

Universidade Fernando Pessoa

Projecto de Engenharia Civil

Fundamentos de
concepção de estruturas

Pré-dimensionamento

joão guerra

Engenharia Civil
2010

1. INTRODUÇÃO

1.1. Apresentação

Em algumas das várias disciplinas anteriores deste curso de engenharia civil a temática das estruturas foi já abordada. Tendo sido tratada de forma mais ou menos aparente, casos, respectivamente, da Teoria das Estruturas e da Resistência dos Materiais, a verdade é que esse caminho foi imprescindível para o angariar dos conhecimentos básicos que nos podem propiciar uma análise mais profunda.

Também a esta questão do próprio material de fabrico dessas estruturas foi estudado nas suas diversas componentes, como sucedeu nas cadeiras de betão.

Pretende-se, agora, conjugar todos os ensinamentos já recolhidos, exercitando-os e consolidando-os, de modo a realizarmos o dimensionamento final de uma estrutura com a inclusão do conjunto de todos os passos necessários.

De facto, concebida a geometria da estrutura e das suas secções, bem como determinadas as prováveis solicitações actuantes em serviço e à rotura, é objecto da análise de estruturas a determinação das correspondentes deformações e tensões ou deslocamentos e esforços. Com base nestes resultados, podemos ajuizar se os pressupostos iniciais que foram fixados satisfazem os propósitos em mente, ou seja: se a solução actual preenche os requisitos de resistência e utilização tidos por exigíveis, segundo uma perspectiva que estabeleça um sensato compromisso entre a segurança e a economia.

Esta será, pois, a nossa tarefa.

Por outro lado, e se bem que, por motivos óbvios de impossibilidade de tempo, nesta aula não ultrapassaremos o domínio do elástico e linear, que se mantém ainda hoje como suporte doutrinário de cálculo no exercício da actividade profissional do engenheiro de estruturas, não poderemos deixar de frisar a sua dissemelhança com a realidade e as suas conseqüentes limitações.

Objectivamente, uma das deficiências desta análise é a sua inaptidão para reflectir o real

comportamento de estruturas menos comuns ou sob condições de carregamento não ordinárias ou, ainda, perto do colapso. Não se trata de uma situação tão extraordinária como poderá parecer, uma vez que quase todas as estruturas se comportam de forma não linear quando se aproximam dos seus limites de resistência, muito embora se tenha a consciência de não se pretender levar tão longe o seu nível de aproveitamento em situações práticas da construção. Daí que os próprios regulamentos da década anterior, e que já se baseavam no conceito de estados limitem, incorporavam de maneira implícita, processos de contabilização de comportamento não linear. Hoje, são esses próprios códigos que incitam à adopção de análises mais exactas em prejuízo de procedimentos mais simplificados com a grande vantagem de um maior rigor e eficiência.

Temas específicos existem em que é imperioso o uso de técnicas não lineares, como é o caso do desenvolvimento de materiais de elevada resistência, em que se torna obrigatório o escrupuloso aproveitamento das suas capacidades. Caem nesta área de estudo a engenharia aeroespacial, a engenharia mecânica, a construção de edifícios de grande altura e pontes de elevado vão, sendo nestes últimos casos o peso próprio da estrutura determinante nas condicionantes do seu projecto. Mas não seja esta descrição ilusória, pois, estruturas de muito pequeno porte podem, pela sua particular configuração e solitação, ter um desempenho altamente não linear.

Existem dois tipos principais de não linearidade: a material e a geométrica.

A primeira diz respeito às mudanças na resposta física dos materiais, nomeadamente, à distribuição das tensões ao longo da extensão de uma barra, bem como ao longo dos eixos e das faces das suas próprias secções. A variação das leis constitutivas que governam o comportamento não linear material tem como inconveniente o facto das equações de equilíbrio terem que ser determinadas para estruturas cujas propriedades físicas dependem da tensão, existindo o problema de não poderem ser estas conhecidas, antecipadamente.

A segunda, também conhecida, em estruturas correntes, por efeitos de segunda ordem, é produzida por deformações finitas acompanhadas de alterações da rigidez da estrutura em sequência das cargas aplicadas.

Como se afirmou, não haverá aqui ocasião para nos debruçarmos sobre esses motivos, de

qualquer modo é de realçar que alguns dos novos regulamentos publicados já abrem esses horizontes, pelo que devemos começar a despertar para tal problemática.

1.2. Generalidades

Os objectivos do projecto e a concepção de estruturas são:

- Segurança de pessoas e bens;
- Qualidade do funcionamento, durabilidade e aparência;
- Economia;
- Estética.

A **Segurança** de pessoas e bens envolve uma margem de segurança em relação a situações que possam criar danos severos na estrutura (ruína local ou global), do tipo:

- Rotura ou deformação excessiva de secções ou elementos;
- Instabilidade de elementos ou da estrutura;
- Perda de equilíbrio.

A experiência tem mostrado que a ruína local ou global das estruturas de betão armado tem tido como principais origens:

- Acções sísmicas (com níveis, características ou efeitos diferentes dos considerados no projecto);
- Acções na fase da construção (não consideradas no projecto);
- Uso indevido das construções;
- Choques;
- Incêndios;

- Ventos excepcionais;
- Assentamento ou rotura de fundações.

A **Qualidade do Funcionamento** em serviço envolve o controlo de:

- Fendilhação;
- Deformação;
- Vibração;
- Aparência;
- Interação com elementos não estruturais.

Para:

- Acções quase permanentes e deformações impostas;
- Acções de serviço.

Depende da concepção e cálculo da estrutura, em que se salientam os seguintes aspectos:

- Hipóteses e modelos de cálculo:
 - ✓ Quantificação das acções;
 - ✓ Efeito das deformações impostas;
 - ✓ Valores das características mecânicas dos materiais;
 - ✓ Análise estrutural.
- Pormenorização;
- Execução, sobretudo nos seguintes aspectos:
 - ✓ Qualidade dos materiais e sua execução:

- Qualidade, recobrimento e distância entre armaduras;
- Composição, fabrico, colocação e cura do betão.
- ✓ Controlo de qualidade;
- ✓ Sistema de drenagem;
- ✓ Apoios, juntas e impermeabilizações.
- Exploração, nomeadamente:
 - ✓ Inspeção e manutenção;
 - ✓ Utilização da construção conforme especificado.

A **Durabilidade** pode ser definida como a aptidão de uma estrutura para desempenhar as funções para que havia sido concebida durante o período de vida previsto, sem que, para tal, seja necessário despender custos de manutenção e reparação imprevistos. Ela envolve controlo de:

- Qualidade do funcionamento do serviço;
- Impermeabilidade;
- Isolamento;
- Resistência a ataques químicos, mecânicos e congelamento.

A experiência tem mostrado que a deterioração do betão armado envolve os seguintes aspectos:

- Fissuração;
- Degradação do betão, nas vertentes:
 - ✓ Ataque físico;
 - ✓ Desagregação;

✓ Falta de estanquidade;

✓ Ataque químico.

Que depende de:

➤ Permeabilidade e porosidade do betão;

➤ Agentes agressivos (ácidos, sais, ...);

➤ Corrosão das armaduras.

- Corrosão das armaduras (ataque químico, corrosão sob tensão):

Que depende de:

➤ Grau de carbonatação do betão envolvente;

➤ Grau de humidade do betão;

➤ Fissuração do betão;

➤ Recobrimento das armaduras.

- Defeito das armaduras:

✓ Processo de fabrico;

✓ Dobragem incorrecta;

✓ Soldadura incorrecta.

- Degradação de outros elementos (=> Deterioração do betão armado):

➤ Apoios e articulações;

➤ Impermeabilizações.

- Agravamentos não previstos: aumento da poluição do ar e da água.

A **garantia de qualidade** de uma construção envolve:

- Dono de obra;
- Projectista;
- Construtor;
- Utilizador;
- Autoridades.

E estende-se às fases de:

- Concepção;
- Projecto;
- Construção;
- Utilização.

A qualidade é garantida através de:

- Controlo:
 - Preliminar;
 - Produção;
 - De conformidade.
- Manutenção:
 - Inspecção;
 - Reparação.
- Nível de qualificação dos intervenientes.

Por forma a manter a qualidade do comportamento das estruturas torna-se portanto necessário proceder à sua **manutenção**, que consta de:

- Inspeção
 - ✓ Observação de obras
 - ✓ Análise e interpretação do comportamento
 - ✓ Conclusões (concepção e projecto)
- Reparação:
 - ✓ Corrigir os defeitos;
 - ✓ Remediar as causas.
- Reforço;
- Substituição:
 - ✓ Apoios;
 - ✓ Elementos.

Requer facilidade da estrutura em ser visitada e reparada e deve traduzir-se por uma troca de experiências entre investigadores – projectistas – construtores – entidades oficiais e de fiscalização/manutenção.

As principais preocupações do engenheiro projectista, em relação à garantia de um bom comportamento da estrutura em serviço, para além do assegurar da sua estabilidade e resistência, são o controlo da fendilhação nos elementos estruturais (ou, de uma forma indirecta, o nível de tensões) e a limitação de deformação das estruturas.

A **Economia** envolve análise de custos, investimentos, benefícios a curto e médio prazo, incluindo despesas de manutenção e de conservação.

A **Estética** envolve simplicidade, unidade e beleza.

2. A segurança e a sua regulamentação

2.1. Aspectos gerais

É objectivo deste capítulo efectuar uma introdução sobre a temática da segurança no âmbito do dimensionamento das estruturas e da regulamentação que a orienta, nomeadamente em Portugal, no sentido de se entender os princípios que estão subjacentes ao estabelecer das acções actantes e da sua posterior combinação.

2.2.1. Princípios Gerais do Dimensionamento Estrutural

O projecto de uma estrutura deve atender aos seguintes princípios:

- Funcionalidade.
- Segurança.
- Economia.
- Estética.

A **Funcionalidade** tem como objectivo a satisfação das condições para as quais a obra foi concebida.

A **Segurança** pretende a verificação da estrutura relativamente ao colapso e às condições de utilização.

A **Economia** visa a optimização da solução estrutural, no sentido de, salvaguardando sempre a garantia da segurança, reduzir ao máximo o custo em materiais, mão-de-obra e equipamentos.

A **Estética** diz respeito ao enquadramento da obra no local, distribuição de espaços e volumes, luz e sombras, etc.

2.2.2. Conceitos determinísticos e probabilísticos na avaliação da segurança

A segurança dos elementos construtivos é, tradicionalmente, avaliada mediante os chamados

"coeficientes de segurança".

Estes expressam a relação entre o valor da solicitação actuando sobre os elementos das estruturas e o valor da resistência desses elementos.

Em principio tais coeficientes são escolhidos por forma a que o valor da solicitação em caso algum exceda o valor da resistência.

Não se podem contudo fixar limites superiores aos valores a atingir por solicitações devidas a algumas causas, como o vento e os sismos.

Apenas é possível, nestes casos, a partir da interpretação de informações estatísticas, a avaliação das probabilidades de serem atingidos e excedidos certos valores.

Por outro lado, também não é possível estipular limites inferiores à resistência dos elementos das estruturas.

Pode-se, contudo, desde que para tal se disponha de suficientes informações estatísticas, avaliar qual a sua probabilidade de ruptura quando submetidos a dados valores das solicitações.

Por não se dispor, em geral, de informações suficientes sobre a frequência com que os valores elevados das acções são excedidos, nem da frequência com que os valores baixos das resistências não são atingidos, nem sempre é possível aplicar as leis da estatística e das probabilidades.

Tal aplicação constitui, porém, um objectivo que se procura alcançar.

Em seu lugar recorre-se a formas aproximadas de avaliação da probabilidade de ruptura, baseadas no conhecimento dos valores médios e desvios padrões, tanto das acções como das resistências.

2.2.3. Riscos que compensam

Devido a esta incerteza, temos que recorrer a determinados critérios que auxiliem a tomada de decisões com vista a uma indispensável atitude prática.

Assim, podem-se colher grandes benefícios quando se aceitam riscos cujas consequências não sejam graves, e podem-se sofrer graves prejuízos quando se incorre em riscos susceptíveis de acarretar pesadas consequências.

Baseando-nos num critério que pondere o risco assumido face aos inerentes benefícios económicos, podemos definir diversas situações que podem merecer a aceitação de uma certa probabilidade de a estrutura poder para certos valores elevados de acções, não normalmente atingidos, esta ficar incapaz de assegurar o fim para a qual foi construída.

É, por exemplo, o caso dos diques holandeses. Ao longo da sua história não tão raras foram as vezes que vastas zonas foram inundadas e, se bem que hoje os meios tecnológicos sejam outros, o facto é que não existe uma garantia completa de segurança. Contudo as terras conquistadas ao mar não deixam de ser um dos motivos porque os nativos atingiram um tão elevado nível económico.

Como o legislador não pode ter em conta as circunstâncias particulares de cada obra, quer no respeitante a acções como no respeitante a consequências de um acidente, certamente que à sociedade convém que seja atribuída ao projectista e ao construtor uma certa responsabilidade na escolha do grau de segurança mais adequado a cada caso particular, por forma a conseguirem um justo equilíbrio entre o custo e os riscos a incorrer.

2.2.4. O RSA e os níveis de segurança

A verificação da segurança das estruturas deve ser feita em relação a determinados estados limites, comparando esses estados limites aos que a estrutura é conduzida pela actuação das acções a que está sujeita.

As teorias de comportamento que permitem relacionar as acções, os esforços, as tensões e os parâmetros por meio dos quais são definidos os estados limites são estabelecidos, bem como os próprios estados limites a considerar, encontram-se nos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais.

Os critérios de segurança preconizados pelo RSA são, basicamente, do tipo a que se convencionou denominar de "nível I" isto é, em que as diferentes variáveis intervenientes são

quantificadas, fundamentalmente, por valores característicos e em que se adoptam determinados coeficientes de segurança.

No entanto, em muitos casos especiais, devidamente justificados, o RSA admite a possibilidade de se adoptarem outros métodos de verificação de segurança.

Estão neste caso, por exemplo, os métodos de verificação ao nível II, em que recorre à definição de um "índice de fiabilidade", ou ao nível III em que se procura quantificar a própria probabilidade de ruína.

Resumidamente podemos estabelecer os níveis segundo a seguinte formulação:

- Nível III - designado por "Probabilístico Exacto", o qual implica o cálculo exacto da probabilidade de colapso ou da fiabilidade da estrutura, a partir das distribuições estatísticas das acções e das resistências.
- Nível II - designado por "Probabilístico Aproximado", segundo o qual o cálculo das probabilidades de colapso ou da fiabilidade da estrutura, são substituídos pela definição de índices de fiabilidade correspondentes a limites de segurança.
- Nível I - designado por "Semi-Probabilístico", segundo o qual se definem factores parciais de segurança e tolerâncias que afectam os valores característicos das acções e resistências, estando por isso o método de dimensionamento relacionado, em certa medida, com a probabilidade de colapso da estrutura.

Note-se, contudo, que a verificação de segurança a um dado nível não é necessariamente menos representativa do que a verificação efectuada a um nível superior.

Assim, por exemplo, a verificação ao nível I, quando convenientemente aplicada à classe de estruturas para que foi desenvolvida, pode conduzir a graus de segurança equivalentes àqueles que seriam obtidos impondo verificações do nível ou III.

2.2.5. O acto de projectar

Conclui-se que projectar uma estrutura implica à partida aceitar um certo risco de colapso.

Nem as acções nem a resistência da estrutura, são grandezas com um valor determinístico conhecido.

Nas acções incluem-se as causas capazes de modificar o estado de tensão e de deformação da estrutura, como sendo as cargas permanentes, as sobrecargas, o vento, etc. Todas têm um carácter aleatório e o projectista não pode mais do que admitir uma certa probabilidade de ocorrência.

Analogamente, a resistência da estrutura, devido à variabilidade das propriedades dos materiais, das imperfeições nos elementos estruturais, da aproximação dos modelos de cálculo, dos erros humanos cometidos durante a execução da obra, etc, só pode ser estudada com uma certa probabilidade de ser atingida.

2.2.6. Elaboração dos regulamentos

São, em geral, os organismos dependentes do estado que elaboram os regulamentos

Estes organismos elegem uma comissão de peritos reconhecidos na profissão que, em contacto os interesses públicos e privados, redigem um regulamento que sendo um instrumento útil para os engenheiros, não se torne excessivamente rígido limitando os progressos técnicos futuros.

Na base destes regulamentos estão a experiência adquirida através dos métodos de cálculo elaborados nas últimas dezenas de anos e dos estudos das patologias observadas no passado.

Estes regulamentos devem ter em consideração os últimos avanços técnicos, tais como:

- Melhoramentos da qualidade dos materiais como o aço e o betão;
- Utilização da pré-fabricação;
- Novas técnicas e procedimentos de construção;
- Resultados de ensaios de laboratório.

Pelas razões apresentadas, associadas ao testemunho do comportamento histórico das

construções que vão sendo executadas, torna-se exigível uma actualização periódica de todos os tipos de regulamentos.

2.3. Teoria clássica da segurança (dita às Tensões Admissíveis)

Foi a primeira a ser elaborada.

Compara as tensões σ obtidas pela resistência dos materiais sob as solicitações de serviço (cargas correspondentes à fase de utilização) com as tensões de ruína f dos materiais, minorados por um coeficiente dito coeficiente de segurança γ :

$$\sigma = f / \gamma$$

Este método dito "às tensões admissíveis", ou "às tensões de segurança", está fora de uso em quase todo o mundo porque:

- 1) A tensão de ruína depende de certo número de parâmetros, como o limite elástico do material (pouco expressivo no betão), o alongamento à rotura do material (ductilidade), etc;
- 2) Não tem em conta fenómenos acidentais, em particular aqueles em que as tensões não são proporcionais às acções.

Tal sucede sobretudo nas cargas de carácter variável ou aleatório (caso da neve, sismos, vento, etc), das quais não é possível conhecer um valor máximo.

Pode-se citar o exemplo da neve em certas regiões que, tomando espessuras imprevisíveis, e, como tal, que podem ultrapassar os valores de cálculo, levam à ruína de algumas coberturas.

Outro parâmetro não tomado em conta, é a relação entre cargas permanentes e variáveis.

Assim, as coberturas e estruturas metálicas, bastante mais leves que do que as de betão, resistem bastante menos que as suas congéneres ao ultrapassar da carga de projecto.

Como exemplo admitamos uma cobertura metálica com o peso próprio de $0,5 \text{ KN/m}^2$, comparando a uma outra de betão de 4 KN/m^2 de peso próprio, devendo ambas suportar uma

carga de neve teórica de cálculo de 1 KN/m^2 .

No caso da cobertura metálica a carga total será de $1,5 \text{ KN/m}^2$, enquanto que no caso da cobertura de betão esse valor chegará aos 5 KN/m^2 .

Se adoptarmos um coeficiente de segurança de 1.5, a margem de segurança em caso de a neve exceder o valor máximo previsto será:

	Cobertura Betão Armado	Cobertura de Aço Estrutural
Peso Próprio (G) KN/m^2	4.0	0.5
Neve (N)	1.0	1.0
Carga de Cálculo (S)	5.0	1.5
Capacidade de Suporte (1.5S)	7.5	2.25
Segurança sob carregamento (neve) $(1.5S-G)/N$	3.5	1.75

Observa-se, deste modo, um valor significativamente superior na segurança à variação da carga de neve (ou outra acção variável que actue deste modo sobre a cobertura) no caso de a estrutura ser em betão do que se fosse em aço.

Para obviar a estes inconvenientes os novos regulamentos são orientados tendo em conta o maior número possível de parâmetros.

2.4. Teoria probabilística da segurança

Esta teoria tenta ter em consideração o limiar de probabilidade a partir do qual se dá a ruína.

Não existindo certezas absolutas em construção, apontar-se-ia, por exemplo, para um limiar de $10E-6$ a $10E-9$ de probabilidade para que o colapso se dê.

Depende de um número demasiado grande de parâmetros.

Em primeiro lugar podemos apontar o próprio uso a que se destina a estrutura, se:

- O seu destino é ser usada para fins públicos ou se, pelo contrário, apenas a um número restrito de pessoas;
- A estrutura oferece riscos importantes como, por exemplo, uma central termoeléctrica ou de tratamento de resíduos tóxicos;
- Tem carácter especial, como uma ponte ferroviária ou rodoviária;
- A ser uma ponte se encontra em zona urbana ou desértica.

Poderíamos, citar muito mais exemplos.

Por outro lado, e para um estudo sério dos métodos probabilísticos, é necessário efectuar uma análise probabilística dos factores aleatórios no que concerne às incertezas sobre:

- A resistência dos materiais usados em obra;
- A geometria das secções e sua dependência dos métodos de execução, das tolerâncias, e do próprio desgaste da estrutura (como a corrosão, etc);
- O valor das cargas permanentes e variáveis;
- Os métodos de cálculo.

A combinação de todos estes parâmetros conduz a cálculos inextricáveis, podendo mesmo não se conseguir aplicar com fidelidade as leis da probabilidade.

2.5. Teoria semi-probabilística da segurança

Como definição prévia, designemos por acções todas as influências exteriores à estrutura que provoca uma variação de tensão na mesma, como as cargas permanentes, sobrecargas, vento, neve, sismo, variações de temperatura, assentamentos de apoio, etc.

Os princípios básicos do método semi-probabilístico consistem em:

- Definir valores característicos para as acções, ou seja, valores estimados que não

são ultrapassados mais que uma vez em 10⁶ utilizações e para um certo período de tempo;

- Definir valores característicos para a resistência dos materiais e não mais aqueles que seriam garantidos pelo fabricante (estes valores correspondem igualmente a leis de probabilidade);
- Ter em conta todos os elementos que permitem passar das acções às tensões: em função dos métodos de cálculo e factores aleatórios ainda não tidos em conta, eleger coeficientes de redução para as tensões máximas admissíveis nos materiais e coeficientes de majoração para as acções;
- Verificar que os esforços obtidos são inferiores aos esforços resistentes correspondentes ao estado-limite estudado.

2.5.1. Estado-Limite

Podemos definir dois estados limite:

- a) **E.L. de Utilização ou de Serviço**, que dizem respeito à durabilidade e funcionalidade das estruturas quando sujeitas às acções características (acções de serviço);
- b) **E.L. Últimos**, que se preocupam com a estabilidade e resistência, assegurando a salvaguarda da não ruína da estrutura.

O RSA entende por Estado Limite aquele a partir do qual se considera que a estrutura fica prejudicada total ou parcialmente na sua capacidade para desempenhar as funções que lhe são atribuídas.

Aos E.L. Últimos, considera-os como aqueles cuja ocorrência resultam prejuízos muito severos, ficando a capacidade de suporte da estrutura comprometida, ou mesmo que tal não aconteça o valor dos prejuízos seja elevado (como a fissuração de um depósito). Em relação a estes E.L. há que garantir uma probabilidade de ocorrência muito pequena.

Quanto aos E.L. de Utilização, serão aqueles de cuja ocorrência resultarão prejuízos menos

severos, aceitando-se que seja admissível uma probabilidade de ocorrência bastante maior que nos E.L. Últimos.

2.5.1.1. Estado-Limite Último

Encontramos nesta categoria:

- Perda de estabilidade;
- Instabilidades geométricas como a encurvadura por varejamento (flexão induzida por compressão, por cargas paralelas ao eixo da peça), bambeamento (flexo-torção induzida por cargas perpendiculares ao eixo da peça), empenamento (distorções seccionais) ou enfunamento (encurvadura por esforço transversal/corte de placas);
- Ruptura de secções;
- Deformações plásticas excessivas.

Para o REBAP os seguintes E.L. Últimos:

- 1) De resistência (envolvendo ou não fadiga);
- 2) De encurvadura (por instabilidade de elementos da estrutura ou no seu conjunto);
- 3) De equilíbrio (perda de equilíbrio de parte ou do conjunto da estrutura considerada como corpo rígido).

O RSA considera que a simples ocorrência de determinado comportamento corresponde a uma situação limite, independentemente da sua duração.

Uma mesma estrutura deverá satisfazer simultaneamente aos estados limites de serviço e de resistência.

2.5.1.2. Estado-Limite de Utilização ou de Serviço

Encontramos nesta categoria:

- As deformações que podem ser incompatíveis com o bom funcionamento da estrutura (como, por exemplo, flechas cujo valor provoquem fendilhação excessiva em paredes, tenham efeitos estéticos desagradáveis ou mesmo causem desconforto psicológico nos utentes);
- Fissuração de zonas traccionadas:
- Danos por corrosão;
- Vibrações excessivas.

No RSA estes são definidos tendo em conta uma duração (ou um número de repetições), ou seja, determinado comportamento da estrutura só corresponderá a um estado limite de utilização quando permanecer durante uma certa parcela do período de vida da estrutura.

Dentro desta perspectiva os E.L. Utilização são definidos para diversas durações de referência, em geral de três ordens de grandeza - muito curta, curta e longa - correspondendo a primeira a durações que totalizam apenas poucas horas no período de vida da estrutura, a terceira a durações da ordem de metade deste período e a segunda a durações intermédias daquelas, em geral da ordem dos 5% do período de vida da estrutura.

No REBAP os E.L. de Utilização a considerar são:

- E.L. de Fendilhação (que incluem E.L. Descompressão – anulação da tensão normal de compressão devida ao pré-esforço e E.L. de Largura de Fendas);
- E.L. de Deformação.

2.5.2. Valores Característicos

Por definição o valor característico f_k de resistência de um material corresponde a uma probabilidade de ruína fixada previamente.

Esta exprime-se em função de parâmetros de cálculo de probabilidade que são a média f_m e

um factor tipo s , relacionando-se do seguinte modo:

$$f_k = f_m - k_s,$$

Onde k representa um coeficiente correspondente à probabilidade de ocorrência.

Para uma lei Gaussiana, o coeficiente k toma os seguintes valores:

Probabilidade de ocorrência	0,5	0,2	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005	0,001
K	0,0	0,84	1,28	1,64	1,96	2,33	2,58	3,09

Para as acções características, uma definição baseada nos mesmos princípios é dificilmente aplicável em face do valor médio e do factor tipo de uma acção. Assim, faltará considerar cada acção como um caso particular em função da sua natureza e da variação no tempo.

No gráfico em baixo podemos observar a variação das acções em função da sua intensidade, da sua duração, da sua repetição para uma sala de espectáculos, uma ponte rodoviária urbana, um dormitório, um armazém.

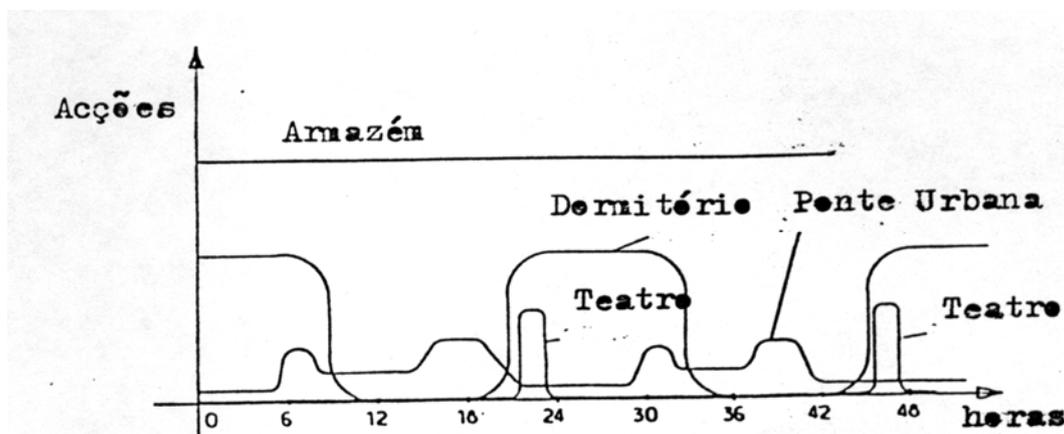


Fig. 2.1 - Variação da carga no tempo.

Os seus valores têm em consideração a intensidade, duração, repetição e outros parâmetros caracterizadores da acção em causa.

O RSA considera para as acções cuja variabilidade pode ser traduzida através de distribuições de probabilidade, os valores característicos são os correspondentes ao quantilho de 0,95 dessas distribuições (valor característico superior) no caso de acções com efeitos

desfavoráveis, e os correspondentes ao quantilho e 0,05 (valor característico inferior) no caso das acções favoráveis.

Tratando-se de acções cujos valores apresentam variabilidade no tempo, as distribuições a considerar são as dos valores extremos correspondentes a intervalos de tempo de referência da ordem dos 50 anos.

2.5.3. Verificação

A verificação de uma estrutura traduz-se por uma relação do tipo:

Solicitação de cálculo < Solicitação resistente

$$S_a < S_r$$

Com uma acção S_a na forma:

$$S_a = \sum \psi_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i$$

Q_i - valor característico da acção i .

γ_i - coeficiente de ponderação da acção i .

ψ_i - coeficiente de não ocorrência simultânea de duas ou mais acções com os seus valores característicos no mesmo instante (com efeito a probabilidade de termos a ocorrer a sobrecarga e a acção do vento, com os seus valores característicos, ao mesmo tempo, é necessariamente menor que a da sobrecarga por si só).

O RSA considera as acções em geral quantificadas por valores característicos e, no caso de acções variáveis, também por valores reduzidos (em alguns casos utilizam-se valores médios).

Os valores reduzidos das acções variáveis são obtidos a partir dos seus valores característicos multiplicando-os por um coeficiente “ ψ ”, e destinam-se a quantificar as acções tendo em conta a sua combinação e o estado limite em consideração.

Há, em geral, que considerar os seguintes valores reduzidos de cada acção, expressos em função do seu valor característico F_k :

$\psi_0 \cdot F_k$ - valor de combinação;

$\psi_1 \cdot F_k$ - valor frequente;

$\psi_2 \cdot F_k$ - valor quase permanente.

Em certos casos haverá ainda que definir outros valores reduzidos - valores raros - através de coeficientes ψ adequados, os quais serão, naturalmente, superiores a ψ_1 .

A cada acção variável F_k correspondem valores dos coeficientes ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 .

Também o RSA prevê a existência de coeficientes de segurança γ_i , com o intuito de majorar as acções nas combinações destas. Este coeficiente pode tomar valores entre 1.0 e 1.5, conforme a acção em causa tem efeito favorável ou desfavorável.

Assim, para uma combinação de acções devida à carga permanente G , à sobrecarga Q e ao vento W , nós teremos, por exemplo, uma solicitação de cálculo:

$$S_a = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q + \psi_0 \cdot \gamma_W \cdot W \quad (2.1)$$

$$S_a = \gamma_G \cdot G + \gamma_W \cdot W + \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Q \quad (2.2)$$

Esta formulação define uma acção de base actuante com o seu valor característico: sobrecarga na fórmula (2.1) e vento na fórmula (2.2), e uma acção acompanhante afectada de um coeficiente inferior ou igual à unidade: vento na equação (2.1) e sobrecarga na equação (2.2).

Estas expressões não são mais do que uma formulação simplificada da teoria descrita nas Directivas Comunitárias DC79.

Por outro lado, e no à resistência de cálculo respeita, o esforço resistente de cálculo de um material define-se como:

$$F_k / \gamma_m.$$

Onde f_k representa a tensão característica e γ_m um coeficiente de segurança aplicado ao material.

Este coeficiente γ_m pode ser diferente de um material para outro em função do conhecimento que sobre este tenhamos.

É imediato apercebermo-nos que será muito mais fiável um material como o aço, produzido industrialmente com um controlo de qualidade constante e rigoroso, do que um material heterogéneo como o betão, fabricado quase sempre em obra, em condições muito diferentes umas das outras, com materiais das mais diversas proveniências e com mão-de-obra e equipamentos muito variáveis.

No RSA distinguem três tipos de acções: permanentes, variáveis e de acidente.

Em Portugal os sismos e o vento são acções de variáveis (merecendo no nosso regulamento os sismos um tratamento particular nas combinações de acções quando a acção de base é o próprio sismo), enquanto em França, por exemplo, estas acções são de acidente.

O pré-esforço é considerado no regulamento português uma acção permanente.

Estas acções são associadas num certo número de combinações que intervêm no cálculo das solicitações.

Para efeitos de combinações de acções, o RSA faz a verificação de segurança em relação aos diferentes estados limites tendo em atenção a possibilidade de actuação simultânea e verosímil de acções que provoquem na estrutura os efeitos mais desfavoráveis.

2.5.3.1. Verificação aos Estados Limites Últimos

No caso da verificação de segurança em relação aos E. L. Últimos, o RSA considera dois tipos de combinações de acções:

- a) **Combinações Fundamentais:** em que intervêm as acções permanentes e acções variáveis;
- b) **Combinações Acidentais:** em que, além das acções permanentes e acções variáveis, intervêm acções de acidente.

Assim, na verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos (sem perda de

equilíbrio ou fadiga) tem-se em consideração que:

$$S_d \text{ (Valor do Esforço Actuante)} \leq R_d \text{ (Valor do Esforço Resistente)}$$

a) As Combinações Fundamentais compreendem as expressões regulamentares:

1. Em geral:

$$S_d = \sum \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q [S_{Q1k} + \sum \psi_{0j} S_{Qjk}]$$

2. Acção Variável de Base a Acção Sísmica:

$$S_d = \sum S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum \psi_{2j} S_{Qjk}$$

b) E para as Combinações Acidentais:

$$S_d = \sum S_{Gik} + S_{Fa} + \sum \psi_{2j} S_{Qjk}$$

S_{Gik}	Esforço resultante da acção permanente, tomada com o seu valor característico
S_{Q1k}	Esforço resultante da acção variável de base, tomada com o seu valor característico
S_{Qjk}	Esforço resultante da acção variável distinta da de base, tomada com o seu valor característico
S_{Ek}	Esforço resultante da acção sísmica, tomada com o seu valor característico
S_{Fa}	Esforço resultante da acção de acidente, tomada com o seu valor nominal
γ_{gi}	Coefficiente de segurança relativo às acções permanentes
γ_q	Coefficiente de segurança relativo às acções variáveis
ψ_{0j}, ψ_{2j}	Coefficientes ψ correspondentes à acção variável de ordem j

Tem-se que ter ainda em consideração as seguintes verificações:

1. Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de equilíbrio;
2. Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de fadiga.

A primeira está associada problemas como o derrube da estrutura num todo ou a formação de mecanismos localizados e a segunda a fenómenos como os causados por cargas cíclicas em

que haja possibilidade da estrutura, ou parte dela, entrar em plastificação ou se aproximar deste limite.

2.5.3.2. Verificação aos Estados Limites de Utilização

Na verificação da segurança em relação aos E.L. de Utilização o RSA considera três tipos de combinações de acções:

- a) Combinações Raras: correspondentes a estados limites de muito curta duração;
- b) Combinações Frequentes: correspondentes a estados limites de curta duração;
- c) Combinações Quase Permanentes: correspondentes a estados limites de muito longa duração.

No caso das Combinações Raras (E.L. Muito Curta Duração) o RSA estipula que em cada combinação intervém as acções permanentes quantificadas pelos seus valores médios (G_m), a acção variável considerada como acção de base da combinação quantificada pelo seu valor raro (identificado em geral com o valor com o valor característico (Q_k) e as restantes acções variáveis quantificadas pelos seus valores frequentes ($\psi_1 \cdot Q_k$).

No caso das Combinações Frequentes (E.L. Curta Duração) o RSA estipula que em cada combinação intervém as acções permanentes quantificadas pelos seus valores médios (G_k), a acção variável considerada como acção de base da combinação quantificada pelo seu valor frequente ($\psi_1 \cdot Q_k$) e as restantes acções variáveis quantificadas pelos seus valores quase permanentes ($\psi_2 \cdot Q_k$).

No caso das Combinações Quase Permanentes (E.L. Longa Duração) o RSA estipula que em cada combinação intervém as acções permanentes quantificadas pelos seus valores médios (G_m), a as acções variáveis quantificadas pelos seus valores quase permanentes ($\psi_2 \cdot Q_k$).

2.6. Exemplo

Suponhamos um edifício de três pisos destinado a funcionar como Lar de Idosos, sendo a sua estrutura fabricada fundamentalmente em betão armado, mas existindo partes desta em

construção metálica não protegida.

As acções a ter em consideração para o dimensionamento das estruturas seriam a carga permanente, a sobrecarga, o vento, o sismo, a neve (supondo que geograficamente este local se encontrar no limiar ou acima dos 600m de altitude) a variação de temperatura e, eventualmente, a retracção do betão.

Nesta conformidade efectuavam-se as correspondentes combinação de acções tendo em consideração os coeficientes regulamentares.

No caso das cargas permanentes, além do peso próprio dos materiais, admitiu-se uma carga uniformemente distribuída de 2 KN/m^2 , representativa das paredes divisórias (conforme art.º 15 do RSA) – este valor, em geral, em pode $1,5 \text{ KN/m}^2$.

A sobrecarga aplicada tem o valor de 3 KN/m^2 e corresponde a compartimentos destinados a utilização de carácter colectivo sem concentração especial (como é o caso de dormitórios e salas de tratamento em hospitais: ponto 35.1.1 do art.º 35 do RSA).

Os valores das acções correspondentes ao vento e a neve estão igualmente prescritos nos capítulos e anexos respectivos contidos no RSA.

Em termos globais, quanto aos coeficientes aplicáveis e verificação geral da segurança segundo este regulamento, mas apenas de forma geral esquemática porque tanto a direcção do vento como do sismo podem obrigar a diversas sub-combinações, temos o seguinte panorama:

	Acções																	
	Sobrecarga			Variação de Temperatura			Vento			Sismo			Neve			Outra (p.e. acidente)		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Val. Reduzidos	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Pisos	0,7	0,6	0,4	0,6	0,5	0,3	0,4	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6	0,3	0,0	*1)	0,0	0,0
Coberturas	0,0	0,0	0,0	0,6	0,5	0,3	0,4	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,6	0,3	0,0	*1)	0,0	0,0

*1) Dado, ser admissível, uma acção de acidente se poder equiparar ao sismo este coeficiente poderá ser nulo.

Estados Limites Últimos (Combinações Fundamentais e Acidental)																							
Combinações	Permanentes				Ações de Base ou Combinação Acidental																		
					Sobrecarga				Variação de Temperatura				Vento				Neve				Sismo	Acidente	
	PP	PD	PE	IT	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2			
1	▲	▲	▲	▲	♣					•				•				•					
2	▲	▲	▲	▲		•			♣					•				•					
3	♥	♥	♥	▲		•				•				♣				•					
4	▲	▲	▲	▲		•				•				•				♣					
5	♥	♥	♥	▲				•													♣		
6	♥	♥	♥	▲				•															♣

Nota: na acção sísmica o IT será o correspondente ao provocado pelo sismo.

Estados Limites de Utilização (Combinações Raras / E.L.Muito Curta Duração)																							
Combinações	Permanentes				Ações de Base ou Combinação Acidental																		
					Sobrecarga				Variação de Temperatura				Vento				Neve				Sismo	Acidente	
	PP	PD	PE	IT	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2			
1	♥	♥	♥	♥	♦					•				•					•				
2	♥	♥	♥	♥			•		♦					•					•				
3	♥	♥	♥	♥			•			•				♦					•				
4	♥	♥	♥	♥			•			•				•				♦					
5	♥	♥	♥	♥																		♦	
6	♥	♥	♥	♥																			♦

Estados Limites de Utilização (Combinações Frequentes / E.L.Curta Duração)																						
Combinações					Acções de Base ou Combinação Acidental																	
Permanentes					Sobrecarga				Variação de Temperatura				Vento				Neve				Sismo	Acidente
	PP	PD	PE	IT	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2		
1	♥	♥	♥	♥			♣					♣				♣				♣		
2	♥	♥	♥	♥				♣			♣					♣				♣		
3	♥	♥	♥	♥				♣				♣			♣					♣		
4	♥	♥	♥	♥				♣				♣			♣					♣		
5	♥	♥	♥	♥																		
6	♥	♥	♥	♥																		

Estados Limites de Utilização (Comb. Quase Permanentes / E.L.Longa Duração)																						
Combinações					Acções de Base ou Combinação Acidental																	
Permanentes					Sobrecarga				Variação de Temperatura				Vento				Neve				Sismo	Acidente
	PP	PD	PE	IT	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_q	ψ_0	ψ_1	ψ_2		
1	♥	♥	♥	♥				♣														
2	♥	♥	♥	♥								♣										
3	♥	♥	♥	♥												♣						
4	♥	♥	♥	♥																	♣	
5	♥	♥	♥	♥																		
6	♥	♥	♥	♥																		

♠	Carga permanente com coeficiente 1,5 (ou 1,35 quando a solicitação é muito bem definida)
♥	Carga permanente com coeficiente 1,0 (por ter efeito desfavorável no conjunto da combinação ou se tratar de E.L. Utilização)
♣	Acção de base (com valor de 1,5 para todas as acções variáveis)
♦	Acção de base (com valor médio G_m [em casos correntes o valor característico $\Rightarrow \gamma_q = 1,0$])
•	Acção com valores/coeficientes reduzidos

O valor numérico de todas as acções, excepto as de acidente, pode ser encontrado no próprio RSA, limitando-nos aqui a exemplificar a contabilização das cargas permanentes e chamando a atenção para o não desprezar ou negligenciar do peso das paredes exteriores.

Tipo de Solicitação		Pavimentos	Cobertura	Vigas e Pilares
Peso Próprio dos materiais		3 KN/m ²	2 KN/m ²	25 e 77 KN/m ³
Peso das	Divisórias	2 KN/m ²		
	Exteriores	3 KN/m		
Pesos de equipamentos		1 KN/m ²		
Impulsos de terras		Variável		

2.7. Bibliografia

- Reis, A.J. - Dimensionamento de Estruturas, IST.
- Castanheta, Mário C.N. - Critérios Gerais de Verificação de Segurança, LNEC, 1985.
- Costa, F. Vasco - Evolução dos Critérios de Segurança – IST, 1985.
- Henry Thonier - Le béton précontraint aux états-limites Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1986.
- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP).
- Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE).

3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

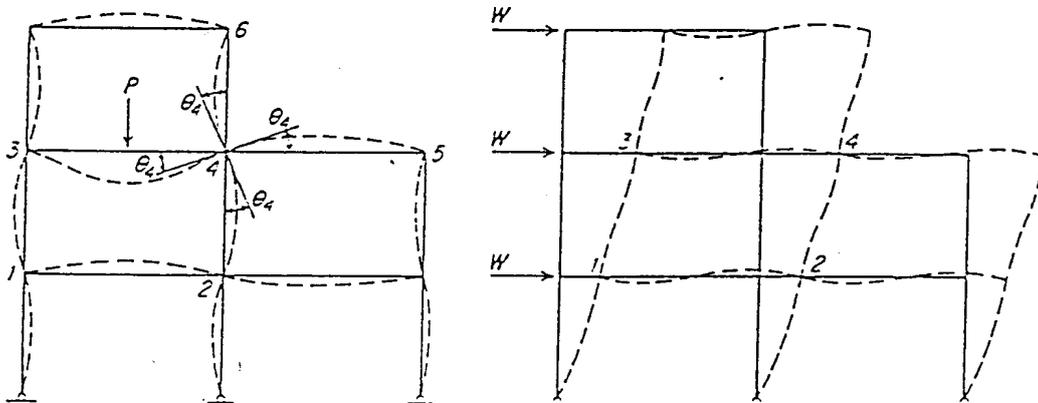
3.1. Métodos simplificados de análise e verificação estrutural

Continuidade nas estruturas de Betão Armado

Nas estruturas de betão armado, e mesmo nas metálicas, existe, em geral, uma ligação monolítica entre os vários elementos, pelo que uma carga aplicada num ponto de um elemento causa deformações e esforços em pontos de todos os outros elementos.

Neste tipo de estrutura a deformação causada por uma carga num elemento espalha-se a todos os outros elementos do pórtico, embora a grandeza da deformação decresça com o aumento da distância ao elemento carregado. Já que o momento flector é proporcional à curvatura, todos os membros estão sujeitos a um esforço deste carácter.

No caso específico das forças horizontais, tais como o vento ou sismos, a deformação provocada num pórtico é bastante mais uniforme, sobretudo no plano correspondente ao da aplicação da carga se de uma estrutura espacial se tratar homogénea. De facto, todos os elementos se deformam de um modo aproximadamente igual ao nível de cada piso, independentemente da sua distância aos pontos de carga, em contraste com o caso de carga vertical.



(a) Acção vertical

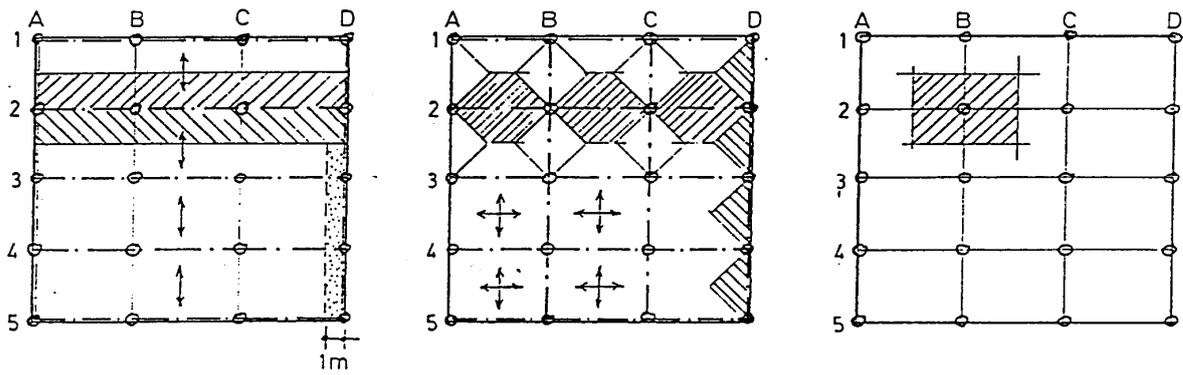
(b) Acção horizontal

Deformações em estruturas monolíticas.

As deformações, e os correspondentes esforços, devidos a acções verticais e a acções horizontais espalham-se de forma diferente pela estrutura, pelo que se compreende a utilização de diferentes esquemas de cálculo simplificados, conforme se analise cada tipo de acção.

Repartição das acções verticais pelos vários elementos

As acções verticais são, de um modo geral, aplicadas directamente nas lajes (de piso ou de cobertura) sendo transmitidas às vigas que lhe dão apoio, sendo as acções das vigas transmitidas por sua vez aos elementos estruturais verticais (pilares e paredes) que as levam ao solo por intermédio das fundações. No caso de não existirem vigas as acções das lajes são directamente transmitidas aos elementos verticais.



Laje armada numa direcção

Laje armada em cruz

Pilar B2.

Zonas ou áreas de influência.

A repartição exacta das cargas pelos vários elementos só pode ser obtida depois de um cálculo rigoroso das lajes e vigas, já que os esforços transversos e as reacções de apoio dependem dos momentos flectores.

Na prática, porém, o primeiro dimensionamento dos vários elementos é baseado em zonas de influência delimitadas em geral por linhas correspondentes ao meio dos vãos.

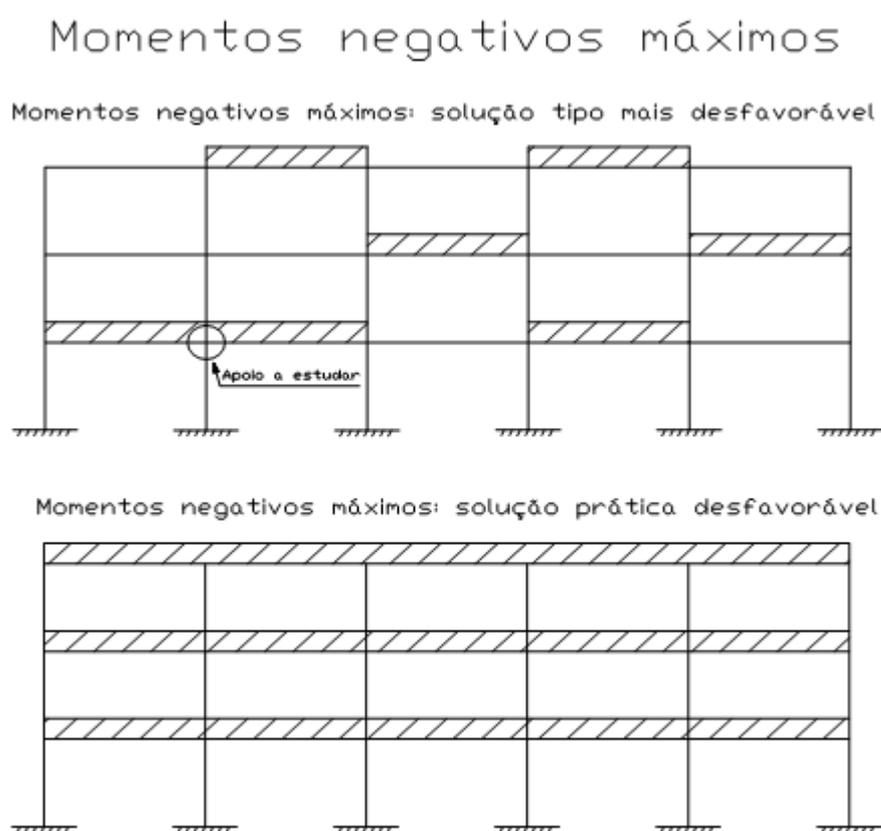
Procedendo deste modo, despreza-se o efeito de continuidade das lajes e das vigas. O efeito de continuidade pode ser tido em conta de forma aproximada majorando de 10 a 15% a carga

que solicita o primeiro apoio intermédio a seguir ao bordo duma viga ou laje contínua.

Disposições das Acções - disposição mais desfavorável

Os elementos dum sistema estrutural devem ser projectados para a pior combinação de acções que possa ocorrer durante a sua vida.

Disposição mais desfavorável da sobrecarga numa estrutura porticada para M negativos:



As forças internas (momentos, esforços cortante e axial) são obtidas pela combinação das acções regulamentares (cargas permanentes e acções variáveis). Enquanto as primeiras são constantes (como o peso próprio dos materiais) as segundas (particularmente as sobrecargas) podem ser distribuídas de diversos modos, provocando os arranjos que provoquem os efeitos mais desfavoráveis.

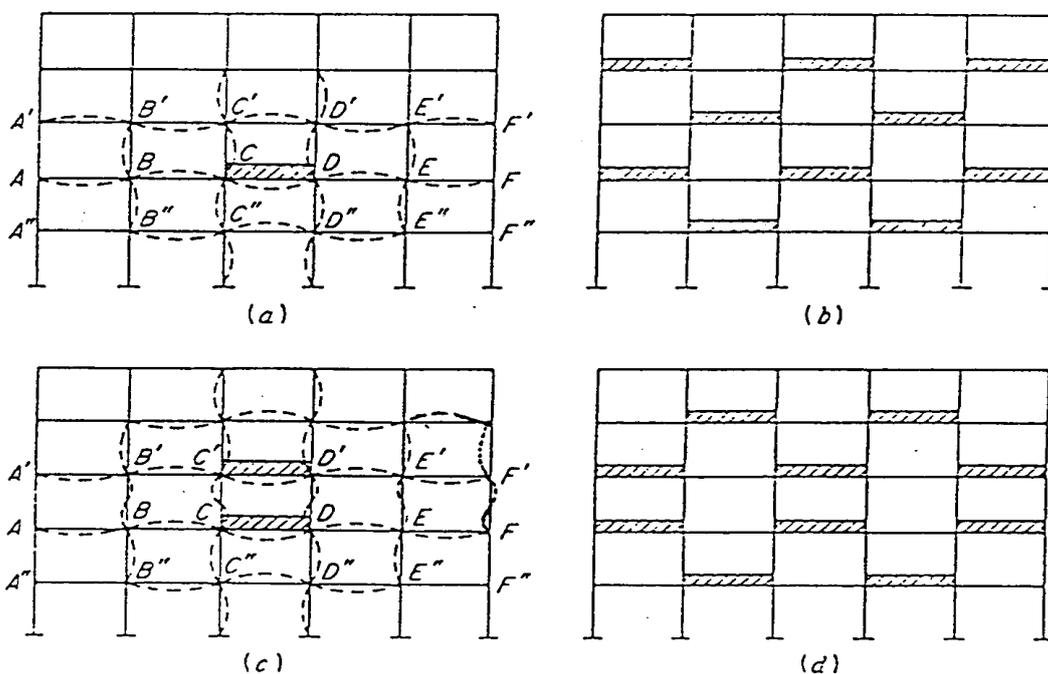
A colocação dessas cargas em boa verdade, deveria percorrer o universo do total de possibilidades de combinação.

Contudo, tal é, na prática, manifestamente inexequível¹.

De uma forma grosseira, podemos afirmar que a figuras abaixo nos dão, respectivamente, uma situação próxima dos momentos positivos máximos nas vigas carregadas e mínimos nas não carregadas, provocando o segundo esquema os momentos mais adversos nos pilares internos² (ao contrário de um que carregasse todos os vãos).

Os momentos negativos máximos nos apoios das vigas são obtidos colocando as sobrecargas nos vãos adjacentes ao apoio em consideração e de forma análoga (ou por análise da linha de influência) em tramos alternados da mesma viga e das vigas mais afastadas. Este esboço obrigaria a que fosse necessário um carregamento separado para cada apoio onde se pretenda calcular o momento máximo negativos.

Disposição mais desfavorável da sobrecarga numa estrutura porticada para M positivos:



No sentido de amplificar o efeito desfavorável assim obtido, o mesmo jogo se pode realizar simultaneamente com as acções permanentes. Isto nunca pela sua eliminação nos tramos em

¹ Em termos de cálculo automático essa possibilidade não pode ficar encerrada.

² Já que amplifica as rotações nos nós dos tramos carregados.

que se quer colocar a carga mínima, mas antes pela sua não majoração.

Dado enorme número de hipóteses que existem para uma análise rigorosa, adoptam-se disposições simplificadas no caso de edifícios, consistindo estas em carregar alternativamente os tramos para os momentos máximos positivos (uma vez os pares e outra os ímpares) e a totalidade destes nos casos dos momentos máximos negativos.

Vários tipos de simplificações podem ser feitos na análise dos efeitos elásticos lineares das cargas verticais, no entanto, e dada a facilidade dos meios informáticos actuais (nomeadamente na geração das malhas das estruturas), bem como a habitual necessidade do envolvimento de forças horizontais (vento e sismo), torna-se secundária essa abordagem. Tal postura é cada vez mais aceitável se tivermos em consideração a crescente exigência, em termos de modelos de análise, que os novos regulamentos vem inserindo no meio técnico, designadamente a entrada na pouco usada área da não linearidade.

Como exemplos de soluções simplificadas que eram usadas, cite-se a divisão de um pórtico em sub-pórtico com uma única viga contínua, tendo os pilares (superiores e inferiores) condições de continuidade em função da ligação entre elementos da estrutura e das condições de fundação, ou mesmo a própria viga contínua isolada.

Idealização da estrutura

Na idealização de estruturas de betão armado, certas questões requerem um comentário especial nomeadamente o vão efectivo, momentos de inércia e condições de apoio.

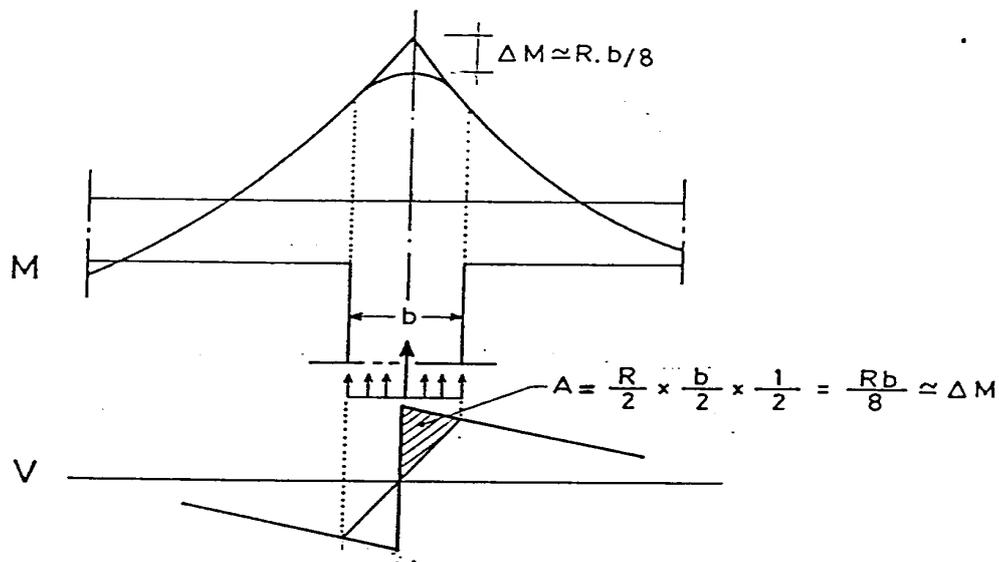
a) Comprimento efectivo do vão:

Na análise de um pórtico a estrutura é representada pelos eixos de cada uma das barras sendo as dimensões baseadas nas distâncias entre os eixos de pilares e vigas que se cruzam. Realmente, as alturas das vigas e as larguras de pilares correspondem a fracções significativas dos comprimentos desses elementos - o vão livre é por vezes consideravelmente menor do

que a distância entre eixos.

Uma viga interceptando um pilar pode ser prismática (momento de inércia constante) até à face do pilar, mas neste ponto até ao eixo do pilar ela tem um aumento considerável de altura, com um momento de inércia que pode ser considerado infinito. Tomando em consideração, na análise, esta variação de altura da viga, levaria a um aumento dos momentos nos apoios e a uma diminuição no vão.

Nos apoios com largura significativa é conveniente proceder a uma redução do momento negativo sobre o apoio, para atender a que a reacção é distribuída na largura do apoio e não concentrada no eixo do pilar. Uma forma expedita de avaliar a redução de momento negativo consiste em quantificar a área do diagrama de esforços transversos que será retirada com a consideração da reacção distribuída.



Simplificadamente:

$$A = R/2 \times b/2 \times 1/2 = R \times b / 8 = \Delta M$$

Sendo o momento de continuidade ser diferente de um lado e outro do apoio pode considerar-se:

$$\Delta M = V \times b / 4,$$

Com V o esforço transversal à direita ou à esquerda do apoio, respectivamente.

b) Momentos de inércia:

O dimensionamento dos elementos de betão armado é baseado em secções fendilhadas, isto é, admitindo que a parte de betão traccionado não é efectiva. Seria de admitir, assim, que os momentos de inércia a ser usados na análise estrutural deveriam ser obtidos de forma idêntica, tendo em conta a quebra de rigidez provocada pela fendilhação.

Vejam os quais as secções efectivas para cálculo da rigidez que deveriam ser consideradas numa viga em T. Este tipo de viga é muito frequente nas construções de B.A. tendo associada à alma uma largura de laje a funcionar com a viga. A largura a considerar para o banzo comprimido de vigas em T, pode ser obtida, adicionando à largura da alma de um lado e de outro, uma largura que não exceda o menor dos seguintes valores:

- $1/10$ da distância entre secções de momento nulo ($\cong 0,7 L_0$ em vigas contínuas);
- $1/2$ da distância entre faces de almas de vigas contínuas;
- largura real do banzo (caso de lajes aligeiradas).

Na figura seguinte estão representadas a sombreado as secções de betão efectivas e as secções de aço da armadura longitudinal que contribuem efectivamente para a rigidez do tramo de comprimento L numa viga em T contínua.

No cálculo dos esforços é habitual considerar a inércia da secção como sendo a correspondente à secção total de betão, não tendo em conta por um lado a fendilhação e por outro a presença da armadura.

Esta forma aproximada de proceder leva muitas vezes à obtenção de momentos negativos, sobre os apoios maiores que os reais.

c) Condições de apoio:

Há situações para as quais é impossível prever com rigor quais as condições de apoio das extremidades, no entanto, os momentos são em geral bastante sensíveis à escolha feita pelo analista. Com isto queremos dizer que o projectista pode, em função da dimensão relativa entre peças e a armadura de continuidade entre estas, dispor de alguma liberdade para estabelecer o modo de funcionamento entre elementos estruturais.

Por exemplo, uma viga pode ser considerada encastrada numa parede resistente de betão armado desde que o comprimento da parede seja relativamente grande, enquanto que de outro modo deve ser considerada em continuidade.

Como se disse estas considerações são válidas para construções monolíticas de betão armado em que a armadura é prolongada de forma a fornecer essa continuidade, já que, por hipótese, se de uma parede alvenaria se tratasse a condição de apoio da viga estaria muito mais próxima de uma articulação.

Para pilares suportados por sapatas pequenas, que assentam em solo compressível, uma articulação é geralmente admitida na base. Por outro lado, se as sapatas tem dimensões razoáveis, assentam em rocha ou se estão ligadas a uma fundação contínua a extremidade do pilar pode ser considerada encastrada.

No caso de vigas secundárias que se apoiam por sua vez em vigas principais (veja-se figura abaixo) as condições de apoio extremo das vigas secundárias dependem da rigidez torsional das vigas principais. Esta rigidez no caso de vigas de betão armado em geral diminui bastante com a fendilhação de flexão sendo difícil de obter com rigor.

Para dimensionar com segurança a viga secundária B, deveria ser considerado o diagrama envolvente considerando por um lado a rigidez torsional da viga A (GJ/L , $G=E/2.2$ e J o factor de rigidez à torção) e por outro lado considerando esta rigidez torsional desprezável (articulação na extremidade). Deste modo salvaguarda-se, por um lado, o surgimento quase exclusivo de momentos positivos por fissuração da viga A e, por outro, a possibilidade deste elemento conseguir resistir à torção provocando momentos negativos nos extremos da viga B. Repare-se que este problema do grau de continuidade a estabelecer na extremidade aparece

frequentemente no caso de lajes apoiadas em vigas (especialmente no caso de vigas de bordadura).

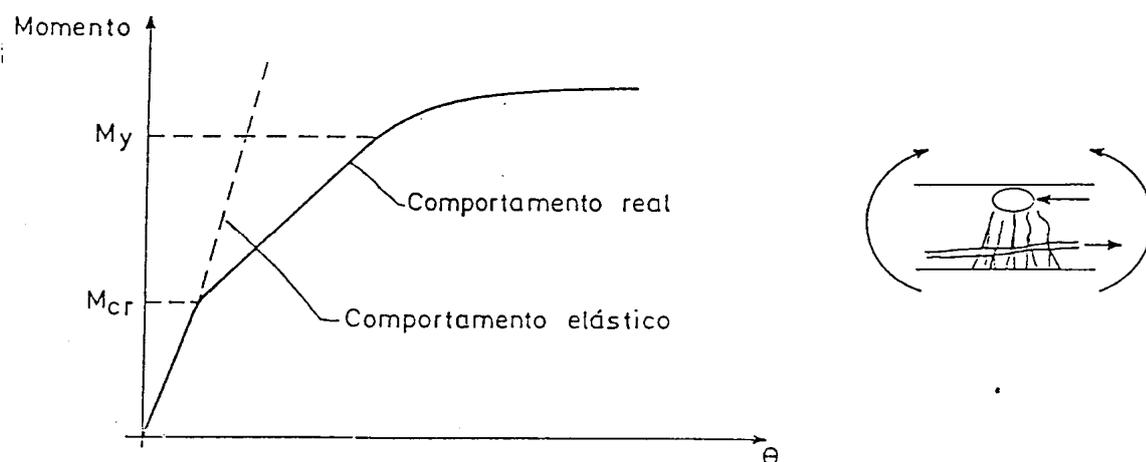
Análise de vigas contínuas e pórticos

O betão não responde elasticamente às cargas aplicadas, apresentando um comportamento não linear. Há uma certa inconsistência quando se dimensiona as secções de betão armado pelos métodos de estados limites (tomando em consideração o comportamento não linear) e se calcula os momentos para os quais aquelas secções estão a ser dimensionadas por uma análise elástica. As condições de compatibilidade de deformações não são verificadas. Em geral um pórtico dimensionado da forma acima descrita não apresentará uma carga de rotura inferior àquela para que foi dimensionado, mas só com uma análise não linear, mais realista mas também mais complexa, se pode obter a distribuição correcta dos esforços.

O comportamento de um troço de uma viga de betão armado quando sujeito a um momento crescente apresenta esquematicamente três zonas diferenciadas (ver figura 15) .

- Resposta elástica até atingir o momento de fendilhação M_{cr} ;
- Resposta aproximadamente linear mas com menor rigidez até atingir a plastificação da armadura traccionada M_y ;
- Resposta plástica com quebra acentuada de rigidez.

As primeiras duas situações correspondem, respectivamente, ao limite da extensão do betão

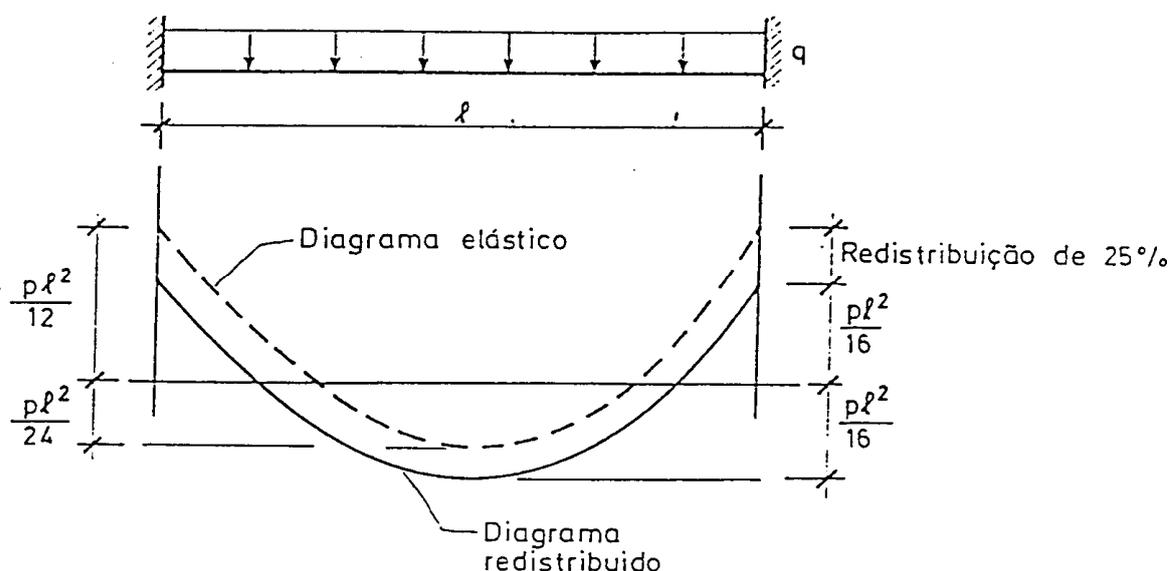


3,5 %.. e ao limite da extensão do aço 10 %.. de construção.

Zonas diferenciadas de comportamento de uma peça flectida de betão armado. Nas zonas mais

solicitadas de estruturas hiperestáticas acentua-se a quebra de rigidez dessas zonas à medida que os esforços (momentos) se aproximam do limite formando-se como que rótulas plásticas (com capacidade de rotação limitada). A formação destas rótulas em secções críticas de estruturas hiperestáticas leva a uma importante redistribuição de momentos antes que a capacidade resistente da estrutura tenha sido atingida.

A possibilidade de tal redistribuição de momentos é importante pois permite ao projectista modificar, dentro de certos limites, os diagramas de momentos de vigas. Certas secções podem ser deliberadamente subdimensionadas, desde que os correspondentes ajustamentos



sejam feitos no vão de forma a garantir o equilíbrio. Pode assim o projectista descongestionar as armaduras em certas zonas e obter secções de betão mais económicas. Os limites destas redistribuições de momentos têm por um lado a ver com a capacidade de rotação das "rótulas plásticas" e por outro lado com a satisfação aos estados limites de serviço.

Na figura seguinte está ilustrado o diagrama de momentos elástico de uma viga duplamente encastrada e um diagrama de momentos redistribuídos (equilibrando as acções q) que levará a uma secção mais económica de betão e a um melhor proporcionamento das armaduras.

Diagramas de equilíbrio de uma viga encastrada nas duas extremidades

Pré-dimensionamento

Para proceder à análise elástica de uma estrutura é necessário conhecer antecipadamente as secções transversais dos elementos de forma a poderem ser calculados os momentos de inércia e a rigidez.

Assim, antes de proceder à análise rigorosa (cálculo dos esforços) que servirá de base ao dimensionamento é necessário efectuar uma análise simplificada que sirva de base ao dimensionamento preliminar ou pré-dimensionamento dos vários elementos estruturais. Se o pré-dimensionamento não tiver sido bem feito e as secções tiverem de ser alteradas no dimensionamento, a análise estrutural terá de ser repetida. Se apenas se pretende a obtenção de esforços, não será necessário reanalisar a estrutura desde que a alteração da rigidez dos vários elementos seja uniforme ou quase uniforme já que o factor mais significativo é a rigidez relativa.

Um projectista experiente consegue estimar as secções de pilares e vigas com relativa facilidade. Um principiante terá que se apoiar em métodos simplificados de cálculo e regras mais ou menos arbitrárias dê forma a pré-dimensionar uma estrutura particular.

No caso de estruturas de edifícios, as secções das vigas são geralmente condicionadas pelos momentos negativos e esforço transversal na zona de apoios, onde a sua secção efectiva é rectangular. Regras simples explicitadas nas secções seguintes podem ajudar ao pré-dimensionamento destes elementos.

As dimensões dos pilares são ditadas em primeiro lugar pela carga axial, a qual pode ser rapidamente estimada, embora a presença de momentos nos pilares cause um aumento da área determinada com base na carga axial.

A influência dos momentos, comparada com a das cargas axiais, é maior nos andares superiores do que nos inferiores, já que os momentos produzidos pelas acções verticais são em geral os mesmos e as cargas verticais vão-se somando à medida que caminhamos para a fundação.

As acções horizontais (vento e sismo) podem ser determinantes para o dimensionamento dos

pilares nos pórticos que assegurem a estabilidade a acções horizontais.

ANÁLISE SIMPLIFICADA DE PÓRTICOS SOB ACÇÕES VERTICAIS

Actualmente na análise estrutural são utilizados em geral métodos computacionais baseados numa formulação matricial do tipo do método dos deslocamentos. No entanto para proceder ao pré-dimensionamento e para verificar os resultados de soluções mais exactas são em geral utilizadas regras simples e métodos simplificados de atribuição de momentos. Em estruturas de menor importância estes métodos simplificados são por vezes considerados como métodos de análise definitiva.

Vamos referir apenas o método simplificado constante no regulamentos de estruturas de betão armado americano (método de coeficientes do ACI), dada a sua simplicidade e facilidade de aplicação. De facto, e face à extrema rapidez dos actuais computadores, bem como à necessidade final de termos sempre que introduzir os dados para cálculo final de dimensionamento e verificação da estrutura, métodos menos amigáveis em termos de facilidade de aplicação perdem o interesse.

O regulamento americano (ACI) inclui coeficientes de momento e esforço transversos que podem ser usados na análise de pisos de edificios comuns. Não é necessário proceder à alternância de sobrecargas e as condições de aplicabilidade destes coeficientes que fornecem em geral valores pela segurança são as seguintes:

1. Âmbito de aplicação:

Pórticos (e lajes armada numa só direcção) de edificios correntes de B.A.

2. Condições de aplicação:

- Acções verticais: $1.35/1.5G + 1.5Q$;
- Elementos ligados monoliticamente;

- Relação sobrecargas/acções permanentes, $Q/G < 1/3^3$;
- Diferença de comprimento máximo entre vãos adjacentes, 20%⁴;

3. Coeficientes dos Momentos

Momentos Positivos

- Vãos extremos
 - Extremidade articulada $pl^2/11$
 - Extremidade ligada a pilar $pl^2/14$
- Vãos interiores $pl^2/16$

Momentos Negativos

- Apoio vizinho do extremo (face exterior)
 - Dois tramos $pl^2/9$
 - Mais de dois tramos $pl^2/10$
- Nos outros apoios $pl^2/11$
- Nos apoios extremos:
 - se apoia numa viga $pl^2/24$
 - se apoia num pilar $pl^2/16$

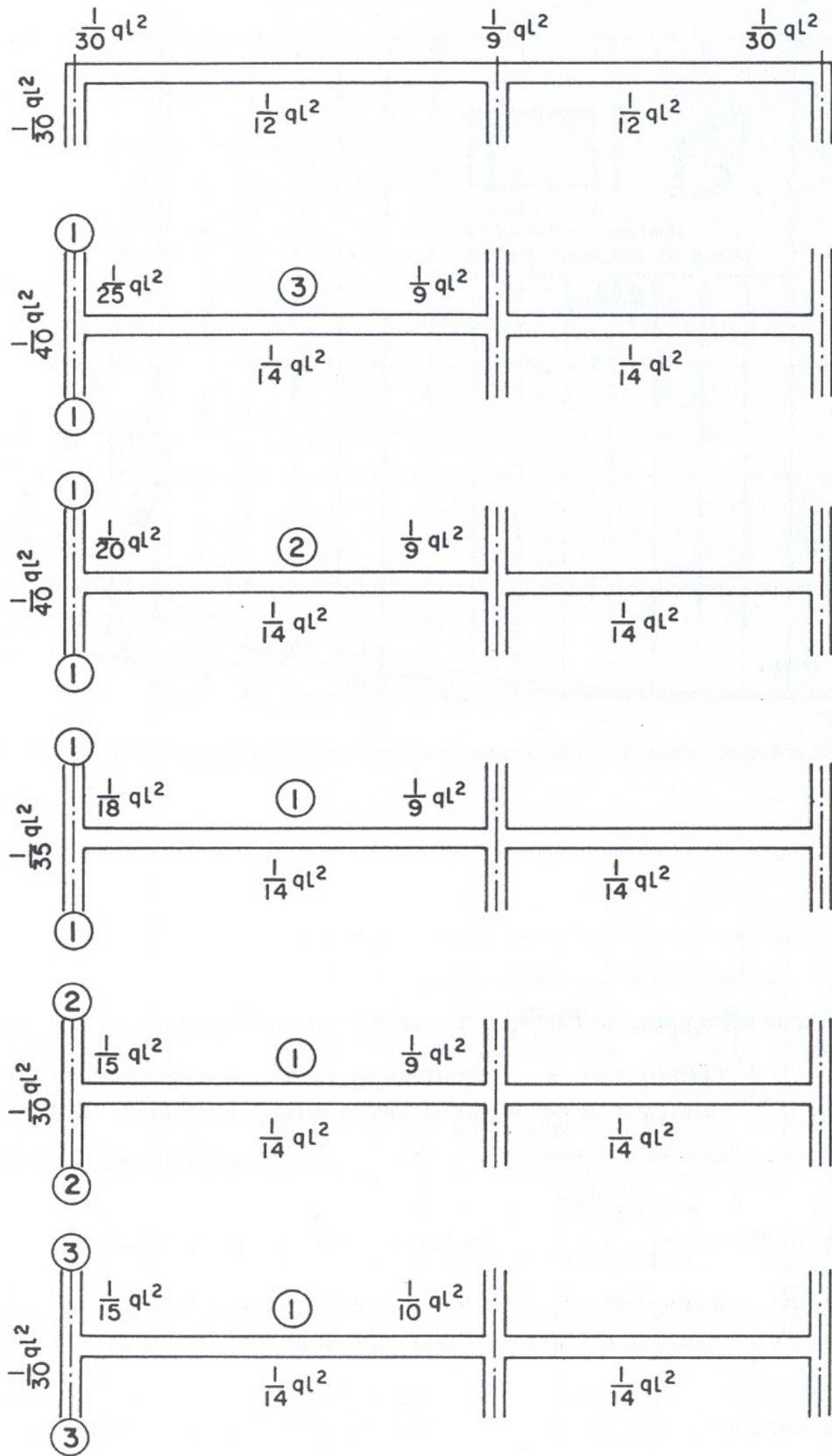
4. Coeficientes de Esforço Transverso

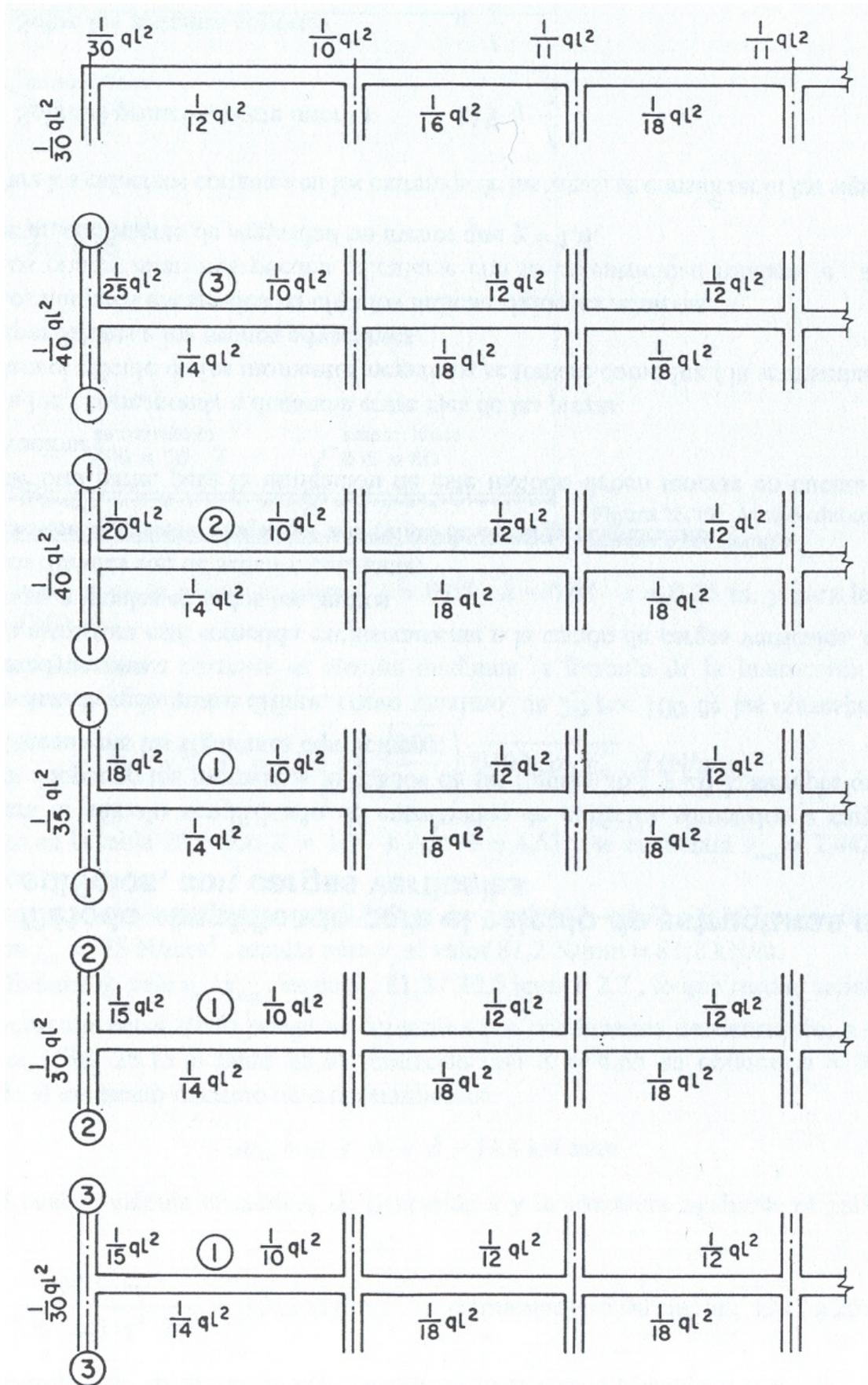
- Apoio interior do vão extremo $1.15 pl/2$
- Outros apoios $pl/2$

Jiménez Montoya (Hormigón Armado, 14.^a edição) apresenta o seguinte esquema de distribuição simplificada de momentos em pórticos:

³ De outra forma começaria a ser necessário existir alternância de cargas na análise.

⁴ Uma diferença superior entre a dimensão dos vãos poderia levar a uma distribuição bastante diferente dos momentos.





Processo de pré-dimensionamento de peças estruturais:

1. Numa primeira fase as lajes fungiforme aproximam-se a vigas contínuas, com cargas idênticas às de vigas com lajes armadas numa só direcção - com base nos esquemas anteriores;
2. As lajes vigadas maciças resolvem-se pelo Método das Bandas, que também aproxima estas lajes a vigas contínuas com 1 metro de largura - com base nos esquemas anteriores;
3. Os pilares pela sua área de influência - com base nos esquemas anteriores;
4. Efectuam-se 3 combinações: (i) a primeira com a Carga Permanente (CP) e Sobrecarga (SC) distribuída em todos os tramos do pórtico; (ii) a segunda com a CP em todos os tramos e a SC só nos ímpares (alterando piso a piso) – momentos positivos máximos nos tramos ímpares; (iii) a terceira com a CP em todos os tramos e a SC só nos pares (alterando piso a piso) – momentos positivos máximos nos tramos pares;
5. Distribuir as cargas determinadas no ponto anterior pelos pórticos (vigas, lajes e pilares), atendendo às áreas ou larguras de influência;
6. Tendo as cargas por elemento estrutural (vigas, lajes e pilares), calcular esforços aproximados, com base nos esquemas anteriores;
7. Com os esforços aproximados, pré-dimensionar as secções, segundo as sebetas de betão armado, genericamente:

a) Vigas:

As dimensões, em pré-dimensionamento, de vigas podem seguir o cumprimentos as seguintes duas verificações, sendo adoptada a medida mais penalizante (a maior entre as duas).

1.ª Verificação - Estados Limite de Deformação

Em termos de verificação de Estados Limite de Deformação teremos que cumprir, de modo simplificado:

$$h \geq \frac{L \times \alpha}{20 \times \eta}$$

Em que: “*h*” a espessura da laje, em metros; “*L*” a distância entre apoios, em metros; “*α*” e “*η*” coeficientes cujos valores se apresentam no abaixo.

Valores do coeficiente η

Tipo de Aço	Valor de η
A235	1,4
A400	1,0
A500	0,8
Aço de pré-esforço	1,6

Valores do coeficiente α - Vigas

Tipo de Laje	α
Simplesmente apoiada	1,0
Duplamente encastrada	0,6
Apoiada numa extremidade e encastrada no outra	0,8
Em consola (sem rotação no apoio)	2,4

2.ª Verificação - Estados Limite Últimos

Para efeitos da verificação aos Estados Limite Últimos, podemos estabelecer valores de optimização para o momento flector reduzido (μ económico, que corresponde uma extensão no aço entre 3 e 4^{0/00}) e para a relação entre a base e a altura da viga:

$$0,20 < \mu < 0,30$$

$$b \approx 0,4d, \text{ com } b \geq 20\text{cm}$$

Tendo o momento flector actuante M_{sd} , e o valor da tensão de cálculo do betão f_{cd} , podemos determinar as dimensões da secção da viga, admitindo $\mu = 0,25$ e a largura da viga $b \approx 0,4d$:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}},$$

Do que:

$$0,25 = \frac{M_{sd}}{0,4d^3 f_{cd}}$$

Colocando a altura útil em evidência:

$$d^3 = \frac{M_{sd}}{0,25 \times 0,4 f_{cd}}$$

De onde:

$$d = \sqrt[3]{\frac{M_{sd}}{0,1 f_{cd}}}$$

Quando existe possibilidade de contar com armadura de compressão (sobretudo nas secções de apoio de vigas contínuas), pode ser atribuído um valor de:

$$0,30 < \mu < 0,35$$

Por vezes, por questões arquitectónicas, uma das dimensões é imposta.

Supondo que essa dimensão é a base, o raciocínio é semelhante e temos:

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{bd^2 f_{cd}}$$

$$0,25 = \frac{M_{Sd}}{bd^2 f_{cd}}$$

$$d^2 = \frac{M_{Sd}}{0,25bf_{cd}}$$

Ou:

$$d = \sqrt{\frac{M_{Sd}}{0,25bf_{cd}}}$$

Se for a altura a dimensão imposta, vem:

$$\mu = \frac{M_{Sd}}{bd^2 f_{cd}}$$

$$0,25 = \frac{M_{Sd}}{bd^2 f_{cd}}$$

Surgindo:

$$b = \frac{M_{Sd}}{0,25d^2 f_{cd}}$$

Face ao esforço transversal, as dimensões mínimas da secção transversal são condicionadas pela expressão:

$$b_w \times d \times \tau_2 \geq V_{Sd}$$

Do que:

$$b_w \geq \frac{V_{Sd}}{\tau_2 \times d} \quad \text{ou} \quad d \geq \frac{V_{Sd}}{\tau_2 \times b_w}$$

Se $b \approx 0,4d$:

$$b_w \geq \sqrt{\frac{V_{sd}}{\tau_2 \times 0,4}} \quad \text{ou} \quad d \geq \sqrt{\frac{V_{sd}}{\tau_2 \times 0,4}}$$

Obviamente que outras condicionantes podem ser introduzidas, como a altura mínima para dispensa de verificação dos estados limites de deformação, que será vista no capítulo V.

Em termos de área de aço aproximada, como processo expedito podemos adoptar:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0,85hf_{syd}} \quad \text{ou} \quad A_s = \frac{M_{sd}}{0,9df_{syd}}$$

b) Lajes maciças vigadas:

A situação é semelhante à abordagem efectuada para vigas, sendo a diferença principal o valor indicativo adoptado para “ μ ” e o facto de assemelharmos uma laje a uma viga com 1 metro de largura.

1.ª Verificação - Estados Limite de Deformação

Em termos de verificação de Estados Limite de Deformação teremos que cumprir:

$$h \geq \frac{L \times \alpha}{30 \times \eta}$$

Sendo as variáveis as mesmas utilizadas para as vigas, com as adaptações constantes do quadro seguinte.

Valores do coeficiente α - Lajes

Tipo de Laje	α
Simplesmente apoiada, armada numa só direcção	1,0
Duplamente encastrada, armada numa só direcção	0,6
Apoiada num bordo e encastrada no outro, armada numa só direcção	0,8
Em consola (sem rotação no apoio), armada numa só direcção	2,4
Simplesmente apoiada, armada em duas direcções	0,7
Duplamente encastrada, armada em duas direcções	0,5

2.ª Verificação - Estados Limite Últimos

Os esforços actuantes são, fundamentalmente, o momento flector, “ M_{sd} ”, e o esforço transversal, “ V_{sd} ”. No que diz respeito ao momento flector, “ M_{sd} ”, a laje é em geral dimensionada admitindo que a rotura se inicia para uma extensão na armadura de tracção próxima do limite, $\epsilon_s = 8$ a 10%, o que

corresponde a um valor de momento reduzido $\mu \leq 0,20$. A título indicativo, tomando $\mu = 0,15$:

$$\mu = M_{sd} / b d^2 f_{cd} \quad \text{com,} \quad b = 1 \text{ m} \quad \text{e} \quad \mu = 0,15$$

$$d \geq \sqrt{(M_{sd} / 0,15 f_{cd})} \quad \text{e} \quad h \approx d + 3 \text{ cm}$$

No que se refere ao esforço transversal, “Vsd”, procura-se em geral atribuir à laje uma espessura, “h”, de forma a não ser necessário utilizar armaduras de esforço transversal. Assim a altura útil, “d”, teria que ser condicionada pela relação:

$$d \geq (V_{sd} / 0,6 \tau_1 (1,6 - d))$$

Com “Vsd” por faixa de 1m de largura e:

$$0,6 \tau_1 (1,6 - d) \geq 0,6 \tau_1$$

Uma vez que $(1,6 - d) \geq 1$, sendo “d” é a altura útil em metros.

τ_1 Valores da Tensão

Classe do Betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37		C35/45	C40/50	45/55
τ_1	0,50	0,60	0,65	0,75	0,85	0,90	1,00	1,10	1,15

c) Lajes fungiformes:

Não sendo tão imediata uma aproximação aos dois processos anteriores, à óbvias semelhanças, sendo de efectuar as seguintes adaptações.

O quadro abaixo pode dar preciosas indicações referências na relação entre o tipo e espessura (h) de lajes fungiformes em função do vão maior, “L”, sendo que respeita, em geral, Estados Limite de Deformação.

Tipo e espessura (h) de lajes fungiformes em função do vão maior, “L”.

LAJE FUNGIFORME	ESBELTEZA L/h	“h” (altura da laje fungiforme) [m]								
		“L” (vão maior) [m]								
		4	5	6	7	8	9	10	12	20
Laje maciça	30	0.15 →		0.20						
Laje maciça com capitel	35	0.15	→		0.20					
Laje aligeirada	30			0.25	0.30	0.35	0.45			
Laje maciça pré-esforçada	40				0.20		0.25	0.30		
Laje aligeirada pré-esforçada	35					0.225	0.25	0.30	0.35	0.60

Espessuras mínimas: 0.15 - caso não seja necessária armadura de punçoamento.

0.20 - se for necessário colocar armadura transversal para resistir ao punçoamento.

Nas lajes fungiformes em que não se pretenda colocar capiteis, ou efectuar o espessamento das lajes junto aos pilares, os esforços na região do pilar podem condicionar a espessura, “ h ”.

De facto, a verificação da resistência ao punçoamento condiciona muitas vezes a espessura a atribuir à laje fungiforme.

Em geral, podemos optar por variar um ou várias das seguintes possibilidades:

- O perímetro do pilar (secção do pilar);
- A altura útil da laje;
- A classe de betão utilizada;
- Armar ao punçoamento.

1.ª Verificação - Estados Limite de Deformação

Em geral, as anteriores fixadas para lajes vigadas.

2.ª Verificação - Estados Limite Últimos

A resistência atribuída ao betão, por corte originado por Esforço Transverso, é dada por:

$$V_{RdI} = \tau_{Rd} (1.6 - d) d \times u$$

Em que:

- τ_{Rd} - tensão resistente do betão (por exemplo o valor de “ τ_1 ” do Art. 53º do REBAP);
- d - altura útil da laje;
- u - perímetro do contorno crítico de punçoamento.

Já a determinação do valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento, V_{Rd} , variará, consoante existirem, ou não, armaduras específicas de punçoamento.

Assim, no caso de não existirem tais armaduras, tem-se:

$$V_{Rd} = v_{Rd} \times u$$

Em que:

$$v_{Rd} = \eta \times \tau_1 \times d$$

Com:

- v_{Rd} = valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento por unidade de comprimento do contorno crítico de punçoamento;

- u = perímetro crítico de punçoamento, definido por uma linha fechada envolvendo a área carregada a uma distância não inferior a $d/2$ e cujo perímetro é mínimo;
- η = coeficiente cujo valor é dado por $1.6-d$, com d expresso em metros e, que não deve ser tomado inferior à unidade;
- τ_1 = tensão cujo valor é dado pelo quadro VI do art.º 53.º do REBAP e, que se transcreve de seguida:

Se, pelo contrário, existirem armaduras específicas de punçoamento, o valor de cálculo do esforço resistente passa a considerar-se igual a $4/3$ da componente, normal ao plano da laje, da força resistente de cálculo da armadura (correspondente à tensão f_{syd} , mas não excedendo 350MPa):

$$v_{Rd} = 4/3 \times f_{syd} \times A_s/s$$

Com $f_{syd} \leq 350$ Mpa, admitindo-se como valor máximo:

$$V_{Rd} = 1.6 (v_{Rd} \cdot u)$$

Postas estas considerações e, com vista à realização do pré-dimensionamento da laje, efectua-se o cálculo simplificado do esforço actuante de punçoamento com base nas áreas de influência adjacentes a cada pilar, agravando-o para ter em conta as excentricidades realmente existentes.

Efectuando o cálculo simplificado do esforço actuante de punçoamento, com base em áreas de influência e agravando o esforço obtido para ter em conta a excentricidade:

$$V_{Sd.ef} \cong 1.15V_{Sd} \text{ - pilares interiores}$$

$$V_{Sd.ef} \cong 1.50V_{Sd} \text{ - pilares exteriores.}$$

Podemos estabelecer a condição de segurança ao punçoamento para pré-dimensionar a laje:

$$V_{Sd.ef} \leq V_{Rd1} \text{ - caso não se pretenda usar armadura de punçoamento;}$$

$$V_{Sd.ef} \leq V_{Rd2} \text{ - caso se admita o uso de armadura de punçoamento.}$$

O dimensionamento da espessura do espessamento da laje junto aos pilares e/ ou capitel é efectuado de forma idêntica para satisfazer a segurança em relação ao punçoamento.

Para verificação simplificada da resistência da laje à flexão pode admitir-se um momento negativo máximo:

$$M_{Sd}^- = \frac{3}{4} \times p_{Sd} \times l_2 \times l_1^2 / 10$$

A actuar na faixa central de largura “ $l_2/2$ ”, sendo “ l_2 ” o menor vão, “ l_1 ” o maior vão e “ p_{sd} ” a carga por metro quadrado elegível para o efeito.

A espessura pode então ser condicionada de forma a que o momento reduzido não ultrapasse 0.25:

$$d \geq \sqrt{\frac{m_{sd}}{0.25 f_{cd}}} \quad h \cong d + 4 \text{ cm}$$

Sendo $m_{sd} \cong 0.15 p_{sd} l_1^2$, o momento máximo por faixa de 1 metro de largura.

d) Pilares e paredes:

As dimensões dos pilares são, numa 1.^a fase, estimadas a partir do valor da carga axial, a qual pode ser rapidamente apreciada. Contudo, a presença de momentos nos pilares causa, em geral, um aumento da área assim determinada (apenas com base na carga axial), apesar dos coeficientes correctivos que se possam usar. Esta diferença cresce em função da severidade das acções horizontais, como o sismo.

O pré-dimensionamento dos pilares é, efectuado a partir da verificação de segurança de peças sujeitas à compressão simples, comparando os esforços actuantes N_{sd} , com os esforços resistentes, N_{rd} .

$$N_{sd} \leq N_{rd}$$

Os esforços resistentes são calculados a partir da soma dos esforços resistentes de cada um dos materiais, aço e betão.

$$N_{rd} = N_{rdb} + N_{rda}$$

Onde:

$$N_{rdb} = 0.85 f_{cd} A_c$$

$$N_{rda} = f_{syd} A_s$$

Considerando $\rho = A_s / A_c = 1\%$ (esta percentagem deve variar entre 0.7 a 1.5%, para que a tensão de compressão no betão não seja elevada e consequentemente a durabilidade da estrutura seja a adequada), teremos:

$$N_{rd} = 0.85 f_{cd} A_c + 0.01 f_{syd} A_c$$

Que por sua vez é igual a:

$$N_{rd} = (0.85 F_{cd} + 0.01 F_{syd}) A_c$$

O valor $(0.85 F_{cd} + 0.01 F_{syd})$ é uma tensão que depende das características dos materiais a usar, betão e aço. No quadro abaixo apresenta-se o valor dessa tensão em função das várias combinações possíveis de materiais, correntemente usados na construção de edifícios.

Tensão a usar no pré-dimensionamento dos pilares

MATERIAL		TENSÃO
Betão	Aço	$\sigma = 0.85 f_{cd} + 0.01 f_{syd}$
B20	A235	11.135
B20	A400	12.575
B20	A500	13.445
B25	A235	13.345
B25	A400	14.785
B25	A500	15.655
B30	A235	16.235
B30	A400	17.675
B30	A500	18.545

O valor dos esforços actuantes N_{sd} , pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$N_{sd} = 10 \cdot A_i \cdot \gamma_s \cdot n \cdot f_p$$

Em que:

- 10 – Representa o valor médio das cargas permanentes e da sobrecarga a actuar por m^2 de laje (tendo em conta o peso próprio das vigas e dos pilares), pelo que pode variar (para mais e para menos) em função do caso em estudo;
- A_i – Área de influência de cada pilar i ;
- γ_s – Factor de majoração (1.5);
- “n” – Número de andares acima do piso em que se está a pré-dimensionar o pilar;
- f_p – Factor de posição.

A variação do espaço normal ao longo da altura do edifício é importante, dado que este cresce de uma forma regular desde a parte superior do prédio até à parte inferior. A variação do momento flector ao longo da altura do edifício é muito pequena. Por isso, a influência dos momentos, comparada com a das cargas axiais, é maior nos andares superiores do que nos inferiores. Como se referiu o pré-dimensionamento é feito só atendendo ao esforço normal, desprezando-se a presença do momento flector.

O valor de “ f_p ” (factor de posição) pretende ter em conta a importância que o momento flector pode ter no pré-dimensionamento. É portanto, um factor que deverá ser maior quando maior for a importância do momento flector em relação ao esforço normal. Assim nos pisos superiores este valor deverá ser maior do que nos pisos inferiores e nos pilares extremos também deverá ser maior do que nos pilares interiores.

É habitual considerar-se para “fp” os valores de 1.5, 1.3 e 1.1, consoante a posição que os pilares ocupam em planta e em altura. Assim, para pilares situados na parte de cima do edifício, usa-se o valor de “fp” = 1.5 para pilares extremos e “fp” = 1.3 para pilares interiores. Se o pilar está situado na parte de baixo do edifício (normalmente considera-se a parte de baixo, como a correspondente à parte abaixo da meia altura do edifício) o valor de “fp” deve ser tomado igual a 1.3 para os pilares extremos e 1.1 para os pilares interiores.

Genericamente, determinado o valor de “Nsd”, a secção do pilar obtêm-se a partir da expressão:

$$Nsd \leq Nrd = \sigma \cdot A_c$$

Logo:

$$A_c = Nsd / \sigma$$

Contudo, por motivos de esta fórmula não contabilizar o efeito dos momentos, será de adoptar:

- a) Acções verticais (ex: carga permanente, sobrecarga):

$$N_{rd} = \eta \times f_{cd} \times A_c, \text{ com } \eta \text{ entre } 0,6 \text{ e } 0,85.$$

- b) Acções horizontais (ex: sismo, vento):

$$N_{rd} = \eta \times f_{cd} \times A_c, \text{ com } \eta \text{ entre } 0,4 \text{ e } 0,6$$

De notar que o valor indicado para zonas de incidência sísmica, já está de acordo com as regras mínimas para efeitos de estruturas de ductilidade melhorada (0,6).

Definida a área A_c do pilar, começa-se a definir as secções do pilar ao longo da altura do edifício. É habitual começar-se a definir a secção do pilar ao nível do 1º andar, já que é normalmente neste piso que as dimensões são mais condicionantes, atendendo à presença das divisórias.

8. Com estes mesmos textos, pode-se, ainda, chegar à armadura aproximada final que, provavelmente, estará próxima da rigorosa, se a estrutura respeitar os critérios que estiveram na base dos esforços aproximados de pré-dimensionamento.

Será de considerar, no caso de lajes fungiformes (maciças ou aligeiradas) o Método dos Pórticos Equivalentes, para a distribuição de momentos nas zonas mais centrais e laterais destas lajes, depois de as calcular como vigas contínuas.

Ainda para lajes fungiformes (maciças ou aligeiradas) a verificação ao punçoamento, poderá ser determinante na altura da laje ou de eventuais capitéis.

A que ter em atenção que:

1. Com o processo acima temos um método que tem em vista o pré-dimensionamento com

base em esforços resistentes, ou seja, pré-determinar a dimensão das secções com vista a termos quantidades de betão e armadura com a máxima eficiência mecânica e óptima relação/percentagem aço/betão – é um pré-dimensionamento com base em Estados-Limite Últimos, ou seja, na resistências das secções, face aos esforços impostos solicitações (cargas);

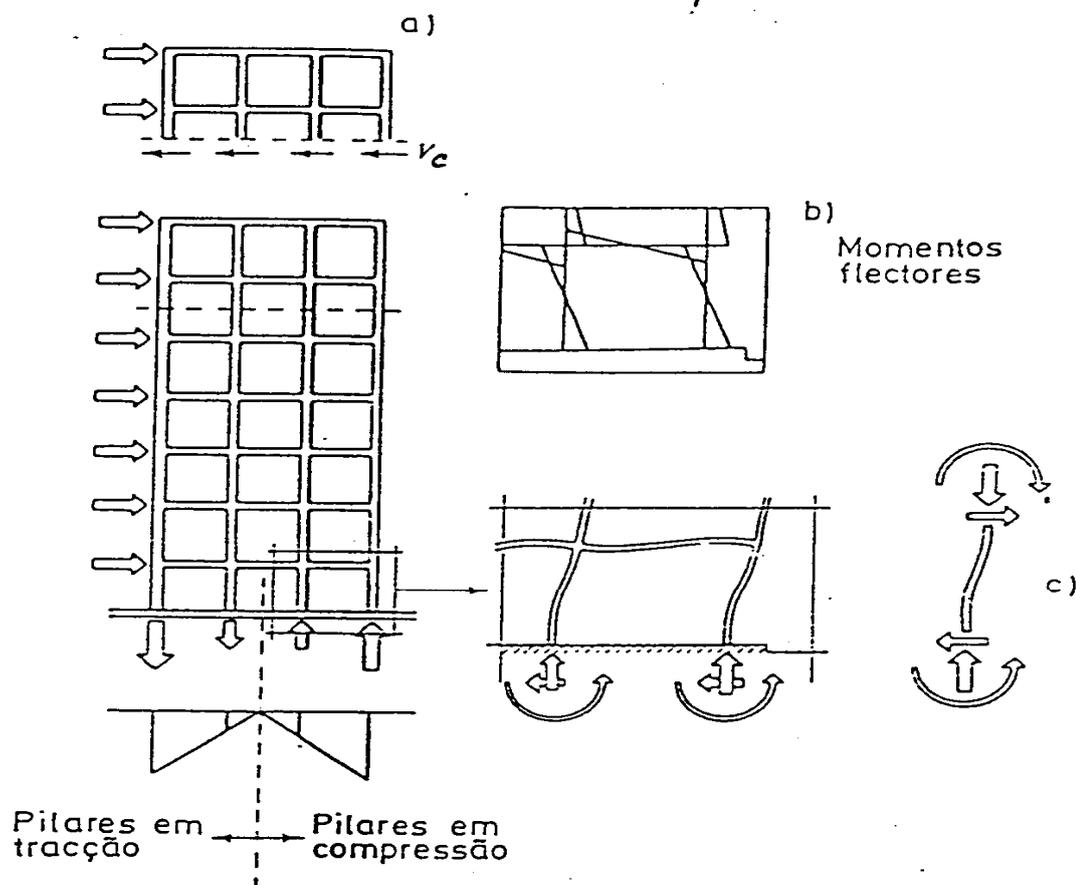
2. Contudo, este deve-se sobrepor ao método tradicional de pré-dimensionamento da altura mínima das secções (vigas e lajes), com base na observância directa do Estados-Limite de Utilização ou Serviço, designadamente de deformação – o que dispensa a sua verificação (para Estados-Limite de Utilização ou Serviço no que trata a fendilhação, em estruturas de betão armado, a sua dispensa de verificação baseia-se no espaçamento entre armaduras em zona de tracção – situação a controlar em projecto/desenho de execução);
3. Assim sendo, da máxima dimensão obtida entre os dois pontos anteriores, temos a dimensão final de pré-dimensionamento.

Notar que:

1. **Muros de cave** tem a sua dimensão, em pré-dimensionamento, para altura entre pisos enterrados não superior a 2.5, em 0.2m para a primeira cave e $0.1m + 0.1m \times (n^\circ \text{ da cave})$ para os restantes;
2. Para **paredes resistentes** (caixa de elevadores e escadas – núcleos), 0.15m a 0.2m em edifícios até 10 andares, aumentando cerca de 0.1m por cada conjunto de novos 10 pisos. Isto para edifícios correntes de habitação e pequeno serviço (escritórios).

ANÁLISE SIMPLIFICADA DE PÓRTICOS SOB ACÇÕES HORIZONTAIS

As acções horizontais que solicitam um edifício são aplicadas essencialmente ao nível das lajes de piso. A pressão do vento, por exemplo, exerce-se contra as fachadas que se apoiam lateralmente contra as lajes. Da mesma forma, para as acções sísmicas, as massas que geram as forças de inércia estão essencialmente concentradas ao nível das lajes de piso.



Estas forças horizontais são transmitidas aos elementos de contraventamento (paredes e pórticos) pelas lajes trabalhando como vigas parede ou diafragmas horizontais rígidos em cada nível, que conduzem essas forças até à fundação. Sendo as lajes consideradas como diafragmas rígidos verifica-se a compatibilização de deslocamentos, ao nível de cada piso, de todos os elementos que asseguram a estabilidade a acções horizontais.

A acção do vento e a acção sísmica são obtidas globalmente para o edifício (considerando

separadamente as duas direcções ortogonais) e em seguida é distribuída pelos vários elementos de contraventamento proporcionalmente à respectiva rigidez ao deslocamento horizontal.

Na figura da página anterior ilustra-se a acção horizontal global sobre um edifício de andares e o mecanismo resistente para um dos planos de análise.

Conhecida a distribuição da acção global pelos vários elementos de contraventamento, um dado pórtico é então solicitado por forças aplicadas nos nós ao nível de cada piso. As vigas e pilares ficam sujeitos a diagramas de momentos com variação linear. Os pilares ficam sujeitos para além do momento flector e esforço transversal a um esforço axial que cria o binário resistente ao momento de derrube.

Vários métodos de avaliação dos esforços devidos a acções horizontais existem, contudo e tal como se preconizou para as cargas verticais, com os novos meios informáticos, quer ao nível do hardware como do software, estes processos simplificados, ou de pré-dimensionamento expedito, tem perdido muito do seu significado original.

De qualquer forma, podemos dizer que, em geral, assentavam nas seguintes proposições, que mantêm a sua validade:

- O esforço transversal total horizontal em todos os pilares de um dado andar é igual e de sinal contrário à soma de todas as forças horizontais actuando acima do andar;
- Considerando elementos verticais com a mesma altura, a soma das forças horizontais actuando sobre um dado andar repartem-se por estas diferentes peças estruturais do andar proporcionalmente aos seus momentos de inércia (se as dimensões em altura fossem diversas falaríamos em rigidez, já que esta incorpora esta dimensão);
- Os pontos de inflexão de todos os elementos, nomeadamente pilares e vigas, são aproximadamente localizados a meia distância entre nós.
- Os pilares são assim considerados encastrados ao nível de cada piso e articulados a

meia altura do andar.

- As paredes resistentes, sobretudo quando formam no seu conjunto um núcleo de contraventamento (caixa de escadas ou de elevador), podem funcionar como consolas encastradas na fundação, dada a elevada diferença de rigidez entre estas e os restantes elementos estruturais que trabalham nos seus planos de desenvolvimento;
- Os esforços axiais dos pilares resultantes da acção das forças horizontais, podem ser estimados, considerando-se proporcionais à distância de cada pilar ao ponto equidistante dos dois pilares extremos, o que pode sofrer oscilações apreciáveis no caso de nos encontrarmos na situação traduzida no parágrafo anterior.

Diga-se que sendo o esforço de corte e os correspondentes momentos, em geral, maiores no piso inferior, é importante fazer uma avaliação judiciosa das condições de fundação de forma a, se aplicável, introduzir e localizar correctamente as articulações que simulem um comportamento de não continuidade da fundação.

Esta situação pode ter um cariz intermédio entre o encastramento completo e a articulação perfeita, ou seja, podemos considerar a presença de uma mola com funcionamento rotacional que imite a interacção solo-estrutura. A adopção de molas com as características de elasticidade do terreno pode, obviamente, estender-se aos deslocamentos horizontais e mesmo verticais, testemunhando a resistência elásto-plástica do terreno ao movimento da estrutura, conquanto existe o óbice de que não será fácil incluir o facto de esta resistência não ser linear como a lei básica da mola (o solo só é parcialmente compressível e não trabalha à tracção).