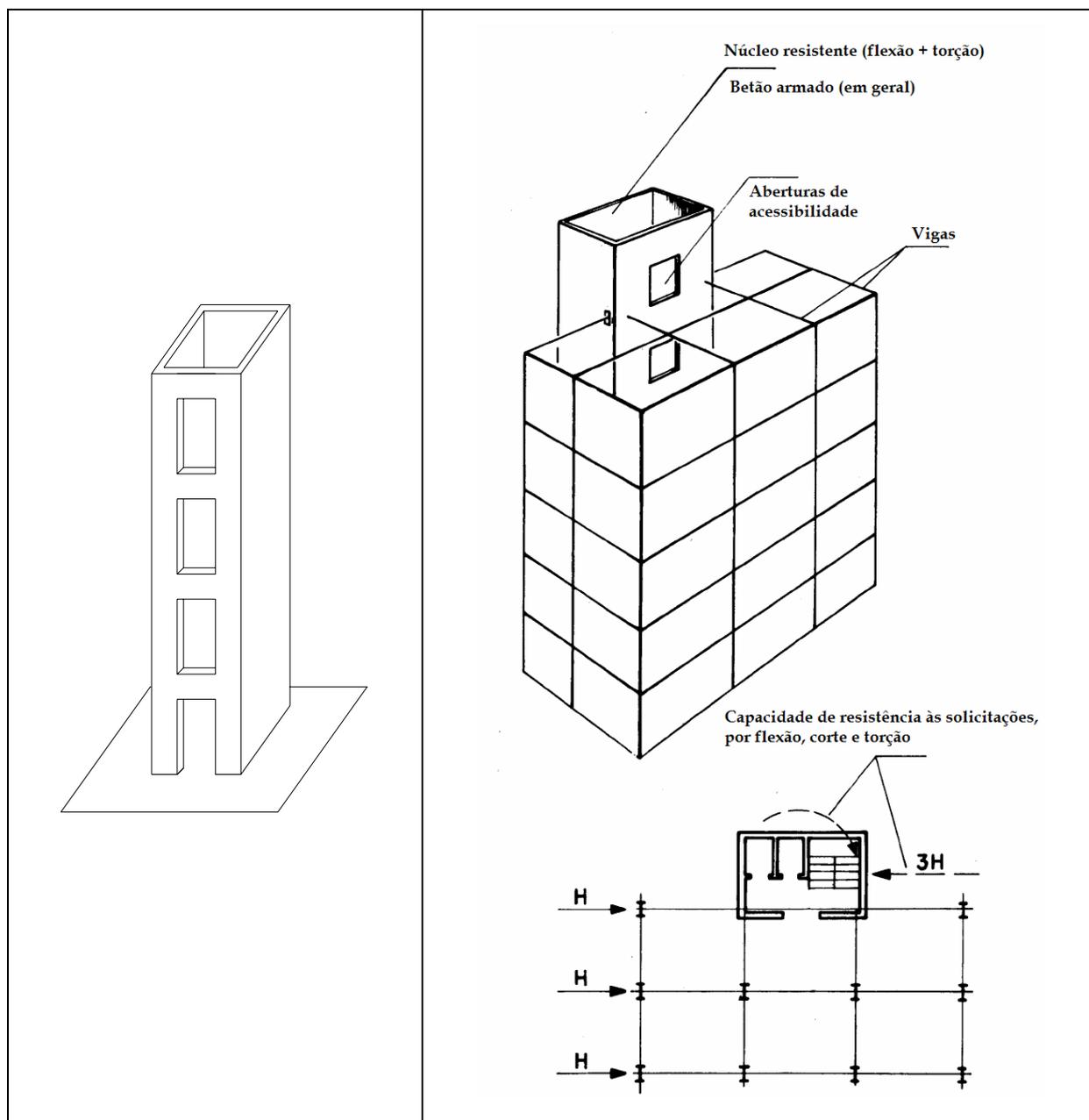


Figura 2.5 – Núcleo estrutural (normalmente caixa de escadas ou elevadores) [22]

Os núcleos, que normalmente são a envolvente de caixa de escadas, são subsistemas estruturais tridimensionais resultantes da associação de elementos verticais de parede, capaz de resistir isoladamente a todos os esforços actuantes na estrutura de um edifício, contribuindo na determinação mais precisa dos seus deslocamentos. Tais elementos são

compostos pela associação tridimensional de paredes, formando uma secção transversal aberta, cuja função arquitectónica é, comumente, a de abrigar as caixas de elevadores e escadas [15].

Em geral, as secções dos núcleos de caixa de escadas não são abertas, nem totalmente fechadas contendo antes, pequenas aberturas dominadas por vigas padieira, correspondentes às portas de entrada/saída do núcleo [6]. Estas vigas de contorno das aberturas dos núcleos podem ligar-se com maior ou menor continuidade aos próprios núcleos, conforme a rigidez da ligação, muito função da eventual reentrância que o núcleo faça para dentro do espaço da abertura, conforme se pode apreciar na figura 2.6

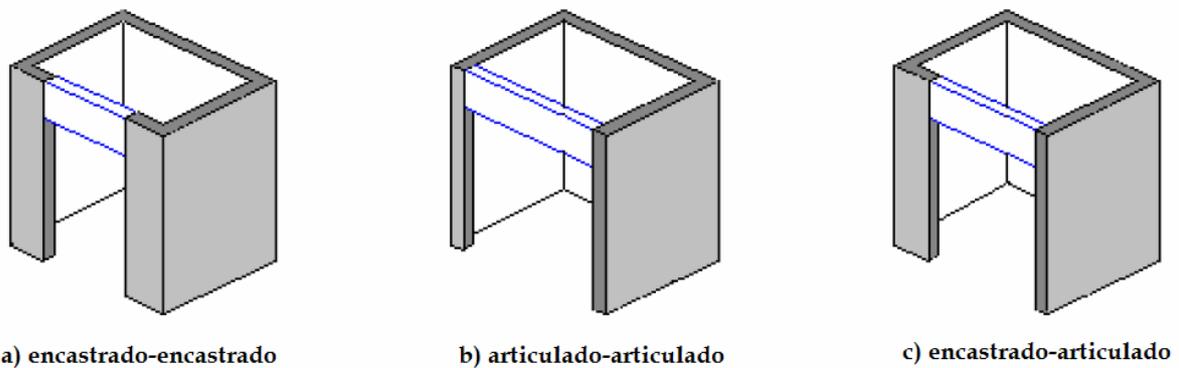


Figura 2.6 – Rigidez relativa da união viga padieira com o núcleo [15]

Em alguns edifícios de altura a rigidez lateral da estrutura está assegurada parcialmente por um ou vários núcleos centrais que contêm os meios de comunicação vertical [11].

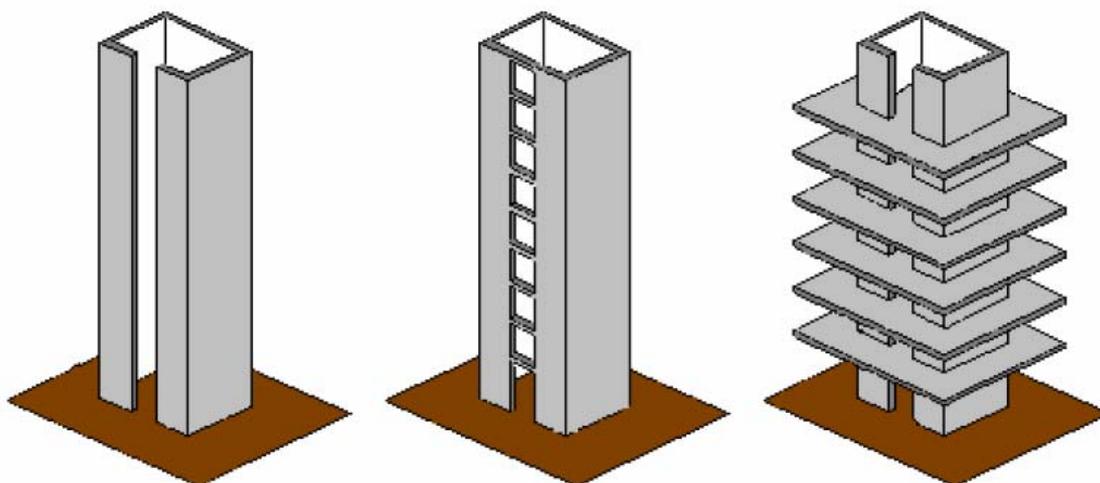


Figura 2.7 – Estrutura tubular [15].

Os núcleos estruturais ganham importância à medida que se aumenta ainda mais a altura da edificação. Geralmente são utilizadas as circulações verticais enclausuradas para que este elemento seja viável arquitetonicamente. Núcleos estruturais são constituídos pela união de paredes maciças de betão armado em direcções diferentes (fig. 2.7), ou por pilares metálicos contraventados formando estruturas tubulares treliçadas (figura 2.8).

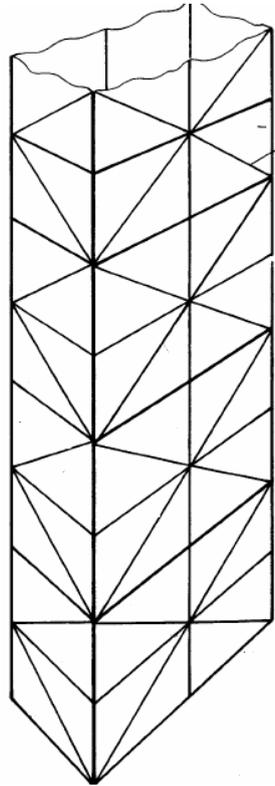


Figura 2.8 – Estrutura tubular [22].

Em suma, são essencialmente caixas, com ou sem aberturas, os núcleos resistentes de edifícios elevados e paredes tendo secções em L, T, etc. Estes elementos têm dupla rigidez de flexão (planos ortogonais) e para as caixas fechadas existe, ainda, rigidez torcional expressiva.

De facto, a característica principal que o distingue dos demais elementos que compõem a estrutura, encontra-se na sua capacidade de restrição ao empenamento, que nada mais é que o deslocamento na direcção longitudinal da secção causado pela rotação da mesma em torno do centro de torção, como esquematizado na figura 2.9.

Uma solução ainda mais eficaz é a composta pela solução em tubo na fachada (tubo de contorno) e por um núcleo interior, sendo por isso conhecida por sistema tubo em tubo, indicada e com recursos para edifícios com mais de 40 andares.

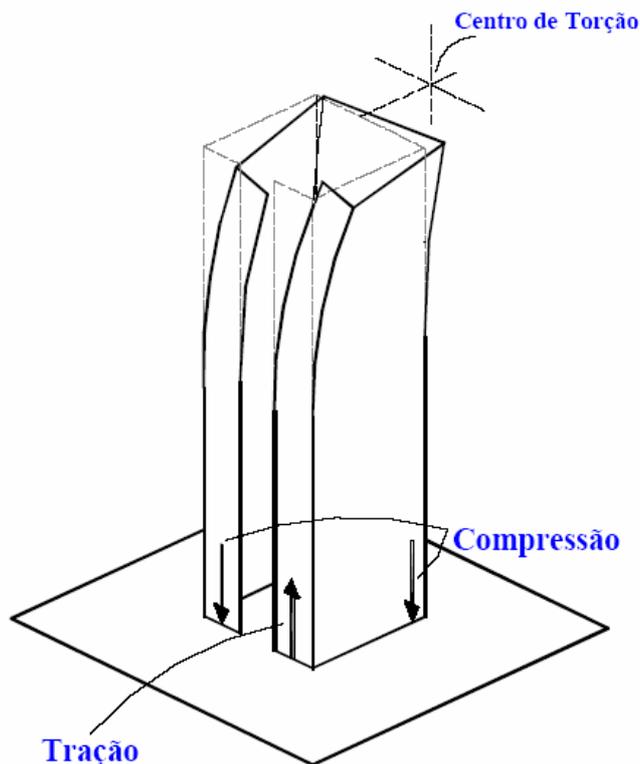


Figura 2.9 -Empenamento da seção do núcleo [15]

É o resultado recente da evolução estrutural dos edifícios de grande altura. Os pórticos ou contraventamentos são trazidos para as faces externas do edifício, ao longo de toda altura e todo perímetro, obtendo-se na forma final um grande tubo reticulado altamente resistente aos efeitos de flexão e torção.

Em geral, estas estruturas têm planta rectangular com dois planos verticais de simetria. Sob a acção de forças horizontais as estruturas em tubo, quando não são perfuradas, têm um comportamento semelhante ao das estruturas parede [24].

De realçar que o funcionamento conjunto de paredes isoladas ou unidas num núcleo é bastante distinto, assim:

- A rigidez do núcleo é muito superior à das paredes (com base na inércia total somada das secções e, comparativamente, a do núcleo);

Contudo, será precavido não realizar os cálculos com a rigidez matemática directa da secção integral do núcleo, dado a mesma poder vir a fissurar em caso de um sismo com significado, nomeadamente nos cunhais entre paredes do núcleo, dada a sua diferente rigidez nas

direcções ortogonais (X e Y). Com a queda da rigidez dos núcleos, ao fim de alguns ciclos do sismo, as forças sísmica subsequentes terão tendência a ser, percentualmente, mas atraídas pelos pilares, em caso destes manterem a rigidez de cálculo inicial. Deste modo, estes pilares poderão ter que suportar forças sísmicas para as quais não estariam dimensionados. Assim, será de apenas considerar 60% da inércia da secção dos núcleos na determinação da sua rigidez, admitindo uma secção fendilhada.

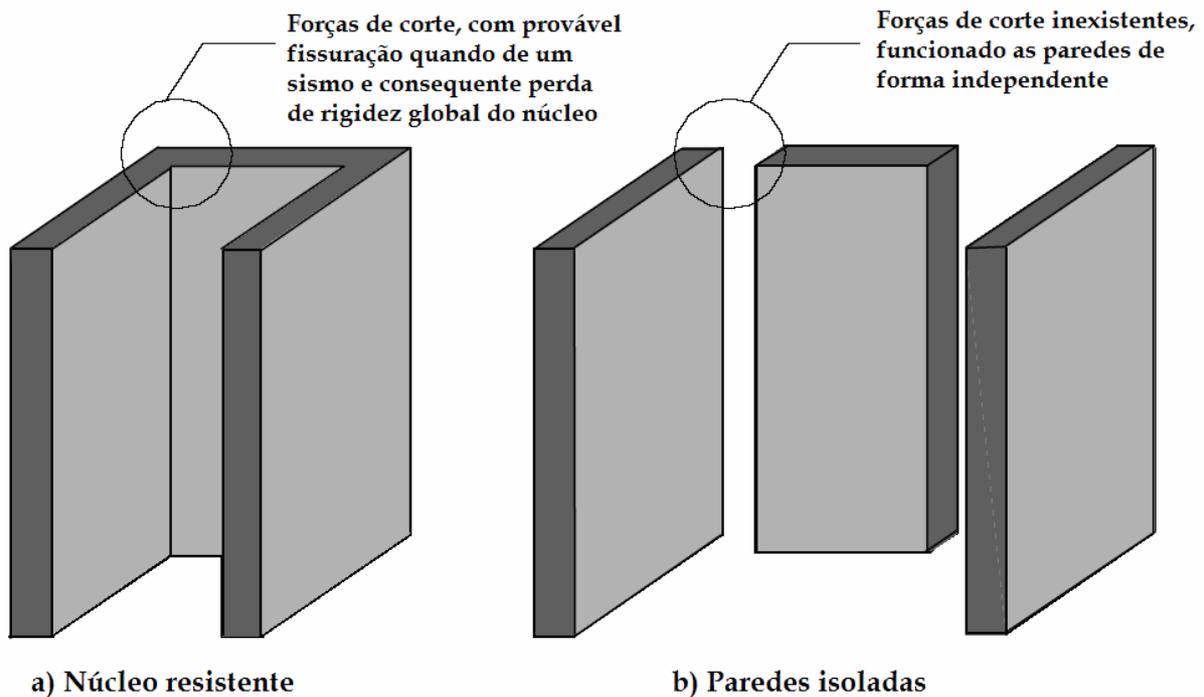


Figura 2.10 – Funcionamento diferenciado entre paredes unidas ou independentes [15]

2.1.5. Reticulada contraventada (Braced structures)

Em edifícios elevados somente a ligação contínua das vigas com os pilares pode não conferir a rigidez necessária à estabilidade. Surge, então, outro tipo de composição estrutural: os pórticos enrijecidos por contraventamentos, ou diagonais que prendem de um nó ao outro, tornando-os indeslocáveis. Poderá utilizar-se esse recurso em estruturas de betão armado, inclusive fazendo estas diagonais deste material. Contudo, funcionará de maneira mais adequada se as estruturas forem metálicas, podendo estar, ou não, sujeitas tanto à compressão como à tracção. Nas edificações metálicas, de uma maneira geral, este é o sistema mais utilizado de contraventamento, podendo as uniões entre vigas e pilares ser perfeitamente rotuladas [10]. Na figura 2.11 encontra-se um exemplo típico de um contraventamento em

“Cruz de St.º André”, talvez o mais conhecido e corrente, e na figura 2.12 outros tipos também usados.

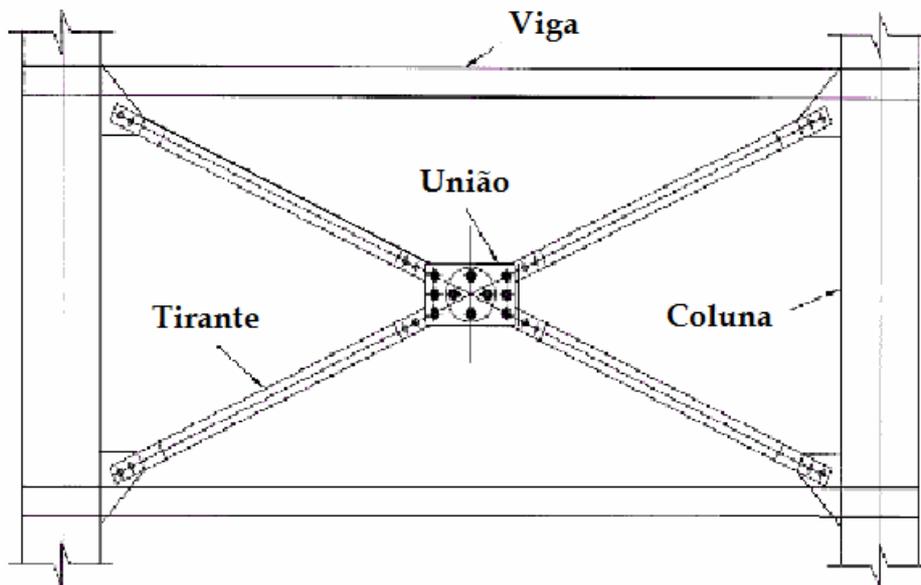


Figura 2.11 – Contravento em “Cruz de St.º André” [7]

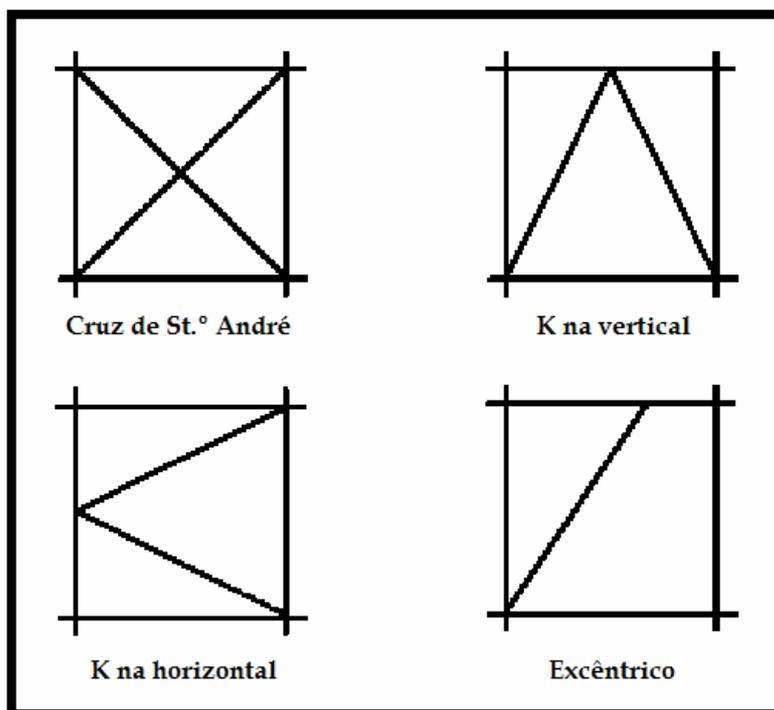


Figura 2.12 – Tipo de contravento comuns [7]

Na figura 2.13 podemos apreciar vários edifícios com contraventamentos do tipo acima ilustrados.

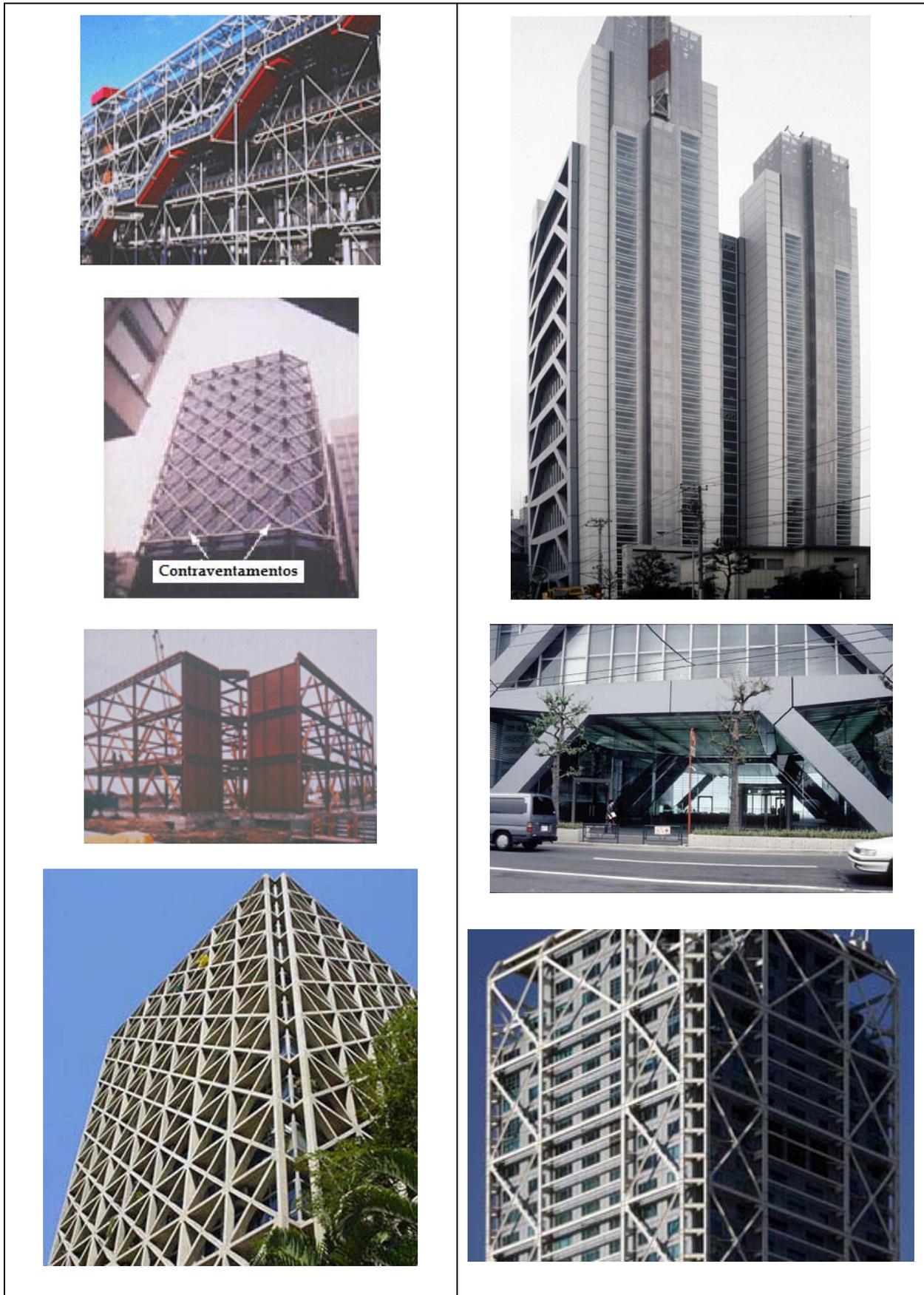


Figura 2.13 – Contraventamento planos conjuntos com resultante espacial [7] e [26]

A estabilidade estrutural é obtida através de contraventamentos verticais ao invés de ligações vigas-pilares encastradas. Os contraventamentos, geralmente em X, K e Y, são colocados ao longo de toda a altura do edifício. A estrutura adquire rigidez horizontal através de efeitos de tracção e compressão nas diagonais, além dos efeitos adicionais de tracção e compressão nas colunas adjacentes aos contraventamentos. Digamos que é como se a resistência por flexão fosse transferida por tracção e compressão, sendo certo que a própria flexão é a resultante de um binário de tracção com compressão (figura 2.14).

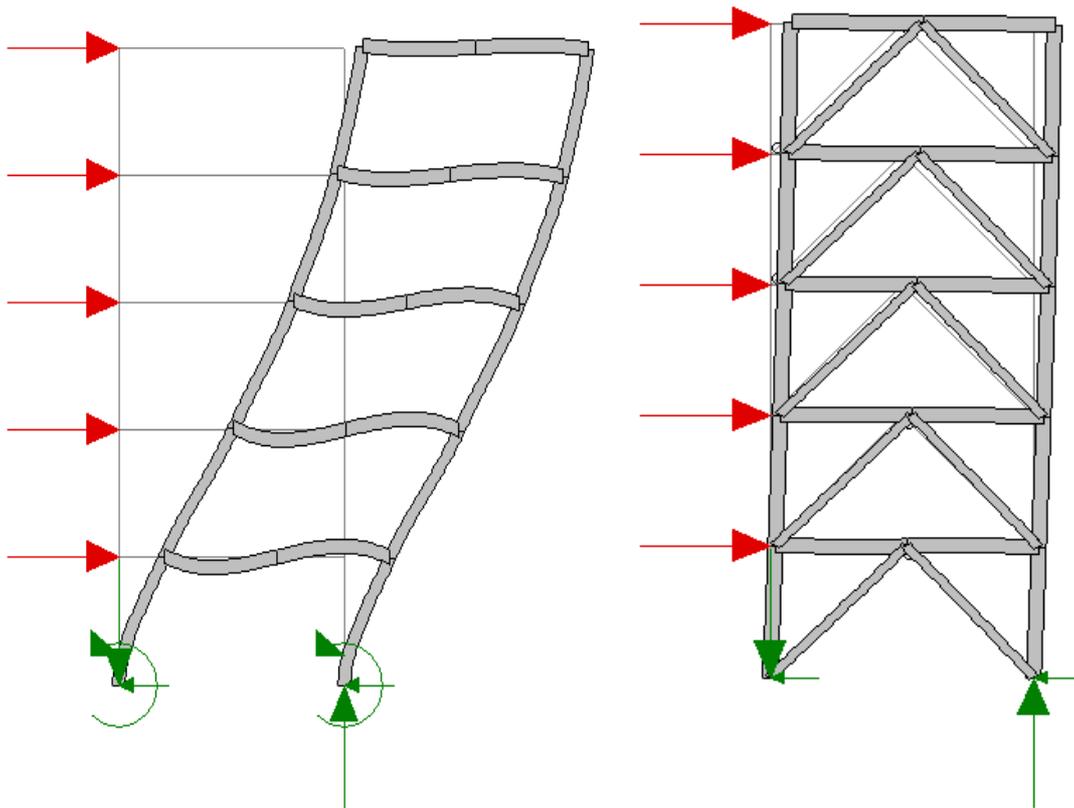


Figura 2.14 – Travamento realizado pelo contraventamento [7]

Por outro lado, será de referir que muito embora os diversos tipos de contraventamento e suas possíveis direcções, em estruturas reticuladas, a verdade é estes acabam por funcionar como um todo, mais não seja como uma composição de figuras planas, tanto horizontais como verticais, com resultante espacial [4] (figura 2.15).

São mostrados na figura 2.16 exemplos de edifícios onde foram utilizados os contraventamentos a partir dos nós de pórticos, em edificações de aço, dos tipos de contraventamento enumerados. Para acomodar os pórticos enrijecidos estes podem ser colocados em paredes cegas, ou então utilizados arquitetonicamente nas fachadas [10].

É um sistema composto inteiramente de elementos estruturais lineares, caracterizado pela deformação axial dos elementos horizontais dos pisos e das diagonais. Este sistema tem grande aplicação em edifícios em aço estrutural. A dificuldade de fazer as ligações em betão armado, aliada às vantagens dos sistemas em estrutura parede, tem reduzido o uso desta solução em edifícios de betão armado. O contraventamento pode ser feito interiormente ou nas paredes exteriores [24].

Estrutura tridimensional ----- composição de estruturas planas

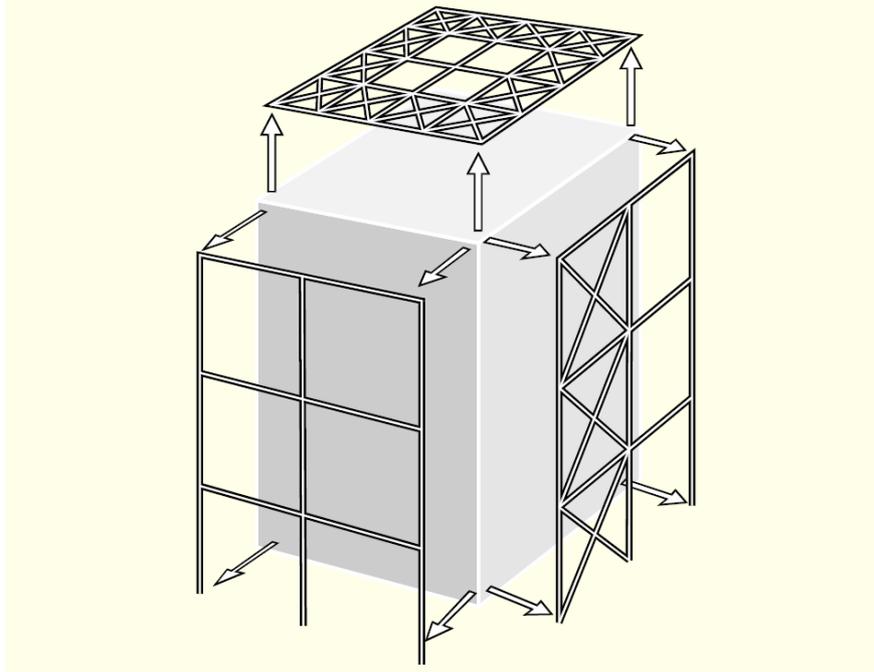


Figura 2.15 – Contraventamento planos conjuntos com resultante espacial [4]

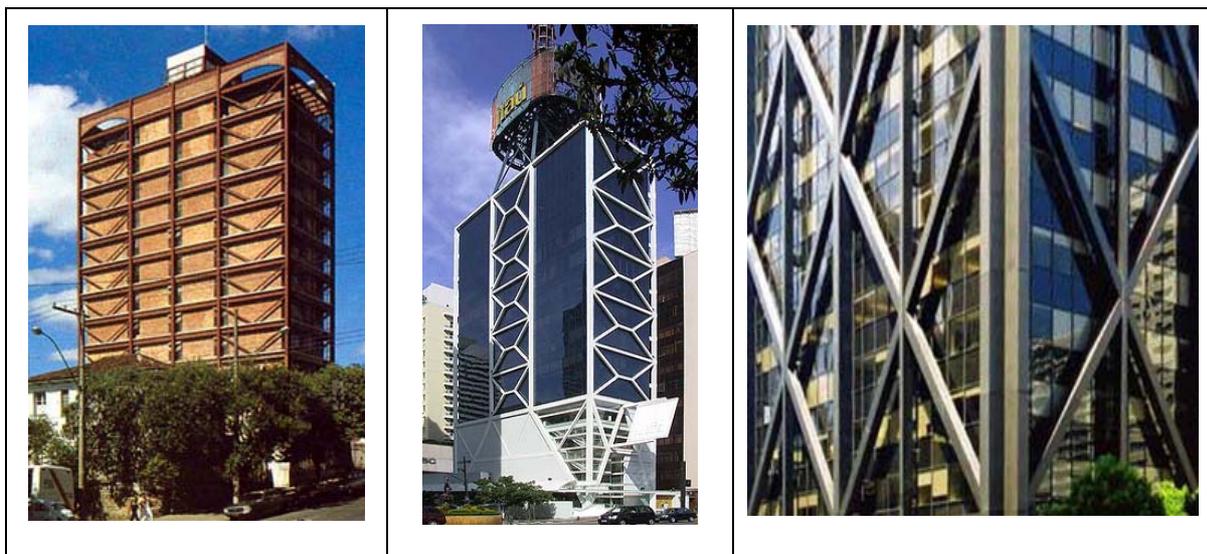


Figura 2.16 – Contraventamento em V (ou K), em Y e em X [26]

2.1.6. Contraventamentos mais utilizáveis

Apresentou-se anteriormente um conjunto de sistemas estruturais utilizados em edifícios para resistirem a acções horizontais e a acções verticais. Apesar de sua descrição isolada, na realidade o processo de concepção da estrutura não consiste, necessariamente, na escolha separada de um destes sistemas mencionados. Pelo contrário, trata-se de um processo criativo em que a concepção é desenvolvida como resposta a um conjunto de condições impostas ou de restrições. Raramente a escolha cairá numa das soluções básicas apresentadas, mas poderá ser o fruto da combinação de algumas destas soluções de modo a se conseguir responder adequadamente às exigências arquitectónicas e funcionais impostas [24].

Como exemplo admita-se a discretização da estrutura do edifício da figura 2.17, sendo esta efectuada através da consideração de um conjunto de pórticos, em ambas as direcções e, eventualmente, de paredes e/ou caixa de escadas, sendo os correspondentes deslocamentos horizontais ao nível de cada piso compatibilizados com os deslocamentos da respectiva laje de pavimento, suposta indeformável no seu plano médio [6].

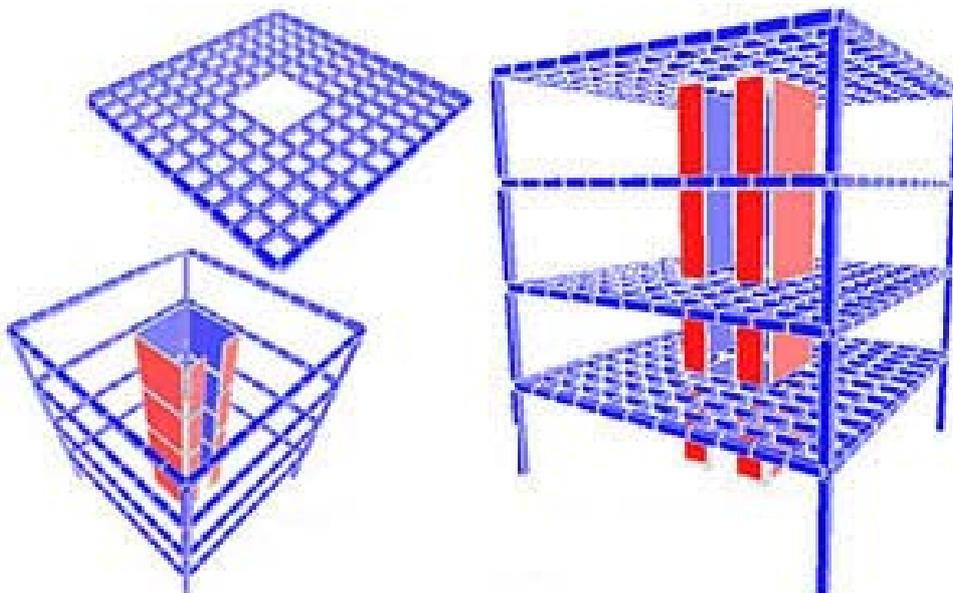


Figura 2.17 – Composição dos sistemas estruturais de edificações elevadas pelo subsistema horizontal e vertical [26]

O tipo de contraventamento mais utilizado em edifícios é o constituído por paredes ou por núcleo ou caixa resistente, sendo este sistema particularmente adequado para edifícios de altura pequena ou média (não ultrapassando 100 metros), a que corresponde a generalidade das construções em Portugal.

Muitas vezes, as circulações verticais (ascensores, escadas), assim como as canalizações verticais (fluidos, energia), são concentradas numa ou várias zonas do edifício. Estas zonas, chamadas de núcleos (ou caixas), devem ser isoladas por paredes do resto do edifício (isolamento sonoro, segurança contra incêndios), constituindo elementos de contraventamento por excelência.

As estruturas, que nas construções terão que configurar composições tridimensionais, são obtidas a partir de estruturas planas, quer dizer, com comportamento estrutural possível de ser reduzido a comportamentos de elementos planos. Na figura 2.17 pode-se visualizar uma estrutura tridimensional composta pelo plano de piso (subsistema horizontal) e pelo subsistema vertical, no caso de pórticos e núcleo tridimensional rígido central, que podem ser reduzidos a planos segundo as duas direcções (figura 2.18 e 2.19) [10], tanto para efeitos de visualização didáctica, como para real cálculo e análise da estrutura no seu global.

Com o desenvolvimento das ferramentas de cálculo e o incremento do desempenho dos computadores, estes modelos planos, como o ilustrado, tem vindo a ser substituídos por efectivos esquemas e modos espaciais de análise.

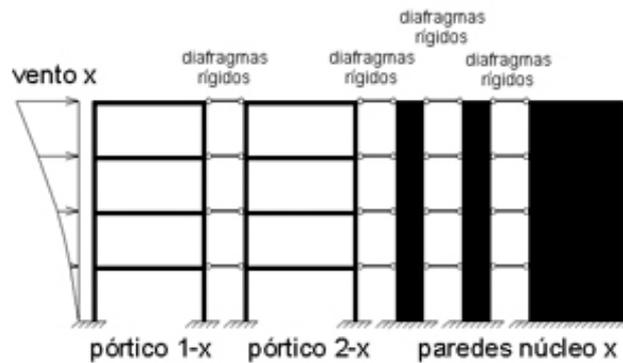


Figura 2.18 – Composição dos pórticos planos e paredes do núcleo na direcção x [26]

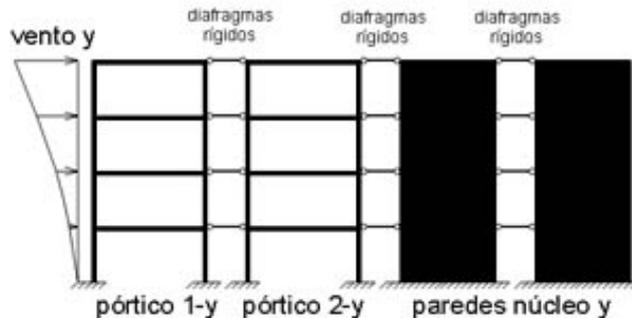


Figura 2.19 – Composição dos pórticos planos e paredes do núcleo na direcção y [26]

2.2. Contraventamentos em edifícios de grande altura

Os designados arranha-céus, edifícios com número de pavimentos na ordem das várias dezenas, necessitam de cuidados subsistemas verticais, como os incluídos na figura 2.20: estrutura tubular de periferia, tubo treliçado em todas as fachadas do edifício, tubo dentro de tubo – que é a associação pelo diafragma rígido de tubo de periferia com tubo central (ou núcleo estrutural rígido). Mas várias outras possibilidades de composições de sistemas de contraventamento para os mega edifícios em altura, porém, podem ser concebidas [26].

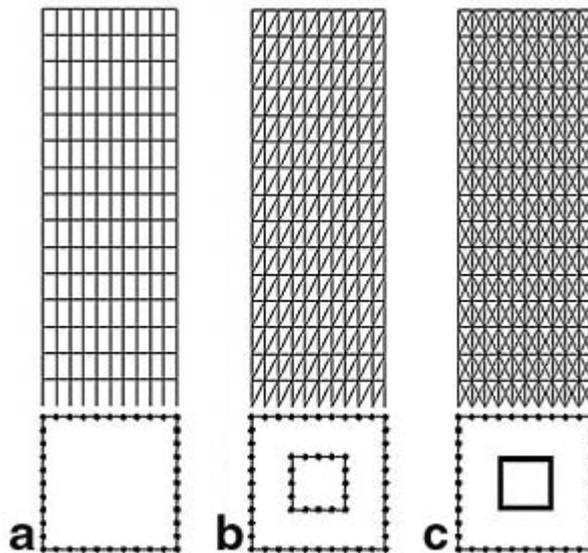


Figura 2.20 – Estruturas de contraventamento para mega edifícios altos: a) tubular periférico; b) tubular treliçado + tubular central; c) tubular treliçado + núcleo central [26]

As outrora torres do World Trade Center (figura 2.21), com 110 pavimentos, totalizando 417 m de altura, tinham o subsistema vertical composto por estrutura tubular periférica, formada por pilares de aço afastados de apenas 1 m entre eles, e núcleo central, onde 2/3 do carregamento gravítico era suportado pela estrutura central, ou seja, a estrutura tubular periférica tinha a finalidade principal de conter as cargas horizontais. Os edifícios do World Trade Center foram os primeiros do mundo a ter um estudo de modelo em túnel de vento, onde foi determinado a pressão estática de $2,20 \text{ kN/m}^2$ e deslocamentos horizontais no topo que chegariam a 91 cm [26].

As torres Petronas (figura 2.21), na Malásia, com 88 pavimentos, totalizando 452 m, têm pilares periféricos circulares em betão armado de alta resistência associados a núcleo estrutural também maciço, com uma conexão rígida entre pilares periféricos e núcleo à meia

altura do edifício, em três pavimentos. A escolha do betão armado como material da estrutura de um dos edifícios mais altos do mundo, dentre outros factores, deve-se a melhor resposta de amortecimento das vibrações geradas pelo vento, principalmente pelas secções robustas que o betão armado propicia, quando comparadas às secções de aço.



Figura 2.21 – Petronas Towers (modelo tubular circular) [26] e novo World Trade Centre

Muitas destas soluções usam sub-estruturação, ou seja, o travamento é realizado para conjunto de andares, pois de outro modo não seria exequível (exemplo na figura 2.22).

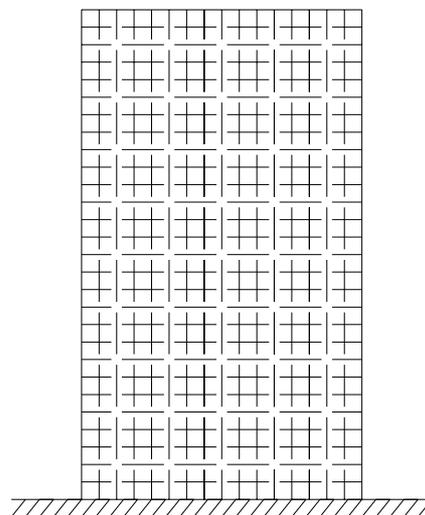


Figura 2.22 – Discretização de uma face do edifício em superfícies elementares

A figura 2.23 ilustra diferentes formas de concepção de sistemas de contraventamento de mega edifícios em função da altura [3, adaptado do original].

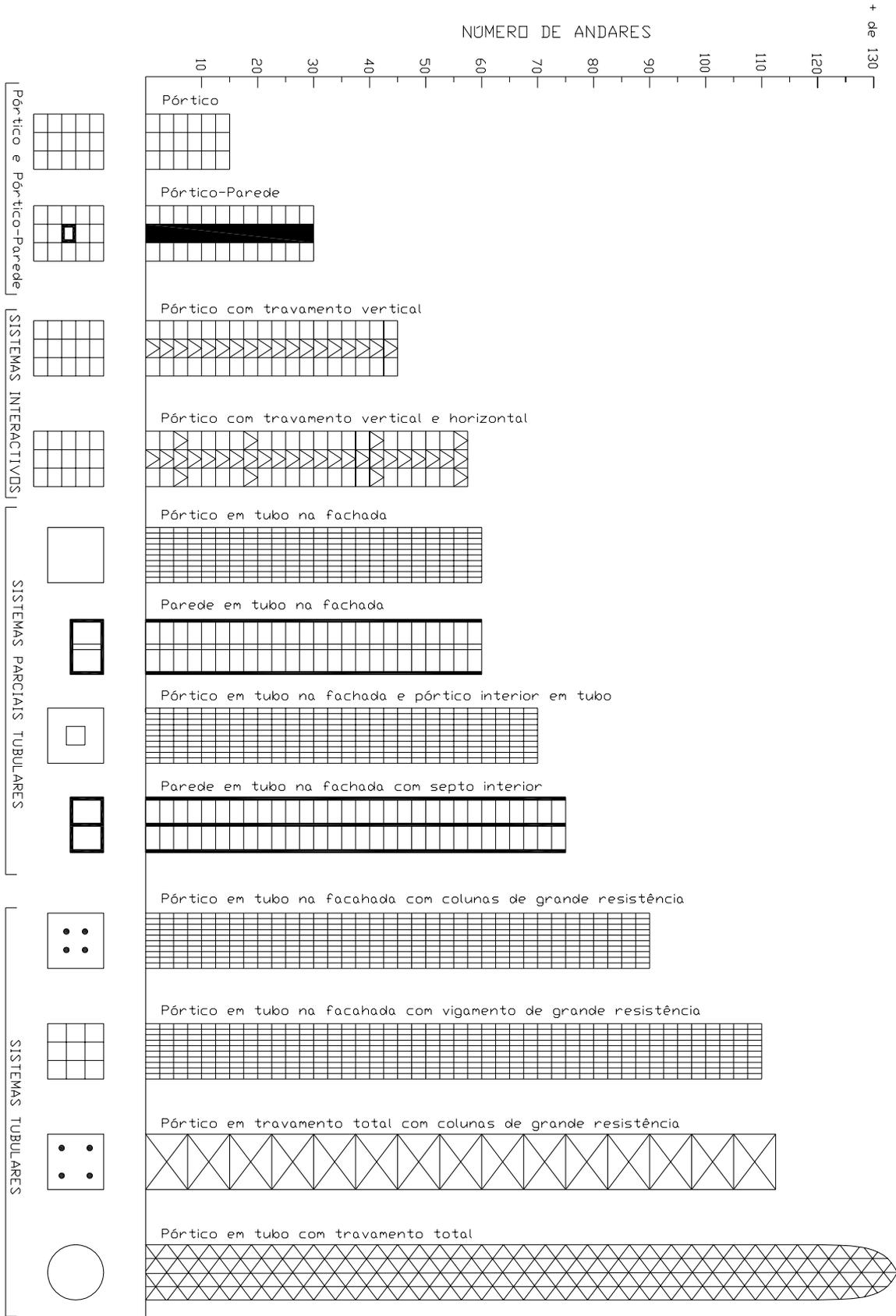


Figura 2.23 – Comparação de sistemas estruturais [3, adaptado do original].

Como se pode apreciar da figura 2.23, edifícios muitíssimo altos, com número de pavimentos em média superior a 60 andares, exigem soluções mais arrojadas para o subsistema vertical contraventamento, ou seja, torna-se necessário fazer participar a fachada conjuntamente com o núcleo central [10].

De reparar que a tendência em edifícios extremamente altos é assemelhar a estrutura (e a própria construção) o mais possível a um tubo verdadeiro, sendo hoje a aproximação arquitectónica a um tubo circular uma realidade (torres “Petronas”, figura 2.21, e arranha-céus substituto das “torres gémeas” em Nova Iorque – World Trade Centre). Na verdade consegue-se aliar uma forma aerodinâmica altamente favorável a uma solução estrutural extremamente eficaz, com uma simetria perfeita, mesmo total, e com máxima resistência torcional (praticamente insensível ao empenamento). Esta geometria é, em suma, excelente, pois além de universalmente simétrica (logo com comportamento idêntico independentemente da direcção de análise), tem uma excelente rigidez e resistência em flexão e torção, para qualquer eixo imaginável (não é por acaso esta a configuração dos foguetões).

2.4. Contraventamentos específicos em estruturas metálicas

2.4.1. Contraventamentos a forças horizontais (sismos e ventos) em edifícios urbanos

No sentido de uma boa concepção de edifícios urbanos em estrutura metálica, seguem-se algumas regras que devem ser atendidas:

- Os pisos devem funcionar como diagramas rígidos (não existir deformabilidade no plano da laje);
- Lajes com um mínimo de 50 mm de espessura;
- Evitar grandes frentes com um único sistema de contraventamento, pois há deformabilidade lateral (figura 2.24). Assim, os contraventamentos horizontais devem-se criar diafragmas rígidos (figura 2.25);

A ideia, tal como numa boa concepção à resistência global sísmica, é evitar grandes excentricidades entre o centro de massa (CM) e de rigidez (CR) ($d = CM - CR < 15\%$ da largura do edifício);

O ideal, quando não é possível a estrutura tubo em tubo, ou seja, o núcleo interior associado ao núcleo exterior, será de adoptar dois núcleos afastados (perto das empenas, conforme esquema inferior da figura 2.25);

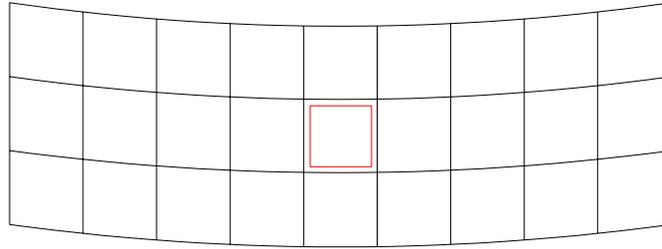


Figura 2.24 – Deformabilidade por insuficiência do contraventamento

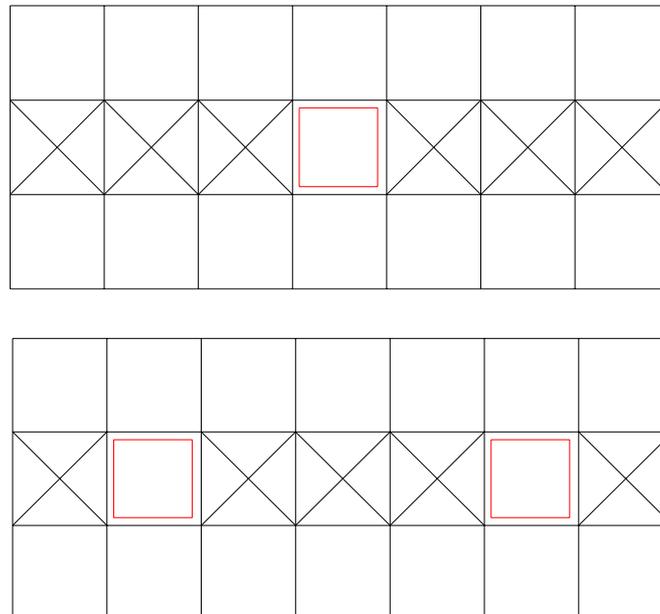


Figura 2.25 – Solução de solidarização e uniformidade de desdobramentos

De notar que os pisos se vão deslocando em altura, aumentando a excentricidade dos pilares (efeitos de 2ª ordem);

Para reduzir a excentricidade dos esforços dos núcleos ($e = M/N$), convém que estes recebam um esforço axial (N) significativo, afastando os pilares deste;

É sempre vantajoso para ajudar os núcleos a receber as forças horizontais ou, para eliminar estas, conceber sistemas de contraventamento, tipo cruz de Santo André (X) em pontos apropriados da estrutura;

A ductilidade da estrutura é essencial ao seu bom comportamento sísmico, sendo que o uso de paredes de betão é recomendável. Também nos sistemas de contraventamento de barras triangulares a dissipação de energia se pode fazer de forma eficiente com barras em K aberto ou fechado (figura 2.26);

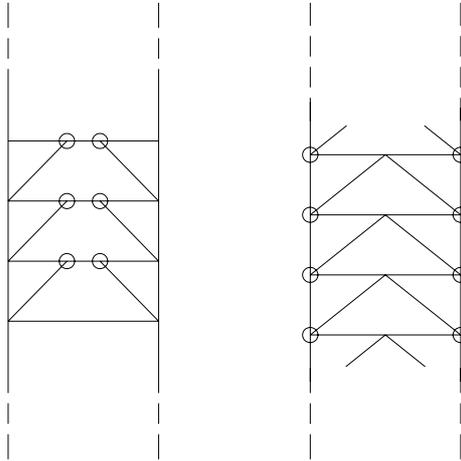


Figura 2.26 – Forma eficiente de dissipação de energia com barras em K aberto ou fechado

A ideia é a criação de rótulas plásticas em locais em que as mesmas dissipem energia sem formar um mecanismo de colapso;

Em geral a ideia é baixar a rigidez, a frequência de vibração e as forças sísmicas, aumentando a capacidade de deformação;

De notar que os sistemas de contraventamento também funcionam como geradores de forças de estabilidade e não apenas de resistência directa a forças horizontais, tal como, vento e sismos;

Em edifícios altos, para não fazer variar a secção dos pilares (sua envolvente) podemos incluir chapas laterais nos perfis dos pisos mais baixos (Fig. 2.27), fazer variar a espessura das chapas das secções ou aumentar a classe resistente do aço (S275→S355→S460);

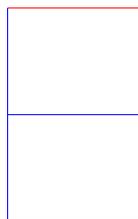


Figura 2.27 – Chapas laterais nos perfis dos pisos mais baixos

Apresentam-se, seguidamente, vários esquemas/modelos estruturais recomendáveis para estruturas metálicas de edifícios urbanos.

A figura 2.28 ilustra um esquema corrente de contraventamento em estruturas metálicas de edifícios de poucos pisos, bem como um pórtico transversal da mesma estrutura, em modelo de cálculo.

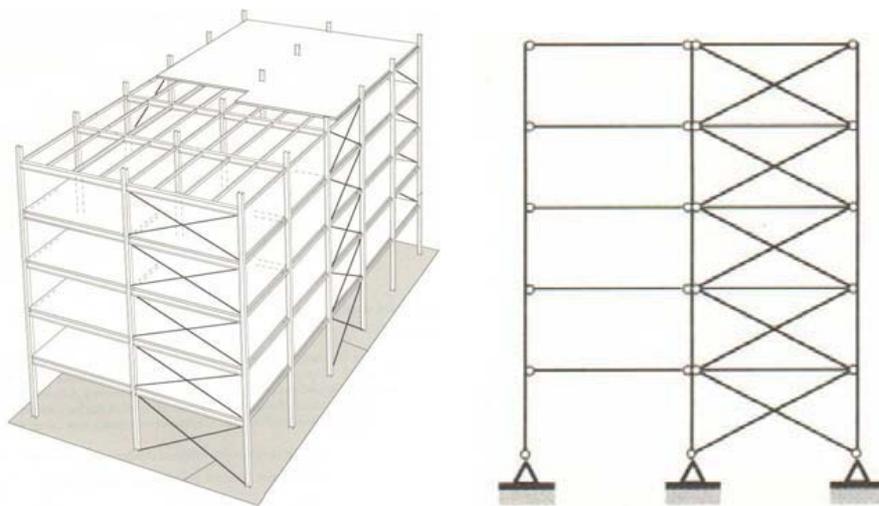


Figura 2.28 – Esquema de contraventamento vertical para edifícios baixos

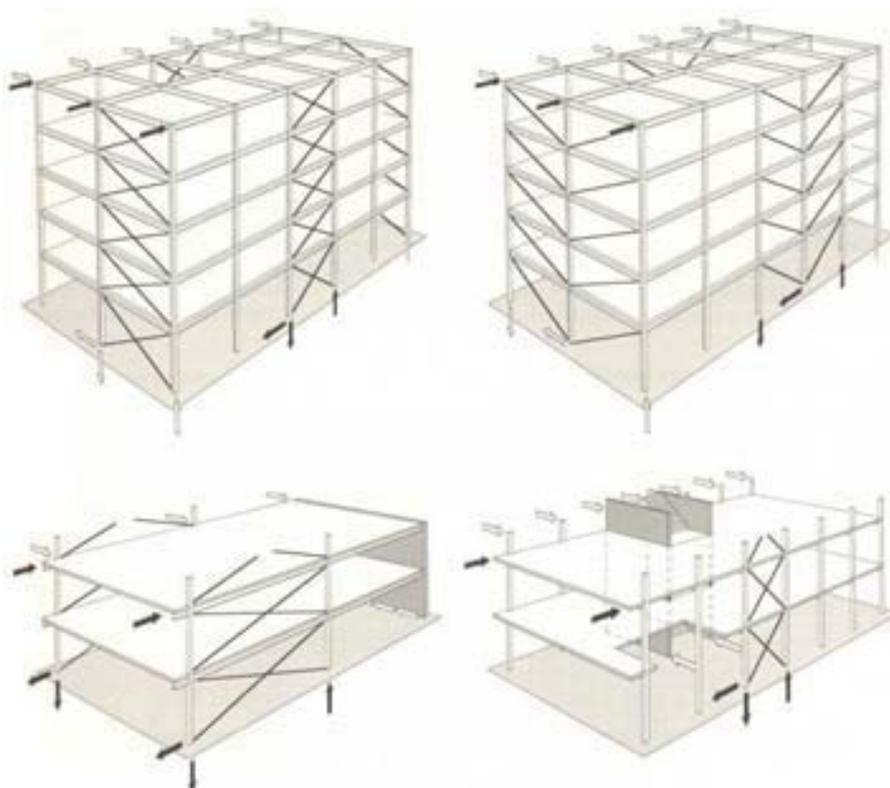


Figura 2.29 – Esquema de funcionamento do contraventamento vertical para edifícios baixos

A figura 2.29 contém o funcionamento do esquema anterior e a figura 2.30 mostra uma alternativa, eventualmente mais económica e eficaz, com núcleo de betão armado. Na figura 2.31 surge uma sequência das alternativas mais usuais a este fim.

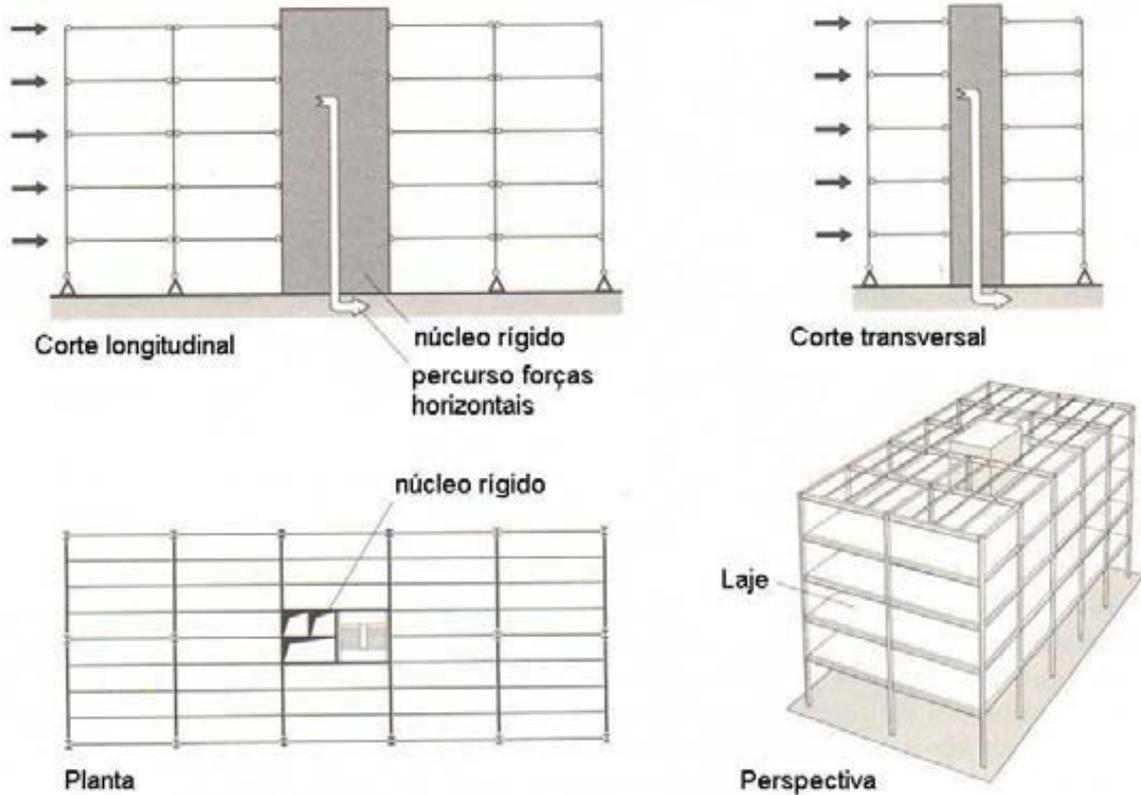


Figura 2.30 – Esquema de pórtico metálico contraventado com núcleo rígido



Figura 2.31 – Esquema de pórtico metálico contraventado de formas diversas

Na figura 2.32 pode-se constatar a influência dos contraventamentos sobre os deslocamentos horizontais de uma estrutura, designadamente, sobre a acção do vento. A diminuição destes deslocamentos atinge, com facilidade, valores acima de 80% dos iniciais.

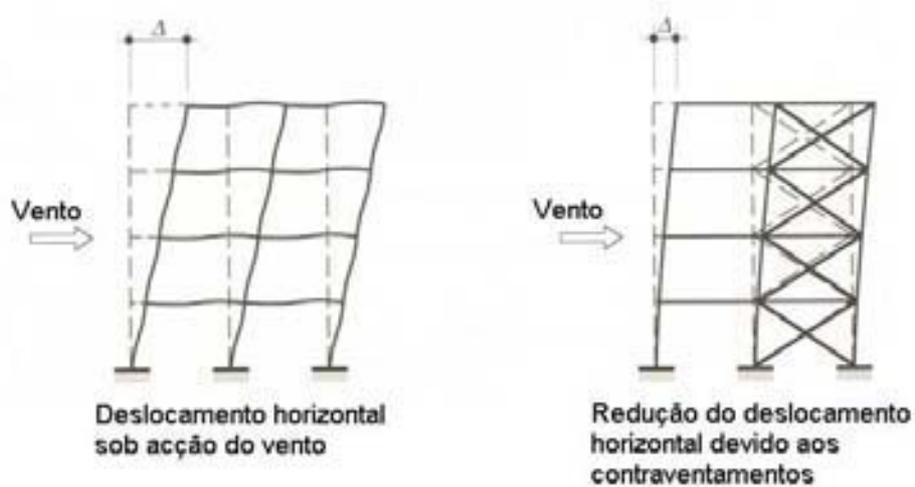


Figura 2.32 – Esquema de pórtico metálico contraventado de formas diversas

A figura 2.33 ilustra um esquema corrente de contraventamento horizontal em estruturas metálicas de edifícios de poucos pisos.

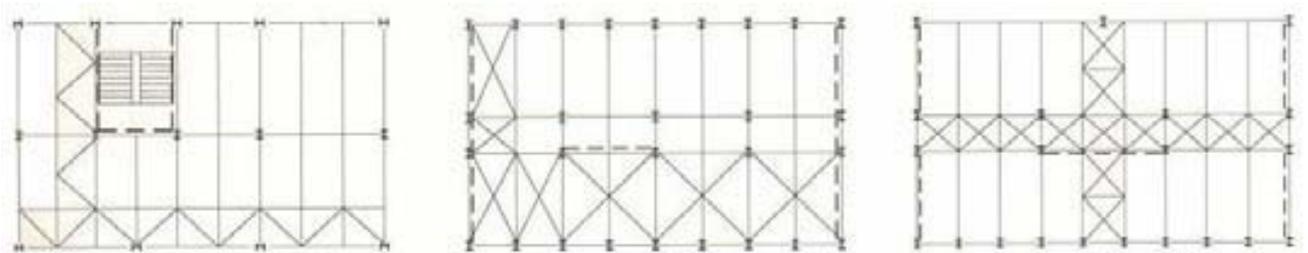


Figura 2.33 – Esquema de contraventamentos horizontais para edifícios baixos

2.4.2. Contraventamentos a forças horizontais (sismos e ventos) em edifícios industriais

No sentido de uma boa concepção de edifícios industriais em estrutura metálica, seguem-se algumas ideias e regras que devem ser atendidas:

- O vento é mais condicionante para vãos pequenos de cobertura;
- As vigas de bordadura, que unem os pórticos lateralmente, devem ter ligações rígidas aos mesmos (figura 2.34);
- Os contraventamentos devem ser localizados, para a cobertura e para forças horizontais, como o vento, na extremidade (empenas), para receber uma reacção das resultantes (pilares) dos pórticos dos topos (empenas) (figura 2.35 e 2.36);

- Os contraventamentos devem ser localizados, para a cobertura e para variações térmicas das fachadas longitudinais (perpendiculares às empenas) devem estar a meio da cobertura, pois vai receber as forças que incidem nos topos dos pilares dos pórticos (figura 2.35);

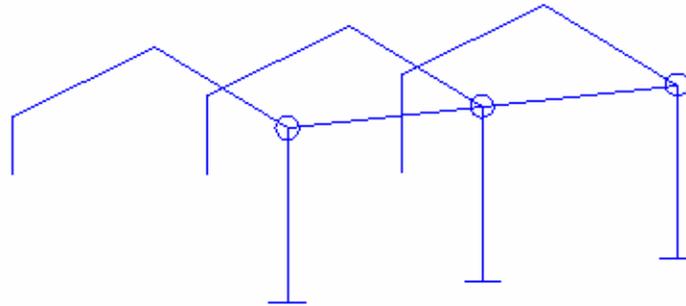


Figura 2.34 – Vigas de bordadura, que unem os pórticos lateralmente, devem ter ligações rígidas

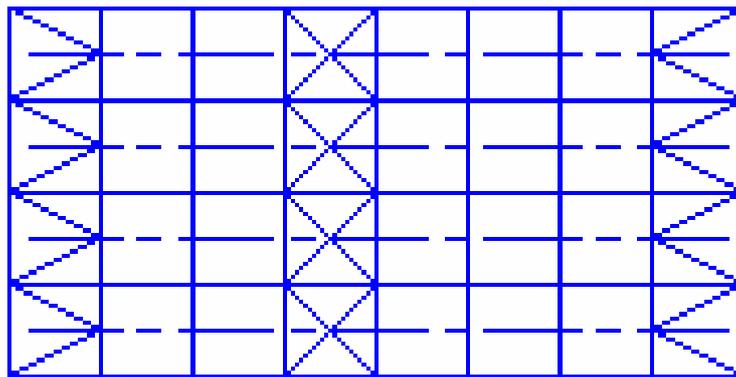


Figura 2.35 – Contraventamentos de juntas às empenas (vento) e a meio da cobertura (variações térmicas)

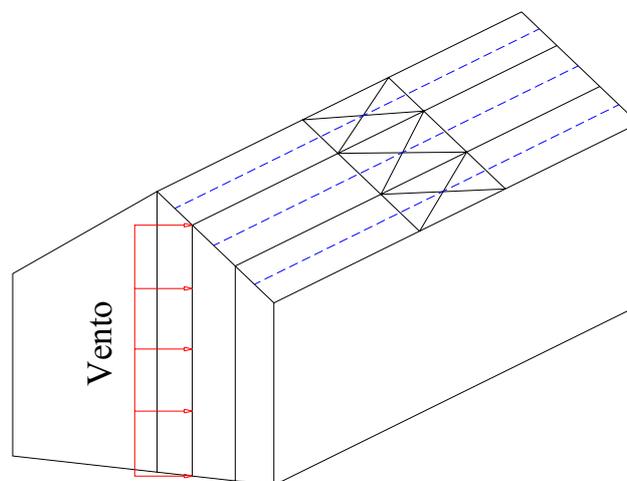


Figura 2.36 – Contraventamentos dos pilares de empena efectuados com transmissão pelas madres

- Para os elementos resistentes transversais aos edifícios – os pórticos principais – as variações térmicas só produzem efeitos apreciáveis no caso de vãos muito grandes ou de existirem várias naves em paralelo. Dado que elas só introduzem esforços de coacção (auto-equilibrados) em princípio não afectam a resistência última do pórtico. Há, no entanto, que ter em atenção aos esforços normais introduzidos nas travessas, pois podem afectar a sua estabilidade, às deformações em fase de serviço e aos efeitos de 2ª ordem que estes eventualmente produzem (figura 2.37).

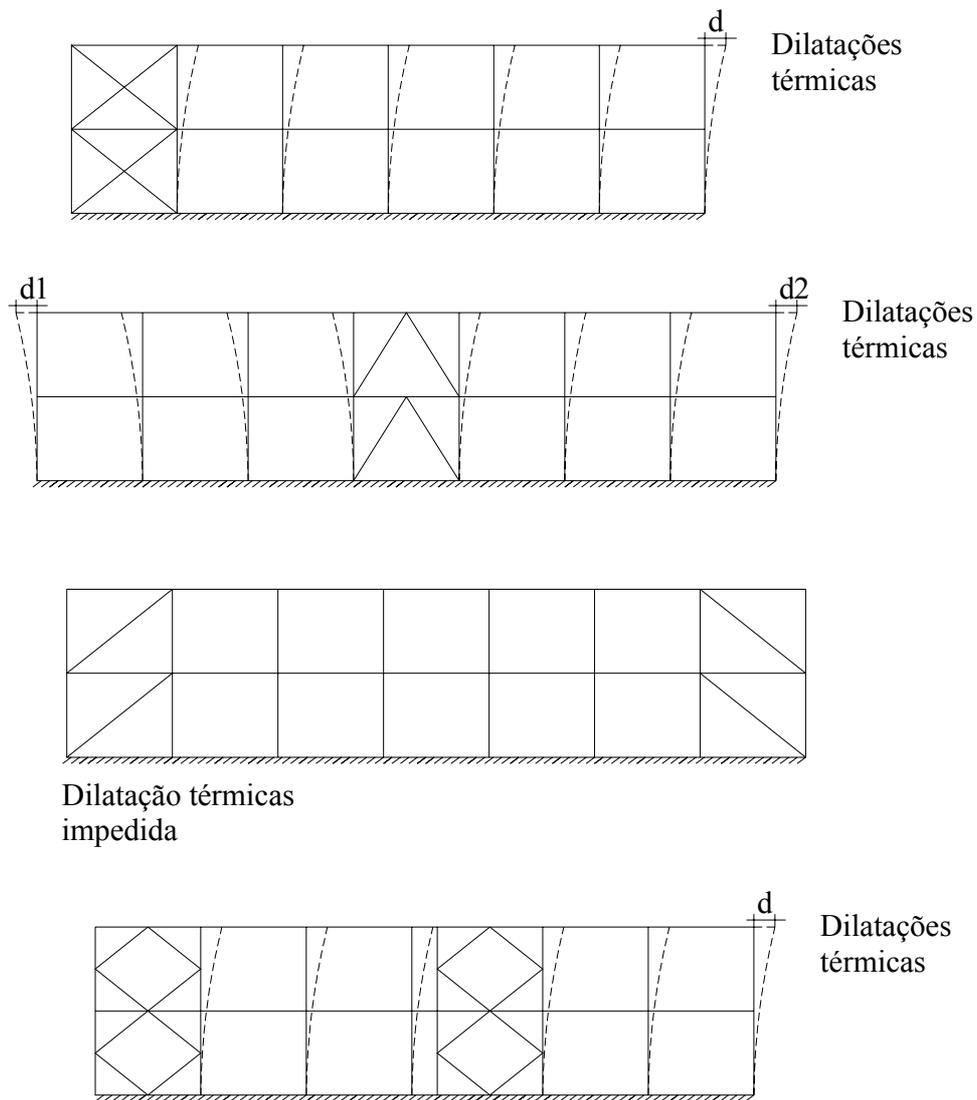


Figura 2.37 - Deformação transversal devida á variação térmica

- As madres fora do sistema de contraventamento, mas no seu enfiamento, têm que suportar os esforços axiais que possuem. O sistema pode ser calculado como uma treliça

e quando os esforços axiais são elevados ou se fecha a secção com 2 UPN ([]) ou passa de I ou H;

- Quando se faz o travamento por elemento flexíveis devem estes ser cabos de pré-esforço (que têm os fios já acomodados e secção compacta, pois os cabos ordinários relaxam e têm os fios a acomodar-se nos espaços do eixo, ou seja, a adaptar-se aos vazios);
- Hoje o INP foi substituído pelo IPE;
- Madres trianguladas sempre haja que vencer mais de 10 m;
- As madres não vencem mais que dois vãos pois são difíceis de manusear (encurvadura). Logo se a madre vencer dois vãos, existem pórticos mais carregados do que outros (umas a 1,25 Q e outros a 0,75 Q), devendo-se efectuar um desfazamento (figura 2.38);

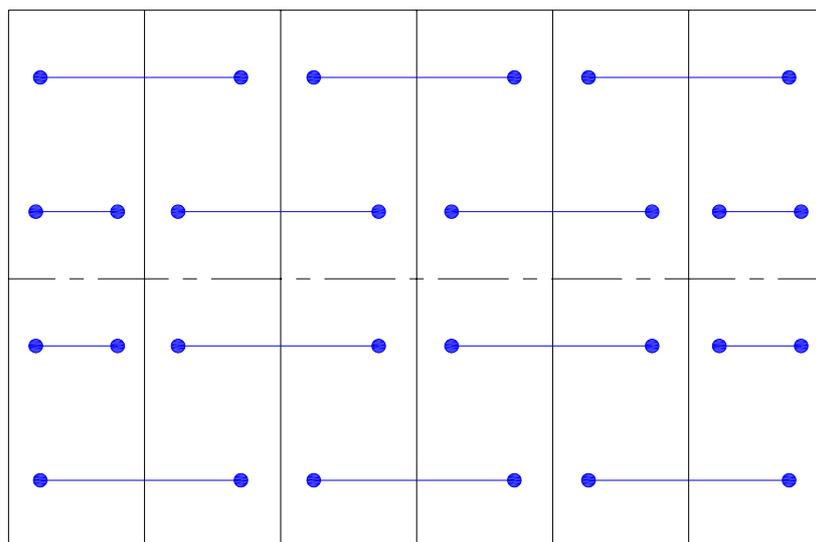


Figura 2.38 – Desfazamento de madres

- O uso de varões em contraventamento é possível, mas terá que haver apoios que impeçam a deformação gravítica (dos varões), sendo sempre preferíveis os tubos;
- As madres contraventam as travessas dos pórticos se estiverem fixas num sistema de contraventamento;
- Se estivermos a trabalhar com dois sistemas de contraventamento simétricos, as madres podem, neste caso, trabalhar só com esforços de tracção. De outro modo também terão que resistir à compressão (figura 2.39);

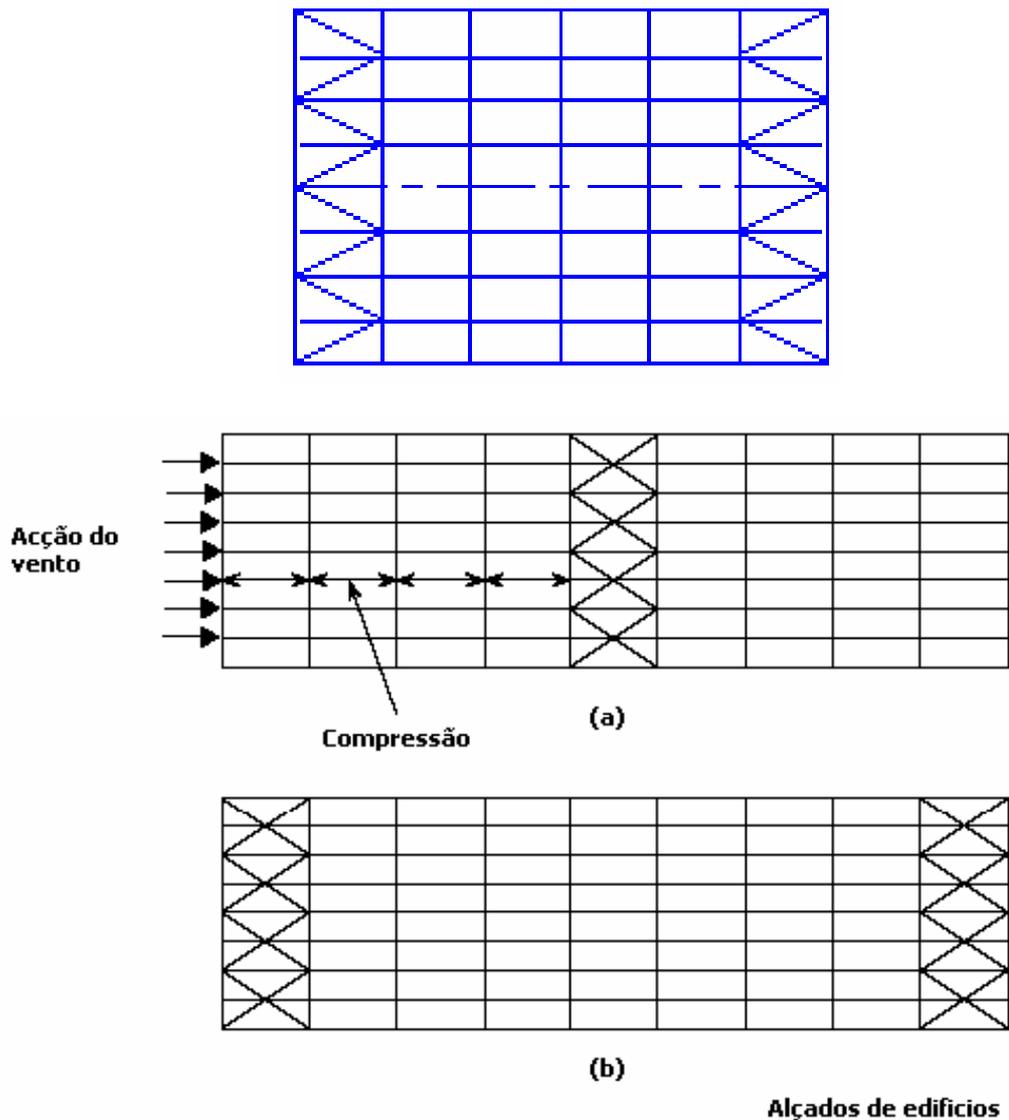


Figura 2.39 – Esquema correcto de introdução de contraventamento para as madres só terem tracções

- A chapa de cobertura também trava o banzo superior das madres (e a própria cobertura) mas deve ser desprezada, em caso de dúvida, em abono da segurança e por dificuldade de contabilização;
- Aceitando que a face superior da madre, para momentos positivos, pode ser travada pelas chapas de cobertura, para momentos negativos tal não sucede. Assim, para que as madres (perfis em “I” com altura entre 100 a 140 mm) não tenham comprimentos de encurvadura da dimensão dos pórticos (4 a 5 m, passados cerca de 50 mm do banzo) pode-se introduzir travamentos laterais entre os pórticos de forma complementar (figura 2.40);

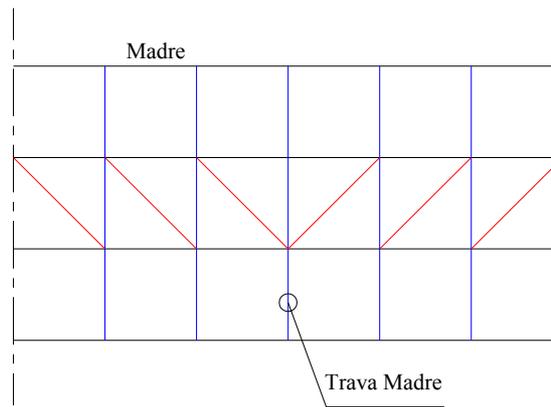


Figura 2.40 – Travamento complementar das madres de cobertura

- Quando as chapas de cobertura podem constituir um diafragma rígido impedem a flexão das madres segundo o eixo da secção de menor inércia (zz' 's). Ainda assim, na construção, com ausência das chapas de cobertura, e sobretudo para águas bastante inclinadas, tal mecanismo não se mobiliza, ou seja: se as madres fazem flecha tanto maior quanto a inclinação da cobertura, mesmo para o seu peso próprio, as chapas se constituam um diafragma podem evitar o fenómeno e dispensar o seu travamento lateral. No entanto, há que estudar o que se passa durante a montagem, na ausência das telhas;
- Para momentos negativos é necessário impedir a encurvadura das travessas dos pórticos (provocados, por exemplo, pela sucção do vento na cobertura), por compressão do banzo inferior, podendo usar-se travamentos desde a base da alma às madres, conforme figura 2.41;



Figura 2.41 – Travamento para momentos negativos das travessas dos pórticos

- As vigas inclinadas dos pórticos (normalmente com secção em I), são essencialmente submetidas a flexão em torno do eixo de maior inércia (yy' 's). Nestas condições, para evitar a ocorrência de encurvadura lateral é necessário contraventar o banzo comprimido. Em geral, as madres são consideradas como contraventamentos efectivos do banzo superior das vigas, pelo que o banzo inferior pode ser contraventado com o recurso a reforços ligados às madres (figura 2.41);

- As madres em coberturas e paredes são também consideradas como contraventamentos efectivos em relação à encurvadura global. Assim, na direcção perpendicular ao plano de um pórtico, considera-se que o comprimento de encurvadura dos elementos (vigas e pilares) é igual à distância entre madres;
- Quando da existência de asnas o comprimento de encurvadura da perna (água inclinada) desta também será a distância entre madres (figura 2.42). Contudo poderá suceder ser a linha da asna a sofrer tracções (acção do vento em sucção na cobertura), pelo que poderá ser de exigir o seu travamento (figura 2.43);

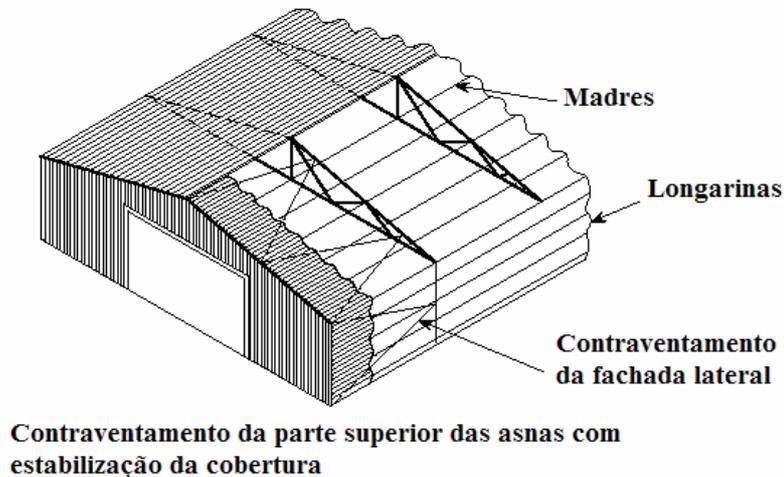


Figura 2.42 – Elementos estruturais de um edifício industrial, com contraventamento na zona superior da asna (compressões por efeito das forças gravíticas: carga permanente e sobrecarga)

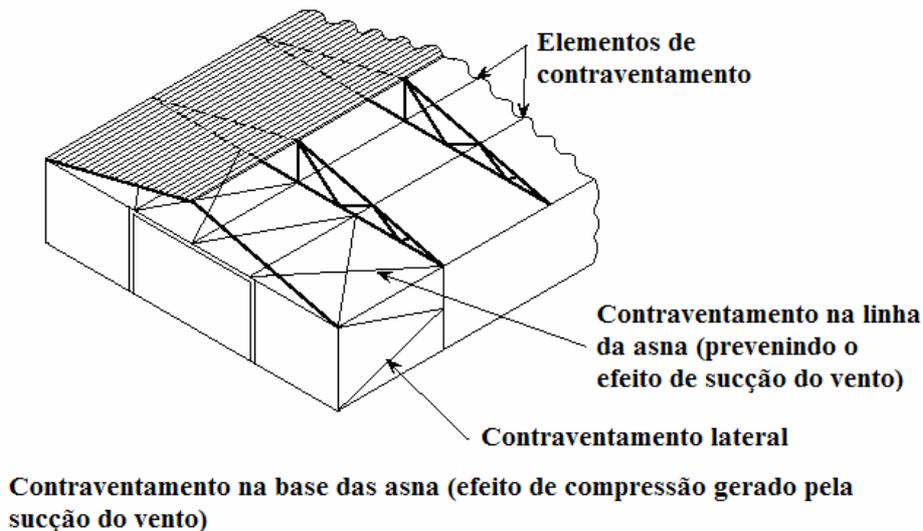
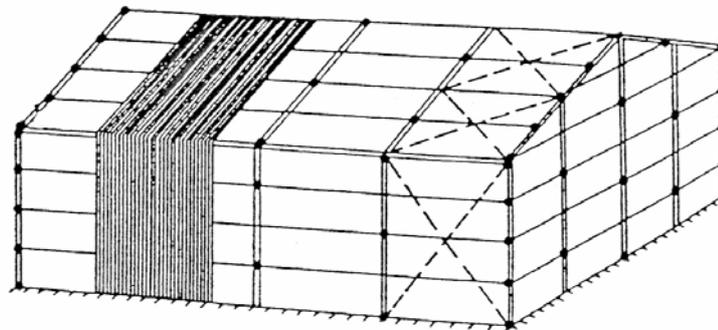


Figura 2.43 – Elementos estruturais de um edifício industrial, com contraventamento na zona inferior da asna (por efeito da acção horizontal do vento, quando provoca sucção na cobertura)

- O contraventamento lateral dos pórticos também é essencial (figura 2.43), podendo ser efectuado por paredes de alvenaria com rigidez e resistência suficiente (figura 2.44);



Contraventamento longitudinal de um pavilhão

Figura 2.43 – Contraventamento lateral dos pórticos por elementos metálicos

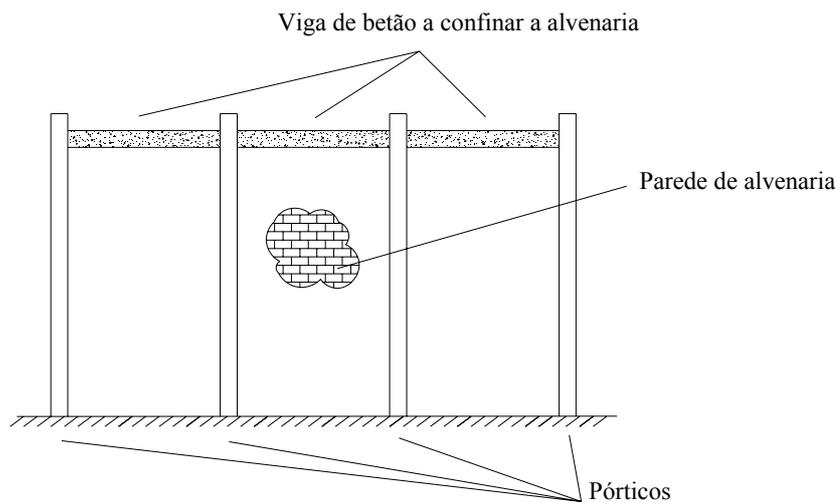


Figura 2.44 – Contraventamento lateral dos pórticos por alvenaria

- No caso de revestimentos de fachada também pode ser necessário proceder ao seu travamento (figura 2.45);
- De frisar que os sistemas de cobertura em treliça espacial são auto-contraventados no seu plano e para fora deste (figura 2.46);
- Refira-se, ainda e se bem que fora do âmbito dos edifícios industriais, que as estruturas de suporte em treliça espacial terão ser contraventadas vertical e horizontalmente (figura 2.47).

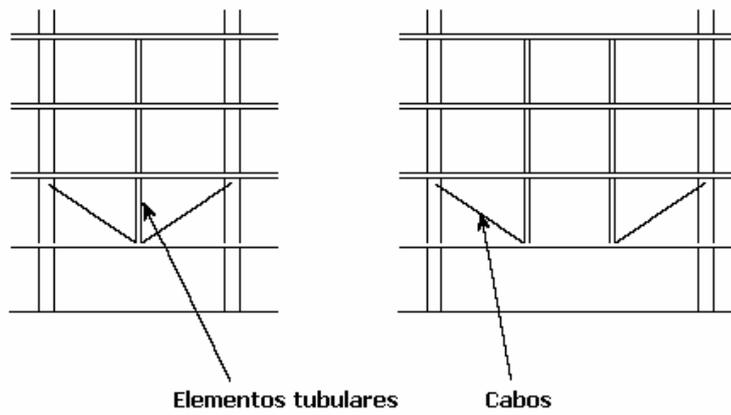


Figura 2.45 – Sistemas de contraventamento para revestimentos de fachadas

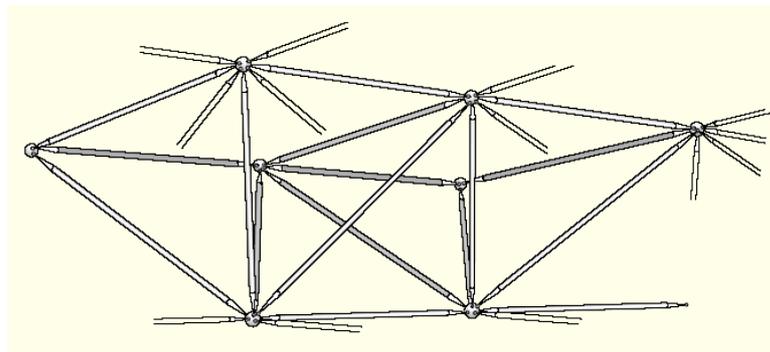


Figura 2.46 - Treliça espacial como sistema auto-contraventado de cobertura[4]

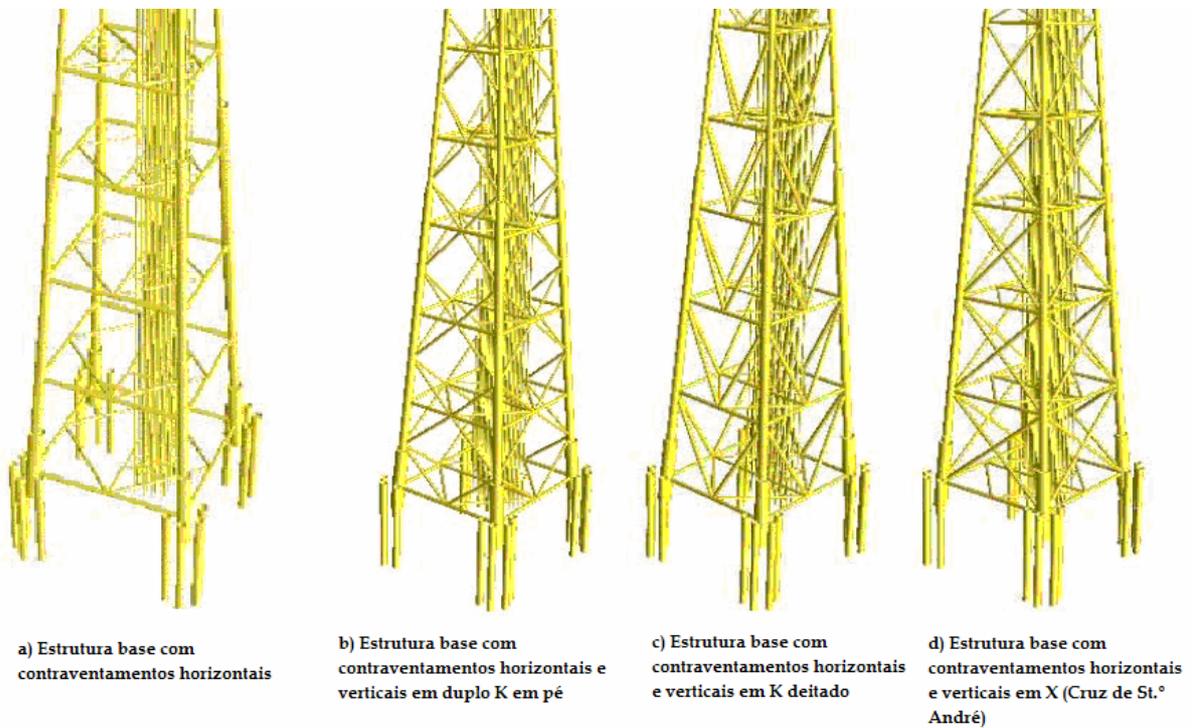


Figura 2.47 – Contraventamentos em sistemas de apoio espaciais [23]

3. Análise de sistemas de contraventamento

A distribuição em planta dos elementos verticais, influencia o modo como os edifícios se comportam. À partida, pode referir-se que quanto maior for o número de elementos verticais, melhor é o comportamento das estruturas porque, não só a existência de maior número de nós permite uma maior capacidade de dissipação de energia mas também no caso de acontecerem roturas localizadas, as mesmas tem maior capacidade de redistribuição de esforços [16]. Assim é necessário que haja um bom envolvimento dos nós com cintas e, de um modo geral, assegurar que a estrutura tenha um grau de ductilidade adequado.

Na verdade, sendo a ductilidade a propriedade que materiais e estruturas têm de se deformar sem perda significativa da sua resistência, assume esta particular relevância na dissipação de energia, nomeadamente de origem sísmica, tornando-se a garantia da sua existência, em estruturas e subsistemas de contraventamento, assumida importância.

Outro aspecto de grande destaque é o posicionamento dos pilares nas edificações altas. O seu mau posicionamento impede a formação de pórticos ortogonais nas direcções de actuação do vento e, dessa maneira, podem tornar os edifícios muito flexíveis. Além da posição relativa de um pilar em relação ao outro, é importante que se tenha uma distribuição das maiores inércias dos pilares segundo as direcções ortogonais de actuação das solicitações. Pilares com inércias maiores à flexão para um mesmo lado da edificação, sob a acção do vento na direcção menos rígida, podem levar à fissuração das alvenarias de enchimento e compartimentação (externas e internas) e dos elementos estruturais, como já visto, pela movimentação excessiva do edifício e, em último instante, causar colapso global. Inércias maiores distribuídas nas duas direcções principais enrijecem o edifício de maneira global.

Como os pilares interferem directamente na arquitectura, já que obstruem o espaço construído e utilizável, é importante que o arquitecto os posicione já na concepção arquitectónica, informando o engenheiro, de cálculo estrutural, quais os locais e dimensões com que os pilares poderão ser implantados, para que não venham a ser pontos de discórdia durante a construção e, o que seria pior, depois da obra executada. Há casos onde o posicionamento inadequado dos pilares chega até a inviabilizar o uso para que foi projectada determinada edificação [10].

Como se referiu, os edifícios devem possuir uma distribuição uniforme e regular de rigidez e de massa em altura e planta, estrutura em malha ortogonal e não demasiado deformável, pisos que funcionem como diafragmas rígidos (no seu plano) [2], devendo ainda evitar-se espaços alargados sem paredes transversais, com elementos salientes (torres ou chaminés) [3] ou reentrâncias.

Casos típicos de assimetrias e irregularidades que devem ser evitadas estão reproduzidos na figura 3.1.

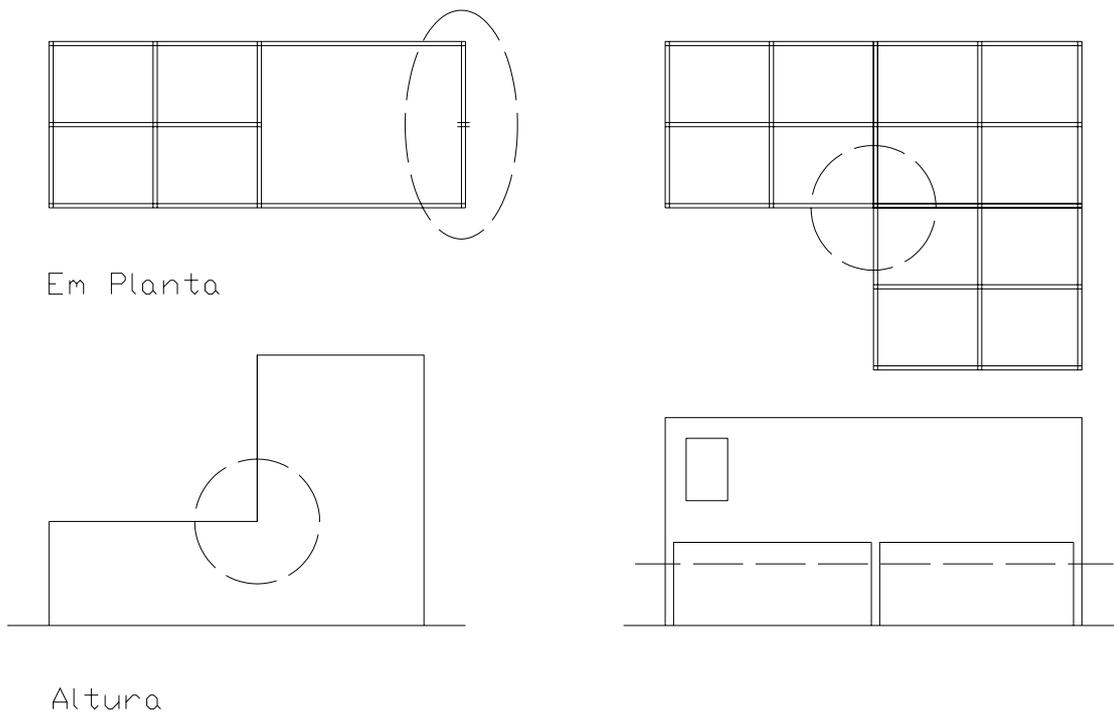


Figura 3.1 – Assimetrias e irregularidades a evitar nos edifícios.

Assim, os aspectos desejáveis para a estrutura de um edifício são a simplicidade, a regularidade e a simetria, quer em desenvolvimento vertical como horizontal. Estas propriedades contribuem para uma mais previsível distribuição das forças horizontais no sistema estrutural e eficácia do seu contraventamento. Qualquer irregularidade da distribuição da rigidez ou da massa, conduz-nos, necessariamente, a um abaixamento da sua resposta dinâmica [17].

Para evidenciar o valor intrínseco da regularidade, diga-se que o EC8 [27] condiciona a análise a efectuar em função dessa harmonia estrutural, sendo o modelo de estudo tanto mais complexo e exigente quanto mais irregular essa estrutura se mostrar (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 - Consequências da regularidade estrutural na análise e dimensionamento sísmico [27]

Regularidade		Simplificação permitida		Coefficiente Comportamento
Planta	Altura	Modelo	Análise elástica e linear	(para análise linear)
Sim	Sim	Plano	Estática (a)	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Sobreposição Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial (b)	Estática (a)	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Sobreposição Modal	Valor reduzido

(a) Se o período fundamental de vibração $T_1 \leq 4T_c$ e $T_1 \leq 2.0$, com T_c definido na tabela 3.2 e 3.3 do EC8.

(b) Dentro das condições estabelecidas no ponto 4.3.3.1(8) do EC8, um modelo plano pode ser usado segundo as duas direcções principais horizontais (incluído à frente).

A observação do comportamento dos edifícios, tanto em experimentação laboratorial como na prática, mostram que as estruturas simples, simétricas e regulares são as que menos danos sofrem e melhor resistem às acções horizontais.

Contudo, e para edifícios com geometria irregular, as acções do vento podem ser determinadas por simulações em túneis de vento através da instrumentação de modelos reduzidos da sua forma e volumetria, recorrendo a maquetas volumétricas e arquitectónicas (figura 3.2).

Nas simulações práticas também é possível determinar deslocamentos, vibrações e estudar pontos específicos da arquitectura em relação ao conforto de utilizadores, como aberturas ou passagens pelos edifícios, onde o vento pode limitar ou até inviabilizar o uso do espaço projectado.



Figura 3.2 – Ensaio no túnel de vento.

Com os carregamentos determinados também se pode fazer modelagens computacionais, com programas que utilizem Métodos Numéricos, como o Método dos Elementos Finitos, largamente aplicado actualmente, buscando simular o comportamento do edifício frente às pressões estáticas e também dinâmicas do vento [10].

O estudo do comportamento de sistemas resistentes a acções laterais e o seu dimensionamento são, em geral, efectuados por meio de uma análise elástica. De facto, muito embora o comportamento material, aquando da acção de um sismo expressivo, ultrapasse os limites da elasticidade, torna-se mais vantajoso efectuar os cálculos em regime linear e introduzir os coeficientes de comportamento correctivos, tendo em conta o material de fabrico e o tipo de estrutura. As hipóteses de base desta análise são geralmente as que a seguir se enumeram:

- O comportamento do sistema é admitido linear e elástico, o que é correcto no domínio das cargas de utilização normal e ponderável (coeficientes de comportamento) em situações de acções violentas e de curta duração (como o sismo). Só no caso de edifícios muito elevados, terá significado tomar em conta o comportamento não linear do material e os efeitos de 2.^a ordem sob a acção da solicitação sísmica;
- A rigidez das paredes de enchimento e elementos não estruturais é desprezada;

- A rigidez das lajes no seu próprio plano é considerada infinitamente grande;
- A rigidez das paredes e das lajes para fora do seu plano é desprezável (numa análise plana);
- As deformações de esforço transversal de elementos esbeltos ($L/h > 3$) e a rigidez torsional de elementos esbeltos e de paredes delgadas são insignificantes. Repare-se que para um conjunto de paredes de betão armado formando uma caixa a rigidez torsional não é desprezável e poderá ser muito favorável;
- As áreas e a rigidez das secções são baseadas nas secções de betão ou metálicas;
- As juntas entre elementos são supostas rígidas. Esta hipótese é em geral válida no caso de núcleos de paredes em betão armado. No caso de paredes de alvenaria é mais seguro considerar em separado os vários elementos, atendendo às baixas tensões de corte admissíveis;
- A deformação axial dos elementos verticais é desprezável;
- Os efeitos de 2.^a ordem são desprezáveis, em geral, tendo em consideração que a estrutura é contraventada e, logo, de nós fixos;
- Os comprimentos de encurvadura são, verificando-se a premissa do ponto anterior, correspondentes a estrutura de baixa mobilidade e, como tal, no limite iguais ao comprimento do elemento estrutural.

Note-se que o grau de complexidade existente na análise a acções laterais é bastante elevado (sistema tridimensional altamente hiperestático). Assim, o projectista deve fazer as simplificações adequadas de acordo com a importância da estrutura em estudo, de forma a diminuir o tempo e custo do cálculo.

Conclusão

A identificação dos vários tipos de contraventamento, que foi efectuada, conduziu à sua posterior recomendação face à natureza e dimensão da estrutura principal, tendo sido percorridas as mais utilizadas formas de construções, quer urbanas quer industriais.

Entre outros reparos finais que se poderiam efectuar, sublinham-se os seguintes [9, adaptado]:

- Na concepção arquitectónica de edifícios altos devem contemplar-se soluções prévias para o adequado lançamento do subsistema de contraventamento, no que diz respeito ao posicionamento dos elementos verticais e continuidade estrutural – seja pela formação de pórticos ou pelo uso de laje como diafragma rígido, composição estética, pela definição ou não dos componentes estruturais como participantes da arquitectura. Os pilares, à medida que se aumenta a altura das edificações, ganham secção pelo esforço normal (carregamentos gravíticos) e também pelo papel desempenhado na estabilidade às solicitações horizontais - factor extremamente relevante para a concepção arquitectónica das edificações elevadas. O prévio conhecimento da importância do subsistema vertical e das possibilidades já consagradas permite grande compatibilidade, então, entre o projecto arquitectónico e o projecto estrutural;
- Nos sistemas rígidos, os esforços solicitantes e os deslocamentos horizontais são maiores do que nos sistemas contraventados. Pelo que no primeiro caso formam-se estruturas mais pesadas, maior consumo de aço e, conseqüentemente, menor economia;
- O incremento da altura das edificações determina o aumento da rigidez da estrutura, o que para modelos rígidos ocorre com o aumento da rigidez das vigas e, para os modelos de contraventados, com o aumento da rigidez das diagonais [9].

Do exposto parece poder-se concluir que, em regra e para edifícios urbanos, o sistema ideal (até economicamente) será o de uma estrutura base em pilares (para fazer face à solicitação gravítica) auxiliada por um sistemas de contraventamento (absorvedor das acções horizontais, vento e sismo), sendo certo que certos tipos de subsistemas de contraventamento podem, simultaneamente, tomar conta de acções verticais.

No que respeita a construções industriais, coberturas de um só piso com fecho lateral, as soluções apresentadas são genéricas e comuns a qualquer situação, não existindo uma panóplia tão diversa como nos edifícios urbanos, o que é facilmente estendível e aceitável.

No fecho deste trabalho fica o desafio para uma futura incursão no campo da análise numérica (cálculo e dimensionamento) de sistemas de contraventamento, estudo que não teve aqui lugar.

Bibliografia

- [1] REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforço. Lisboa, INCM, 1983.
- [2] RSA - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Lisboa, INCM, 1983.
- [3] Delgado, R., Costa, A. e Delfim, C. (1997). Análise e Dimensionamento de Sistemas de Contraventamento de Edifícios, FEUP, 1997.
- [4] Pignatta e Silva, Valdir, Estabilidade das estruturas de edifícios -Sistemas de contraventamentos, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [5] Válter Lúcio, Estruturas de Betão Armado, 2006.
- [6] Lopes, A. (1992). A acção do vento e a resposta dinâmica de edifícios altos. Porto, FEUP.
- [7] Sanaullah Khan Kakar, EFFICIENT STRUCTURAL FORMS for Earthquake Resistance, McGill, 2002.
- [8] Ivan Francisco Ruiz Torres, EFEITO DA DEFORMAÇÃO POR CORTANTE NO CÁLCULO DE EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS COM NÚCLEOS ESTRUTURAIS, Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas, 1999.
- [9] Tabarelli, A. (2002). Análise comparativa de sistemas verticais de estabilização e a influência do efeito $P-\Delta$ no dimensionamento de edifícios de andares múltiplos em aço. Universidade Federal de Ouro Preto.
- [10] Dias, R. H. (2004). Importância e interferências da concepção dos subsistemas verticais em edifícios altos na arquitectura. Texto especial 270. Paraná, Arquitextos.
- [11] Fornies, A.R.e Jimenez, J.P.(1976). Análisis de edificios de altura sometidos a acciones horizontals: sistemas planos. Madrid.

- [12] Guerra Martins, João (2005). EC3 - Cap. 2, 3, 4 e 5 - Parte II, UFP, Porto
- [13] Melges, J.L.P. (2005). Estabilidade Global. Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.
- [14] Pereira, G.S. (1997). Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado (dissertação de Mestrado). São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [15] Oliveira Pereira, Ana Cláudia de, ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA MODELAGEM ESTRUTURAL DO NÚCLEO NOS PAINÉIS DE CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS ALTOS. Dissertação apresentada à Escola de engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas, 2000.
- [16] Gomes, A. Appleton, J. (1988). Noções sobre Concepção de Edifícios em Zonas Sísmicas. Lisboa, IST.
- [17] Key, David (1988). Earthquake design practice for buildings. Londres, Thomas Telford Limited.
- [18] Guerra Martins, J., Ferreira, Ilídio (2005). Estruturas de ductilidade melhorada, UFP, Porto
- [19] Página da GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia. [Em linha]. Disponível em <http://www.geg.pt/>. [Consultado em 27/11/2006].
- [20] Dobson, Richard, A brief overview of 2nd Order (or P-Delta) Analysis, CSC (UK) Ltd.
- [21] McCormick, Jason, SEISMIC PERFORMANCE OF A CONCENTRICALLY BRACED FRAME WITH AN INNOVATIVE BRACING SYSTEM, CBE Institute, Georgia Institute of Technology, USA, 2005.
- [22] INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA, CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO (Rio de Janeiro, 2004). Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em aço. [Em linha]. Disponível em “<www.gerdau.com.br>” [Consultado em 27/11/2006].

- [23] Sanderson, D J & Schneider, R /MMI Engineering Limited, The significance of stress redistribution effects on structural reliability of deepwater jackets, HSE - Health & Safety Executive, 2006.
- [24] Azevedo, A.M. (1999). Análise estática e dinâmica de estruturas de edifícios. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- [25] Raimundo Delgado, Nova Regulamentação de Estruturas, FEUP, 1985/87.
- [26] Ricardo Henrique Dias, Importância e interferências da concepção dos subsistemas verticais em edifícios altos na arquitectura, São Paulo, Brasil.
- [27] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, December 2003.