

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA SUJEITA A ACÇÕES SÍSMICAS

IVONE MACIEL

Investigadora
Universidade do Minho
Guimarães - Portugal

JOÃO P. GOUVEIA

Eq. Prof. Adjunto
Inst. Sup. Eng. Coimbra
Coimbra - Portugal

PAULO B. LOURENÇO

Professor Catedrático
Universidade do Minho
Guimarães - Portugal

SUMÁRIO

Com o presente trabalho apresentam-se aspectos relacionados com o dimensionamento de estruturas de alvenaria sujeitas a acções sísmicas. São referidas exigências materiais e de cálculo de estruturas de alvenaria especificadas no Eurocódigo 6 e no Eurocódigo 8. Aborda-se o dimensionamento à acção sísmica segundo os referidos eurocódigos. Apresenta-se uma discussão da formulação de cálculo sísmico de três softwares existentes no mercado para o dimensionamento de estruturas de alvenaria, e efectua-se uma comparação da aceleração sísmica obtida pelos diferentes programas e através de um cálculo manual para um edifício-exemplo.

1. INTRODUÇÃO

Actualmente, os planos de ensino nas escolas de engenharia e a prática corrente de projecto de edifício no mercado de trabalho, são dominados pela aplicação de regras e conceitos de dimensionamento a acções horizontais em edifícios reticulados de betão armado, havendo a necessidade de divulgar exigências regulamentares, métodos e exemplos de cálculo relativo para outras soluções construtivas, como as estruturas de alvenaria.

A filosofia preconizada no *Eurocódigo 6* (EC6 [1]) para o dimensionamento de estruturas de alvenaria e de acessórios de ligação consiste na garantia de condições de durabilidade e na verificação de condições de resistência dos estados limites durante a sua execução e utilização pelo período de vida útil do edifício, designadamente verificação aos estados limites últimos¹ e estados limites de utilização². A sua aplicação não é aplicável a estruturas especiais, tais como: pontes e barragens de alvenaria, arcos e cúpulas, alvenarias não aparelhadas, e alvenarias armadas com outros materiais diferentes do aço.

O *Eurocódigo 8* (EC8 [2]) é o regulamento europeu que cobre as exigências para construção em zonas sísmicas em conformidade com os restantes regulamentos. No capítulo que concerne a estruturas de alvenaria, o *EC8* apresenta definições para alvenaria confinada e alvenaria armada. Soluções confinadas são caracterizadas como alvenaria executadas rigidamente entre vigas e pilares construtivos nos quatro lados (sem a intenção de se comportarem como uma estrutura porticada). Alvenaria armada é definida por panos de alvenaria resistente dotados de armaduras (varões ou rede metálica), habitualmente de aço, embebidos na argamassa ou em elementos internos ao pano executados por betão de enchimento para que os materiais contribuam de forma solidária para a resistência.

2. OS CÓDIGOS DE DIMENSIONAMENTO

2.1. Requisitos fundamentais, acções e combinações

A definição de acções e a combinação de acções, apresentada na *Eurocódigo 1* (EC1 [3]), tem princípios semelhantes aos critérios apresentados no *Regulamento de Segurança e Acções* [4]. Para a verificação dos E.L. e

¹ Estados limites últimos, ELU - estados associados com o colapso ou com outras formas similares de rotura.

² Estados limites de Serviço, ELS - estados para além dos quais os requisitos de funcionamento da estrutura deixam de se verificar.

para o dimensionamento são usados coeficientes parciais de segurança para definição dos valores de cálculo das acções e dos parâmetros resistentes dos materiais e dos dados geométricos a partir dos respectivos valores característicos.

2.2. Materiais

As unidades de alvenaria contempladas para o dimensionamento de estruturas de alvenaria devem ser fabricadas de acordo com os documentos específicos baseados nas normas *EN 771*. De acordo com a qualidade de fabrico e com a declaração de conformidade baseada nas características físicas e mecânicas, e homologada pela certificação de produtos, as unidades de alvenaria podem ser classificadas como sendo da Categoria I ou II. O *EC6* apresenta uma classificação do tipo de unidades (cerâmicas, betão corrente, sílico-calcários) por 4 grupos de acordo com a percentagem de furação (vertical ou horizontal) e dimensões das paredes de delimitação dos vazados internos.

As exigências relativas aos materiais constantes no *NA* [5] do *EC8* refere não serem admissíveis unidades do Grupo 3 (furação vertical) para zonas não consideradas de baixa sismicidade, e que a percentagem de furação dos tijolos cerâmicos do Grupo 4 (furação horizontal) deve ter um valor máximo de 60%. Refere ainda requisitos de dimensões para os septos (espessura ≥ 5 mm) e paredes das unidades (espessura ≥ 8 mm) ou uma espessura combinada que deve ser igual ou superior a 16%.

A resistência à compressão das unidades de alvenaria a ser considerada no projecto é a resistência normalizada à compressão, f_b . No caso em que o fabricante fornece o valor médio da resistência para determinada unidade, a resistência característica é obtida pela sua multiplicação pelo coeficiente de forma, δ . De acordo com o *NA* [6] do *EC6* as unidades devem ser referenciadas segundo classes de resistência definidas pela letra *U* (Unit) seguida do valor correspondente à sua resistência mecânica na direcção perpendicular às faces de assentamento. Este documento preconiza para aplicação nacional unidades de alvenaria do tipo *U4*, *U5*, *U10*, *U15*, *U20*.

Segundo o *NA* do *EC8*, a resistência à compressão das unidades de alvenaria na direcção perpendicular à junta horizontal de assentamento, f_b , deverá ser igual ou superior a 4 MPa e na direcção paralela à junta horizontal de assentamento, f_{bh} , não inferior a 1.6 MPa no caso de unidades com espessura inferior a 250 mm. Estas resistências devem ser de 3 MPa e 1.6 MPa, respectivamente, para unidades com espessura não inferior a 250 mm quando aplicadas em zonas de baixa sismicidade.

As argamassas, prontas ou pré-doseadas, preconizadas para execução de paredes de alvenaria podem ser argamassas convencionais, argamassas-cola e argamassas leves, definidas de acordo com os seus constituintes. A resistência à compressão da argamassa para alvenaria, f_m , deve ser determinada de acordo com *EN 1015-11* e ser classificadas pela letra *M* (“mortar”) seguida do valor da resistência à compressão, em MPa. Este documento preconiza para aplicação nacional argamassas do tipo *M5* e *M10*. O *EC8* define como valores mínimos da resistência à compressão da argamassa de 5 MPa (*M5*) para alvenaria simples ou confinada e de 10 MPa (*M10*) para alvenaria armada. As juntas verticais de assentamento devem ser preenchidas excepto em zonas de baixa sismicidade, ou possuir encaixes capazes de garantir uma resistência ao corte pelo menos igual à de uma junta preenchida.

O betão de enchimento, para preenchimento dos vazados internos das unidades de alvenaria ou para execução de elementos de confinamento, deve ter uma trabalhabilidade adequada para o efeito (classes de abaixamento S3 a S5), doseado de acordo com a *EN 206* [7] e cumprindo requisitos específicos de dimensões máximas para os agregados de acordo com o *EC6*. A composição deve garantir uma suficiente retenção de água de forma a minimizar o seu fluxo para a alvenaria, reduzindo os efeitos de retracção do betão e a sua consequente fendilhação. A resistência mínima à compressão preconizada para aplicação nacional é de 12 MPa.

As armaduras ordinárias, lisas ou nervuradas, para reforço de juntas de assentamento horizontais ou verticais, ou para execução de armaduras de elementos de confinamento devem possuir uma durabilidade adequada para a classe de exposição aplicável. O módulo de elasticidade das armaduras pode ser considerado igual a 200 GPa.

2.3. Propriedades mecânicas

O EC6 define quatro propriedades mecânicas intrínsecas da alvenaria a serem verificadas que aqui se apresentam de forma sucinta: resistência à compressão, resistência ao corte, resistência à flexão, e resistência de aderência entre armaduras e secções de betão ou argamassa envolventes.

A resistência à compressão da alvenaria, f_k , executada com argamassa convencional pode ser obtida pela utilização da expressão de cálculo:

$$f_k = K \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3} \quad (1)$$

Em que:

f_k - valor de cálculo da resistência característica à compressão da alvenaria, em MPa;

K - constante que depende do tipo de unidade e respectivo grupo e do tipo de argamassa, variando entre 0,4 e 0,6 para as aplicações mais correntes em Portugal;

f_b - resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria, em MPa, na direcção do efeito da acção aplicada, com o valor máximo de 75 MPa para unidades assentes com argamassa convencional;

f_m - resistência à compressão da argamassa convencional, em MPa, com o limite máximo de valor igual ao mínimo de (20 MPa; $2 \times f_b$).

A resistência ao corte da alvenaria, f_{vk} , pode ser obtida através de expressões de cálculo em função do tipo de argamassa utilizada e com o tipo de junta de assentamento. Para alvenaria corrente executada com juntas transversais preenchidas, obtém-se:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \times \sigma_d \quad (2)$$

Em que:

f_{vk} - limitado ao menor valor de $0,065 \times f_b$ ou a f_{vlt} , em MPa;

f_{vk0} - valor da resistência característica inicial ao corte da alvenaria, sob compressão nula. f_{vk0} varia entre 0,10 e 0,30 MPa;

f_{vlt} - valor limite para f_{vk} , em MPa;

σ_d - valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao corte na direcção de estudo e no elemento de alvenaria no piso em análise, em MPa, usando a combinação apropriada de carga que origina a tensão média de compressão na zona comprimida sujeita a corte e ignorando a parte em tracção.

A resistência à flexão da alvenaria deve ser verificada para as duas direcções das acções actuantes: no plano paralelo às juntas de assentamento, f_{xk1} , e no plano perpendicular às juntas de assentamento, f_{xk2} . Para o módulo de elasticidade e para o módulo de distorção admite-se $E=1000 \times f_k$ e $G=0,40 \times E$, respectivamente. Para alvenaria corrente, executada com argamassa convencional com $f_m \geq 5$ MPa, os valores de f_{xk1} e f_{xk2} são respectivamente, 0,10 e 0,40 MPa.

A verificação da resistência mecânica de aderência entre as armaduras e o betão de enchimento ou a argamassa envolvente, segundo o EC6, deve ser feita recorrendo a ensaios normalizados ou utilizando os valores recomendáveis. Para cada situação, o EC6 recomenda valores que variam de 1,3 a 1,8 MPa, e de 0,5 a 1,4 MPa, para varões de aço de carbono respectivamente embebidos em betão de enchimento ou em argamassa.

2.4. Dimensionamento

No dimensionamento de estruturas de alvenaria aos estados limites, deve ser desenvolvido um modelo de cálculo tendo em conta uma adequada descrição da estrutura, dos seus materiais constituintes e das características ambientais aplicáveis, do comportamento global da estrutura no seu todo ou em de partes específicas e das acções e o modo como elas são aplicadas. Devem ser garantidas características de estabilidade e de robustez do edifício através de adequados sistemas de paredes de contraventamento e de distribuição de rigidez dos elementos verticais, bem como ter em conta os efeitos originados por imperfeições e efeitos de segunda ordem.

Na análise dos modelos de cálculo, devem ser verificadas condições de resistência axial, resistência ao corte e de resistência à flexão de cada parede tendo por base as acções aplicadas (ver [8]).

O definição da acção sísmica para o dimensionamento de estruturas, segundo o *EC8*, é feito a partir de espectros de resposta, Figura 1, permitindo determinar a aceleração sísmica da estrutura. Para tal é necessário conhecer os períodos de vibração da estrutura. No caso de edifícios em que, o contributo dos modos superiores ao primeiro modo de vibração não é significativo para resposta global da estrutura à acção sísmica em cada direcção principal, o período fundamental pode ser estimado através da seguinte expressão:

$$T_1 = C_T \times H^{3/4} \quad (3)$$

Em que:

C_T - é 0.05 para todas as estruturas excepto de aço ou de betão armado;

H - altura do edifício, em m .

Dependendo do intervalo em que se encontra o período fundamental determina-se a aceleração sísmica de dimensionamento, $S_d(T_1)$, da estrutura através das seguintes expressões:

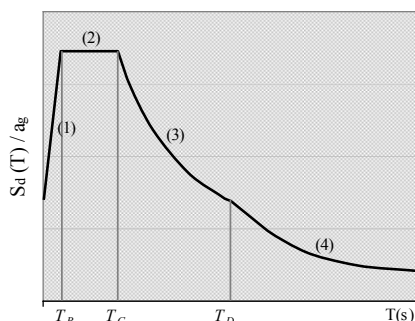


Figura 1: Espectro de resposta da aceleração sísmica.

$$1. \quad 0 \leq T \leq T_B \Rightarrow S_d(T_1) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4)$$

$$2. \quad T_B \leq T \leq T_C \Rightarrow S_d(T_1) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \quad (5)$$

$$3. \quad T_C \leq T \leq T_D \Rightarrow S_d(T_1) = \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (6)$$

$$4. \quad T \geq T_D \Rightarrow S_d(T_1) = \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (7)$$

Em que:

a_g - aceleração sísmica do solo;

S - factor do terreno;

q - coeficiente de comportamento;

β - factor de limite inferior.

A aceleração determinada através dos espectros de resposta pode ser transformada numa força horizontal, força de corte basal, equivalente a aplicar na respectiva direcção:

$$F_b = S_d(T_1) \times M \quad (8)$$

Em que:

F_b - força de corte basal, em kN;

$S_d(T_1)$ - ordenada do espectro de resposta de dimensionamento;

M - massa total do edifício (kN).

A força de corte basal é distribuída ao nível dos diferentes pisos do edifício, e considerando que as lajes têm um comportamento infinitamente rígido, sendo essa distribuição feita pelas paredes em função da sua rigidez relativa. A verificação de segurança é garantida através da verificação ao corte, em que o valor de cálculo do esforço de corte da combinação de acções base sismo não deve ser superior ao valor de cálculo da resistência ao corte determinado segundo o *EC6*, tendo em conta as expressões (2) e (9).

$$f_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \quad V_{Sd} \leq V_{Rd} = f_{vd} \times t \times l_c \quad (9)$$

Em que:

f_{vd} - valor de cálculo da resistência ao corte da parede, em MPa, calculada em função da expressão (2);

γ_M - coeficiente parcial de segurança para o material;

V_{Sd} e V_{Rd} - valor de cálculo do esforço de corte actuante e resistente, em kN;

t - espessura efectiva da parede, em m ;

l_c - comprimento da parte comprimida da parede, admitindo distribuição triangular de tensões, em m .

3. SOFTWARES PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA

Actualmente, é frequente que o projecto de estruturas seja assistido por computador, quer no dimensionamento, quer na pormenorização. Existem no mercado, diversos programas que permitem o projecto de estruturas de alvenaria, Tabela 1, referindo-se o apoio de consórcios e associações industriais no desenvolvimento e divulgação de alguns destes programas.

Deste conjunto de programas foram até ao momento analisados pormenorizadamente os três programas, aqui designados por A, B e C, dos quais se apresenta uma breve discussão nos pontos seguintes. Estes programas permitem a definição total da estrutura, a introdução das características pretendidas e fornecem a partir de uma modelação global, o dimensionamento de cada parede quer para forças estáticas quer para forças sísmicas.

Tabela 1 - Programas para projecto assistido por computador de estruturas de alvenaria.

Programa de cálculo	Língua	Regulamento adoptado	Endereço Web
AEDES	Italiano	Italiano	http://www.aedes.it/
CMT+L	Espanhol	EC6	http://www.arktec.com/cmtl.htm
CYPE	Português	EC6	http://cypecad.cype.pt/
FEDRA	Inglês	EC6	http://www.runet-software.com/1fedra.htm
Masonry design	Inglês	Norueguês	http://www.strusoft.com/default.asp
Por 2000	Italiano	Italiano	http://www.newsoft-eng.it/Por2000_eng.htm
TQS ALVEST	Português	Brasileiro	http://www.tqs.com.br/
TRICALC 13	Espanhol	EC6	http://www.arktec.com/new_t13.htm
TRICALC 17	Espanhol	EC6	http://www.arktec.com/portugal/new_t17p.htm
WinMason	Inglês	Americano	http://www.archonengineering.com/winmason.html
WinWall 2.5	Italiano	Italiano	http://www.crsoft.it/prodotti_winwall.html
3Muri	Italiano	Italiano	http://www.stadata.com/
ANDILWall	Italiano	Italiano	http://www.laterizio.it/
MURATS	Italiano	Italiano	http://www.softwareparadiso.it/murats.htm#Caratteristiche
Sismur2	Italiano	Italiano	http://www.franiac.it/sismur.html
TRAVILOG 2004 PRO	Italiano	Italiano	http://www.logical.it/2livello.asp?pag=murature
Tecnobit	Italiano	Italiano	http://www.tecnobit.info/products/murature.php
CDMaWin	Italiano	Italiano	http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/programmi/cdmwin.htm

3.1. Descrição e entrada de dados

O **programa A** é um software estrutural Italiano que efectua o dimensionamento de alvenaria resistente com bases nas seguintes normas italianas: norma geral para a construção em alvenaria *D.M. 20/11/1987* [9], norma sísmica *Ordinanza 3274/2003* [10], norma de referência aos estados limites de dano³ e estados limites últimos *D.M. 1996* [11]. A modelação geométrica do edifício é realizada através de comandos da interface gráfica do programa, Figura 2, onde se definem as características das paredes (características dos materiais e das paredes de alvenaria⁴), das lajes (geometria, propriedades mecânicas, carregamentos, etc.) e os parâmetros sísmicos e a acção sísmica definidos de acordo com as normas aplicáveis. As características da alvenaria são referenciadas nos documentos normativos italianos referidos, podendo no entanto ser alterados.

³ Estados limites de dano, ELD – estados para além dos quais os requisitos de utilização da estrutura deixam de se verificar

⁴ Resistência do bloco à compressão na direcção vertical (f_{bv}); resistência do bloco à compressão na direcção horizontal (f_{vh}); peso volúmico da parede (γ); resistência normal característica da alvenaria (f_k); resistência característica ao corte da alvenaria (f_{vk}); módulo de elasticidade (E); e módulo de distorção (G).

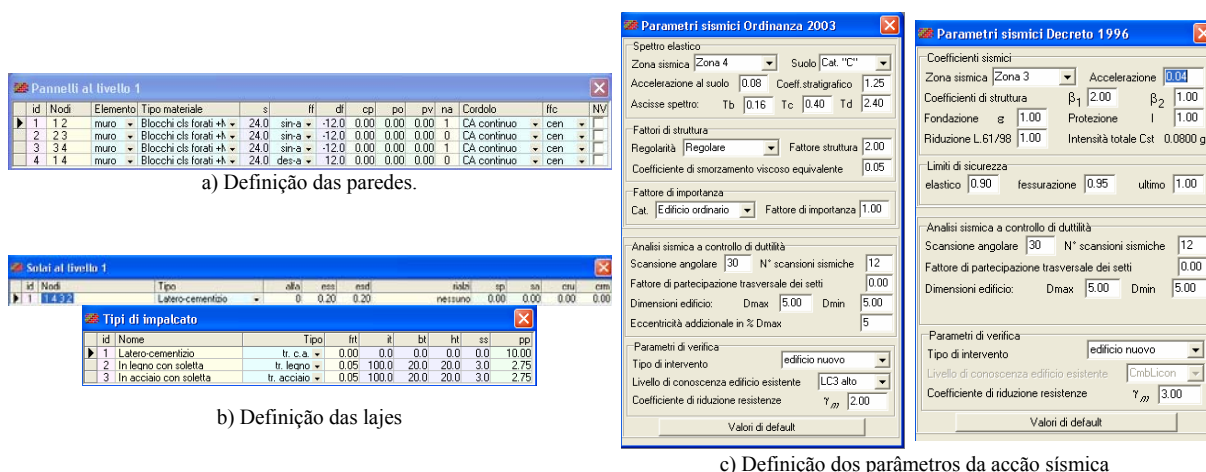


Figura 2: Modelação da estrutura no programa A.

O **programa B** é um *software* estrutural norueguês que efectua o dimensionamento segundo o *EC6* para estruturas de alvenaria armada, confinada ou simples. Para além do módulo de dimensionamento de estruturas de alvenaria, permite também efectuar o dimensionamento das lajes, vigas e/ou pilares segundo o *Eurocódigo 2* e coberturas tipo em madeira segundo o *Eurocódigo 5*. O programa recorre ao Método de Elementos Finitos para o dimensionamento das paredes de alvenaria, analisando as paredes com aberturas como um único troço de parede. O número de divisões para a definição da malha de elementos finitos pode ser estabelecida pelo utilizador. O programa apresenta uma lista de unidades de alvenaria com valores característicos das propriedades físicas e mecânicas que podem ser modificados para os valores pretendidos, (Figura 3a). A definição das paredes e lajes é, também realizada através de comandos da interface gráfica do programa, (Figura 3b) e Figura 3c). A acção sísmica é definida através da introdução de um coeficiente sísmico traduzido como aceleração espectral, $S_d(T)$, através da sua multiplicação pela aceleração de gravidade.

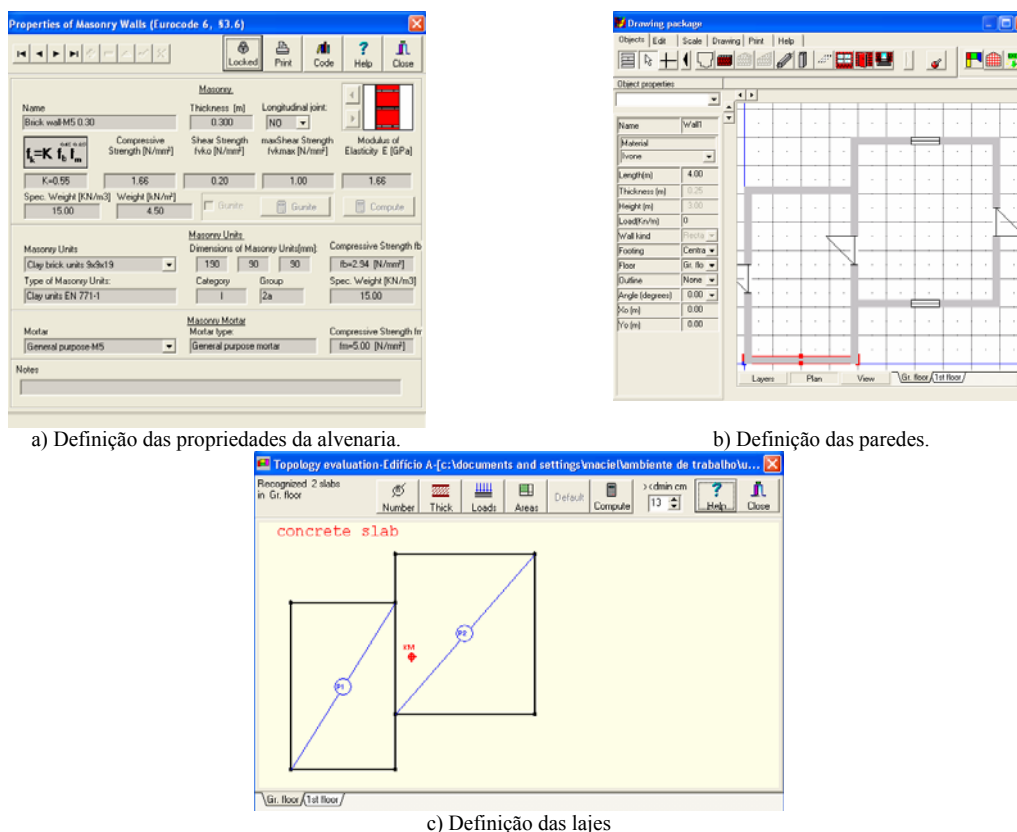


Figura 3: Modelação da estrutura no programa B.

O **programa C** é um *software* estrutural Italiano que apresenta duas versões para o dimensionamento de edifícios em alvenaria. O **programa C.1** efectua o dimensionamento com base na regulamentação italiana [11] e apresentando uma verificação sísmica baseada no desempenho da estrutura [12]. O **programa C.2** efectua análises sísmicas com base na norma sísmica aplicável [10] com referência aos estados limites de dano e último. O modelo gerado pelo programa recorre a pórticos equivalentes, no qual os “pilares” (barras verticais) são os troços contínuos das paredes resistentes e “vigas” (barras horizontais) representam as zonas de parede acima e abaixo das aberturas. A intersecção entre elementos verticais e horizontais pode ser considerada infinitamente rígida. O programa permite efectuar análises lineares, não lineares, estática e dinâmica.

No programa C.1 a introdução de dados, Figura 4, é efectuada de modo semelhante aos programas anteriores: definição das paredes, das lajes e dos materiais e propriedades da alvenaria necessários para o dimensionamento da estrutura. Na janela “*Parametri di Calcolo*” definem-se todos os valores dos parâmetros necessários às análises sísmicas pretendidas.

a) definição das paredes.

N°	Dis.	Potante	Centro-vento	Tipologia	Stiga	Allineamento	Fondaz.	N° vet.	Coord. vet.	Lx (m)	ly (m)	Yg (m)	Yl (m)	Angolo (°)
1				H	1X	1X		4	[XXXX]	2,00	0,25	1,000	0,125	0
2				S1/3	2X	1X		4	[XXXX]	1,00	0,25	2,500	0,125	0
3				H	3X	1X		4	[XXXX]	2,00	0,25	4,000	0,125	0
4				H	4X	2X		4	[XXXX]	2,00	0,25	1,000	3,875	0
5				P4/7	5X	2X		4	[XXXX]	1,00	0,25	2,500	3,875	0
6				S4/7	6X	2X		4	[XXXX]	1,00	0,25	2,500	3,875	0
7				H	7X	2X		4	[XXXX]	2,00	0,25	4,000	3,875	0
8				H	1Y	1Y		4	[XXXX]	0,25	4,00	0,125	2,000	0
9				H	2Y	2Y		4	[XXXX]	0,25	4,00	4,875	2,000	0

b) definição das lajes.

N°	Tipo socho	Sp (cm)	P (kg/m²)	Pm (kg/m²)	Acce. Q (kg/m²)	Reduz. etc.	Coord. S.L.	Subst. per allineamenti (Maglie)	Angolo (°)	Pend. (°)	Schema statico	Si per schema D	Spinta elevat.	H (m) imposta
1	12	20	1000	0	0,33	1,00	1X 2Y 2X 1Y		0	0	H	0	0	0

c) definição dos parâmetros de cálculo.

Parametri di Calcolo

Analisi Statica | Analisi Sismica | Parametri Vari (1) | Parametri Vari (2) | Armature - FRP | Avanzate

Schema statico per Analisi Fondazioni

Carichi Locali (fondazioni non collaboranti tra loro)

Tensioni uniformi sotto fondazioni con uguale Sigla

Fondazioni su Piano Rigido (travi o platea)

Azione del Vento

(valori in kg/m²)

Pressione = 100 Depressione = 100

Per Edifici Esistenti

Tracciabilità delle Verifiche Statiche secondo il D.M. 20.11.1987 - Verifiche a Compressione [per Carichi Verticali] - Verifiche a Presso-Flessione e a Taglio [per Carichi Orizzontali da Vento] - Verifiche obbligatorie per gli edifici nuovi)

Carichi G, Q e Forze F specificati nei Dati Piani

Aggiuntivi

Sostitutivi

Coefficienti di Sicurezza

Per Verifica alle Tensioni medie di Compressione: tensione di riferimento = 1 / 2,50 sigma_k

(sigma_k = resistenza caratteristica a compressione. Secondo il D.M. 20.11.1987 per le strutture in muratura, la tensione ammissibile è pari a 1/3 di sigma_k)

Figura 4: Modelação da estrutura no programa C.1.

Neste programa, programa C, é possível a exportação da modelação da estrutura da versão C.1 para a versão C.2 onde as paredes resistentes são modeladas como elementos de barra com rigidez axial, à flexão e corte. Os extremos das barras são considerados nós de elevada rigidez e nas zonas de aberturas (altura e largura) consideram-se a elementos deformáveis, Figura 5. Se existir alguma alteração na geometria, propriedades dos materiais ou dos carregamentos esta pode ser efectuada a partir de janelas destinadas para o efeito.

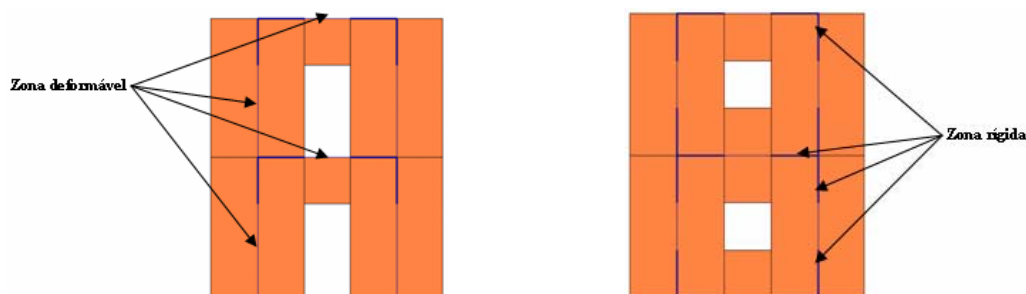


Figura 5: Modelação da estrutura em alvenaria resistente em elementos de barra no programa C.2.

3.2. Estrutura de análise

O **programa A** utiliza uma verificação global do edifício através de uma análise estática não linear. Paralelamente efectua uma análise do efeito da acção sísmica através da verificação à flexão composta fora do plano em cada parede:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (10)$$

Em que:

M_{Sd} – Momento máximo actuante, em kN.m;

M_{Rd} – Momento resistente, em kN.m.

A análise estática não linear – análise “*pushover*” – avalia o desempenho sísmico da estrutura para os diferentes estados limites definidos ELU e ELD, sendo uma análise semelhante à preconizada no *EC 8*. A capacidade total da estrutura resistir a acções sísmicas por uma análise estática não linear é descrita pelo seu comportamento quando submetida a um sistema de forças estáticas equivalentes progressivamente incrementadas até se atingir o colapso da estrutura. Este sistema de forças deve simular de modo mais realístico possível os efeitos de inércia devido ao sismo no plano horizontal. A capacidade da estrutura é representada através de uma curva que relaciona a força de corte basal e o deslocamento do ponto mais alto (centro de gravidade da laje de cobertura). A verificação à acção sísmica é realizada para direcções de actuação das forças estáticas crescentes.

O programa considera duas distribuições de forças estáticas para a acção sísmica, aplicadas no centro de massa dos vários pisos:

- Distribuição linear de deslocamentos em altura, com o valor da força ao nível de cada piso obtida através:
- Distribuição proporcional à massa, com o valor da força ao nível de cada piso obtida através:

$$F_i = \frac{z_i \times m_i}{\sum z_i \times m_i} \times F_b \quad (11)$$

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} \times F_b \quad (12)$$

Em que:

- F_i - força estática equivalente no piso i devida à acção sísmica, em kN;
- z_i - altura do piso i , em m, relativamente ao nível da aplicação da acção sísmica;
- m_i, m_j - força mássica correspondente aos pisos, em ton;
- F_b - força de corte basal, em kN.

A análise estrutural é realizada supondo que o comportamento das paredes é elástico-perfeitamente plástico com ductilidade controlada. Quando o deslocamento imposto à estrutura atinge o deslocamento elástico limite, a proporcionalidade entre esforços e deslocamentos através da rigidez deixa de ser válida. A partir deste limite a estrutura entra em fendilhação, dissipando energia sob a forma de deformações plásticas, não se verificando a proporcionalidade entre força e deslocamento, com perda de rigidez crescente até atingir a capacidade limite de resistência.

No **programa B**, a verificação sísmica é efectuada através de uma análise estática linear, onde se aplicam forças estáticas equivalentes em cada piso com uma distribuição linearmente crescente em altura. A aceleração espectral, $S_d(T)$ na equação (8), permite introduzir valores de acelerações horizontais sísmicas características de cada país e zona sísmica, e em função do período natural do edifício. A distribuição das forças estáticas equivalentes pelas paredes devido à acção sísmica é feita automática e proporcionalmente à rigidez das paredes. As forças horizontais totais aplicadas às paredes em cada direcção são obtidas pela soma das componentes considerando uma percentagem de 30% da componente resultante da acção na outra direcção. As verificações sísmicas de segurança efectuadas, tendo por combinação de acções de base sismo, são:

- Esforço axial:

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{\Phi_t A} \leq \sigma_{Rd} \quad (13)$$

Em que:

- σ_{Sd} - tensão axial devido às acções verticais, em MPa;
- N_{Sd} - esforço axial devido às acções verticais, em kN;
- Φ_t - coeficiente de redução da resistência;
- A - área da secção transversal da parede, em m²;
- σ_{Rd} - tensão axial resistente, em MPa.

- Esforço de corte:

$$V_{Sd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \times A^* \quad (14)$$

Em que:

- V_{Sd} - acção horizontal de cálculo, em kN;
- f_{vk} - tensão característica resistente ao corte, em MPa;
- A^* - área da secção transversal da parede à compressão, em m².

O **programa C.1** efectua uma análise sísmica estática linear [11] e uma análise sísmica estática não linear (“análise *pushover*”) pelo método de *Por* baseado no desempenho da estrutura [12]. Este método efectua uma avaliação da resistência sísmica a cada piso e a determinação da máxima capacidade resistente do sistema

estrutural por verificação de cada estado limite (elástico, fendilhação e último). Da análise sísmica estática linear resultam a verificação ao esforço axial e ao corte bem como uma verificação à flexão composta para acções no plano, devendo para esta ser satisfeita a seguinte condição:

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{\Phi_t \Phi_l A} \leq \sigma_{Rd} \quad (15)$$

Em que:

σ_{Sd} - tensão axial devido às acções verticais, em MPa; N_{Sd} - esforço axial devido às acções verticais, em kN;
 Φ_t - coeficiente de redução da resistência; Φ_l - coeficiente de redução da resistência no plano;
 A - área da secção transversal da parede, em m²; σ_{Rd} - tensão axial resistente, em MPa.

O **programa C.2** efectua dois tipos de verificação a acções sísmicas: análise estática linear e análise dinâmica modal. A análise estática linear consiste na aplicação de um sistema de forças distribuídas linearmente em altura. A força de corte basal obtém-se pela multiplicação da ordenada dos espectros de resposta elásticos (para o tipo de terreno em causa) pelo peso total do edifício. Os espectros de resposta elásticos são transformados em espectros de cálculo por aplicação do factor de comportamento q (igual a 1,5 para ELU e 2.5 para ELD) que tem em conta a ductilidade da estrutura. Considera quatro combinações de acções elementares devido ao sismo, cujos efeitos vão ser somados aos efeitos das restantes acções. As verificações de segurança efectuadas são: compressão vertical, flexão composta para acções no plano, corte por deslizamento, e corte diagonal. Nesta verificação ao corte, a tensão última é obtida pelo critério de Turnsek-Cacovic:

$$\tau_{ult.} = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_0 + \sigma_{pv} + \sigma_{po}}{1.5\tau_k} + \frac{(\sigma_0 + \sigma_{pv})\sigma_{po}}{2.25\tau_k^2}} \quad (16)$$

Em que:

τ_k - tensão característica de corte da alvenaria, em MPa;
 σ_0 - tensão vertical devido ao esforço axial a que a parede está submetida, em kN;
 σ_{po} - tensão de pré-compressão horizontal, em MPa;
 σ_{pv} - tensão de pré-compressão vertical, em MPa.

A análise modal efectua um estudo dinâmico da estrutura elástica através dos seus principais modos de vibração. Consiste em reduzir a estrutura a n sistemas de 1 grau de liberdade independentes. A oscilação livre de um sistema elástico linear pode ser obtido pela sobreposição da oscilação dos sistemas elementares, que corresponde a cada um deles um determinado modo de vibração. Estes, dependem das características de rigidez e de inércia (massa) do sistema e as combinações lineares definem a posição do sistema em todos os instantes. Contrariamente ao procedimento seguido na análise linear ou não linear, a análise dinâmica modal tem em conta os modos de vibração superiores sendo por isso recomendável para estruturas irregulares em planta e/ou em altura. Considerando as lajes como diafragmas rígidos, os graus de liberdade no modelo tridimensional são reduzidos a três graus de liberdade por piso, concentrando a massa e a inércia rotacional no centro de gravidade do piso. Uma estrutura com n graus de liberdade terá n modos de vibração e para cada modo de vibração corresponderá uma frequência de vibração. A determinação das frequências, w_i , e dos modos de vibração de uma estrutura, feita com base em métodos numéricos, obedece à equação:

$$\det(\underline{K} - w_n \underline{M}) = 0 \quad (17)$$

Em que:

w_1, w_2, \dots, w_n , - frequências dos n modos de vibração;
 \underline{K} - matriz de rigidez da estrutura;
 \underline{M} - matriz de massa da estrutura.

A análise estática não linear é outra análise sísmica realizada pelo programa C.2 e pode considerar-se a única metodologia que tem em conta a evolução da estrutura resistente durante o sismo, conseguindo representar em detalhe o seu comportamento em todas as fases de sollicitação e de deslocamento, até atingir o colapso.

3.3. Discussão de valores

Apresenta-se de seguida uma comparação dos resultados obtidos do dimensionamento de um edifício tipo efectuado em todos os programas analisados e através de um cálculo manual. Manteve-se as acções verticais constantes verificando para que nível da acção sísmica o edifício deixa de cumprir os requisitos de segurança. A geometria adoptada para o edifício analisado é apresentada na Figura 6.

O edifício é constituído por dois blocos de dimensões em planta $4.00 \times 6.00 \text{ m}^2$ e $5.00 \times 6.00 \text{ m}^2$, perfazendo uma área de 53.00 m^2 , por dois pisos, com altura de 3.00 m , com lajes em betão armado de espessura de 0.20 m , as paredes têm uma espessura de 0.25 m apresentando várias aberturas: na direcção X, duas janelas de dimensões de $1.00 \times 1.00 \text{ m}^2$ e na direcção Y três portas com dimensões de $1.00 \times 2.00 \text{ m}^2$. As acções aplicadas à estrutura foram: acções permanentes nas lajes $- 5 \text{ kN/m}^2$; peso próprio da alvenaria $- 20 \text{ kN/m}^3$; e acção sísmica variável. E admitiu-se as seguintes características: resistência característica à compressão da alvenaria $- f_k = 5 \text{ MPa}$; resistência característica ao corte sob compressão nula $- f_{vko} = 0.15 \text{ MPa}$; módulo de elasticidade $E = 5 \text{ GPa}$; módulo de distorção $G = 2 \text{ GPa}$; períodos espectrais $- T_B = 0.16 \text{ s}$; $T_C = 0.40 \text{ s}$; $T_D = 2.40 \text{ s}$; e coeficiente de comportamento $q = 2.0$.

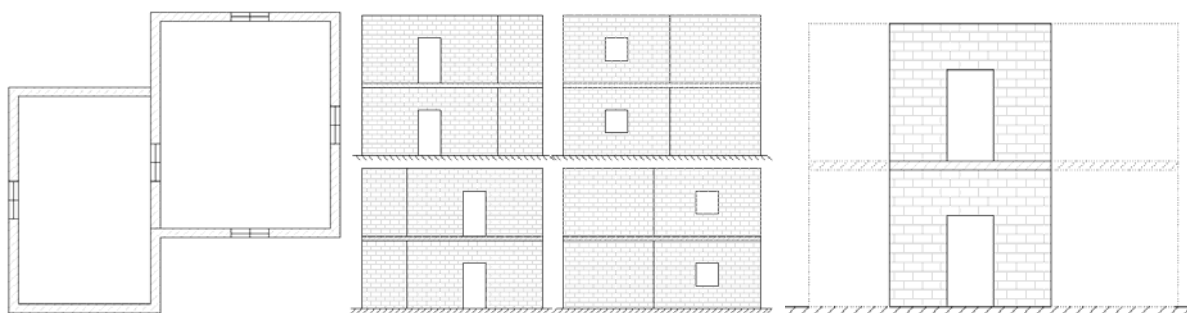


Figura 6: Edifício dimensionado pelos diferentes programas de cálculo automático.

Da análise sísmica realizada ao edifício em estudo, utilizando os 3 programas (4 considerando as versões C.1 e C.2), constatou-se que o nível para o qual a estrutura deixa de verificar a segurança difere muito de programa para programa. Na Figura 7, efectua-se uma comparação em termos de aceleração máxima suportada pelo edifício por forma a que todas as paredes resistentes, global e individualmente, satisfaçam as condições de verificações de segurança para cada tipo de análise sísmica efectuada. Consta-se que a análise sísmica estática linear apresenta maior discrepância entre os valores máximos da aceleração sísmica obtidos pelos diferentes programas, ver Figura 7a). A análise sísmica não linear, Figura 7b), refere uma menor variação do valor da aceleração sísmica (57.3%) do que as diferenças verificadas na análise linear, embora esta análise seja efectuada por diferentes normas (programa A – análise *pushover* [10]; programa C.1 – Método *Por* [12]). Na Figura 7c) apresenta-se uma comparação entre a aceleração máxima obtida pelas análises efectuadas no programa C.2, estática linear e dinâmica modal. A diferença entre os valores máximos é significativa igualmente (33.3%).

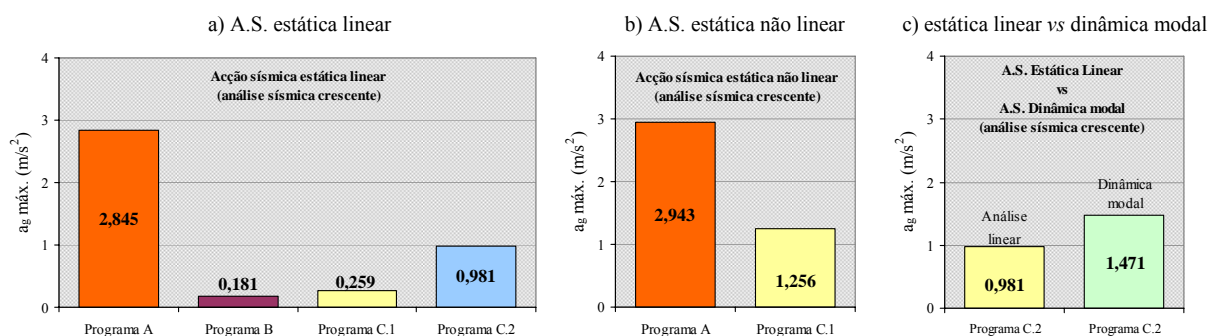


Figura 7: Gráficos de comparação da aceleração máxima suportada pelo edifício para análise sísmica linear e não linear obtida pelos diferentes programas.

Realizou-se uma análise sísmica estática linear através de um cálculo manual e constatou-se que a aceleração sísmica máxima suportada pelo edifício é de 0.739 m/s^2 . Comparando com os resultados obtidos pelos programas as diferenças são muito significativas, aproximando-se mais da aceleração máxima obtida pelo programa C.2 ($0,981 \text{ m/s}^2$).

4. CONCLUSÕES

Da análise do edifício tipo verifica-se que os programas apresentam no seu dimensionamento diferentes capacidades estruturais para a acção sísmica. Este facto pode estar relacionado, a) com diferente modelação da estrutura que os programas utilizam - programas A e C apresentam uma modelação em elementos de viga equivalente, sendo válido o princípio da sobreposição de efeitos e não considerando o efeito da deformação das paredes na determinação de esforços, o programa C.2 utiliza o M.E.F para a determinação de esforços e o programa B analisa a estrutura pelo M.E.F. modelando-a em elementos de estado plano de tensão. b) com a diferente normalização de base de cálculo. Assim, inserido no âmbito dos projectos de investigação em curso na Universidade do Minho, entendeu-se que seria aconselhável iniciar uma formulação de análise baseada em folhas de cálculo apoiada no *EC6* e *EC8* com o objectivo de avaliar a necessidade de realizar recomendações de procedimentos de dimensionamento ou mesmo de desenvolvimento de software de cálculo. Espera-se que este estudo em curso venha a ser divulgado no futuro próximo.

5. REFERÊNCIAS

- [1] EC6 (2005) EN1996-1-1: Eurocode 6: Design of Masonry Structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures. CEN/TC250, European Standard.
- [2] EC8 (2003) EN 1998-1: Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. CEN/TC250, European Standard.
- [3] EC1 (2001) EN 1991 : Eurocode 1: Actions on Structures”. CEN/TC250, 2001.
- [4] RSA (1983) Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio.
- [5] NA EC8 (2005) NPEN 1998-1:2005 Anexo Nacional. GT6/C115. LNEC.
- [6] NA EC6 (2007) NPEN 1996-1-1:2007 Anexo Nacional. GT6/C115. LNEC.
- [7] EN 206-1 (2000) – Concrete: Specification, performance, production and conformity. European Standard. CEN, Brussels, December.
- [8] Gouveia, J.P., Lourenço, P.B. (2006) O Eurocódigo 6 e o dimensionamento de estruturas de alvenaria. 17CM – Dossier Eurocódigos, Construção Magazine, p34-40, 2006.
- [9] Norme tecniche (1987) D.M. 20/11/1987: Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento. Decreto Ministeriale, Itália, 1987.
- [10] Norme sismica (2003) Ordinanza 3274/2003: Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici. Itália, 2003.
- [11] Norme tecniche (1996) D.M. 16/01/1996: Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”. Decreto Ministeriale, Itália, 1996.
- [12] Circolare n° 21745 – 30 Luglio 1981, Ministero dei Lavori Pubblici Presidenza del Consiglio Superior Servizio Tecnico Centrale.