

Comparação de programas comerciais de cálculo automático para estruturas porticadas

António F. M. Oliveira¹, Paulo B. Lourenço²

*Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil
Azurém, P – 4800-058 Guimarães, Portugal*

RESUMO

O presente trabalho pretende sensibilizar técnicos e investigadores para a problemática associada ao cálculo estrutural baseado em programas de cálculo automático comerciais. É notória a evolução que este tipo de programas experimentou nas últimas décadas, desde a emergência do computador como ferramenta disponível ao cálculo estrutural. Não é de difícil constatação que, quanto maior é a capacidade de cálculo dos programas, menor é o domínio do utilizador sobre as ferramentas que utiliza. Pretende-se, assim, questionar a fiabilidade dos programas, bem como a sua utilização generalizada na comunidade técnica.

1. INTRODUÇÃO

Existe, nos dias de hoje, uma grande variedade de programas de cálculo automático de estruturas de betão armado disponíveis no mercado português. A forma como tentam cativar comercialmente os possíveis utilizadores centra-se em aspectos de utilização e não em aspectos de cálculo. As justificações de cálculo estão normalmente ausentes ou são apenas referidas de um modo incipiente. Desta forma, os projectos de estruturas parecem ser cada vez mais o resultado de programas de cálculo automático onde a responsabilidade e a importância do engenheiro de estruturas se dilui numa cadeia de montagem, em que o projectista se pode limitar a colocar o sistema em movimento. Esta situação arrastou para o projecto estrutural técnicos que se encontravam afastados dessa prática de engenharia antes destas ferramentas se encontrarem disponíveis no mercado. Como resultado, um estudo recente detectou inúmeros projectos de baixa qualidade nas câmaras municipais, Ribas (1999).

É inquestionável que as consequências de um dimensionamento deficiente de uma estrutura de betão armado são particularmente gravosas, quer em termos de vidas humanas quer em termos meramente económicos, como sejam os associados à reparação de patologias estruturais. É, portanto, discutível que qualquer técnico possa assumir a responsabilidade por um projecto de estabilidade e que qualquer programa de cálculo possa ser utilizado no dimensionamento da estrutura. Daí a particular importância da análise dos programas comerciais disponíveis no mercado português.

¹ Engenheiro Civil

² Professor Associado (pbl@civil.uminho.pt)

O presente trabalho resume alguns aspectos de uma tese de mestrado realizada na Universidade do Minho sobre esta temática, Oliveira (2000), na sequência de outros trabalhos já realizados, Lourenço et al. (1998, 1999).

2. ABORDAGEM DOS PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

Foi realizada uma análise sobre os vários tipos de resultados fornecidos por três programas de cálculo automático com uma implantação relevante no mercado português. Os vários programas em análise serão designados por A, B e C ao longo deste texto por razões de confidencialidade. Nos casos julgados pertinentes, foi realizada uma aferição de resultados através de um programa de elementos finitos.

A modelação e o cálculo de estruturas obriga à adopção de hipóteses por parte dos programas e utilizadores. Estas hipóteses, associadas às limitações dos próprios programas, conduzem certamente a diferenças de esforços entre elementos. Dada a importância deste factor, foi realizada uma análise preliminar dos resultados provenientes dos vários programas de cálculo automático que englobou o estudo de comportamento da estrutura reticulada perante carregamento vertical e horizontal, a comparação de esforços provenientes das acções horizontais, a comparação de envolventes de esforços e a comparação de armaduras. Em seguida, apresentam-se os resultados principais provenientes desta análise preliminar.

2.1. Comportamento da estrutura reticulada

Com o objectivo de aferir o nível de variação de resultados provenientes da modelação de uma estrutura reticulada seleccionada pelos vários programas, comparam-se os esforços provenientes de uma solicitação vertical e de uma solicitação horizontal.

Inicialmente, confirmou-se que os programas verificam o equilíbrio dos nós e o equilíbrio global da estrutura. As variações das reacções apresentam valores pouco significativos para carregamento vertical, no entanto para carregamento horizontal surgem variações de cerca de 6% para reacções horizontais.

Para carregamento vertical uniformemente distribuído nas vigas, o nível de variação de momentos flectores não é desprezável como se pode observar na Figura 1. Através da análise da viga indicada podemos verificar que existe uma diferença entre os momentos flectores positivos do programa A e dos outros dois programas de aproximadamente 15%. A variação de momentos flectores para carregamento horizontal apresenta variações ainda mais expressivas, ver Oliveira (2000).

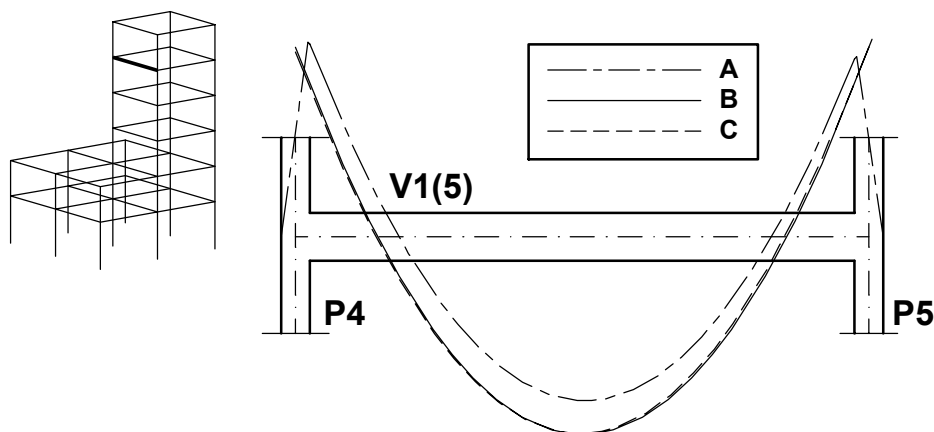


Figura 1 – Diagramas de momentos flectores dos programas A, B e C numa viga seleccionada para carregamento vertical uniformemente distribuído.

Salienta-se ainda que existem programas que adoptam coeficientes que afectam, por defeito, componentes da matriz de rigidez dos elementos, o que é uma opção discutível.

2.2. Comportamento da estrutura completa

Para proceder a uma análise global da estrutura seleccionada, foram definidas as acções regulamentares, considerando tratar-se de um edifício de habitação, e introduziram-se as lajes na estrutura. A inclusão das lajes no modelo estrutural é possível no programa A (recorrendo a elementos finitos) e no programa C (recorrendo a uma grelha), não sendo possível a sua inclusão no caso do programa B (onde, no entanto, a distribuição de cargas da laje para as vigas pode ser realizada de forma automática).

Foi possível constatar variações significativas entre as acções horizontais geradas pelos vários programas de cálculo, quer devido a algoritmos discutíveis, quer por falta de informação ao utilizador, Oliveira (2000). Analisando a título de exemplo uma viga pertencente à estrutura, pode constatar-se perante a Figura 2 que existem variações significativas nos esforços de dimensionamento, com consequências no dimensionamento.

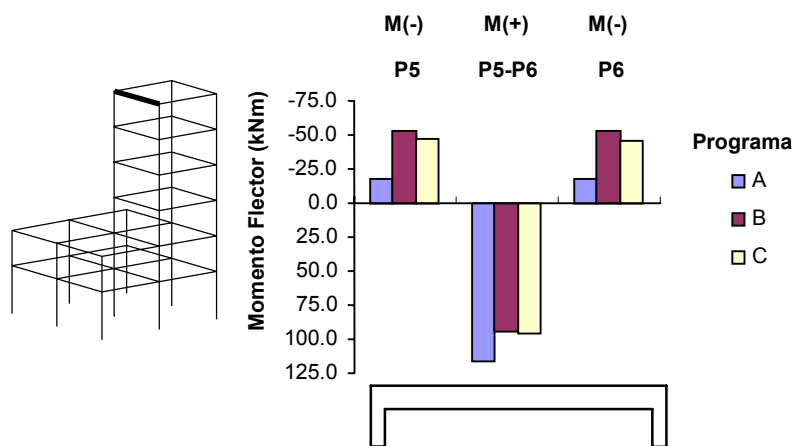


Figura 2 – Comparação de momentos flectores provenientes da envolvente de esforços (momentos negativos nos apoios e positivos no vão) numa viga seleccionada.

2.3. Armaduras

A pormenorização das armaduras é um factor importante em projecto de estruturas de betão armado, D'Arga e Lima (1988). Esta pormenorização é também subjectiva, dada a multiplicidade de factores que nela influem, desde o processo construtivo e capacidade tecnológica do empreiteiro, aos prazos de execução e preços de materiais.

Analisando os desenhos das vigas oriundos dos vários programas pode constatar-se alguma dificuldade na combinação dos diâmetros a utilizar para a armadura longitudinal, bem como algoritmos de cálculo de estribos pouco consistentes, quer em termos de definição armaduras/espaçamentos, quer na homogeneização dos diâmetros. Verifica-se a existência de variações significativas nas armaduras longitudinais das vigas para os diferentes programas. Para tal concorrem uma multiplicidade de factores, incluindo a definição e cálculo da acção sísmica e a utilização de coeficientes de rigidez ou de distribuição. É assim complexo efectuar uma análise crítica aos resultados das armaduras. Verifica-se que, na análise individual de vigas seleccionadas, as variações obtidas são muito significativas e, globalmente na estrutura, a variação é da ordem dos +50% em relação ao valor total menor, ver Tabela 1.

Relativamente aos pilares, existem também diversos factores a interferir no seu dimensionamento, tais como o estudo da encurvadura ou o método utilizado pelo algoritmo de cálculo para as várias combinações. Desta forma, optou-se por comparar áreas de aço

mínimas no caso da comparação para os resultados dos pilares individuais, sem critérios de simetria de armaduras nas secções ou continuidade de diâmetros de piso para piso. As diferenças obtidas são preocupantes, representando-se na Figura 3 os resultados para um pilar entre os pisos 3 e 4, para o qual existe uma variação de 50% entre os programas B e C. Sem a possibilidade de realizar uma análise aprofundada sobre este aspecto, dada a forma fechada com que os programas usam os seus algoritmos de cálculo, seria conveniente que os utilizadores exigissem um maior controle sobre as ferramentas que adoptam. Em termos de quantidades de aço totais nos pilares verifica-se uma variação da ordem dos +80% em relação ao valor total menor, ver Tabela 1.

Tabela 1 – Quantidades de aço totais medidas pelos programas (opções por defeito).

Programa	Total aço nas vigas (kg)	Total aço nos pilares (kg)
A	3335	1852
B	3798	3356
C	2548	1956

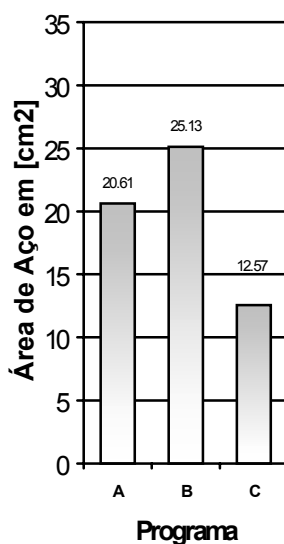


Figura 3 – Áreas de aço num pilar seleccionado.

2.4. Notas finais da análise preliminar

Nesta análise preliminar verificaram-se duas situações distintas. É possível encontrar diferenças significativas de resultados, quer entre os programas em estudo, quer dentro de um mesmo programa (adoptando diferentes opções de cálculo). No primeiro caso, verifica-se a necessidade do conhecimento adequado de cálculo estrutural por parte do utilizador, tendo em vista controlar as hipóteses das ferramentas que utiliza. No segundo caso, entende-se que o utilizador deverá conhecer o programa de forma aprofundada, tendo em vista utilizar as várias hipóteses de cálculo disponíveis adequadamente. De facto, a utilização das hipóteses por defeito nem sempre é uma decisão sensata, nomeadamente se a influência dessas hipóteses nos resultados não for conhecida.

A dificuldade em analisar os resultados provenientes dos vários programas de cálculo automático justifica um estudo detalhado sobre diferentes aspectos da modelação de estruturas reticuladas em betão armado. Deste modo, foi efectuado um estudo detalhado sobre os

aspectos a seguir indicados, ver Oliveira (2000), abordando-se nesta comunicação apenas os dois últimos aspectos:

- influência da modelação dos nós nos resultados;
- influência da modelação das lajes na forma do diagrama de carregamento nas vigas;
- análise dinâmica dos programas de cálculo automático.

3. INFLUÊNCIA DA MODELAÇÃO DAS LAJES NO CARREGAMENTO DAS VIGAS

Foi possível constatar que todos os programas modelam as lajes maciças de forma diferente. O programa A modela as lajes maciças através de elementos finitos, o programa B não apresenta modelação para as lajes, realizando somente a distribuição de cargas para as vigas através do método de áreas de influência, enquanto que o programa C apresenta uma modelação para as lajes maciças através de uma grelha. Uma vez que as lajes são modeladas recorrendo a métodos diferentes nos diversos programas, torna-se pertinente comparar as diferenças nos carregamentos das vigas que resultam das diferentes modelações.

Na Figura 4 apresenta-se uma estrutura que foi sujeita a uma análise por parte dos três programas de cálculo em estudo, com o objectivo de aferir este aspecto. A estrutura é constituída apenas por um painel de laje maciça. Os pilares possuem secção $0.30 \times 0.30 \text{ m}^2$, as vigas $0.30 \times 0.60 \text{ m}^2$ e a laje possui espessura de 0.20 m . Os pilares, para efeitos de cálculo, foram considerados encastrados na fundação. A estrutura foi sujeita a uma carga uniformemente distribuída de 5.0 kN/m^2 , para além do peso próprio.

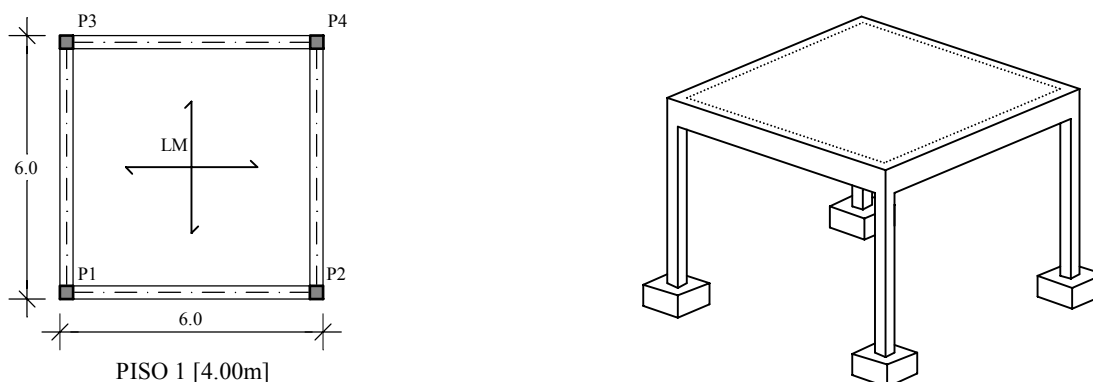


Figura 4 – Planta estrutural e perspectiva da estrutura.

Na Figura 5 encontra-se representado o carregamento transmitido às vigas pelos vários programas, bem como o carregamento proveniente de uma análise através do método dos elementos finitos (MEF). Pode constatar-se que existe uma diferença nítida da forma de carregamento para a viga através dos vários programas de cálculo automático, sendo visível que o programa A é o que melhor se aproxima da modelação através de elementos finitos. Estas diferenças na forma do carregamento têm como consequência variações nos diagramas de esforços nas vigas, ver Oliveira (2000).

Salienta-se que estes resultados não pretendem questionar se o carregamento da viga em análise é triangular, rectangular ou trapezoidal, ou se o método de cálculo é adequado. Do ponto de vista de equilíbrio estático, todos os programas parecem possuir um desempenho adequado. No entanto, de acordo com os resultados obtidos, é importante constatar que o método de distribuição de cargas através de áreas de influência das vigas, frequentemente utilizado, representa um desvio apreciável ao diagrama de carregamento real. É importante que esta variação de carregamento nas vigas seja reconhecida pelos projectistas, uma vez que não é independente do modelo de cálculo dos esforços.

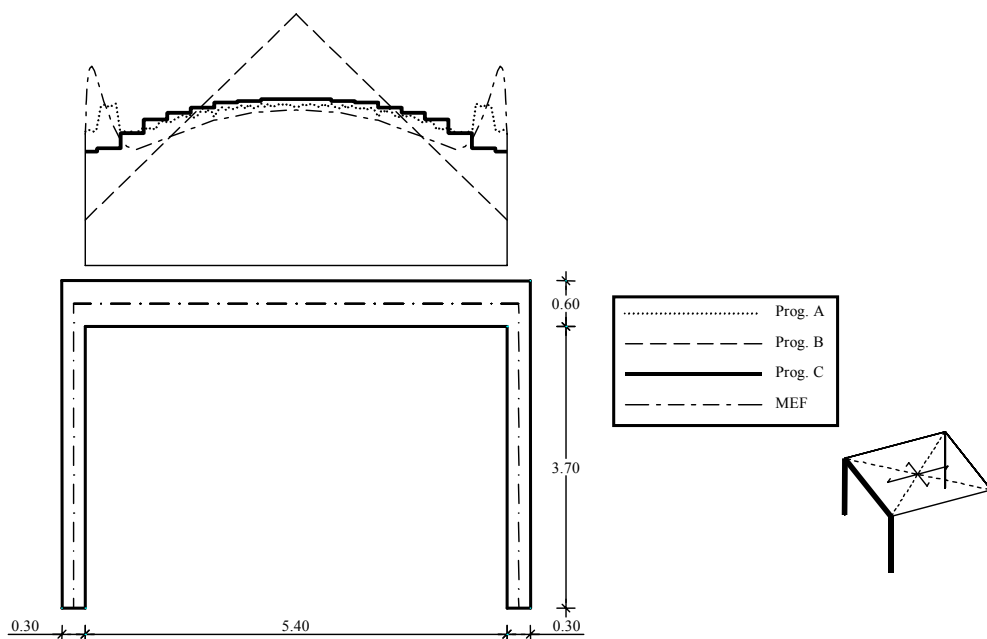


Figura 5 – Diagrama de carregamento de uma viga para os vários programas.

4. ANÁLISE DINÂMICA

Salienta-se que a análise sísmica de um dado projecto se inicia antes do cálculo automático e não termina após esse mesmo cálculo. A concepção estrutural assume particular relevância na fase anterior ao cálculo, com o eventual recurso a análises simplificadas. O processo só se conclui quando o projecto possui todos os detalhes construtivos de ductilidade necessários ao funcionamento elasto-plástico previsto no cálculo da estrutura, nomeadamente na adopção do coeficiente de comportamento.

Neste estudo foi realizada a verificação preliminar da rigidez e da massa utilizada pelos programas de cálculo automático. Após esta verificação, analisou-se o comportamento da algumas estruturas simples, quer ao nível de frequências de vibração, quer ao nível de cortes basais. Em seguida apresentam-se resultados obtidos com os programas de cálculo em estudo e com uma modelação recorrendo ao método dos elementos finitos com elementos de volume (MEF), bem como através de métodos de análise amplamente divulgados (Método de Rayleigh e Modelo de Três Graus de Liberdade por piso – 3GL), para um estrutura de um único piso (Estrutura 1) e uma estrutura com quatro pisos (Estrutura 2).

4.1. Estrutura 1

A estrutura 1 é uma estrutura constituída por lajes maciças de 0.20 m de espessura, vigas com $0.30 \times 0.60\text{ m}^2$ e pilares com a dimensão $0.30 \times 0.30\text{ m}^2$. Na Tabela 2 encontram-se as cargas utilizadas na análise da estrutura 1 recorrendo aos vários programas de cálculo comerciais. A planta estrutural e a perspectiva encontram-se representadas na Figura 6.

Tabela 2 – Acções verticais da estrutura 1.

Estrutura 1	Revestimentos KN/m ²	Sobrecarga KN/m ²	Paredes Ext. KN/m
Pisos 1	1.0	0.0	0.0

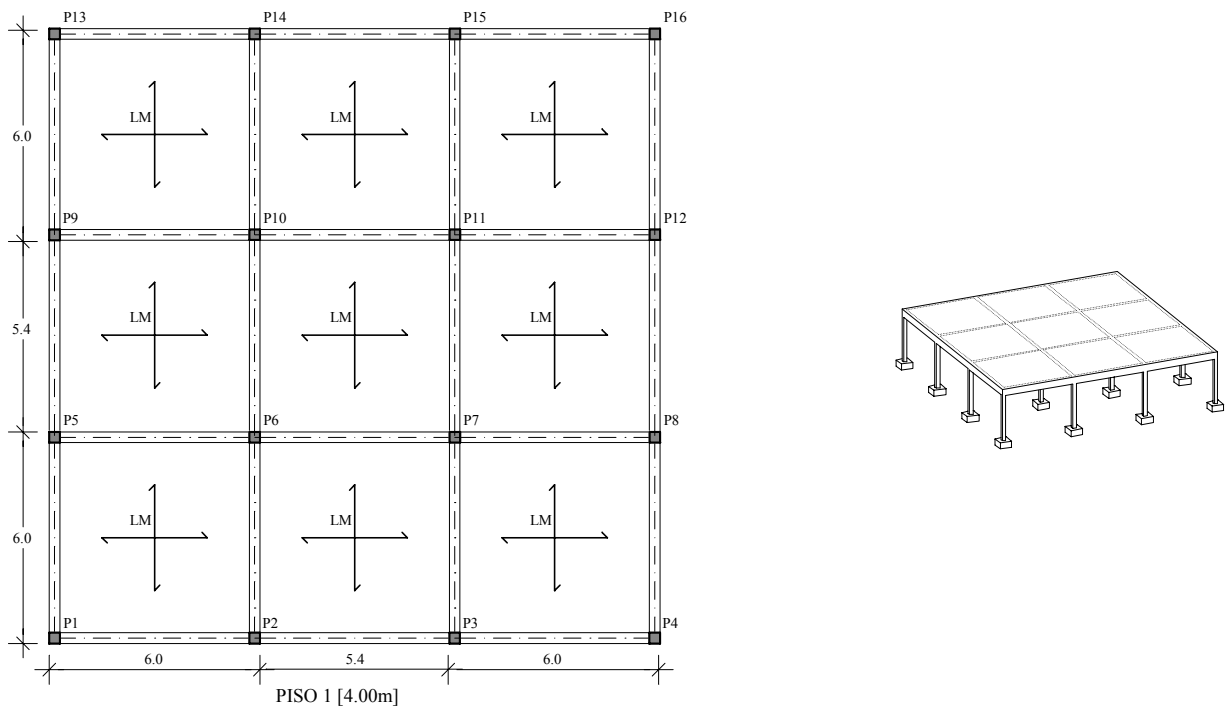


Figura 6 – Planta estrutural e perspectiva da estrutura 1.

4.2. Estrutura 2

A estrutura 2 é constituída por lajes maciças com 0.20 m de espessura, vigas com $0.30 \times 0.60\text{ m}^2$ e pilares com $0.30 \times 0.30\text{ m}^2$. Na Tabela 3 encontram-se representadas as acções verticais adoptadas no cálculo da estrutura 2. A planta estrutural e a perspectiva podem ser observadas na Figura 7.

Tabela 3 – Acções verticais da estrutura 2.

Estrutura 2	Revestimentos KN/m ²	Sobrecarga KN/m ²	Paredes Ext. KN/m
Pisos 1, 2, 3	1.5	2.0 ($\psi_2=0.2$)	10.0
Piso 4	1.5	2.0 ($\psi_2=0.0$)	0.0

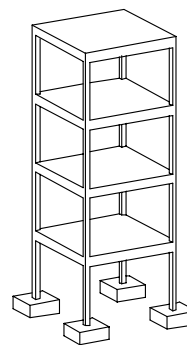
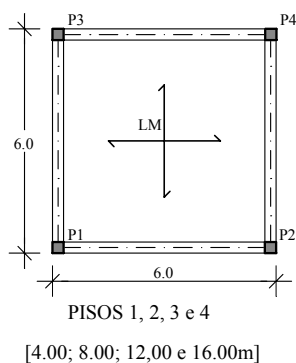


Figura 7 – Planta estrutural e perspectiva da estrutura 2.

4.3. Análise dos resultados do cálculo dinâmico

Verificou-se que programa A utiliza a rigidez real da estrutura mas admite, por defeito, um coeficiente de redução de encastramento dos pilares no último piso $\alpha = 0.3$ e um coeficiente de aumento da rigidez axial dos pilares $\beta = 2.0$ que afectam os resultados para estruturas com um número muito reduzido de pisos. O programa B utiliza a rigidez da estrutura reticulada sem laje pelo que fornece resultados iguais ao modelo de 3 graus de liberdade por piso. Este programa é o que melhor informa o utilizador sobre os resultados do cálculo sísmico nas suas várias fases. O programa C parece admitir que os pilares se encontram bi-encastrados nos pisos para definir a rigidez de flexão dos pilares, pelo que se obtém uma estrutura mais rígida que o modelo de 3GL. Relativamente aos modos de torção, as frequências obtidas diferem substancialmente das obtidas com os restantes programas.

Na Tabela 4 e Tabela 5 apresentam-se os valores obtidos para as frequências e cortes basais, no caso da Estrutura 1. Verifica-se que o modelo tridimensional do MEF (elementos de volume) se aproxima do Modelo de 3GL por piso, em termos de frequências de vibração. O método de Rayleigh ignora o 3º modo de vibração (torção), sendo significativamente desfavorável para a estrutura em termos de esforços (+20% de corte basal que o modelo de 3GL por piso). O programa A conduz a frequências e cortes basais significativamente inferiores às dos restantes programas, devido ao coeficiente que reduz a rigidez dos pilares do último piso. O programa B conduz a resultados idênticos ao modelo de 3GL por piso, enquanto que o programa C, apresenta uma frequência de torção que se afasta substancialmente deste modelo. Não foi possível comprovar a razão porque o corte basal fornecido pelo programa C é superior ao corte basal do modelo de 3GL por piso (+30%), podendo essa diferença estar relacionada com as combinações quadráticas adoptadas ou com a aceleração sísmica considerada.

Tabela 4 – Frequências de vibração para a Estrutura 1.

Frequência	Programa A	Programa B	Programa C	MEF	3GL	Rayleigh
1	2.19 Hz	2.74 Hz	2.85 Hz	2.81 Hz	2.74 Hz	2.74 Hz
2	2.19 Hz	2.74 Hz	2.85 Hz	2.81 Hz	2.74 Hz	2.74 Hz
3	2.71 Hz	3.54 Hz	3.19 Hz	3.47 Hz	3.54 Hz	–

Tabela 5 – Cortes basais para a Estrutura 1.

Corte basal	Programa A	Programa B	Programa C	3GL	Rayleigh
Sismo I	269.0 kN	319.8 kN	403.2 kN	313.6 kN	375.4 kN
Sismo II	234.0 kN	234.0 kN		232.6 kN	278.5 kN

Na Tabela 6 e Tabela 7 apresentam-se os valores obtidos para as frequências e cortes basais, no caso da Estrutura 2. Verifica-se que o modelo tridimensional do MEF (elementos de volume) se continua a aproximar do Modelo de 3GL por piso, em termos de frequências de vibração. No entanto, o erro nas duas primeiras frequências de vibração é de 15%. O método de Rayleigh considera as primeiras duas frequências de translação, sendo significativamente desfavorável para a estrutura em termos de esforços (+30% de corte basal que o modelo de 3GL por piso). O programa A conduz a frequências mais próximas do MEF já não sendo significativo o efeito do coeficiente de encastramento ao nível do último piso. Em termos de esforços (corte basal), este programa conduz a valores 30% superiores ao modelo de 3GL por piso. O programa B conduz a resultados idênticos ao modelo de 3GL por piso, quer em

termos de frequências, quer em termos de esforços. Salienta-se que a utilização deste programa por defeito conduz a modos de translação diagonal para as duas primeiras frequências e não orientados nos eixos da estrutura. Ainda que este resultado seja matematicamente correcto, atendendo à simetria da estrutura, a combinação quadrática completa conduz a esforços (corte basal) 50% superiores ao modelo de 3GL por piso. Finalmente, o programa C, apresenta valores de frequências, para os primeiros modos, próximos do MEF e, para os modos mais elevados, substancialmente afastados do MEF. Em relação aos esforços (corte basal), este programa apresenta valores 50% superiores ao modelo de 3GL por piso. De novo, não foi possível comprovar a razão para estas diferenças significativas.

Tabela 6 – Frequências de vibração para a Estrutura 2.

Frequência	Programa A	Programa B	Programa C	MEF	3GL	Rayleigh
1	1.07 Hz	0.91 Hz	1.03 Hz	1.04 Hz	0.91 Hz	0.91 Hz
2	1.07 Hz	0.91 Hz	1.03 Hz	1.04 Hz	0.91 Hz	0.91 Hz
3	1.50 Hz	1.57 Hz	1.41 Hz	1.50 Hz	1.57 Hz	–
4	2.85 Hz	2.64 Hz	2.90 Hz	3.01 Hz	2.65 Hz	–
5	2.85 Hz	2.64 Hz	2.90 Hz	3.01 Hz	2.65 Hz	–
6	4.06 Hz	4.07 Hz	3.97 Hz	4.39 Hz	4.07 Hz	–
7	4.31 Hz	4.07 Hz	4.26 Hz	4.69 Hz	4.07 Hz	–
8	4.31 Hz	4.58 Hz	4.26 Hz	4.70 Hz	4.58 Hz	–
9	5.97 Hz	4.89 Hz	4.95 Hz	5.70 Hz	4.91 Hz	–
10	5.81 Hz	4.98 Hz	4.95 Hz	5.70 Hz	4.91 Hz	–
11	5.81 Hz	7.06 Hz	5.82 Hz	6.79 Hz	7.04 Hz	–
12	7.92 Hz	8.48 Hz	6.73 Hz	8.20 Hz	8.49 Hz	–

Tabela 7 – Cortes basais para a Estrutura 2.

Corte basal	Programa A	Programa B	Programa C	3GL	Rayleigh
Sismo I	128.5 kN	89.9 kN	167.2 kN	89.1 kN	111.1 kN
Sismo II	149.3 kN	120.2 kN		113.8 kN	148.4 kN

Verifica-se que os resultados da análise dinâmica apresentam variações significativas entre os diversos programas e, dentro de um mesmo programa, considerando hipóteses distintas. Desta forma, seria desejável que os programas apresentassem, de uma forma mais explícita, as metodologias de cálculo adoptadas e que possuíssem mecanismos de controlo dos resultados, por forma a que o utilizador tivesse ao alcance mais informação para além da aceleração e da frequência modal.

5. CONCLUSÕES

Com elaboração deste trabalho, foi possível constatar que a tentativa de simplificação da utilização dos programas de cálculo automático, por parte das empresas, origina diversas opções por defeito, cuja influência nos resultados é muitas vezes esquecida, não justificada ou com justificação deficiente.

Os manuais são normalmente insuficientes quer na exposição das metodologias de cálculo, quer na justificação dos pressupostos inerentes a tais metodologias.

Uma vez que as empresas que comercializam os programas de cálculo automático não assumem a responsabilidade sobre os resultados obtidos pelo utilizador, seria desejável que, numa perspectiva de implementação de qualidade no sector, alguém verificasse a conformidade do produto. Uma das principais conclusões, que se pode extrair do estudo apresentado sobre o desempenho dos programas de cálculo automático comerciais, reside na necessidade de mecanismos de controlo e acompanhamento da evolução desses mesmos programas por entidades credíveis e independentes.

Resulta deste estudo que a complexidade dos programas de cálculo automático comerciais não impede que o utilizador realize testes simples, capazes de aferir o seu comportamento.

6. REFERÊNCIAS

D' Arga e Lima, J., *Betão Armado: Armaduras. Caracterização, Fabrico, Colocação e Pormenorização*, LNEC, Lisboa, 1988

Lourenço, P. B., Gomes, A., Vinagre, J., Oliveira, D.V., Marques, E.M., Oliveira, R., *Sobre o cálculo automático no projecto de estruturas de betão armado*”, *Ingenium*, 34, p. 66-74, 1999

Lourenço, P. B., Oliveira, A. F., *Análise comparada do cálculo de uma estrutura porticada em betão armado*. Ed. S. P. Santos e M. Pipa, p.131-140, 1998

Oliveira, A. F., *Sobre o cálculo de estruturas porticadas em betão armado*, Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Guimarães, 2000

Ribas, D., Figueiras, J.A., *A qualidade do projecto de estruturas de betão em edifícios*, *Ingenium*, 42, 1999