

ANÁLISE DAS METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM PREVISTAS NO EUROCÓDIGO 2

NUNO MANUEL DE SOUSA TERRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

Co-Orientador: Professor Doutor Jorge Moreno Delgado

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



mipec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais

Conhecimento é Poder

Francis Bacon

AGRADECIMENTOS

À minha mãe, ao meu pai e ao meu irmão,

Aos meus avós,

Aos meus tios e primos,

Ao Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado, em especial, pela sua disponibilidade, e paciência, com que me acompanhou no decorrer deste trabalho até à sua conclusão.

Muito obrigado.

RESUMO

O principal objectivo do presente trabalho é o estudo dos efeitos de 2ª ordem, aspecto que tem vindo a ser cada vez mais relevante e importante na quantificação dos esforços instalados nas estruturas de betão armado, resultantes de diversos factores de que se destaca a maior esbelteza das estruturas actuais. Para este fim recorreu-se aos métodos simplificados preconizados no Eurocódigo 2, Método da Rigidez Nominal, Curvatura Nominal e o Método do ANEXO H, procurando-se analisar a viabilidade dos mesmos.

O estudo incidiu na análise de dois pórticos constituídos por dois tramos e quatro pisos, diferindo nas dimensões dos pilares centrais. Consideraram-se, em ambos os pórticos, os esforços instalados para um conjunto de cenários, envolvendo diferentes combinações de acções, tendo-se considerado, em alguns, os efeitos da fluência e o das imperfeições geométricas, e modo a evidenciar a relevância da consideração destes efeitos no dimensionamento estrutural.

PALAVRAS-CHAVE: Efeitos de 2ª ordem, Método da Rigidez Nominal, Método da Curvatura Nominal, Método P- Δ , Imperfeições geométricas

ABSTRACT

The study of the 2nd order effects is an aspect which has been having each time a more relevant and important role in the quantification of the efforts installed in reinforced concrete framed structures, resulted by diverse factors in which the optimization of the slenderness can be detached in the actual structures, which has been the mainly objective of study of the present work. In order to achieve this purpose, it was used the simplified methodologies recommended by the Eurocode 2 in order to analyse the viability of these methodologies. They are dominated has Nominal rigidity Method, Nominal Curvature rigidity Method and H Annex Method.

The research had incised in the analysis of two framed structures constituted by two trams and four floors, differing in the central column dimensions. In both framed structures, it has been considered the efforts for a combination of scenarios, involving different action combinations in each, in which has been considered, for some, the creep and geometrical imperfection effects in order to evidence the relevance in the consideration of these effects in the structural design.

KEYWORDS: 2nd order effects, Nominal rigidity Method, Nominal Curvature Method, P-Δ Method, Geometrical imperfections

ÍNDICE GERAL

Agradecimentos.....	iii
Resumo.....	iv
Abstract.....	vi
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento geral do trabalho	1
1.2. Objectivos	1
1.3. Organização da tese	2
2. EFEITOS DE 2ª ORDEM EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	3
2.1. Introdução	3
2.2. Noção de efeitos de 2ª ordem	3
2.3. Aspectos regulamentares para quantificação dos efeitos de 2ª ordem	5
3. ESTRUTURAS E CENÁRIOS ANALISADOS	25
3.1. Introdução	25
3.2. Princípios de dimensionamento.....	25
3.3. Estruturas analisadas	26
3.4. Cenários considerados	27
3.5. Combinação quase-permanente de acções	29
4. COMPARAÇÃO DAS METODOLOGIAS PARA OS DOIS PÓRTICOS ANALISADOS	31
4.1. Introdução	31
4.2. Pórtico PT42A	32
4.2.1. Pilar P1	32
4.2.1.1 CENÁRIO1	32
4.2.1.2 CENÁRIO2	34
4.2.1.3 CENÁRIOS 3 E 4	36
4.2.2. Pilar P2	37
4.2.2.1 CENÁRIO1	37
4.2.2.2 CENÁRIO2	40
4.2.1.2 CENÁRIOS 3 E 4	41
4.2.3. Pilar P3	42
4.2.3.1 CENÁRIO1	42
4.2.3.2 CENÁRIO2	44
4.2.3.3 CENÁRIOS 3 E 4	45
4.3. Pórtico PT42B	46

4.3.1. Pilar P1	46
4.3.1.1 CENÁRIO1	46
4.3.1.2 CENÁRIO2	48
4.3.1.3 CENÁRIOS 3 E 4.....	50
4.3.2. Pilar P2	51
4.3.2.1 CENÁRIO1	51
4.3.2.2 CENÁRIO2	53
4.2.1.2 CENÁRIOS 3 E 4.....	55
4.3.3. Pilar P3	56
4.3.3.1 CENÁRIO1	56
4.2.3.2 CENÁRIO2	58
4.2.3.3 CENÁRIOS 3 E 4.....	60
5. COMPARAÇÃO DOS VÁRIOS CENÁRIOS DENTRO DE CADA MÉTODO.....	61
5.1. Introdução.....	61
5.2. Pórtico PT42A.....	63
5.3. Pórtico PT42B.....	79
6. Considerações Finais	97
6.1 . Conclusões	97
6.2 Desenvolvimentos Futuros	98
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	99

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 Efeitos de 2ª ordem em elementos contraventados [8]	4
Fig. 2.2 Efeitos de 2ª ordem em elementos não contraventados [8].....	4
Fig. 2.3 Configurações de instabilidade [3]	5
Fig. 2.4 Diferentes sistemas de contraventamento [8]	8
Fig. 2.5 Imperfeições geométricas em pilar isolado [8]	9
Fig. 2.7 Efeito das imperfeições em elementos contraventados [5].....	10
Fig. 2.6 Efeito das imperfeições em elementos não contraventados [5]	10
Fig. 2.8 Efeito das imperfeições em estruturas [5].....	10
Fig. 2.9 Exemplos de diferentes modos de encurvadura e correspondentes comprimentos efectivos para elementos isolados [8]	11
Fig. 2.10 Grandezas envolvidas na determinação dos factores de rigidez K_i [9]	12
Fig. 2.11 Grandezas intervenientes no cálculo das rigidezes relativas de rotação nos elementos de restrição e comprimidos para a estrutura representada [8]	13
Fig. 2.12 Definição das deformações globais de flexão e de esforço transversal [5]	18
Fig. 2.13 Definição de $F_{H,1Ed}$	19
Fig. 2.14 Esforços internos para secção fissurada	20
Fig. 2.15 Valores do coeficiente C dependendo dos valores dos momentos de 1ª ordem nas extremidades [8]	22
Fig. 2.16 Momentos de 1ª ordem [8]	23
Fig. 2.17 Exemplo de uma estrutura em que se possa verificar a dispensa dos efeitos globais de encurvadura [8].....	24
Fig. 3.1 Dimensões do portico PT42A [3].....	26
Fig. 3.2 Dimensões do portico PT42B	26
Fig. 3.3 Designação dos troços dos pilares constituintes dos pórticos.....	27
Fig. 3.4 Solicitação nos cenários 1 e 2 [3].....	27
Fig. 4.1 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 1 do PT42A , cenário 1	33

Fig. 4.2 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 1 do PT42A , cenário 2	35
Fig. 4.3 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 2 do PT42A, cenário 1	38
Fig. 4.4 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 2 do PT42A , cenário 2	40
Fig. 4.5 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 3 do PT42A , cenário 1	42
Fig. 4.6 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 3 segundo do PT42A , cenário 2.....	45
Fig. 4.7 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 1 do PT42B , cenário 1	46
Fig. 4.8 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 1 do PT42B , cenário 2	49
Fig. 4.9 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes cenários para o pilar 2 do PT42B , cenário 1	52
Fig. 4.10 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 2 do PT42B , cenário 2	54
Fig. 4.11 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 3 do PT42B , cenário 1	57
Fig. 4.12 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 3 do PT42B , cenário 2	59
Fig. 5.1 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 1 do PT42A obtidos com o Método da Rigidez Nominal para os diferentes cenários	63
Fig. 5.2 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 2 do PT42A obtidos com o Método da Rigidez Nominal para os diferentes cenários	65
Fig. 5.3 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 3 do PT42A obtidos com o Método da Rigidez Nominal para os diferentes cenários	67
Fig. 5.4 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 1 do PT42A obtidos com o Método da Curvatura Nominal para os diferentes cenários.....	69
Fig. 5.5 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 2 do PT42A obtidos com o Método da Curvatura Nominal para os diferentes cenários.....	71
Fig. 5.6 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 3 do PT42A obtidos com o Método da Curvatura Nominal para os diferentes cenários.....	74

Fig. 5.7 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 1 do PT42A obtidos com o Método do ANEXO H para os diferentes cenários.....	75
Fig. 5.8 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 2 do PT42A obtidos com o Método do ANEXO H para os diferentes cenários.....	77
Fig. 5.9 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 3 do PT42A obtidos com o Método do ANEXO H para os diferentes cenários.....	79
Fig. 5.10 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 1 do PT42B obtidos com o Método da Rigidez Nominal para os diferentes cenários.....	80
Fig. 5.11 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 2 do PT42B obtidos com o Método da Rigidez Nominal para os diferentes cenários.....	82
Fig. 5.12 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 3 do PT42B obtidos com o Método da Rigidez Nominal para os diferentes cenários.....	84
Fig. 5.13 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 1 do PT42B obtidos com o Método da Curvatura Nominal para os diferentes cenários	86
Fig. 5.14 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 2 do PT42B obtidos com o Método da Curvatura Nominal para os diferentes cenários	87
Fig. 5.15 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 3 do PT42B obtidos com o Método da Curvatura Nominal para os diferentes cenários	89
Fig. 5.16 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 1 do PT42B obtidos com o Método do ANEXO H para os diferentes cenários.....	90
Fig. 5.17 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 2 do PT42B obtidos com o Método do ANEXO H para os diferentes cenários.....	92
Fig. 5.18 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 2 do PT42B obtidos com o Método do ANEXO H para os diferentes cenários.....	94

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL DO TRABALHO

A segurança é um factor de extrema importância para o ser humano, na medida em que está intimamente ligada à sua sobrevivência. Tendo em vista este objectivo, e sendo a sua racionalidade que o distingue dos restantes animais, o Homem desde sempre tem vindo a aperfeiçoar, através do seu engenho e criatividade, métodos que o permitem viver em segurança.

Os critérios de dimensionamento estrutural evoluíram desde as regras empíricas, que são baseadas no sucesso ou insucesso de experiências herdadas, até aos modelos de raiz semi-probabilístico vigentes, em que a imprecisão dos modelos de cálculo e os erros de execução são atendidos, de forma simplificada, pela introdução de coeficientes de segurança parciais.

Sendo o betão armado o material frequentemente usado em estruturas reticuladas e sendo a procura da solução óptima das dimensões dos pilares o objectivo primordial a atingir no dimensionamento destas estruturas, levou à necessidade do recurso a uma análise mais precisa do comportamento estrutural denominada por análise dos efeitos de 2ª ordem, ou análises não lineares geométricas, em conjunto com as análises lineares, a que correspondem os efeitos de 1ª ordem, em que não se faz intervir na quantificação dos esforços a evolução da configuração da deformada da estrutura.

Todavia, a necessidade de tornar praticável e operacional a actividade dos projectistas de estruturas a quantificação dos efeitos de 2ª ordem conduziu à existência de modelos de avaliação destes efeitos. Os regulamentos nacionais, REBAP, e internacionais, EC2, de estruturas propõem métodos simplificados para a quantificação dos efeitos de 2ª ordem em elementos comprimidos de forma a serem considerados, juntamente com os efeitos de 1ª ordem, no dimensionamento e verificação de segurança da estrutura que constituem. O recurso a estes métodos simplificados, patentes nos regulamentos, de dimensionamento incluindo os efeitos de 2ª ordem constitui a solução mais utilizada no dimensionamento de estruturas reticuladas de betão armado, em que estes não possam ser desprezados, pelo que o objectivo do presente trabalho é analisar a viabilidade destes métodos.

1.2. OBJECTIVOS

Este trabalho teve como objectivo analisar as diferentes metodologias simplificadas de quantificação dos efeitos de 2ª ordem preconizadas no Eurocódigo 2, procurando comparar os resultados obtidos para cada uma delas e, deste modo, definir os seus campos de aplicação. São elas o Método da Rigidez

Nominal, o Método da Curvatura Nominal e o Método do ANEXO H para o cálculo dos efeitos globais de 2ª ordem. A análise das metodologias centrou-se na análise de um pórtico com uma variante à sua geometria. Neste estudo, avaliou-se a influência de se considerar apenas a combinação da acção mais desfavorável, ou então, a envolvente de todas as combinações e, para cada uma delas, analisar ainda a interferência da consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Descreve-se em seguida, e de forma sucinta, o assunto de cada capítulo:

- No Capítulo 2 é apresentada uma noção dos efeitos de 2ª ordem.
- No Capítulo 3 são apresentadas as linhas gerais de aplicação das metodologias simplificadas preconizadas no REBAP, actual regulamento nacional, pelo facto de ter sido usado em alguns casos no decorrer do presente trabalho em que os resultados segundo as metodologias do EC2 se revelaram inadequados, e no EC2, por ser a norma europeia e ser o regulamento em breve em vigor em Portugal.
- No Capítulo 4 são apresentadas as estruturas analisadas, os materiais utilizados e as suas dimensões, bem como as acções e combinações de acções a que estão sujeitas. Serão também apresentados os diferentes cenários de combinação das acções considerados.
- No Capítulo 5 será feita a análise, para cada um dos pórticos, da comparação das diferentes metodologias preconizadas no EC2 para cada cenário considerado.
- No Capítulo 6 será feita a análise, para cada um dos pórticos, da comparação dos diferentes cenários para cada uma das metodologias.
- O Capítulo 7 destina-se às conclusões das análises feitas nos dois capítulos anteriores.

2. EFEITOS DE 2ª ORDEM EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

2.1. INTRODUÇÃO

O presente Capítulo tem como objectivo, em primeiro lugar, apresentar os conceitos associados aos denominados efeitos de segunda ordem, seguindo-se a apresentação das linhas gerais de aplicação das metodologias simplificadas de quantificação desses mesmos efeitos previstas no REBAP, actual regulamento nacional e que vai ser usado em alguns casos no decorrer do presente trabalho, e no EC2, por ser a norma europeia que brevemente entrará em vigor em Portugal. Estes dois regulamentos, como os regulamentos em geral, procuram definir regras que permitam projectar as estruturas para os fenómenos reais, de que são exemplos os efeitos de 2ª ordem e as imperfeições, com o maior rigor possível e, ao mesmo tempo, garantir que essas regras sejam de fácil aplicação, não inviabilizando a sua aplicação prática nos projectos de estruturas correntes. Tendo sido, como já mencionado, estudados os métodos patentes no REBAP e no EC2 descrevem-se em seguida, de forma sucinta, por serem métodos de referência de aplicação generalizada, os principais aspectos inerentes à sua aplicação.

2.2. NOÇÃO DE EFEITOS DE 2ª ORDEM

A quantificação dos esforços instalados numa dada estrutura, resultantes da aplicação de um conjunto de acções, é bastante influenciada pelo modelo de análise estrutural adoptado, análise esta que poderá ser linear ou não linear. Com efeito, a análise de utilização mais corrente é a análise linear, e baseia-se na consideração de um comportamento linear elástico dos materiais da estrutura, em que a determinação dos efeitos das acções nas estruturas é feita considerando a sua geometria inicial, ou seja apenas a sua forma antes de essas acções serem aplicadas. Quando na quantificação dos esforços não se considerar a evolução da sua deformada, estes esforços designam-se por esforços de 1ª ordem, em que se pode estabelecer uma proporcionalidade directa entre as forças e os deslocamentos, resultando das acções aplicadas na estrutura e, também, dos efeitos desfavoráveis de eventuais imperfeições geométricas e de desvios na posição das cargas, que devem ser considerados na análise dos estados limites últimos das estruturas.

No entanto, os deslocamentos provocados pelas acções numa dada estrutura alteram a sua geometria, pelo que uma análise considerando esta nova forma deve ser realizada, o que, por sua vez, introduz uma nova alteração na sua geometria. Com efeito, uma avaliação mais correcta, e portanto mais precisa, do comportamento da estrutura necessita da consideração da sua deformada na quantificação dos esforços e a actualização da sua geometria ao longo do processo de carregamento. Este efeito da consideração da deformada designa-se por comportamento não linear geométrico, em que não se pode estabelecer uma proporcionalidade directa entre as acções e os deslocamentos, e permite, eventualmente aliado ao comportamento não linear material que está ligado às propriedades dos materiais constituintes, o betão e o aço, avaliar a componente de esforços a que se designam de 2ª ordem.

Nas seguintes figuras estão patentes as diferenças entre os momentos provocados pelos esforços de 1ª ordem e pelos de 2ª.

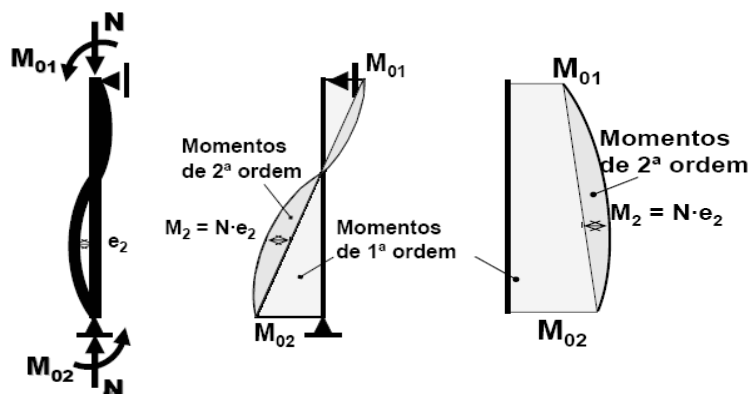


Fig. 2.1 Efeitos de 2ª ordem em elementos contraventados [8]

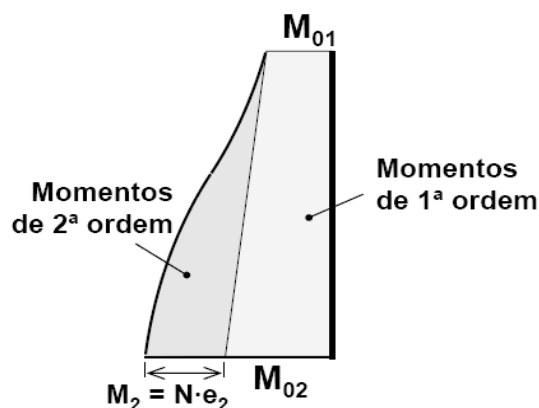


Fig. 2.2 Efeitos de 2ª ordem em elementos não contraventados [8]

Embora não sendo do âmbito do trabalho, interessa referir que uma avaliação mais rigorosa destes efeitos, de cariz não linear, requer o recurso a algoritmos de análise estrutural complexos onde o comportamento não linear geométrico e material estejam devidamente simulados, do qual os trabalhos de Paula Castro (1998) e de Jorge Delgado (2002) em que é utilizado o programa FEMPOR são exemplos.

A importância destes efeitos de 2ª ordem, principalmente no caso de dimensionamento de pilares, tem levado ao desenvolvimento de várias metodologias simplificadas de avaliação destes efeitos, como é o caso do regulamento nacional, o REBAP, e da norma europeia, o EC2. Estes regulamentos assentam, em geral, em três filosofias distintas, as duas primeiras correspondendo ao dimensionamento simplificado dos elementos verticais como pilares isolados, e a terceira ao dimensionamento dos elementos verticais integrados no conjunto da estrutura, em que se considera os efeitos globais de 2ª ordem, eventualmente através de metodologias simplificadas. O REBAP apoia-se essencialmente no dimensionamento de pilares isolados, tendo o EC2, para além deste, uma metodologia de efeitos globais de 2ª ordem, o Método do Anexo H.

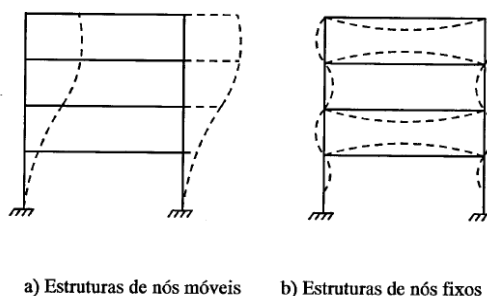
2.3. ASPECTOS REGULAMENTARES PARA QUANTIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

2.3.1 REBAP

A quantificação dos efeitos de 2ª ordem está incluída na regulamentação portuguesa de estruturas de betão armado (REBAP), correspondendo à verificação ao estado limite de encurvadura. Esta verificação está vocacionada para a determinação dos esforços de 2ª ordem em elementos comprimidos e feita, geralmente, considerando duas direcções distintas ou fundamentais perpendiculares entre si.

2.3.1.1. CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS

Um dos aspectos centrais na quantificação dos efeitos de 2ª ordem segundo REBAP é a classificação da estrutura a analisar quanto à sua mobilidade. De acordo com o REBAP, a maior ou menor sensibilidade das estruturas às acções ou aos efeitos que conduzem ao aparecimento de deslocamentos horizontais dos pisos, as estruturas podem classificar-se de nós fixos ou de nós móveis. A estas classificações estão associadas diferentes configurações de instabilidade, cujas deformadas globais estão representadas na figura 2.4.



a) Estruturas de nós móveis b) Estruturas de nós fixos

Fig. 2.3 Configurações de instabilidade [3]

Segundo o REBAP, as estruturas serão de nós fixos se a seguinte expressão for verificada:

$$h_{tot} = \sqrt{\frac{\Sigma N}{\Sigma EI}} \leq \eta \quad (2.1)$$

onde:

- h_{tot} : altura total da estrutura acima das fundações;
- ΣN : soma dos esforços verticais ao nível da fundação, não afectados pelos coeficientes de majoração, γ_f ;
- ΣEI : somatório da rigidez à flexão em fase não fendilhada, portanto em regime elástico, de todos os elementos verticais, pilares, na direcção em estudo. Deverá adoptar-se uma rigidez equivalente no caso de os elementos variarem em altura;

- η : parâmetro definido por:

$$\begin{array}{ll} 0,2+0,1n & \text{se } n < 4 \\ 0,6 & \text{se } n \geq 4 \end{array}$$

Sendo n o nº de andares da estrutura.

De notar que considerar apenas os elementos verticais como os elementos resistentes conduz a um resultado conservativo na medida em que a existência das vigas, elementos de ligação entre os elementos verticais, como elementos constituintes do pórtico, contribuem para o aumento da rigidez e, consequentemente, para a redução da mobilidade transversal da estrutura. A título de curiosidade, refere-se que Vila Pouca (1992) apresentou um trabalho em que demonstrou que, em vários casos, a consideração da contribuição da vigas na rigidez global da estrutura permite classificar de nós fixos estruturas que, de outra forma, seriam consideradas de nós móveis.

2.3.1.2. QUANTIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

Após a classificação da estrutura, baseada no ponto anterior, procede-se à quantificação dos esforços de 2ª ordem, sendo esta efectuada individualmente para cada pilar.

A quantificação dos esforços de 2ª ordem implica a determinação do coeficiente de esbelteza, λ , e do comprimento efectivo de encurvadura, l_0 , em cada um dos pilares constituintes da estrutura

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (2.2)$$

sendo:

- i : raio de giração da secção transversal do pilar na direcção considerada, supondo-a constituída apenas por betão, e é determinado através da seguinte expressão:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (2.3)$$

I : momento de inércia

A : área da secção transversal

Para a quantificação do coeficiente de esbelteza, λ , são definidos valores limites que permitem avaliar a importância dos efeitos de 2ª ordem nos diferentes pilares. Estes valores permitem identificar situações em que possa ser dispensada a verificação de segurança em relação à encurvadura e, também, situações que, dado o seu elevado valor, seja necessário um redimensionamento da secção.

O cálculo do comprimento efectivo de encurvadura, que se define como sendo a distância entre os pontos de momento nulo da distribuição final de momentos ao longo do pilar, está directamente ligado e, conseqüentemente, dependente da configuração da deformada global da estrutura considerada, pelo que existem diferentes metodologias de cálculo consoante a estrutura seja de nós fixos ou de nós móveis.

O REBAP reduz o problema da verificação da segurança das estruturas à encurvadura à utilização de um método simplificado em que a verificação da mesma é feita individualmente para cada um dos pilares. Neste método a verificação da segurança é feita adicionando ao momento flector actuante, M_{sd} , um momento, segundo cada uma das direcções, definido pela expressão:

$$M_{sd}^{2^{a}ordem} = N_{sd} (e_a + e_2 + e_c) \quad (2.4)$$

em que:

- N_{sd} : esforço axial de compressão no pilar em estudo;
- e_a : excentricidade accidental;
- e_2 : excentricidade de 2ª ordem;
- e_c : excentricidade de fluência.

A excentricidade accidental, e_a , atende às imperfeições geométricas decorrentes da realização física dos pilares, que deveria ser considerada na quantificação dos esforços de 1ª ordem. A segunda excentricidade, e_2 , denominada de 2ª ordem, representa a excentricidade da acção vertical em relação ao eixo do pilar devido à sua deformação. Finalmente, temos a excentricidade de fluência, e_c , que se destina à consideração de eventuais deformações impostas pelo fenómeno da fluência.

O momento final é, pois, determinado pela seguinte expressão:

$$M_{final} = M_{sd}^{1^{a}ordem} + N_{sd} (e_a + e_2 + e_c) \quad (2.5)$$

O momento de 1ª ordem a considerar na expressão está interligado com a configuração adoptada para a mobilidade da estrutura. Com efeito, nos pilares pertencentes a estruturas de nós móveis, considera-se que as secções críticas dos pilares se situam junto das extremidades, pelo que os momentos a considerar é o maior dos actuantes nestas secções. Por outro lado, nos pilares pertencentes a estruturas de nós fixos, as secções críticas não se situam junto das extremidades dos pilares, sendo o valor de cálculo do momento, M_{sd} , a considerar o maior dos valores obtidos pelas seguintes expressões:

$$M_{sd} = 0,6M_{sd,a} + 0,4M_{sd,b} \quad (2.6)$$

$$M_{sd} = 0,4M_{sd,a} \quad (2.7)$$

em que $M_{Sd,a}$ e $M_{Sd,b}$ são os valores de cálculo dos momentos actuantes nas extremidades do pilar, supondo-se $|M_{Sd,a}| \geq |M_{Sd,b}|$ e atribuindo-lhes o mesmo sinal ou sinais contrários consoante a deformada do pilar tem apenas uma curvatura ou dupla curvatura, respectivamente.

2.3.2 EUROCÓDIGO 2

O EC2 é, como já se referiu, o regulamento que em breve entrará em vigor em Portugal, pelo que na execução do presente trabalho esteve sempre presente na análise das metodologias que prevê para a quantificação dos efeitos de 2ª ordem. São elas o Método da Rigidez Nominal, o Método da Curvatura Nominal e um método de cálculo dos efeitos globais de 2ª ordem, habitualmente designado por Método do ANEXO H. O EC2, ao contrário do REBAP, apresenta uma metodologia de cálculo para os efeitos das imperfeições. Assim, enquanto no REBAP este efeito é considerado através de uma excentricidade adicional designada por excentricidade acidental, e_a , que depende da mobilidade das estruturas, nós fixos ou móveis, no EC2 não depende da mobilidade, sendo apresentada uma metodologia em que se utilizam forças horizontais equivalentes para a simulação das imperfeições. Segue, nos subcapítulos seguintes, a apresentação de cada método de quantificação dos efeitos de 2ª ordem, bem como o do efeito das imperfeições.

2.3.2.1. CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS

O EC2 classifica as estruturas, para efeitos de estabilidade horizontal, através da existência de elementos de grande rigidez que se designam por elementos de contraventamento, ao contrário do REBAP que as classificava como estruturas de nós móveis ou de nós fixos. Apesar de ambos os regulamentos terem diferentes classificações, o conceito é o mesmo. De acordo com o EC2, elementos que contêm elementos de contraventamento designam-se por elementos contraventados e, por outro lado, se não contiverem designam-se por elementos não contraventados. A figura seguinte mostra diferentes sistemas de contraventamento em estruturas habitualmente utilizados actualmente.

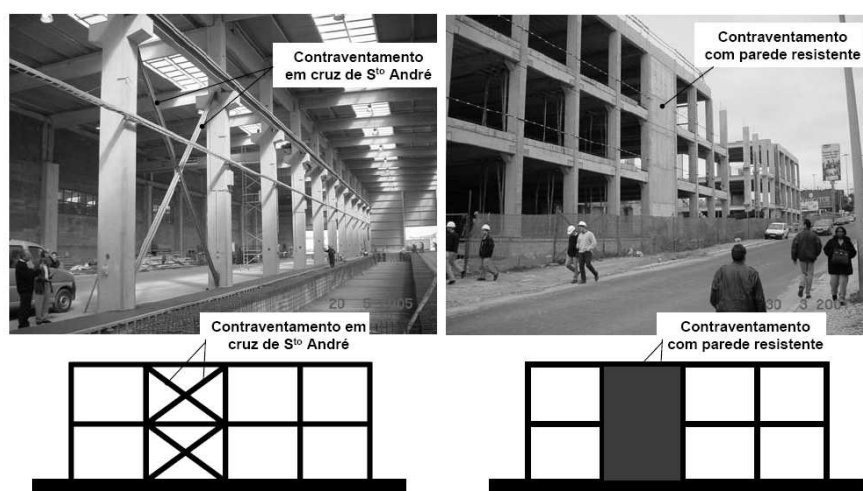


Fig. 2.4 Diferentes sistemas de contraventamento [8]

2.3.2.2. IMPEFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

Os efeitos desfavoráveis de eventuais imperfeições geométricas, ou de eventuais desvios das cargas em relação ao eixo do elemento vertical, devem ser considerados na análise nos estados limites últimos dos elementos e das estruturas. As imperfeições geométricas podem ser, segundo o EC2, representadas por uma inclinação, θ_i , como mostra a seguinte figura:

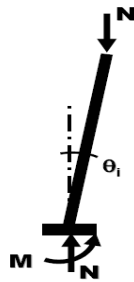


Fig. 2.5 Imperfeições geométricas em pilar isolado [8]

e pode ser determinada pela expressão:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (2.8)$$

em que

- $\theta_0 = 1/200$ - valor básico;
- α_h é o coeficiente de redução relativo ao comprimento ou a altura: $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$; $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$;
- α_m é o coeficiente de redução relativo ao nº de elementos: $\sqrt{0,5(1+1/m)}$;
- l : comprimento ou altura (m);
- m : nº de elementos verticais que contribuem para o efeito total, sendo $m=1$ e l o comprimento real do elemento em elementos isolados, e num sistema de contraventamento m é o nº de elementos verticais que transmitem a força horizontal ao sistema de contraventamento e l é a altura do edifício.

Em elementos isolados, o efeito das imperfeições pode ser considerado como uma excentricidade ou como uma força transversal. A figura seguinte mostra as diferentes considerações para elementos não contraventados e contraventados.

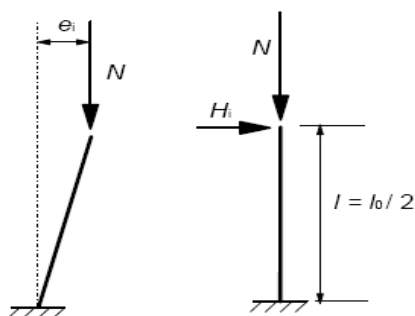


Fig. 2.7 Efeito das imperfeições em elementos não contraventados [5]

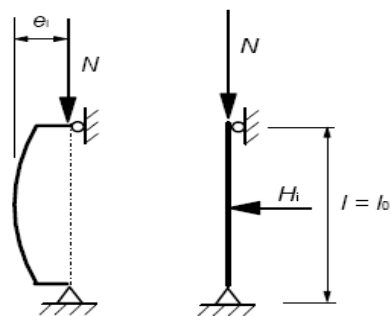


Fig. 2.6 Efeito das imperfeições em elementos contraventados [5]

A excentricidade representante das imperfeições geométricas é dada pela seguinte expressão:

$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_o}{2} \quad (2.9)$$

em que

- l_o : é o comprimento efectivo ou de encurvadura

Esta expressão pode ser, para paredes e pilares isolados em estruturas contraventadas, simplificada dando lugar à expressão:

$$e_i = \frac{l_o}{400} \quad (2.10)$$

Em estruturas, o efeito da inclinação θ_i pode ser representado por forças transversais, a incluir na análise juntamente com as outras acções pertencentes à solicitação, como mostra a figura seguinte

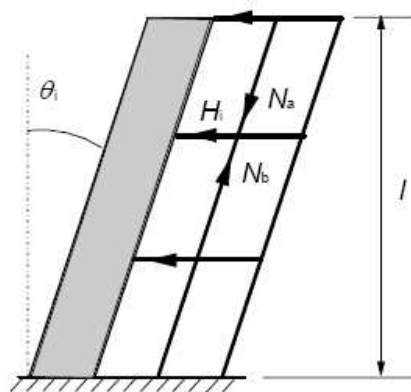


Fig. 2.8 Efeito das imperfeições em estruturas [5]

Apesar de na figura estar representada uma estrutura contraventada, é possível proceder da mesma maneira para uma estrutura não contraventada.

A força horizontal, h_i , é determinada por:

$$H_i = \theta_i (N_b - N_a) \quad (2.11)$$

Em que N_b e N_a são forças longitudinais, em cada nó da estrutura, que contribuem para H_i .

No trabalho foi utilizado este último procedimento

2.3.2.3. COMPRIMENTO EFECTIVO OU DE ENCURVADURA, l_o

O EC2 permite obter de um modo simplificado os valores dos comprimentos efectivos, l_o , para elementos comprimidos isolados e para elementos inseridos em estruturas.

Em elementos isolados, o comprimento efectivo é dado, em função das ligações das suas extremidades, de acordo com o representado na Fig. 2.9.

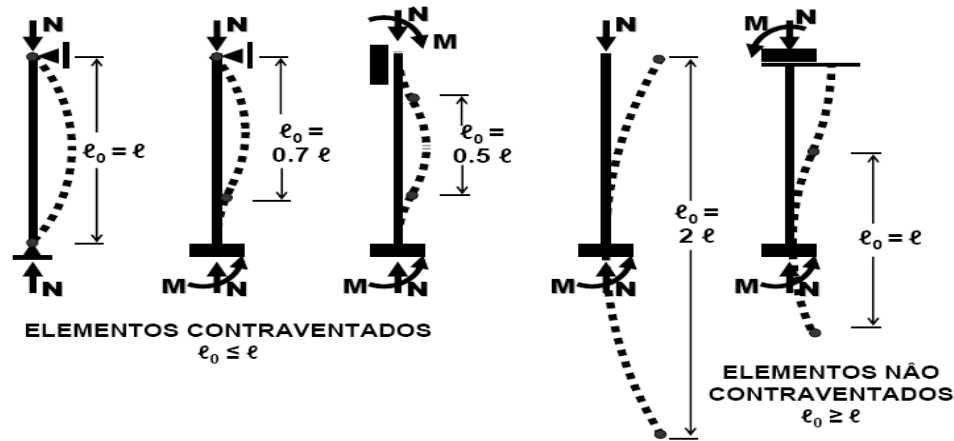


Fig. 2.9 Exemplos de diferentes modos de encurvadura e correspondentes comprimentos efectivos para elementos isolados [8]

Para elementos comprimidos de estruturas, como os pórticos regulares, o comprimento efectivo deve ser determinado pelas seguintes expressões, tendo em conta estar ou não contraventada:

$$l_o = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (2.12)$$

Para elementos contraventados

$$l_o = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (2.13)$$

Para elementos não contraventados

em que:

- k_1 e k_2 : são as rigidezes relativas de rotação nas restrições das extremidades 1 e 2 dos pilares, respectivamente, e são definidas por:

$$k_i = \left(\frac{\theta_i}{M_i} \right) \left(\frac{EI_c}{l_c} \right) \quad (2.14)$$

sendo:

- θ_i : rotação dos elementos que se opõem à rotação da extremidade do pilar para o momento M_i
- EI_c : é a rigidez de flexão do pilar, ou dos pilares, que concorre(m) no nó
- l_c : é a distância livre do elemento entre os nós

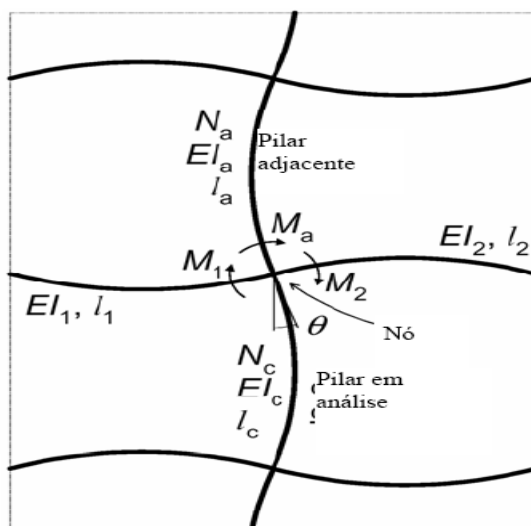


Fig. 2.10 Grandezas envolvidas na determinação dos factores de rigidez K_i [9]

Posto isto temos, então que:

$\frac{EI_c}{l_c}$ - é a rigidez rotacional do(s) elemento(s) comprimidos

$\frac{\theta_i}{M_i}$ - é a rigidez rotacional do(s) elemento(s) de restrição

Relativamente as rigidezes tanto dos pilares como das vigas, Válder Lúcio (2006) mostra-nos, através do exemplo a seguir representado, como determinar as rigidezes relativas de rotação nas restrições das extremidades segundo o EC2 para o pilar a .

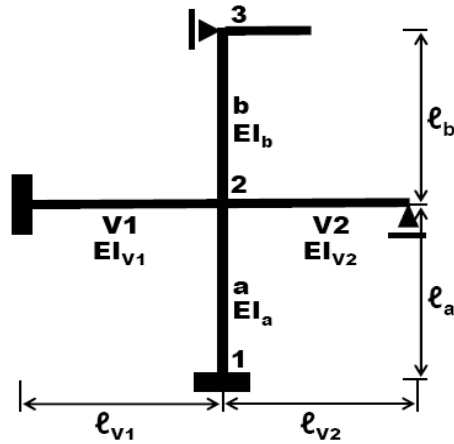


Fig. 2.11 Grandezas intervenientes no cálculo das rigidezes relativas de rotação nos elementos de restrição e comprimidos para a estrutura representada [8]

Tal como anteriormente visto, as rigidezes relativas de rotação nas restrições das extremidades dos pilares é dada por:

Tendo em conta a figura, Válder Lúcio considera que:

$$\left(\frac{\theta}{M} \right) = \frac{1}{\frac{4EI_{v1}}{l_{v1}} + \frac{3EI_{v2}}{l_{v2}}} \quad (2.15)$$

que representa a rigidez rotacional dos elementos de restrição, isto é, das vigas. Esta expressão mostra-nos os momentos necessários para infligir uma rotação unitária em ambas as vigas que estão ligadas à extremidade 2 do pilar em estudo tendo em consideração nas condições de apoio das mesmas, pelo que, como se pode verificar, são diferentes resultando em momentos diferentes.

$$\left(\frac{EI}{l} \right) = \left(\frac{EI}{l} \right)_a + \left(\frac{EI}{l} \right)_b \quad (2.16)$$

representa a rigidez dos elementos comprimidos, isto é, dos pilares. Nos pilares, independentemente das condições de apoio, a rigidez é sempre igual a $\frac{EI}{l}$.

Posto isto, verificamos que a rigidez no nó 2, k_2 , é igual a:

$$k_2 = \frac{\frac{EI_a}{l_a} + \frac{EI_b}{l_b}}{\frac{4EI_{v1}}{l_{v1}} + \frac{3EI_{v2}}{l_{v2}}} \quad (2.17)$$

No nó 1 estamos perante um caso de rigidez nas fundações. Teoricamente, nas fundações $k = 0$ correspondente a encastramento perfeito. Como apenas raramente o encastramento é perfeito, o EC2 estipula, por razões de segurança, que o valor da rigidez seja igual a 0,1 ($k = 0,1$).

Por outro lado, no caso do nó 3, temos um apoio livre de rotação. O EC2 estipula que nestes casos $k = \infty$.

No presente trabalho não foi necessário determinar as rigidezes tanto das vigas como dos pilares na medida em que se recorreu ao programa de estruturas Robot Millenium. Com efeito, com a ajuda do programa determinou-se, para além dos esforços de 1ª ordem das estruturas, as rotações e os momentos dos nós em cada pilar.

De notar, a propósito da rigidez relativa de rotação na restrição da extremidade 2 do pilar analisado pertencente à estrutura da figura 2.11, que segundo o REBAP a mesma é determinada da seguinte forma:

$$k_2 = \frac{\frac{EI_a}{l_a} + \frac{EI_b}{l_b}}{\frac{EI_{v1}}{l_{v1}} + \frac{EI_{v2}}{l_{v2}}} \quad (2.18)$$

que, como se pode verificar, as admite que a rigidez de todos os elementos é proporcional a I/L .

2.3.2.4. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL

O Método da Rigidez Nominal é um método que consiste em simular a análise da estrutura considerando, de forma simplificada, na rigidez dos seus elementos a fendilhação e a não linearidade material do betão e do aço. A análise é feita para cada elemento individualmente não tendo em conta o efeito das imperfeições.

A rigidez nominal é estimada através da seguinte expressão:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (2.19)$$

Em que E_{cd} e E_s são os valores de cálculo do módulo de elasticidade do betão e do aço, respectivamente; I_c e I_s são os valores do momento de inércia da secção de betão e da área de armadura em relação ao centro de gravidade da secção; K_c é factor de redução da rigidez do betão, que têm em conta os efeitos da fendilhação e da fluência, e K_s um coeficiente que tem em conta a contribuição das armaduras. Se a taxa de armadura for superior a 0,2% ($\rho \geq 0,002$), os factores K são iguais a:

$$K_s = 1 \quad (2.20)$$

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} \quad (2.21)$$

em que φ_{ef} é o coeficiente de fluência efectivo, dado por $\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_o)} \cdot M_{OEqp} / M_{OEd}$, em que $\varphi_{(\infty, t_o)}$ é o coeficiente de fluência, com valor médio de 2,5; M_{OEd} é o momento flector de cálculo de 1ª ordem e M_{OEqp} o momento flector na combinação quase-permanente de acções que a sua determinação é explicada no capítulo seguinte; k_1 é um factor que depende da classe de resistência do betão (Mpa), dado por $k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}$; e k_2 um factor que depende do esforço axial reduzido, n , e do coeficiente de esbelteza, λ , determinado por $k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20$, sendo $\lambda = \frac{l_0}{i}$, em que l_0 é o comprimento efectivo de encurvadura e $i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$ é o raio de giração que vem em função do momento de inércia da secção de betão não fendilhada, I_c , e da área da secção de betão, A_c .

Como alternativa simplificada, se ($\rho \geq 0,001$), os coeficientes K podem ser determinados por:

$$K_s = 1 \quad (2.22)$$

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5\varphi_{ef}} \quad (2.23)$$

1.3.4.1. COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO DOS MOMENTOS

O Método da Rigidez Nominal, de modo a atender aos momentos de 2ª ordem, recorre ao método de amplificação do momento de 1ª ordem. Então, o momento total de cálculo que inclui o momento de 2ª ordem, pode ser determinado através da expressão:

$$M_{Ed} = M_{OEd} \left[1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N_{Ed}} \right) - 1} \right] \quad (2.24)$$

em que

- M_{OEd} : é o momento de 1ª ordem;

- N_{Ed} : é o valor de cálculo do esforço axial;
- β : é um coeficiente que depende da distribuição dos momentos de 1ª e de 2ª ordem e que é dado por

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} \quad (2.25)$$

em que c_0 é um coeficiente que depende da distribuição dos momentos de 1ª ordem. Se o momento de 1ª ordem for constante $c_0 = 8$, se for uma distribuição triangular $c_0 = 12$ e se for parabólica é igual a 9,6

- N_B : é a carga crítica de Euler de encurvadura baseada na rigidez nominal, e é dado por

$$N_B = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_o^2} \quad (2.26)$$

O momento de 1ª ordem a considerar neste método segundo o EC2 é o momento correspondente, no REBAP, a estruturas de nós fixos, em que estes podem ser substituídos por um momento de extremidade de 1ª ordem equivalente M_{Oe} , a que corresponde ao maior dos valores obtidos pelas seguintes expressões:

$$M_{Oe} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \quad (2.27)$$

$$M_{Oe} = 0,4M_{02} \quad (2.28)$$

em que M_{01} e M_{02} são os valores de cálculo dos momentos actuates nas extremidades do pilar, supondo-se $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ e atribuindo-lhes o mesmo sinal ou sinais contrários consoante a deformada do pilar tenha apenas uma curvatura ou dupla curvatura, respectivamente. Para além deste momento equivalente de 1ª ordem, resolveu-se também determinar os momentos de 2ª ordem usando agora o maior momento de 1ª ordem das extremidades, situação equivalente à preconizada no REBAP para as estruturas de nós móveis.

2.3.2.5.MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL

O Método da Rigidez nominal é um método simplificado para determinar o momento de 2ª ordem que consiste na determinação de uma excentricidade adicional, baseado no comprimento efectivo ou de

encurvadura, l_0 , e na curvatura máxima do elemento. É um método em que cada elemento é analisado individualmente. O momento de cálculo é obtido por:

$$M_{Ed} = M_{OEd} + M_2 \quad (2.29)$$

em que

- M_{OEd} : é o momento de 1ª ordem incluindo o efeito das imperfeições. O momento de 1ª ordem é, tal como no Método da Rigidez Nominal, substituído por um momento de 1ª ordem equivalente determinado pelas expressões 2.27 e 2.28
- M_2 : é o momento nominal de 2ª ordem

O momento nominal de 2ª ordem é dado por:

$$M_2 = N_{Ed} . e_2 \quad (2.30)$$

em que

- N_{Ed} : é o esforço axial de cálculo
- $e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c}$: é a excentricidade adicional de 2ª ordem

sendo $\frac{1}{r}$ a curvatura; l_0 o comprimento efectivo e c um coeficiente que depende da distribuição da curvatura, sendo normalmente utilizado para este coeficiente o valor $\pi^2 (\approx 10)$ salvo em situações em que o momento de 1ª ordem seja constante, em que deve utilizar-se um valor inferior sendo 8 o limite inferior ($8 \leq c \leq 10$).

2.3.2.5.1. ESTIMATIVA DA CURVATURA

A curvatura pode ser determinada, para secções constantes, por:

$$\frac{1}{r} = K_r . K_\phi . \frac{1}{r_o} \quad (2.31)$$

em que:

- K_r : é um factor de correcção do esforço normal, e é dado por:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \quad (2.32)$$

sendo n o esforço normal reduzido dado por $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$ em que N_{Ed} é o esforço axial de cálculo;

$n_u = 1 + \omega$ em que $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$ é a percentagem de armadura na secção; n_{bal} é o valor de n correspondente ao momento resistente máximo, para o qual se pode utilizar o valor 0,4

- K_ϕ : é um coeficiente que considera os efeitos da fluência e é dado por:

$$K_\phi = 1 + \beta \phi_{ef} \geq 1 \quad (2.33)$$

sendo ϕ_{ef} o coeficiente de fluência efectivo já mencionado no Método da Rigidez Nominal;

$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}$ em que λ é o coeficiente de esbelteza;

- $\frac{1}{r_o} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 \cdot d}$, em que $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ e d é a altura útil da secção.

2.3.2.6. MÉTODO DO ANEXO H

O Método do ANEXO H é um método de cálculo dos efeitos globais de 2ª ordem, em que é tida em conta a estrutura na sua globalidade.

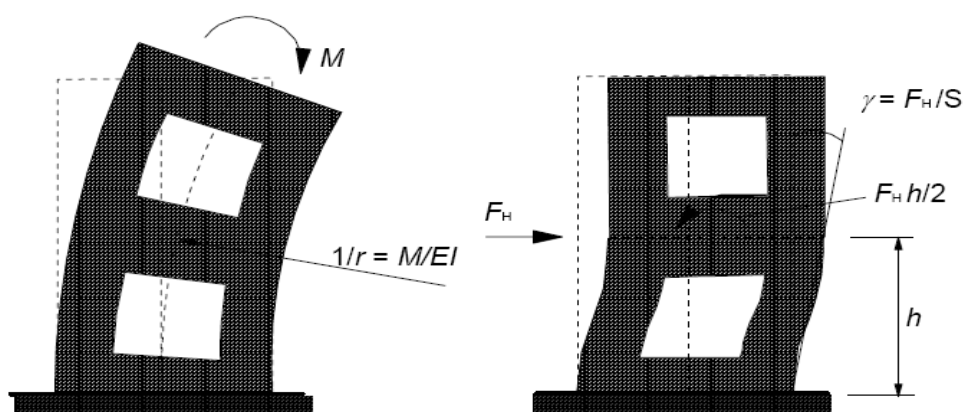


Fig. 2.12 Definição das deformações globais de flexão e de esforço transversal [5]

Este método tem por objectivo a determinação dos esforços de 2ª ordem através da determinação de acções horizontais fictícias majoradas nas estruturas, $F_{H,Ed}$, que contêm as forças horizontais de 1ª ordem adicionadas de um incremento de força horizontal. Este incremento é determinado para cada piso da estrutura e, dentro de cada piso, para todos os nós que constituem a estrutura, sendo dado por:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,OEd}}{1 - \frac{F_{H,1Ed}}{F_{H,OEd}}} \quad (2.34)$$

em que:

- $F_{H,OEd}$: é a força horizontal de 1ª ordem devida às acções na estrutura e, se considerado, ao efeito das imperfeições
- $F_{H,1Ed}$: é o incremento a que corresponde a uma força horizontal fictícia produzindo, para cada pilar, os mesmos momentos flectores que a carga vertical actuantes na estrutura deformada. Para se melhor entender o conceito de $F_{H,1Ed}$ apresenta-se a Fig. 2.13,

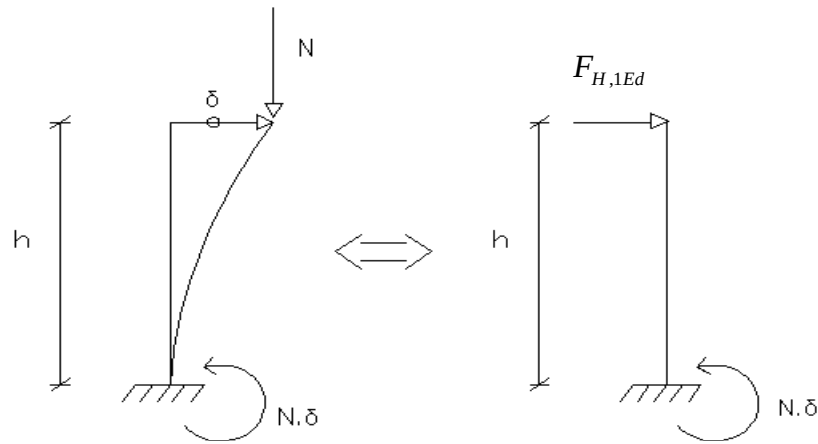


Fig. 2.13 Definição de $F_{H,1Ed}$

Então $F_{H,1Ed}$ que é dada por:

$$F_{H,1Ed}^n = \frac{N_n \times d_0^n}{h} \quad (2.35)$$

Em que n é o nº do nó; $N_n = N_b - N_a$ sendo N_b e N_a as forças longitudinais dos pilares em cada nó da estrutura; h é a altura do pilar em estudo; d_0^n é o deslocamento do nó.

Depois de terem sido determinados os valores de $F_{H,1Ed}$ para cada nó pertencente à estrutura, efectuou-se o somatório destes em cada piso e calculou o valor de $F_{H,Ed}$ em cada piso através da expressão 2.35. Os momentos finais, já com os efeitos de 2ª ordem incluídos, foram obtidos considerando as forças $F_{H,Ed}$ obtidas em cada piso.

Esta força fictícia é calculada considerando, para os esforços de 1ª ordem, as rigidezes nominais dos pilares de acordo com o Método da Rigidez Nominal, e as rigidezes das vigas fissuradas. No âmbito deste trabalho os esforços de 1ª ordem e os deslocamentos dos nós, já com as rigidezes nominais dos pilares e as rigidezes das vigas fissuradas, foram obtidos através do programa de estruturas Robot Millenium.

Foi admitido para as características geométricas das vigas, considerando a secção fissurada de acordo com a figura 2.14, a secção localizada a meio do vão

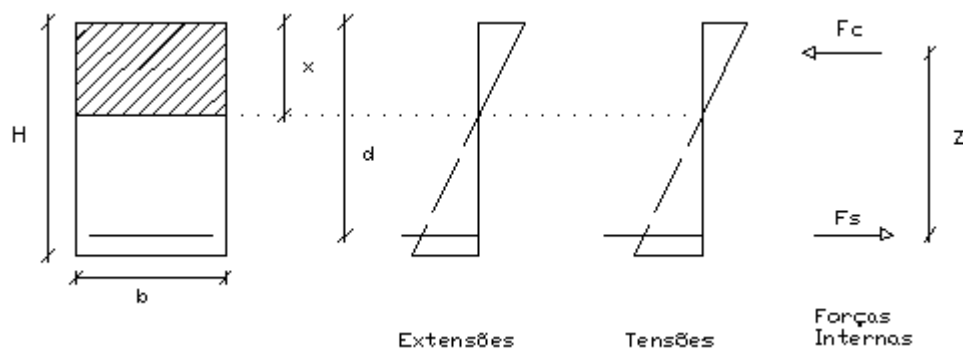


Fig. 2.14 Esforços internos para secção fissurada

em que:

- H: é a altura da secção, que é conhecida;
- b: é a largura da secção, que é conhecida;
- x: é o comprimento do eixo neutro da secção;
- d: é a altura útil da secção;
- ϵ_c, ϵ_s : são as extensões do betão e do aço, respectivamente;
- σ_c, σ_s : são as tensões instaladas no betão e no aço, respectivamente;
- Fc, Fs: são as forças resistentes correspondentes ao betão e às armaduras, respectivamente.

As forças internas, Fc e Fs, para a estrutura homogeneizada, transformando o aço em betão, são dadas por:

$$F_c = \frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_c \quad (2.36)$$

$$F_s = m \cdot A_s \cdot \sigma_s \quad (2.37)$$

em que m é o coeficiente de homogeneização, quociente entre o módulo de elasticidade do betão pelo o do aço.

Sendo as forças internas iguais em módulo vem:

$$F_c = F_s \quad (2.38)$$

que pode, substituindo pelas expressões 2.36 e 2.37, ser expressa como:

$$\frac{b.x}{2}.\sigma_c = m.A_s.\sigma_s \quad (2.39)$$

Finalmente, e observando a figura 2.14, verifica-se a existência de uma relação de proporcionalidade entre as tensões do betão e do aço, σ_c e σ_s respectivamente, com as respectivas distâncias ao eixo neutro, pelo que substituindo na expressão 2.39, vem igual a:

$$\frac{b.x^2}{2} = m.A_s.(d - x) \quad (2.40)$$

Através do qual se determina o valor do eixo neutro.

Uma vez determinado o eixo neutro, é possível determinar a inércia da secção fissurada homogeneizada através da seguinte expressão:

$$I = \frac{b.x^3}{3} + m.A_s.(d - x)^2 \quad (2.41)$$

A altura equivalente, H_{eq} , de uma secção rectangular com a mesma inércia da secção fissurada pode ser obtida através de:

$$I = \frac{b.H_{eq}^3}{12} \quad (2.42)$$

obtendo-se H_{eq} igual a:

$$H_{eq} = \left(\frac{I.12}{b} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.43)$$

determinando, então as dimensões das vigas fissuradas. De notar que, como já mencionado, a largura da secção das vigas é já conhecida.

2.3.2.7. CRITÉRIOS DE DISPENSA DA QUANTIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

Embora o EC2 disponha de critérios simplificados de modo a ser possível ignorar os efeitos de 2ª ordem, no presente trabalho considerou-se sempre os efeitos de 2ª ordem, independentemente de ser possível ou não serem desprezados. No entanto, dado a sua importância, reservou-se um subcapítulo para mencionar estes critérios. De um modo geral, o EC2 considera desprezáveis os efeitos de 2ª ordem que correspondem a menos de 10% dos efeitos de 1ª ordem, devendo os efeitos de 2ª ordem ser

avaliados tendo em conta se se está a analisar um elemento isolado ou um edifício, isto é, estruturas na sua totalidade.

2.3.2.7.1. CRITÉRIOS DE DISPENSA DA QUANTIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM PARA ELEMENTOS ISOLADOS

Em elementos isolados, os efeitos de 2ª ordem podem ser ignorados se o coeficiente de esbelteza, λ , for inferior uma determinado limite λ_{lim} , dado por:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \quad (2.44)$$

em que:

- $A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}}$, (Se φ_{ef} não for conhecido, pode adoptar-se $A = 0,7$);
- $B = \sqrt{1 + 2\omega}$, (Se ω não for conhecido, pode adoptar-se $B = 1,1$);
- $C = 1,7 - r_m$, (se r_m não for conhecido, pode adoptar-se $C = 0,7$). A seguinte figura mostra os diferentes valores que este coeficiente pode ter consoante os momentos de 1ª ordem nas extremidades do pilar;

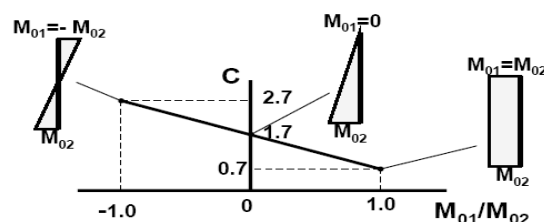


Fig. 2.15 Valores do coeficiente C dependendo dos valores dos momentos de 1ª ordem nas extremidades [8]

- $\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{OEqp} / M_{OEd}$, é o coeficiente de fluência efectivo, em que $\varphi_{(\infty, t_0)}$ é o coeficiente de fluência, com valor médio de 2,5, M_{OEd} é o momento flector de cálculo de 1ª ordem e M_{OEqp} o momento flector na combinação quase-permanente de acções;
- $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$ é a percentagem mecânica de armadura;

- $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$, sendo M_{01} e M_{02} os momentos de 1ª ordem nas extremidades do pilar, e $|M_{02}| \geq |M_{01}|$, tal como mostra a Fig. 2.16;

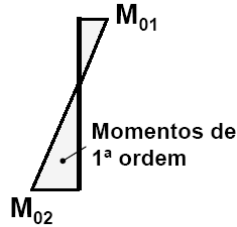


Fig. 2.16 Momentos de 1ª ordem [8]

- $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$ é o esforço normal reduzido;

Convém recordar que o coeficiente de esbelteza é determinado pela seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (2.45)$$

em que:

- l_0 é o comprimento efectivo de encurvadura;
- $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ é o raio de giração que vem em função do momento de inércia da secção de betão não fendilhada, I_c , e da área da secção de betão, A_c

2.3.2.7.2. CRITÉRIOS DE DISPENSA DA QUANTIFICAÇÃO DOS EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM EM EDIFÍCIOS

Os efeitos de 2ª ordem em edifícios podem ser ignorados se:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (2.46)$$

em que:

- $F_{V,Ed}$: é a carga vertical total nos elementos de contraventamento e nos contraventados ;
- n_s : é o nº de pisos da estrutura;

- L : é a altura do edifício acima do nível de encastramento;
- $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}}$: é o valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão, sendo E_{cm} o seu valor médio e γ_{cE} um coeficiente parcial de segurança que é igual a 1,2 ;
- I_c : é o momento de inércia da secção de betão não fendilhada do(s) elemento(s) de contraventamento
- $k_1 = 0,31$

Seguidamente é apresentada uma figura, da autoria de Válder Lúcio (2006), com o intuito de melhor perceber alguns dos parâmetros acima indicados;

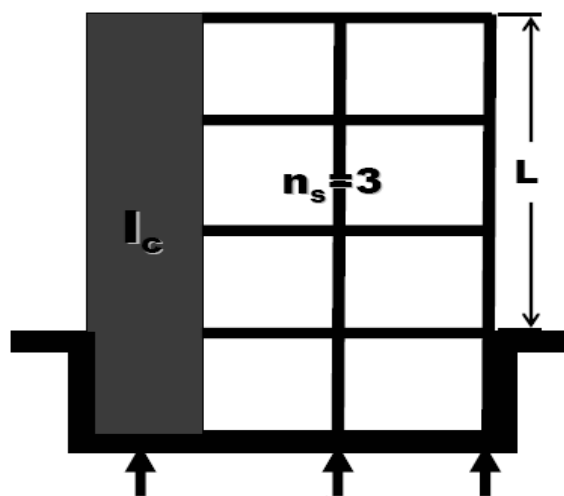


Fig. 2.17 Exemplo de uma estrutura em que se possa verificar a dispensa dos efeitos globais de encurvadura [8]

3. ESTRUTURAS E CENÁRIOS ANALISADOS

3.1. INTRODUÇÃO

Nos capítulos anteriores foi caracterizada a importância dos efeitos de 2ª ordem em estruturas de betão armado e apresentadas as diferentes metodologias para sua quantificação segundo o EC2 e segundo o REBAP. Uma vez que o recurso a estes métodos simplificados é o procedimento mais comum no dimensionamento de pilares em estruturas de betão, efectuou-se uma análise dos efeitos de 2ª ordem, baseado nas diferentes metodologias do EC2, em dois pórticos em que as suas características e as das acções serão referidas neste capítulo.

3.2. PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento das secções aos estados limites últimos, em flexão composta para os pilares e flexão simples para as vigas, foi o habitualmente adoptado em projectos de estruturas de betão armado, tendo presente o EC2, de acordo com:

$$S_d \leq R_d \quad (3.1)$$

em que:

- R_d : é o valor de cálculo do esforço resistente;
- S_d : é o valor de cálculo do esforço actuante, sendo este valor dado por:

$$S_d = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G_i} G_{k_i} + \gamma_{Q_1} Q_{k_1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q_j} \psi_{o_j} Q_{k_j} \quad (3.2)$$

sendo:

- G_{k_i} : o esforço resultante do conjunto dos valores característicos das acções permanentes;
- Q_{k_1} : o esforço da acção variável considerada como acção base, tomada com o seu valor característico;
- Q_{k_j} : o esforço resultante da acção variável de ordem j, não considerada como acção base, tomada com o seu valor característico;
- γ_{G_i} : é o coeficiente de segurança relativo às acções permanentes No presente trabalho o valor considerado para este coeficiente foi 1,5;
- γ_{Q_1} e γ_{Q_j} : são os coeficientes de segurança relativos das acções variáveis. No presente trabalho o valor considerado para estes coeficientes foi 1,5;

- ψ_{o_j} : coeficientes de combinação, Ψ , correspondentes à acção variável de ordem j

Considerou-se secções duplamente armadas para os pilares e simplesmente armadas para as vigas.

3.3. ESTRUTURAS ANALISADAS

3.3.1. PÓRTICO PT42A

O pórtico PT42A, adoptando a designação de Castro e Delgado [3] que o estudaram detalhadamente, é composto por 4 andares e dois tramos, sendo um exemplo cuja configuração se aproxima do tipo de edifícios de baixa altura e cujas dimensões dos vãos e comprimentos dos pilares assumem valores comuns para pórticos deste tipo de edifícios. A configuração geométrica do pórtico, as dimensões das secções dos pilares e das vigas que o constituem, é indicada na Fig. 3.1.

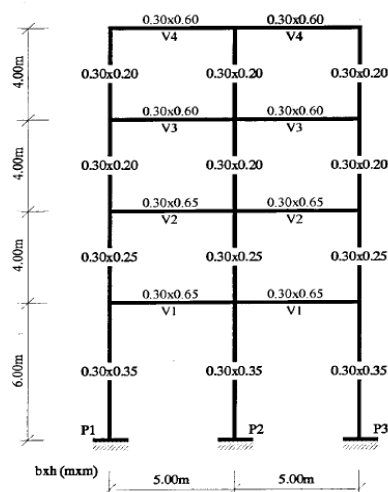


Fig. 3.1 Dimensões do portico PT42A [3]

3.3.2. PÓRTICO PT42B

A única diferença entre este pórtico e o anterior reside nas dimensões das secções dos troços do pilar central, que apresenta maiores dimensões, como mostra a Fig. 3.2.

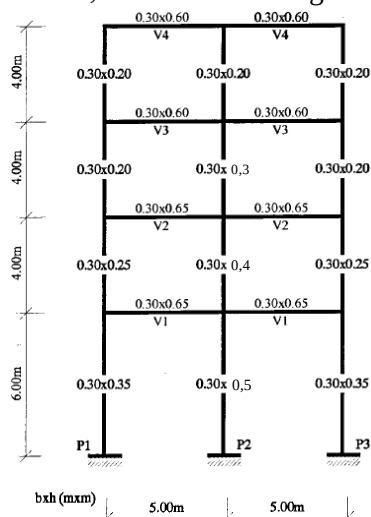


Fig. 3.2 Dimensões do portico PT42B

3.3.3. MATERIAIS UTILIZADOS

Os materiais constituintes das estruturas utilizados neste trabalho, em ambos os pórticos, foram: betão de classe C25/30 e aço A400.

3.3.4. DESIGNAÇÃO DOS TROÇOS DOS PILARES CONSTITUINTES DOS PÓRTICOS

No decorrer do presente trabalho, tendo em conta as várias metodologias apresentadas no capítulo anterior, revelou-se necessária a designação dos troços de cada pilar constituinte das estruturas. A figura seguinte mostra essa designação, que é igual para ambos os pórticos.

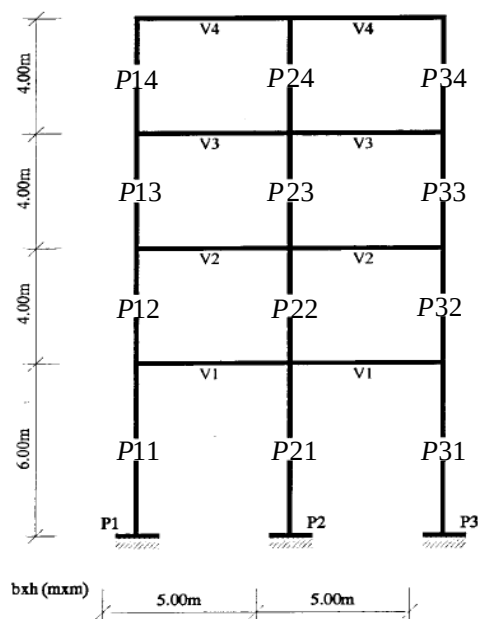


Fig. 3.3 Designação dos troços dos pilares constituintes dos pórticos

3.4. CENÁRIOS CONSIDERADOS

No presente trabalho, e em ambos os pórticos analisados, foram determinados os esforços para quatro cenários distintos, sendo gradualmente agravados desde o primeiro até ao último. O objectivo é, pois, avaliar o comportamento das estruturas aos esforços instalados, envolvendo os esforços de 2ª ordem, neste processo gradual de agravamento dos cenários.

3.4.1. CENÁRIOS 1 E 2

Para a solicitação nos cenários 1 e 2, em ambos os pórticos, admitiu-se uma composição de acções permanentes G, sobrecargas Q e acção do vento W, actuando com a configuração e valores característicos apresentados na Fig. 3.4

Tipo de carga	Tipo de acção		
	G	Q	W
p (kN/m)	33.0	10.5	-
$F1$ (kN)	100.0	-	-
$F2$ (kN)	50.0	-	-
$H1$ (kN)	-	-	35.0
$H2$ (kN)	-	-	28.0
$H3$ (kN)	-	-	14.0
Configuração geométrica da solicitação ⇒			

Fig. 3.4 Solicitação nos cenários 1 e 2 [3]

Os esforços de 1ª ordem resultantes desta solicitação foram obtidos para uma combinação de esforços em que se considerou como acção variável base a acção do vento, W , sendo, então, o valor de cálculo do esforço actuante dado por:

$$S_d = 1,5.G + 1,5(W + \psi_o.Q) \quad (3.3)$$

O valor do coeficiente de combinação para a acção variável sobrecarga, ψ_o , é, de acordo com o Eurocódigo[4], igual a 0,7, resultando.:

$$S_d = 1,5.G + 1,5(W + 0,7.Q) \quad (3.4)$$

Os esforços de 1ª ordem resultantes desta combinação foram, para cada troço dos pilares constituintes dos pórticos, obtidos, como já referido, pelo programa Robot Millenium.

A diferença entre os cenários 1 e 2 reside no facto de que na análise dos efeitos de 2ª ordem no 1º não foram considerados os efeitos devido à fluência e às imperfeições, enquanto no 2º estes efeitos foram considerados.

3.4.2. CENÁRIOS 3 E 4

Para os cenários 3 e 4, em ambos os pórticos, admitiu-se uma composição de acções permanentes G , sobrecargas Q e acção do vento W , actuando com a configuração e valores característicos, igual à dos cenários 1 e 2, consistindo a única diferença em que agora a acção do vento actua em ambos os sentidos

Os esforços de 1ª ordem resultantes desta solicitação foram obtidos através de uma envolvente de esforços de quatro combinações distintas.

As primeiras duas têm como acção base o vento, a actuar num sentido e no sentido contrário, sendo os valores das forças actuantes para cada sentido iguais às dos cenários 1 e 2, sendo a respectiva combinação dada por:

$$S_d = 1,5.G + 1,5(W + \psi_o.Q) \quad (3.5)$$

Em que, tal como nos cenários anteriores, o coeficiente de combinação, ψ_o , para a acção variável sobrecarga Q é igual a 0,7, resultando:

$$S_d = 1,5.G + 1,5(W + 0,7.Q) \quad (3.6)$$

As duas restantes combinações têm como acção variável base a sobrecarga, com o vento a actuar num sentido numa e no sentido contrário noutra. O valor do esforço actuante é dado por:

$$S_d = 1,5.G + 1,5(Q + \psi_o.W) \quad (3.7)$$

O coeficiente de combinação para a acção variável vento, ψ_o , a usar, de acordo com o Eurocódigo [4], é de 0,6, obtendo-se :

$$S_d = 1,5.G + 1,5(Q + 0,6.W) \quad (3.8)$$

Os esforços de 1ª ordem resultantes destas combinações foram obtidos, como já referido, pelo programa Robot Millenium.

A diferença entre estes cenários é, tal como entre o cenário1 e 2, que a análise dos efeitos de 2ª ordem no 3º foi efectuada não considerando os efeitos devido à fluência nem das imperfeições, enquanto que no 4º estes efeitos foram considerados.

3.5. COMBINAÇÃO QUASE-PERMANENTE DE ACÇÕES

As combinações quase-permanentes de acções correspondem aos estados limites de utilização de longa duração, isto é, combinações de acções que poderão actuar na estrutura durante metade do seu período de vida.

Esta combinação foi necessária, como referido no capítulo anterior, para a quantificação do coeficiente efectivo de fluência, φ_{ef} , que é dado por:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_o)} \cdot M_{OEqp} / M_{OEd} \quad (3.9)$$

sendo $\varphi_{(\infty, t_o)}$ o coeficiente de fluência, com valor médio de 2,5, M_{OEd} é o momento flector de cálculo de 1ª ordem no troço em análise e M_{OEqp} o momento flector na combinação quase-permanente de acções.

A combinação quase-permanente de acções tem como expressão:

$$E_{Sd} = \sum G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \varphi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.10)$$

- $G_{k,j}$: o esforço resultante do conjunto dos valores característicos das acções permanentes;
- $Q_{k,i}$: o esforço resultante da acção variável de ordem j, tomada com o seu valor característico;
- $\varphi_{2,i}$: coeficientes de combinação, Ψ , correspondentes à acção variável de ordem j

Os valores dos coeficientes de combinação para as acções variáveis da sobrecarga e do vento, $\psi_{2,Q}$ e $\psi_{2,W}$ respectivamente, a usar são, de acordo com o Eurocódigo [4], iguais a 0,3 e 0, respectivamente.

Assim, sendo a solicitação vertical igual nos cenários 2 e 4, que são os cenários no qual se tem em conta o efeito da fluência e das imperfeições, a combinação quase-permanente de acções os esforços são iguais nos dois cenários.

Convém lembrar que no cenário 4 se está perante uma envolvente de esforços resultante de quatro combinações, no entanto, e pela razão acima referida, os esforços quase-permanentes instalados na estrutura correspondem a uma única combinação. De notar que os momento no pilar central, para esta combinação quase-permanente, são nulos.

4. COMPARAÇÃO DAS METODOLOGIAS PARA OS DOIS PÓRTICOS ANALISADOS

4.1. INTRODUÇÃO

Apresenta-se neste Capítulo os principais resultados da análise das estruturas, descritas no capítulo anterior, segundo as diferentes metodologias de consideração dos efeitos de 2ª ordem, analisadas no âmbito deste trabalho. Os resultados referem-se aos momentos de 2ª ordem, para todos os cenários, bem como as respectivas armaduras efectivas e, ainda, as armaduras adoptadas.

Apresentam-se, também, os resultados, obtidos com os métodos da Rigidez Nominal e da Curvatura Nominal mas em que se utilizou o momento de 1ª ordem das extremidades dos pilares, em vez do momento de 1ª ordem equivalente estipulado pelo EC2, M_{0e} apenas válido quando as estruturas são de nós fixos, sendo designadas como RNM e CNM. Este estudo teve como principal objectivo analisar o comportamento destas metodologias para o caso de se considerar que os maiores agravamentos dos efeitos de 2ª ordem ocorrem nas extremidades das barras, como ocorre no caso de estruturas de nós móveis. A análise dos mesmos é sempre feita após análise das metodologias do âmbito do trabalho, na medida em que são facultativos, sendo feita a respectiva menção.

Em algumas situações não foi possível analisar os momentos resultantes da aplicação dos Métodos da Rigidez Nominal ou da Curvatura Nominal, quer usando o momento equivalente, como refere o EC2, quer o maior momento das extremidades, pelas duas seguintes razões:

- por se obterem comprimentos efectivos de encurvadura muito grandes, devido aos momentos de 1ª ordem serem muito pequenos
- por se obterem valores exagerados e, portanto inadequados, essencialmente nos casos em que o esforço axial se aproxima do valor da carga crítica do pilar .

De modo a solucionar estes problemas recorreu-se ao REBAP, determinando-se, no primeiro caso, o comprimento efectivo de encurvadura pelo REBAP e retomando as metodologias preconizadas pelo EC2 e, no segundo, determinando os momentos integralmente pelo REBAP.

Nas figuras que se seguem apresentam-se, também, os momentos, armaduras efectivas e adoptadas correspondentes aos esforços de 1ª ordem.

Nas figuras, os métodos estão representados no eixo das abcissas segundo a seguinte designação:

- 1- Método da Rigidez Nominal (RN)

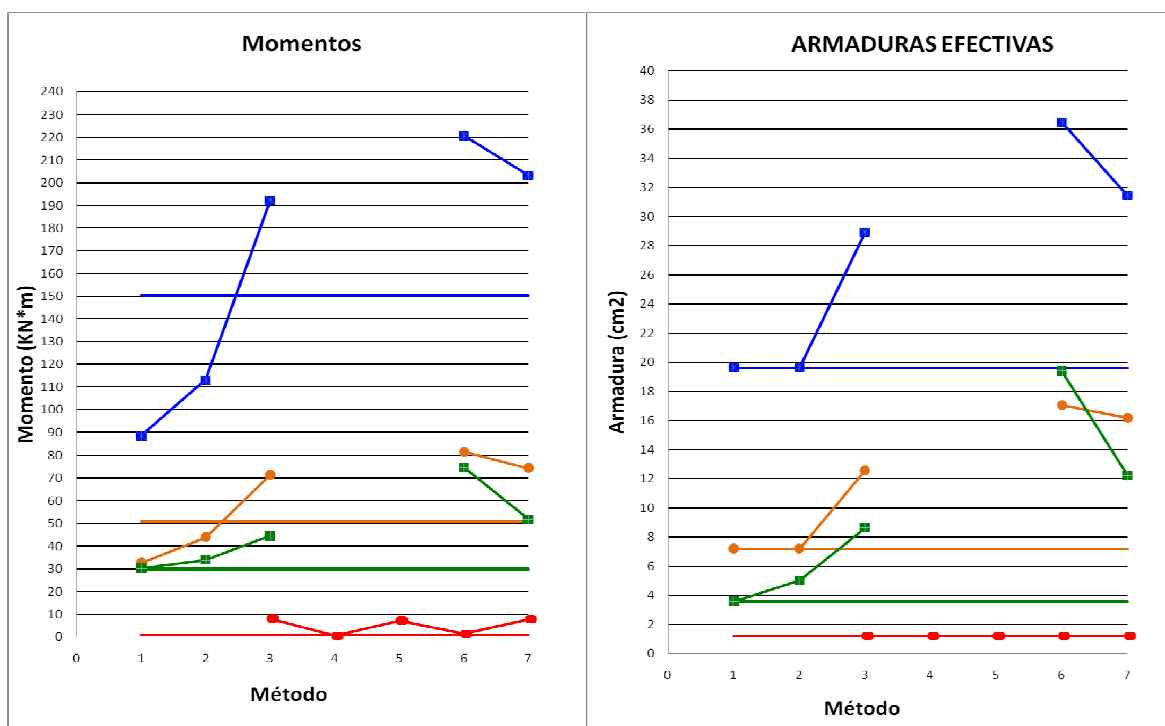
- 2- Método da Curvatura Nominal (CN)
- 3- Método do ANEXO H
- 4- Método da Rigidez Nominal com comprimento de envurvadura do REBAP (RNR)
- 5- Método da Curvatura Nominal com comprimento de envurvadura do REBAP (CNR)
- 6- Método da Rigidez Nominal usando o momento das extremidades (RNM)
- 7- Método da Curvatura Nominal usando o momento das extremidades (CNM)

4.2. PÓRTICO PT42A

4.2.1. Pilar P1

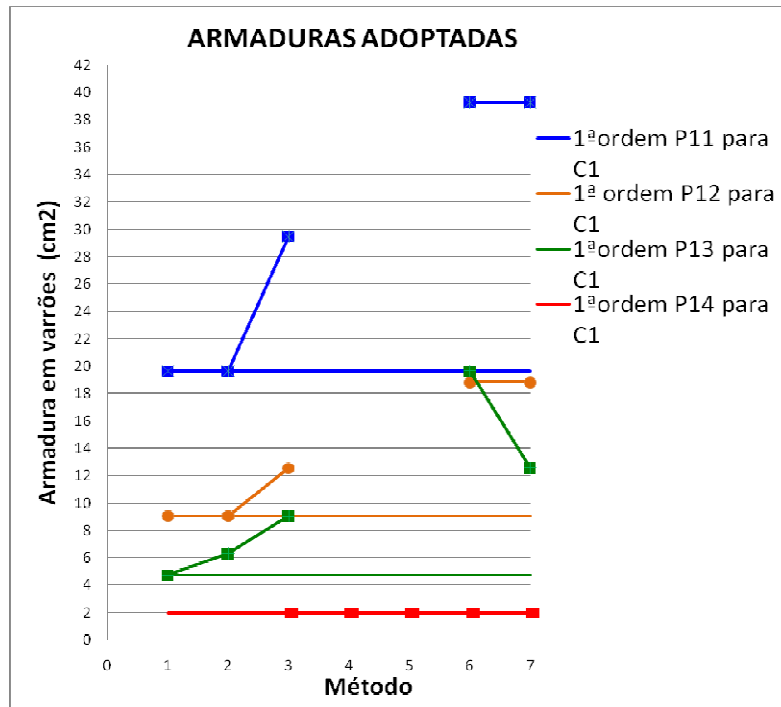
4.2.1.1 CENÁRIO1

Na figura 4.1 apresentam-se os principais resultados relativos ao Pilar P1 do pórtico PT42A.



a)

b)



c)

Fig. 4.1 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 1 do PT42A , cenário 1

- Observando a figura relativa à comparação de momentos, verifica-se que para o Método da Rigidez Nominal (1-RN) os valores dos momentos incluindo os efeitos de 2ª ordem para todos os pisos, à excepção do pilar P14, são os menores relativamente aos restantes métodos, seguindo-se-lhe o Método da Curvatura Nominal (2-CN) e, por fim, o do ANEXO H (3-H);
- De notar que os momentos nos dois primeiros métodos (RN e CN) para o pilar P14 foram determinados a partir do comprimento efectivo de encurvadura, l_0 , calculado através do REBAP, facto já mencionado e explicado no início do capítulo, pelo que os momentos estão, então, representados nas abcissas 5 e 6 de acordo com a designação feita no início do capítulo;
- No 1º e 2º piso os valores dos momentos de 2ª ordem calculados pelos métodos da Rigidez nominal e da Curvatura Nominal são inferiores aos momentos de 1ª ordem, sendo ligeiramente superiores para o 3º piso (P13). No Método do ANEXO H os momentos de 2ª ordem são sempre superiores aos de 1ª ordem em todos os pisos. Este facto deve-se a que enquanto para os dois primeiros métodos se substitui, segundo o EC2, para cada pilar com momentos diferentes nas extremidades por um momento de 1ª ordem equivalente, M_{0E} , para o do ANEXO H usa-se o maior momento das extremidades;

- Os acréscimos de momentos de 2ª ordem para o método do ANEXO H, que são os maiores verificados, são, relativamente aos de 1ª ordem, de 28% para P11, de 40% para P12, 48% para P13. Para o pilar P14, apesar de ser grande o acréscimo percentual de momento não é, no entanto, significativo visto serem momentos com valores muito baixos e, por isso, desprezáveis;
- Avaliando os momentos pelos métodos da Rigidez Nominal e da Curvatura Nominal, mas usando o maior momento de 1ª ordem das extremidades, a que correspondem na figura aos momentos RNM-6 e CNM-7, verifica-se que estes momentos de 2ª ordem são os maiores em todos os pisos, à excepção do 4º (P14), que os valores calculados segundo o RNM são superiores aos da CNM e que estes são próximos dos calculados com o Método do ANEXO H;
- Na figura da comparação de armaduras efectivas verifica-se, de acordo com os momentos obtidos, que para os Métodos da RN e CN as armaduras necessárias para os efeitos de 2ª ordem coincidem com as armaduras de 1ª ordem, à excepção do P13 em que para RN é ligeiramente superior, já que, como é óbvio, as armaduras a adoptar têm de resistir aos momentos de 1ª ordem;
- No pilar P14, independentemente do método aplicado, observa-se que a armadura de 2ª ordem coincide com a de 1ª ordem que, para este pilar, corresponde à armadura mínima;
- As armaduras relativas ao Método do ANEXO H são, como era de esperar, superiores às de 1ª ordem, à excepção do P14, aumentando percentualmente mais do que os momentos;
- Para as armaduras de 2ª ordem calculadas pelos métodos da Rigidez Nominal e Curvatura Nominal mas usando agora o maior dos momentos de 1ª ordem das extremidades, podem obter-se conclusões semelhantes às obtidas para os respectivos momentos;
- De notar que, para o método da RNM, a armadura de 2ª ordem para o pilar P13 é maior do que o do P12. Este facto deve-se a que as dimensões do P13 são menores que as do P12 pelo que sendo os momentos muito próximos se obtém um momento reduzido bastante superior para o P13;
- Relativamente à figura 4.1 c), em que se representa a armadura efectivamente adoptada, as conclusões são semelhantes às anteriores, sendo as diferenças mais importantes o acréscimo de armadura para o método da CNM no P11 (+24%), a que corresponde uma armadura adoptada de 39,28cm², e em P12 que é igual para RNM e CNM (18,84cm²);

4.2.1.2 CENÁRIO 2

Na figura 4.2 apresentam-se os resultados obtidos para o Cenário 2, que se distingue do anterior por se considerar os efeitos da fluência e das imperfeições, pelo que a sua análise se faz em comparação com a figura 4.1 para o cenário 1.

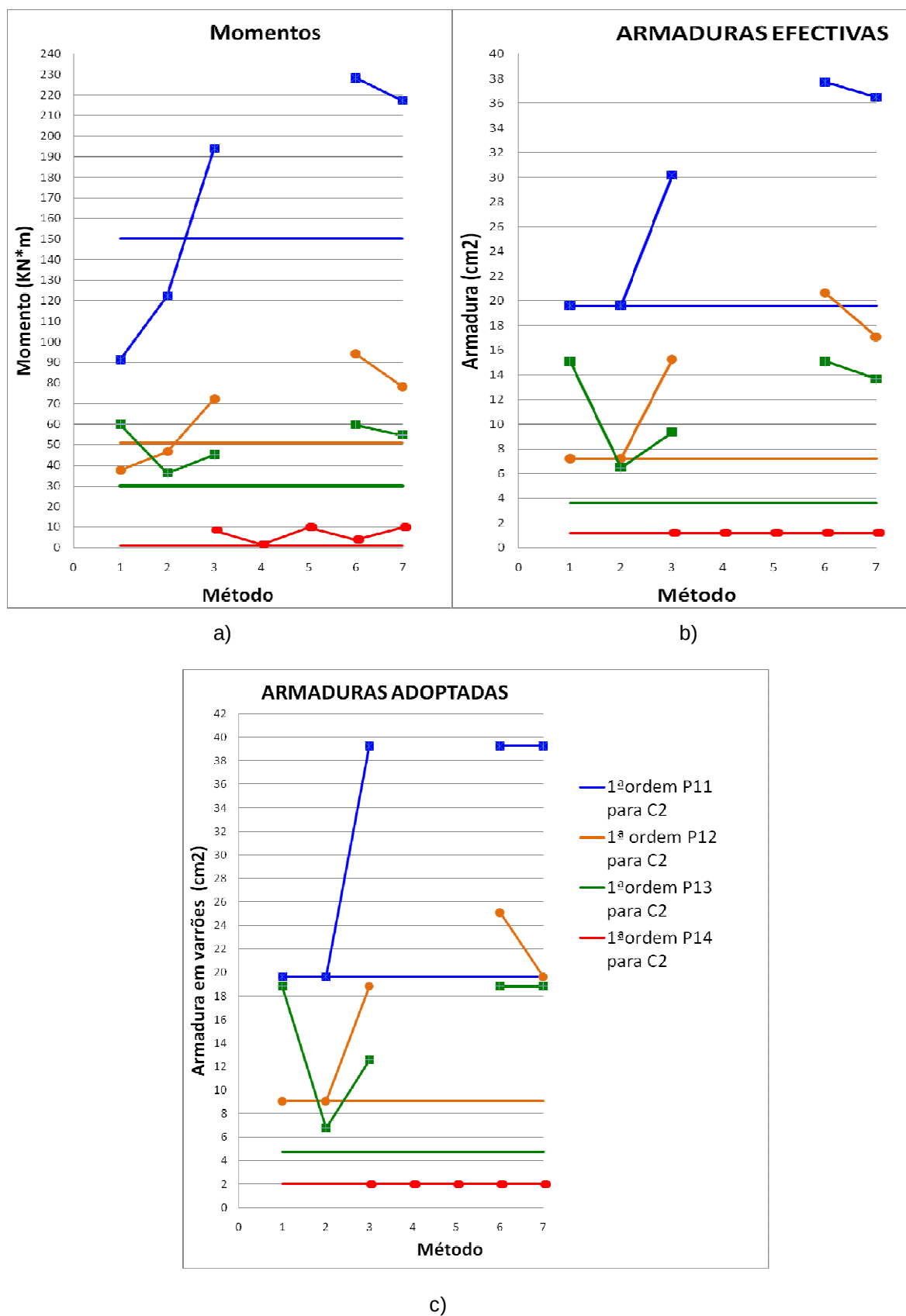


Fig. 4.2 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 1 do PT42A , cenário 2

- Observando a figura de comparação de momentos para o cenário 2 verifica-se que é quase na totalidade semelhante à do cenário 1, embora com momentos de 2ª ordem ligeiramente superiores, devido à consideração dos efeitos de fluência e das imperfeições. Os momentos de 1ª ordem são, como é evidente, os mesmos independentemente do cenário;
- De notar que para o P14, tal como no cenário 1, os Métodos tanto da Rigidez Nominal como da Curvatura Nominal foram determinados usando o lo do REBAP;
- As únicas diferenças detectadas são para o pilar P13, no momento de 2ª ordem determinado pelo Método da Rigidez Nominal que para além de neste cenário ser superior ao momento de 1ª ordem ao contrário do cenário 1 que é inferior, este momento é também superior ao momento calculado pelo Método do ANEXO H e, portanto inadequados, pelo facto de o esforço axial se aproximar do valor da carga crítica do pilar ;
- Outra diferença entre os cenários neste pilar reside nos momentos resultantes dos métodos da RNM e CNM para os pilares P12 e P13 que, enquanto no cenário 1 eram muito próximos, neste segundo apresentam valores um pouco mais distantes;
- De notar que o momento no P13 para o cenário RNM foi determinado integralmente segundo o REBAP, pelo facto, já abordado no início do capítulo, de que o momento obtido pela aplicação do Método da Rigidez Nominal segundo o EC2 ter um valor muito elevado e, portanto, inadequado;
- Relativamente à figura de comparação das armaduras efectivas observa-se, tal como para o cenário 1, que está relacionada com a dos momentos e que, como seria de esperar, para os pilares P11 e P12 as armaduras para os métodos da RN e CN são coincidentes com as de 1ª ordem. e que se verifica que apenas a armadura para o Método da Rigidez nominal (RN) no pilar P13 é superior à de 1ª ordem e à do ANEXO H;
- Relativamente à figura de comparação de armaduras adoptadas verificam-se poucas diferenças entre os resultados para os dois cenários, sendo de referir um acréscimo considerável de armadura no pilar P11 para o ANEXO H;
- Enquanto que a armadura no cenário 1 era igual no P12 para os métodos da RNM e CNM e a do P13 decrescia, verifica-se neste caso que acontece o inverso

4.2.1.3 CENÁRIOS 3 E 4

No que diz respeito aos cenários 3 e 4 para este pilar, isto é, os cenários em que se considerou a envolvente de esforços das quatro combinações, como é apresentado no Capítulo 3, verificou-se uma situação muito particular. De facto, concluiu-se que as duas combinações cuja acção base é o vento, actuando nos dois sentidos, foram as que conduziram a esforços de 1ª e, conseqüentemente, de 2ª ordem superiores. Seria de esperar que as duas combinações tendo como acção base a sobrecarga, com o vento a actuar nos dois sentidos, fossem condicionadores em alguns pilares, na medida em que estas conduzem a esforços axiais de compressão superiores às duas restantes. No entanto, constatou-se que tal não sucedeu na medida em que, para os vários pares de esforços (Nsd, Msd) em todos os

pilares, tanto para os efeitos de 1ª como para as várias metodologias de cálculo dos efeitos de 2ª ordem, verificou-se que em nenhum caso a acção base sobrecarga foi condicionante.

Considerando, a título de exemplo, a combinação acção base vento e a acção base sobrecarga, em que o vento apenas actua da esquerda para a direita, verificou-se que, para o pilar P1, o momento de 1ª ordem para a combinação acção base vento no 1º piso (P11) é 75% maior que na acção base sobrecarga, sendo no P12 de 127% e no P13 de 129%. No P14 verifica-se o oposto, sendo o momento para a acção base a sobrecarga superior à do vento mas, tendo em conta que estamos perante valores pequenos, desprezável. No caso do pilar P3, concluiu-se que a acção base vento é condicionante para todos os pisos, sendo a maior diferença de 58% e a menor de 18%

Tendo presente que nos cenários 3 e 4 se consideram envolvente de esforços, e tendo em conta as solicitações para cada combinação considerada e que a estrutura é simétrica, facilmente se conclui que os momentos, e consequentemente as armaduras efectivas e adoptadas, são coincidentes para os pilares P1e P3 nestes dois cenários.

Sendo, como foi referido, as combinações que têm como acção base o vento as condicionantes no cenário 3, e tendo em conta que no cenário 1, cuja solicitação apenas considera a acção base vento a actuar da direita para a esquerda sem efeitos da fluência nem das imperfeições, constatou-se que os momentos, e consequentemente as armaduras tanto efectivas como adoptadas, para os pilares P1 e P3 no cenário 3, apesar de iguais como referido, são coincidentes com os do pilar P3 do cenário 1, já que, no cenário 1, o P3 é o pilar de extremidade que sofre maiores esforços.

No entanto, para o Método do ANEXO H tal não se verifica. De facto, para este método verifica-se que, apesar de ser pequena a diferença, os momentos para efeitos de 2ª ordem são superiores no cenário 1. Isto deve-se ao facto de que sendo ANEXO H um método de cálculo para efeitos globais de 2ª ordem, isto é, tendo em conta a estrutura na sua totalidade, e como no cenário 3 estamos a falar em termos de envolvente, resulta que o pilar P1 tem mais armadura de 1ª ordem do que o mesmo no cenário 1. Ora, sendo a armadura um factor importante nesta metodologia, afectando o valor da rigidez nominal dos pilares, resulta que os momentos de 2ª ordem para este método são maiores no cenário 1 do que no cenário 3, já que a uma maior armadura corresponde uma maior rigidez e portanto menores efeitos de 2ª ordem.

Sendo, como já mencionado, os esforços dos pilares P1 e P3, que são iguais entre si, no cenário 3, aos do P3 no cenário 1, e no cenário 4 iguais aos do P3 no cenário 2, conclui-se que as diferenças entre os cenários 3 e 4 nos pilares P1 e P3 são as mesmas que as diferenças entre os cenários 1 e 2 no pilar P3.

4.2.2. Pilar P2

4.2.2.1 CENÁRIO 1

Na figura seguinte estão representados os gráficos dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas para o pilar P2 segundo as várias metodologias do âmbito do trabalho.

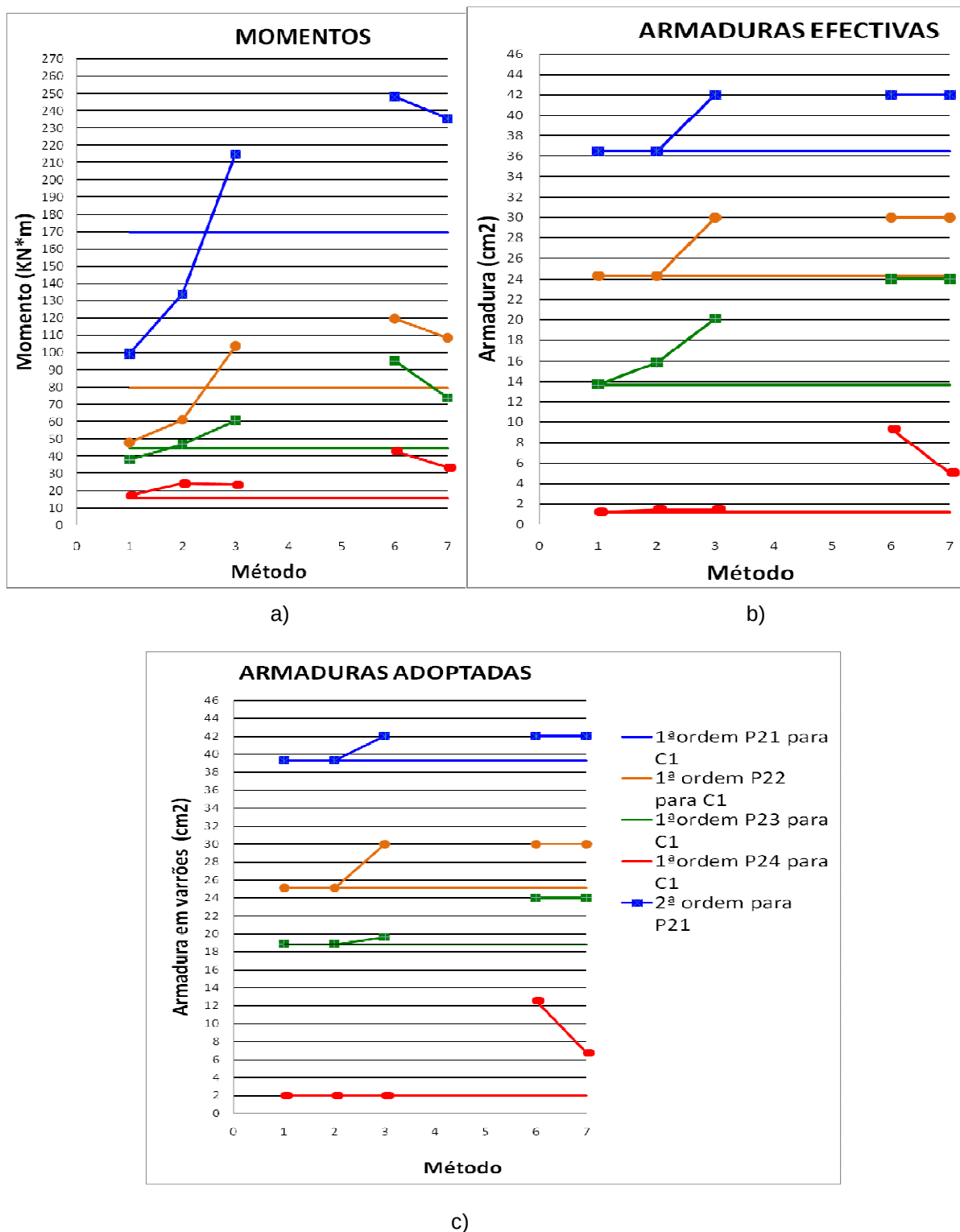


Fig. 4.3 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 2 do PT42A, cenário 1

- Observando a figura relativa à comparação dos momentos verifica-se, tal como no Pilar P1, que para o Método da Rigidez Nominal (1-RN), os valores dos momentos incluindo

os efeitos de 2ª ordem são os menores relativamente aos restantes métodos, seguindo-se-lhe, à excepção do P24, a Curvatura Nominal e finalmente o do ANEXO H;

- A excepção para o pilar P24 acima mencionada refere-se ao facto de que neste pilar, o momento determinado pelo ANEXO H ser praticamente igual ao da Curvatura Nominal (2-CN);
- Verifica-se que os momentos segundo os métodos da Rigidez Nominal (1-RN) e Curvatura Nominal (2-CN) são inferiores aos de 1ª ordem para os dois primeiros pisos (P21 e P22). Para o terceiro piso (P23) apenas o da RN é inferior e para o P24 nenhum momento de 2ª ordem é inferior. No entanto para o ANEXO H temos momentos de 2ª ordem superiores aos de 1ª para todos os pisos pelo facto já mencionado e explicado para o pilar P1 no cenário 1;
- O maior acréscimo entre momentos de 1ª e 2ª ordem surge no ANEXO H para P21 que é de 26,6%;
- A mostra que os métodos RNM-6 e CNM-7, tal como acontece no pilar P1 com excepção do P24, conduzem aos maiores momentos e que, em todos os pisos, os momentos calculados pela RNM são superiores aos calculados pela CNM, que, por sua vez, são superiores aos do ANEXO H;
- Na figura de comparação de armaduras efectivas verifica-se que, tendo em conta o gráfico de momentos, para os métodos da RN e CN nos pilares P21 e P22 as armaduras de 2ª ordem são coincidentes com as de 1ª ordem. Isto acontece, como já foi referido anteriormente, por não se poder considerar armaduras inferiores às de 1ª ordem. No pilar P13 as armaduras para efeitos de 2ª ordem são coincidentes com as de 1ª para RN e ligeiramente superiores para CN;
- Verifica-se que para o pilar P24 a armadura de 2ª ordem efectiva (necessária) é praticamente coincidente com a de 1ª ordem para os métodos RN, CN e ANEXO H, correspondendo à armadura mínima;
- Para o Método do ANEXO H observa-se que, para os pilares P21 e P22, resultaram armaduras necessárias superiores à percentagem máxima de armadura (4%), sendo 42cm² e 30cm² respectivamente, pelo que este método conduz a valores inadequados para estes pilares. No gráfico optou-se por representar apenas o valor da armadura correspondente à percentagem máxima para o respectivo pilar;
- Enquanto para a armadura efectiva de 2ª ordem do pilar P23 é superior ao de 1ª ordem, como era de esperar, a do P24 é praticamente coincidente;
- Para as armaduras de 2ª ordem nos cenários RNM e CNM, observa-se a inadequação atrás referida para todos os pisos à excepção do 4º, em que a armadura é inferior ao limite máximo e superior à de 1ª ordem;
- Tal como mencionado atrás, as armaduras para os pilares P21 e P22 nos métodos do ANEXO H, RNM e CNM são superiores às respectivas Taxas Máximas, pelo que, tal como no gráfico das armaduras efectivas, aparecem representadas apenas as armaduras correspondentes ao limite de cada pilar. No pilar P23 acontece o mesmo à excepção do ANEXO H
- As diferenças mais notáveis são o facto de que, enquanto as armaduras eram praticamente iguais no P24, verifica-se que para as armaduras adoptadas, as armaduras de

2ª ordem são coincidentes com as de 1ª ordem nos métodos da RN, CN e ANEXO H. A outra diferença reside no facto de que agora a armadura determinada pela CN no P23 coincide com a armadura adoptada de 1ª ordem enquanto no gráfico anterior, das armaduras efectivas, era superior;

4.2.2.2 CENÁRIO 2

Ao analisar esta figura procedeu-se, tal como no P1, à comparação com o gráfico para o cenário 1, visto ser a diferença entre estes dois cenários a consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições.

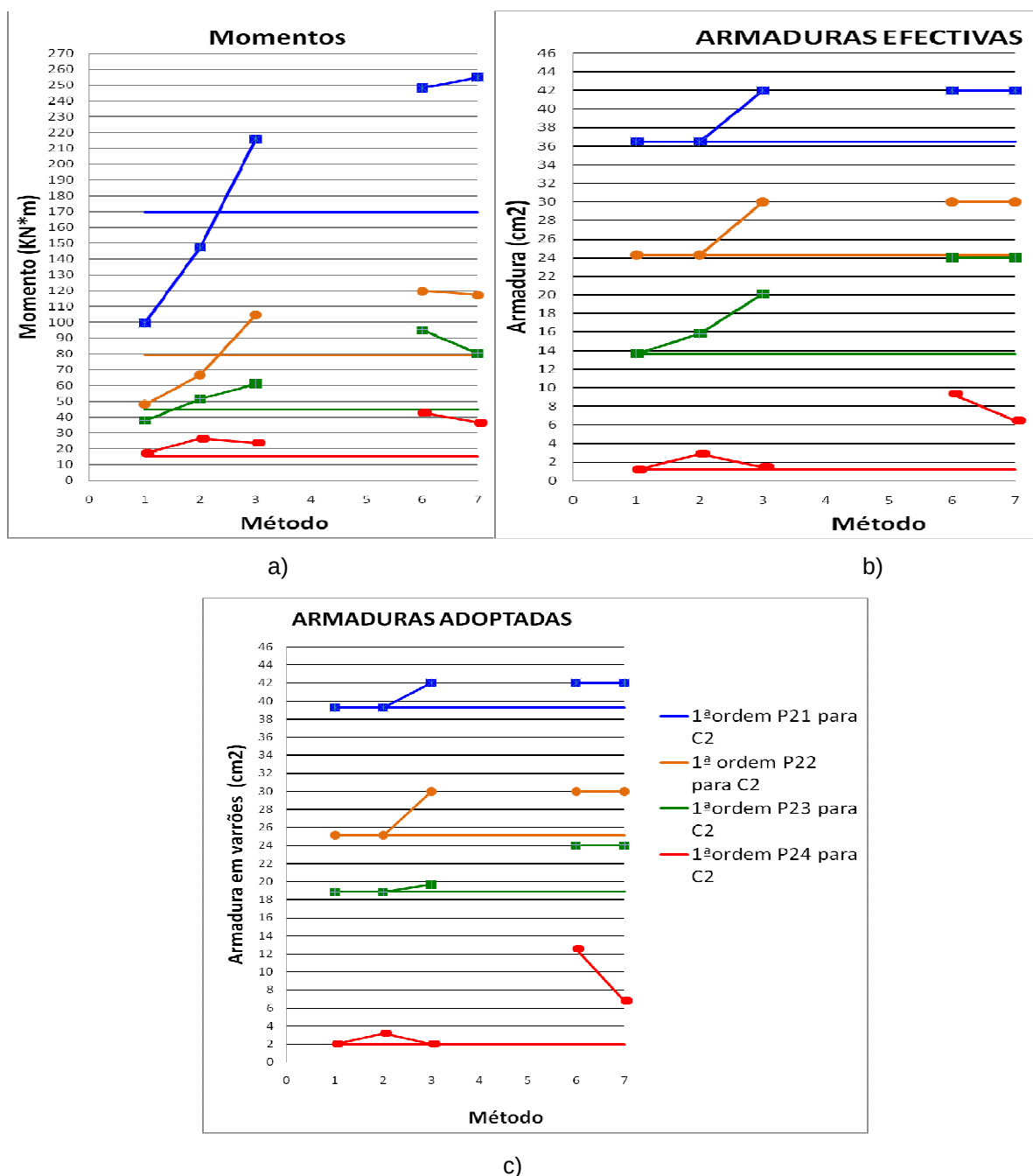


Fig. 4.4 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 2 do PT42A , cenário 2

- A análise dos momentos no pilar P2 para o cenário 2 é quase na totalidade semelhante ao do cenário 1, sendo para todos os métodos ligeiramente superiores, devido aos efeitos da fluência e das imperfeições;
- Um aspecto importante neste pilar é o facto de que os momentos de 2ª ordem para os métodos da RN e RNM serem iguais aos do cenário 1. Isto resulta do facto de que para o Método da Rigidez Nominal apenas se considerar o efeito da fluência, não se considerando o das imperfeições. No decorrer do trabalho verificou-se que este pilar não é afectado pelos efeitos da fluência, na medida em que os momentos neste pilar na combinação quase-permanente de esforços são nulos, resultando um coeficiente de fluência efectivo, γ_{ef} , nulo, devido ao facto do Ψ_2 da acção vento ser nulo, o que resulta em esforços simétrico na estrutura e sendo o pilar P2 o pilar central, facilmente se conclui que não existem momentos mas sim apenas esforços axiais. Ora sendo nulo o coeficiente de fluência efectiva resulta que, independentemente do cenário, os efeitos da fluência são desprezados e, consequentemente, os momentos de 2ª ordem determinados pelos métodos da RN e RNM são iguais;
- Já para a Curvatura Nominal (CN) não se verifica o mesmo, pela existência da parcela referente aos efeitos das imperfeições, o que resulta em momentos cerca de 8% superiores aos do cenário 1;
- O ANEXO H sendo uma metodologia que determina os efeitos de 2ª ordem de uma maneira global, tendo em conta a estrutura na sua totalidade, os momentos são cerca de 1,5% superiores;
- De notar que no que diz respeito à CNM nos pilares P21 e P22, os momentos eram inferiores aos respectivos do RNM no cenário 1, ao passo que neste cenário 2, verifica-se que estes valores passaram a ser superior no P21 e praticamente iguais no P22;
- Observando a figura da comparação das armaduras efectivas, chega-se à conclusão que, tal como para o cenário 1 são os mesmos pilares e os métodos em que a armadura efectiva excede a percentagem máxima de armadura (4%) de cada pilar;
- A única diferença notável entre estes dois cenários para os gráficos das armaduras efectivas, e consequentemente para o das armaduras adoptadas, reside nos métodos da CN para o pilar P24 que, enquanto para o cenário 1 coincide com a armadura de 1ª ordem, agora verifica-se que é superior,

4.2.1.2 CENÁRIOS 3 E 4

Para o pilar P2 sucede-se o mesmo que para os pilares P1 e P3 pelas razões já apresentadas para estes últimos, pelo que se conclui que os gráficos de comparação de momentos, armaduras efectivas e adoptadas e, consequentemente, as características dos mesmos para o P2 no cenário 3 e 4 são idênticas às do cenário 1 e 2, respectivamente.

Da mesma maneira que para os pilares P1 e P3, os valores obtidos pelo Método do ANEXO H são maiores no cenário 1 e 2 do que no 3 e 4, respectivamente, pelas razões já referidas para os pilares P1 e P3.

É de referir, ainda, a propósito das combinações que, no o cenário 3, têm como acção base a sobrecarga conduzem a valores inferiores às que têm por base o vento, tendo-se verificado que no caso

do vento a actuar da esquerda para a direita, para todos os pilares constituintes do P2, o momento de 1ª ordem para a acção base vento é cerca de 67% superior à que tem por base a sobrecarga.

4.2.3. Pilar P3

4.2.3.1 CENÁRIO1

Na figura seguinte estão representados os gráficos dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas para o pilar P3 segundo as várias metodologias do âmbito do trabalho.

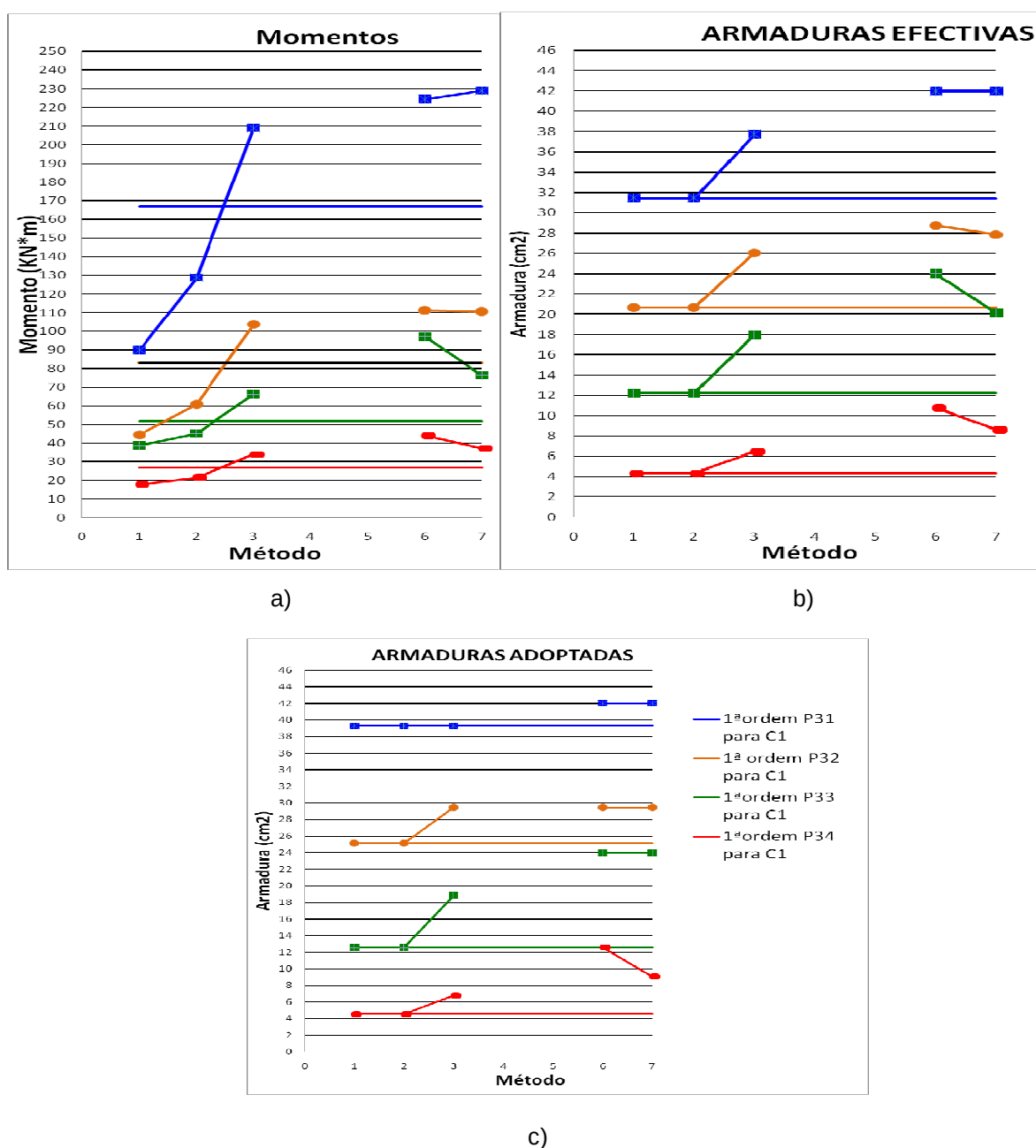


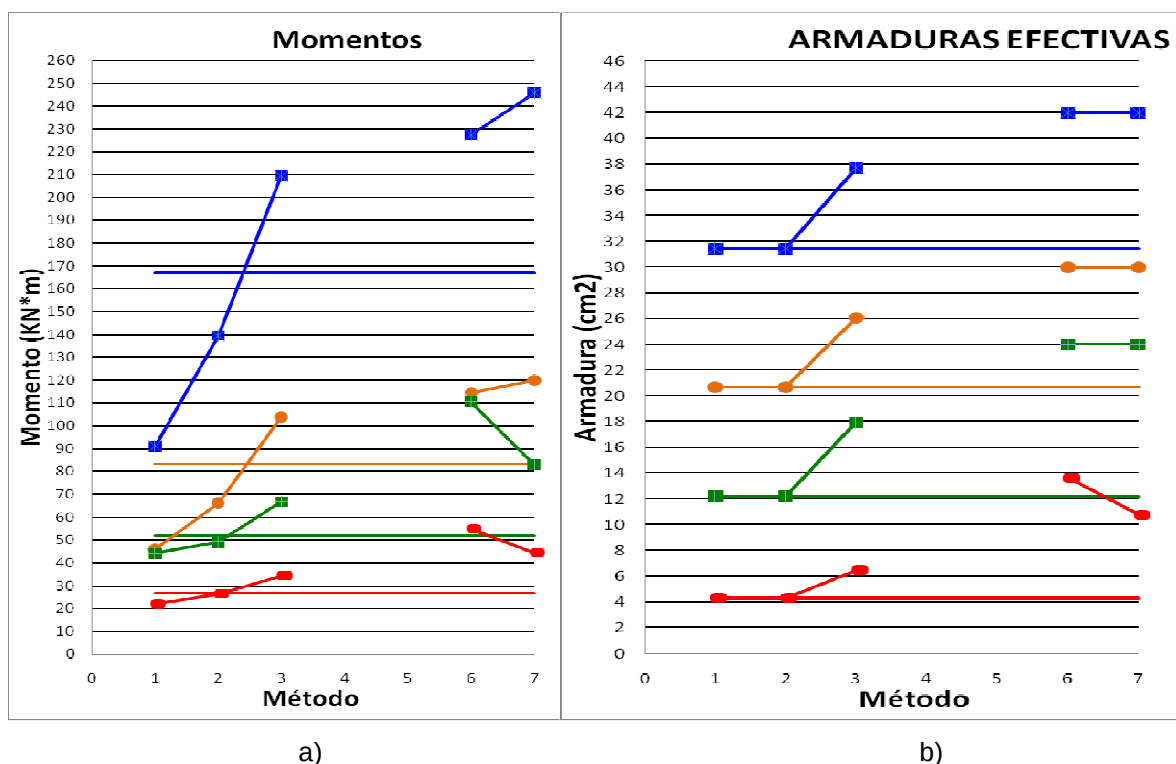
Fig. 4.5 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 3 do PT42A , cenário 1

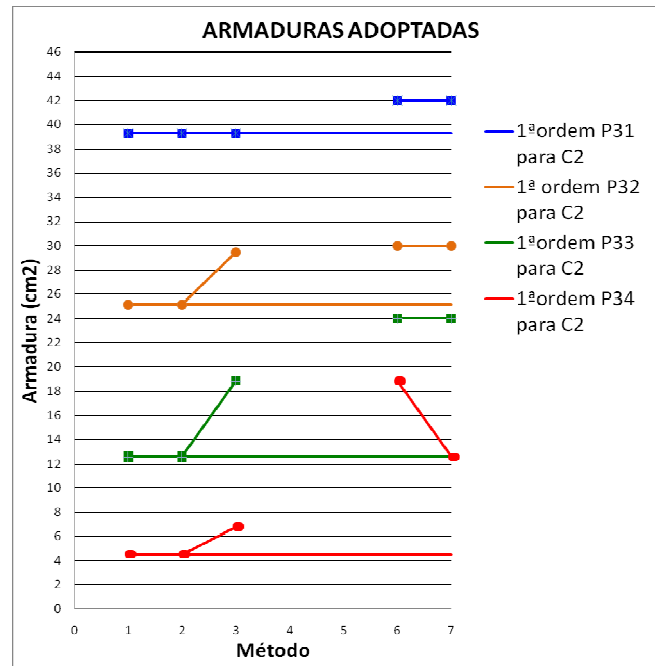
- Observando o gráfico relativo à comparação dos momentos verifica-se, tal como no Pilar P1 e no P2, que o Método da Rigidez Nominal conduz aos menores momentos para efeitos de 2ª ordem em todos os pisos, seguindo-se-lhe o da Curvatura Nominal (CN) e finalmente o do ANEXO H;
- Tanto o Método da RN como o da CN originam, em todos os pisos, momentos inferiores aos de 1ª ordem, enquanto os do ANEXO H são superiores. Este facto deve-se a que, como já foi referido anteriormente enquanto para os dois primeiros métodos se pode substituir, segundo o EC2, para cada pilar com momentos diferentes nas extremidades por um momento de 1ª ordem equivalente, Moe, para o do ANEXO H usa-se o maior momento das extremidades;
- De notar que, para este pilar, no 4º piso (P34) temos momentos superiores aos dos 4º pisos dos pilares anteriores (P1 e P2). Deve-se este facto à combinação que no cenário 1, e também no cenário 2, considera a acção do vento a actuar apenas da esquerda para a direita o que, consequentemente, origina maiores esforços no 4º piso do P3;
- O momento de 2ª ordem para o pilar P32 na RN é inferior ao de 1ª do P33;
- O maior acréscimo entre momentos de 1ª e 2ª ordem verifica-se para o P31 no método do ANEXO H (=25%)
- Para os métodos da RNM e CNM temos que, tal como nos pilares anteriores (P1 e P2), os momentos são superiores aos acima mencionados em todos os pisos incluindo o P34. Verifica-se, também, que para o 1º piso (P31) o momento pela RNM é inferior ao da CNM e que para os restantes pisos se verifica o inverso sendo para o P33 uma diferença desprezável;
- Observando a figura de comparação de armaduras efectivas é evidente que, pelo facto dos momentos de 2ª ordem calculados pelos métodos da RN e CN serem inferiores aos de 1ª, as armaduras necessárias para estes métodos são as mesmas do que as de 1ª ordem para todos os pisos;
- Ao contrário dos pilares P1 e P2 em que a armadura coincide com a armadura de 1ª ordem que corresponde à mínima, para o 4º piso (P34) do pilar P3 temos que a armadura efectiva é bastante superior à armadura mínima. Deve-se este facto a que, como já referido anteriormente, neste cenário o vento actua da esquerda para a direita, pelo que sendo este pilar o do extremo da direita, consequentemente terá maior esforço;
- Para o Método do ANEXO H, temos que em todos os pisos é necessária uma armadura superior à de 1ª ordem, mas nunca atingindo o limite de armadura de cada pilar;
- As armaduras adoptadas para RN, CN e ANEXO H coincidem com a de 1ª ordem no pilar P31;
- Existe uma inadequação do Método da RNM para o 1º e 3º piso (P31 e P33, respectivamente) e da CNM para o 1º (P31) pelo facto das armaduras excederem o limite segundo o EC2 referente à percentagem máxima de armadura de cada secção;
- As restantes armaduras segundo estes métodos (RNM e CNM) são superiores às de 1ª ordem sendo as calculadas pela RNM superiores às da CNM;

- A figura das armaduras adoptadas é, como já mencionado nos pilares anteriores, praticamente idêntico ao anterior, não esquecendo que, como estamos a falar de armadura adoptada e, portanto, da armadura realmente usada para efeitos práticos, todas as armaduras efectivas para todos os pilares segundo todos os métodos têm um acréscimo tanto maior como menor conforme o possível e que, para vários métodos, a armadura adoptada é igual;
- As únicas diferenças notáveis entre os gráficos são, em primeiro lugar, que a armadura adoptada para o CNM no pilar P33 é, ao contrário do que se sucedia no gráfico anterior, superior à percentagem máxima de armadura (4%) pelo que este método para este pilar torna-se também inadequado e, em segundo lugar, as armaduras adoptadas para a RNM e CNM são iguais no P32;
- A armadura para RNM no P34 é igual à adoptada para a de 1ª ordem no P33

4.2.3.2 CENÁRIO2

Ao analisar esta figura procedeu-se, tal como no P1 e P2, à respectiva comparação com o gráfico para o cenário 1, visto a diferença entre estes dois cenários ser a consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições





c)

Fig. 4.6 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 3 segundo o PT42A , cenário 2

- A análise dos momentos no pilar P3 para o cenário2 é quase na totalidade semelhante ao do cenário 1, sendo para todos os métodos ligeiramente superiores, devido aos efeitos da fluência e das imperfeições (cerca de 10% para o Método da Rigidez Nominal, 8% para a Curvatura Nominal e 1% para o do ANEXO H);
- De notar que, para este cenário, os momentos de 2ª ordem calculados pelos métodos da Rigidez Nominal (CN) e Curvatura Nominal (CN) estão mais próximos dos de 1ª ordem para os dois últimos pisos (P33 e P34);
- O momento de 2ª ordem pelo CNM para o P33 coincide com o de 1ª ordem do P32;
- Relativamente à figura de comparação de armaduras efectivas, verifica-se que é praticamente semelhante ao do cenário1 para os métodos da RN, CN e ANEXO H;
- Enquanto no P33 os momentos calculados pela RNM e pela CNM eram praticamente iguais no cenário 1, neste cenário os mesmos são diferentes sendo o da RNM menor que o da CNM;
- A única diferença é que neste cenário as armaduras de 2ª ordem, determinadas pelos métodos da RNM e CNM, nos 3 primeiros pisos (P31, P32 e P33) são superiores à máxima permitida, pelo que os torna inadequados;
- A análise da comparação das armaduras adoptadas, que está ligado ao das armaduras efectivas, permite extrair conclusões semelhantes às retiradas anteriormente;

4.2.3.3 CENÁRIOS 3 E 4

No que diz respeito às características do P3 nestes cenários, já foi referido para o pilar P1.

4.3. PÓRTICO PT42B

4.3.1. Pilar P1

4.3.1.1 CENÁRIO1

Na figura 5.1 apresentam-se os principais resultados relativos ao Pilar P1 do pórtico PT42B.

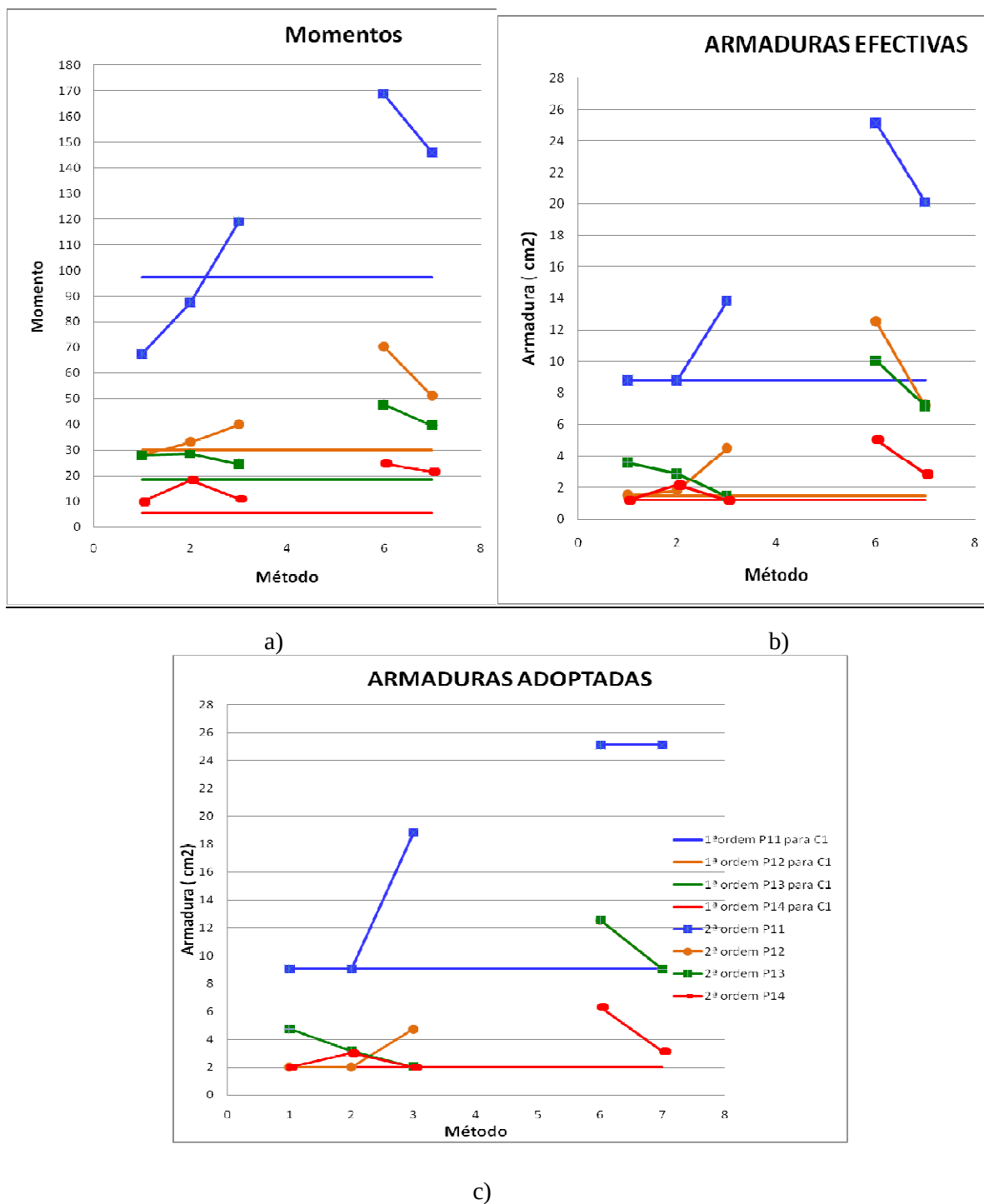


Fig. 4.7 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 1 do PT42B , cenário 1

- Observando a figura relativa à comparação de momentos, verifica-se que para o Método da Rigidez Nominal (1-RN) os valores dos momentos incluindo os efeitos de 2ª ordem para todos os pisos, à excepção do pilar P13 e P14, são os menores relativamente aos restantes métodos, seguindo-se-lhe o Método da Curvatura Nominal (2-CN) e, por fim, o do ANEXO H (3-H);
 - No pilar P13 verifica-se que os momentos tanto para o Método da Rigidez Nominal como também da Curvatura nominal são praticamente coincidentes e que o do ANEXO H é o menor dos três. ;
 - No P14 o momento determinado pela Rigidez nominal é o menor dos três momentos seguindo-se-lhe o método do ANEXO H e finalmente o da Curvatura Nominal que é o maior;
 - No 1º piso os valores dos momentos de 2ª ordem calculados pelos métodos da Rigidez nominal e da Curvatura Nominal são inferiores aos momentos de 1ª ordem;
 - No P12 apenas o momento segundo a Rigidez Nominal é inferior;
 - No 3º e 4º piso os momentos segundo estas metodologias são superiores aos de 1ª ordem dos respectivos pilares;
-
- No Método do ANEXO H os momentos de 2ª ordem são sempre superiores aos de 1ª ordem em todos os pisos. Este facto deve-se a que enquanto para os dois primeiros métodos se substitui, segundo o EC2, para cada pilar com momentos diferentes nas extremidades por um momento de 1ª ordem equivalente, M_{0E} , para o do ANEXO H usa-se o maior momento das extremidades;
 - O maior acréscimo de momentos entre 1ª e 2ª ordem verifica-se no pilar P11 para o método do ANEXO H, sendo de 22%;
 - Avaliando os momentos pelos métodos da Rigidez Nominal e da Curvatura Nominal, mas usando o maior momento de 1ª ordem das extremidades, a que correspondem na figura aos momentos RNM-6 e CNM-7, verifica-se que estes momentos de 2ª ordem são os maiores em todos os pisos, sendo, portanto, superiores aos de 1ª ordem dos respectivos pilares;
 - Os momento segundo RNM são superiores aos da CNM em todos os pisos;
 - De notar que o momento no P13 para o método RNM foi determinado integralmente segundo o REBAP, pelo facto, já abordado no início do capítulo, de que o momento obtido pela aplicação do Método da Rigidez Nominal segundo o EC2 tem um valor muito elevado e, portanto, inadequado;
 - Na figura da comparação de armaduras efectivas verifica-se, de acordo com os momentos obtidos, que para os Métodos da RN e CN as armaduras necessárias para os efeitos de 2ª ordem coincidem com as armaduras de 1ª ordem no pilar P11;
 - De notar que as armaduras efectivas de 1ª ordem nos pilares P13 e P14 são iguais e que o de 1ª ordem de P12 é próximo destes;
 - A armadura incluindo os efeitos de 2ª ordem no P12 é coincidente com a de 1ª ordem para o Método da Rigidez Nominal e ligeiramente superior segundo a Curvatura Nominal;
 - De notar que, para os métodos da RN e CN, a armadura de 2ª ordem para o pilar P13 são maiores do que os do P12. Este facto deve-se, e sendo os momentos muito próximos, às

dimensões do P13 que são menores que as do P12, pelo que indo às tabelas técnicas se verifica um momento reduzido bastante superior para o P13 ;

- As armaduras relativas ao Método do ANEXO H são, como era de esperar, superiores às de 1ª ordem, à excepção do P14, que é coincidente;
- Para as armaduras de 2ª ordem calculadas pelos métodos da Rigidez Nominal e Curvatura Nominal mas usando agora o maior dos momentos de 1ª ordem das extremidades, podem obter-se conclusões semelhantes às obtidas para os respectivos momentos;
- De notar que, para o método da CNM, a armadura de 2ª ordem para o pilar P13 é coincidente com o do P12. Como anteriormente explicado, este facto deve-se, e sendo os momentos muito próximos, às dimensões do P13 que são menores que as do P12, pelo que indo às tabelas técnicas se verifica um momento reduzido bastante superior para o P13;
- Relativamente à figura 4.7 c), em que se representa a armadura efectivamente adoptada, as conclusões são semelhantes às anteriores, sendo as diferenças mais importantes o acréscimo de armadura para o método da CNM no P11 (+25%);
- De notar que as armadura, no P12, segundo os métodos da RNM e CNM são coincidentes.

4.3.1.2 CENÁRIO2

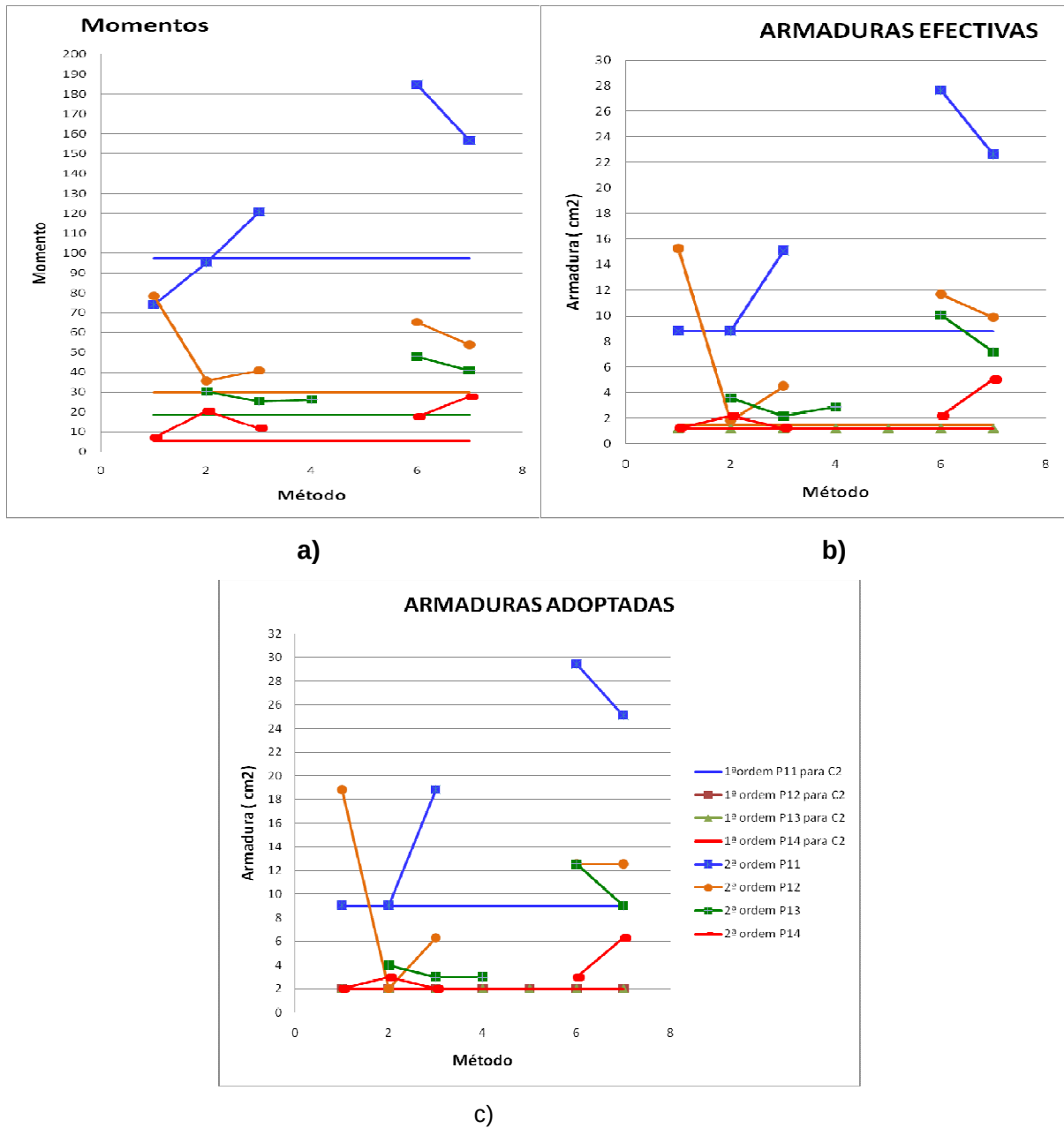


Fig. 4.8 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 1 do PT42B , cenário 2

- Observando a figura de comparação de momentos para o cenário 2 verifica-se que é q semelhante à do cenário 1, embora com momentos de 2ª ordem ligeiramente superiores, devido à consideração dos efeitos de fluência e das imperfeições. Os momentos de 1ª ordem são, como é evidente, os mesmos independentemente do cenário;
- As únicas diferenças detectadas são para o pilar P12, no momento de 2ª ordem determinado pelo Método da Rigidez Nominal que para além de neste cenário ser superior ao momento de 1ª ordem, ao contrário do cenário 1 que é inferior, este momento é também superior ao momento calculado pelo Método do ANEXO H;

- Outra diferença reside no momento incluindo os efeitos de 2ª ordem segundo o ANEXO H no P14 que neste cenário é superior ao de 1ª ordem do P13;
- Outra diferença entre os cenários neste pilar reside nos momentos resultantes dos métodos da RNM e CNM para o pilar P14 que, enquanto no cenário 1 o da RNM era superior ao da CNM, neste segundo verifica-se o inverso;
- De notar que o momento no P13 para o Método da Rigidez Nominal, quer usando o momento equivalente quer o maior momento das extremidades, foi determinado integralmente segundo o REBAP, pelo facto, já abordado no início do capítulo, de que o momento obtido pela aplicação do Método da Rigidez Nominal segundo o EC2 tem um valor muito elevado e, portanto, inadequado;
- Relativamente à figura de comparação das armaduras efectivas observa-se, tal como para o cenário 1, que está relacionada com a dos momentos e que, como seria de esperar, para o pilar P11 as armaduras para os métodos da RN e CN são coincidentes com as de 1ª ordem, e que se verifica que a armadura para o Método da Rigidez nominal (RN) no pilar P12 é igual à do ANEXO H no P11;
- Relativamente à figura de comparação de armaduras adoptadas verifica-se que as armaduras segundo a RNM e CNM são coincidentes no P12, sendo-o também par o P13 na RNM;

4.3.1.3 CENÁRIOS 3 E 4

No que diz respeito aos cenários 3 e 4 para este pilar, isto é, os cenários em que se considerou a envolvente de esforços das quatro combinações, como é apresentado no Capítulo 3, concluiu-se o mesmo que no pórtico anterior na medida em que as combinações que têm por base a acção variável base o vento serem as condicionantes.

Considerando, a título de exemplo, a combinação acção base vento e a acção base sobrecarga, em que o vento apenas actua da esquerda para a direita, verificou-se que, para este pilar P1, o momento de 1ª ordem para a combinação acção base vento no 1º piso (P11) é 77% maior que na acção base sobrecarga, sendo no P12 de 147%, no P13 de 140% e no P14 de 287%. De notar que neste último piso, apesar de ser uma percentagem elevada, estamos perante valores de momentos muito baixos. No caso do pilar P3, concluiu-se que a acção base vento é, também, condicionante em todos os pisos, sendo a maior diferença de 51% e a menor de 25%, correspondendo ao primeiro e último piso, respectivamente.

Tendo presente que nos cenários 3 e 4 se consideram envolvente de esforços, e tendo em conta as solicitações para cada combinação considerada e que a estrutura é simétrica, facilmente se conclui que os momentos, e consequentemente as armaduras efectivas e adoptadas, são coincidentes para os pilares P1 e P3 nestes dois cenários.

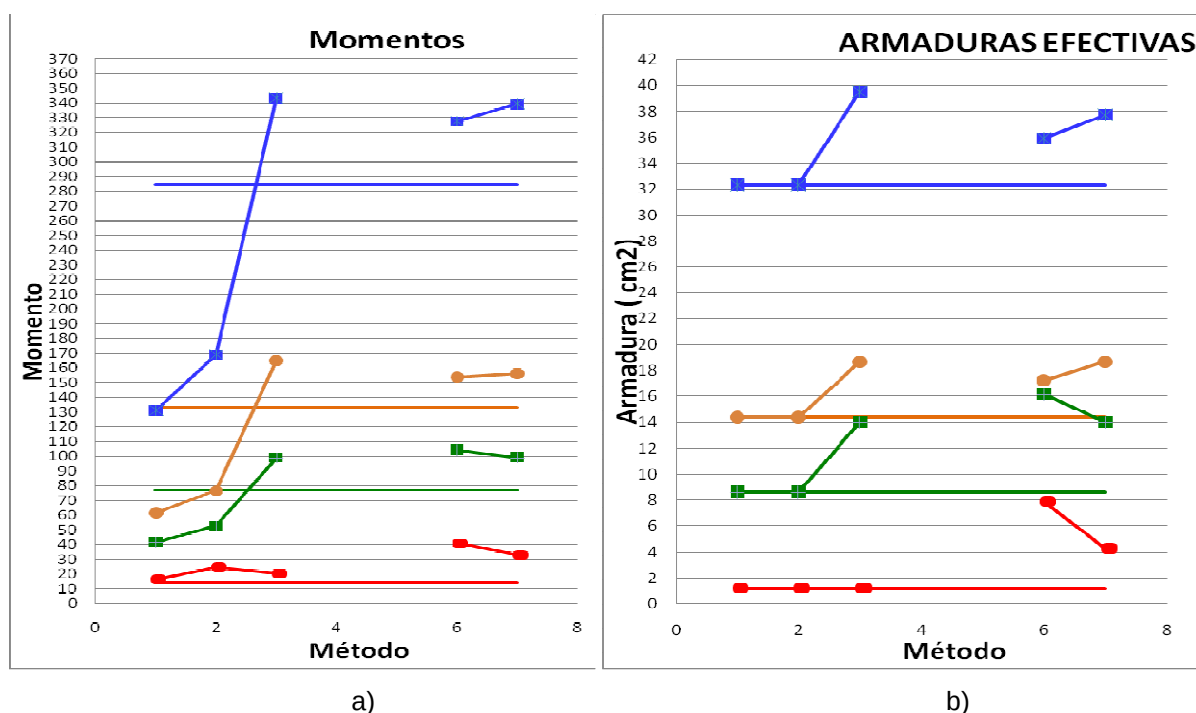
Sendo, como foi referido, as combinações, que tem como acção base o vento as condicionantes no cenário 3, e tendo em conta que no cenário 1, cuja solicitação apenas considera a acção base vento a actuar da direita para a esquerda sem efeitos da fluência nem das imperfeições, constatou-se que os momentos, e consequentemente as armaduras tanto efectivas como adoptadas, para os pilares P1 e P3 no cenário 3, apesar de iguais como referido, são coincidentes com os do pilar P3 do cenário 1, já que, no cenário 1, o P3 é o pilar de extremidade que sofre maiores esforços.

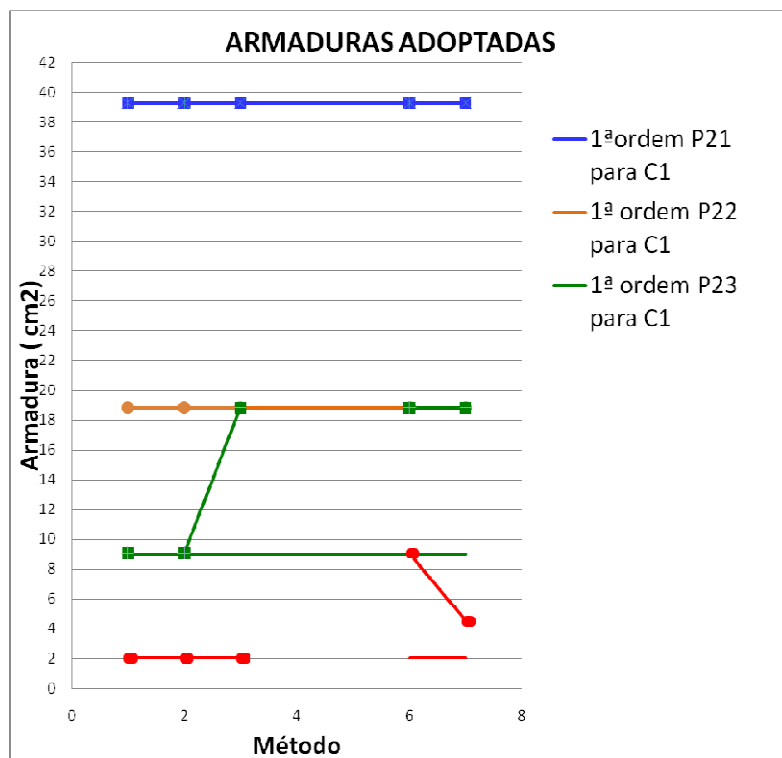
Tal como para o pórtico PT42A, as considerações acima referidas, que são validas para os métodos da Rigidez Nominal e da Curvatura Nominal, não se verificam, no entanto, para o Método do ANEXO H, facto já explicado, pelo que as características das figuras dos pilares P1 e P3, que são iguais, no cenário 3, idênticas à do P3 do cenário 1, e sendo, também, as dos mesmos no cenário 4 idênticas à do P3 do cenário 2, conclui-se que as diferenças entre os cenários 3 e 4 nestes pilares são as mesmas entre o pilar P3 no cenário 1 e 2.

4.3.2. Pilar P2

4.3.2.1 CENÁRIO1

Na figura seguinte estão representados os gráficos dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas para o pilar P2 segundo as várias metodologias do âmbito do trabalho.





c)

Fig. 4.9 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes cenários para o pilar 2 do PT42B , cenário 1

- Observando a figura relativa à comparação dos momentos verifica-se que para o Método da Rigidez Nominal (1-RN) os valores dos momentos incluindo os efeitos de 2ª ordem para todos os pisos, são os menores relativamente aos restantes métodos seguindo-se-lhe, à excepção do 4º piso (P24), o Método da Curvatura Nominal (2-CN) e, por fim, o do ANEXO H (3-H);
- No P24 verifica-se que o momento segundo o Método da CN é ligeiramente superior ao do ANEXO H;
- Verifica-se que os momentos segundo os métodos da Rigidez Nominal (1-RN) e Curvatura Nominal (2-CN) são inferiores aos de 1ª ordem para os três primeiros pisos (P21, P22 e P23). No pilar P24 nenhum momento de 2ª ordem é inferior;
- No entanto para o Método do ANEXO H temos momentos de 2ª ordem superiores aos de 1ª para todos os pisos pelo facto já mencionado e explicado para o pilar P1 no cenário 1 que se deve a que enquanto para os dois primeiros métodos se pode substituir, segundo o EC2, para cada pilar com momentos diferentes nas extremidades por um momento de 1ª ordem equivalente, M_{0E} , para o do ANEXO H usa-se o maior momento das extremidades;
- Os momentos determinados pelos métodos da RN nos pilares P21 e P22 são inferiores aos de 1ª ordem dos pilares P22 e P23, respectivamente, e ainda o momento da CN no P22 é inferior ao de 1ª ordem do pilar P23;
- O maior acréscimo entre momentos de 1ª ordem e 2ª surge no ANEXO H para P21 que é de 20,1%;

- A figura mostra também, como é já sabido, os métodos RNM-6 e CNM-7. Observando estes métodos verifica-se que nos primeiros dois pisos, P21 e P22, os momentos calculados pela RNM são inferiores aos calculados pela CNM, verificando-se o oposto nos restantes;
- Na figura de comparação de armaduras efectivas verifica-se que de acordo com os momentos obtidos, para os métodos da RN e CN nos pilares P21, P22 e P23, as armaduras necessárias para efeitos de 2ª ordem coincidem com as de 1ª ordem, já que, como é óbvio, as armaduras a adoptar têm de resistir aos momentos de 1ª ordem;
- No P24 observa-se que, apesar de os momentos incluindo os efeitos de 2ª ordem serem superiores aos de 1ª ordem, as armaduras efectivas coincidem;
- As armaduras relativas ao Método do ANEXO H são, à excepção do P24 e como seria de esperar, superiores às de 1ª ordem;
- Para as armaduras de 2ª ordem nos cenários RNM e CNM, observa-se que as armaduras efectivas são superiores às de 1ª ordem em todos os pisos;
- Relativamente à figura 4.9 c), em que se representa a armadura efectivamente adoptada, as conclusões são semelhantes às anteriores, sendo as diferenças mais importantes, o facto de a armadura adoptada nos pilares P21 e P22 tanto para efeitos de 2ª ordem como para 1ª ordem serem coincidentes entre si, como também o são relativamente às armaduras no P23 para o Método do ANEXO H, RNM e CNM;

4.3.2.2 CENÁRIO2

Ao analisar este gráfico procedeu-se, tal como no P1, à respectiva comparação com o gráfico para o cenário 1, visto a diferença entre estes dois cenários ser a consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições.

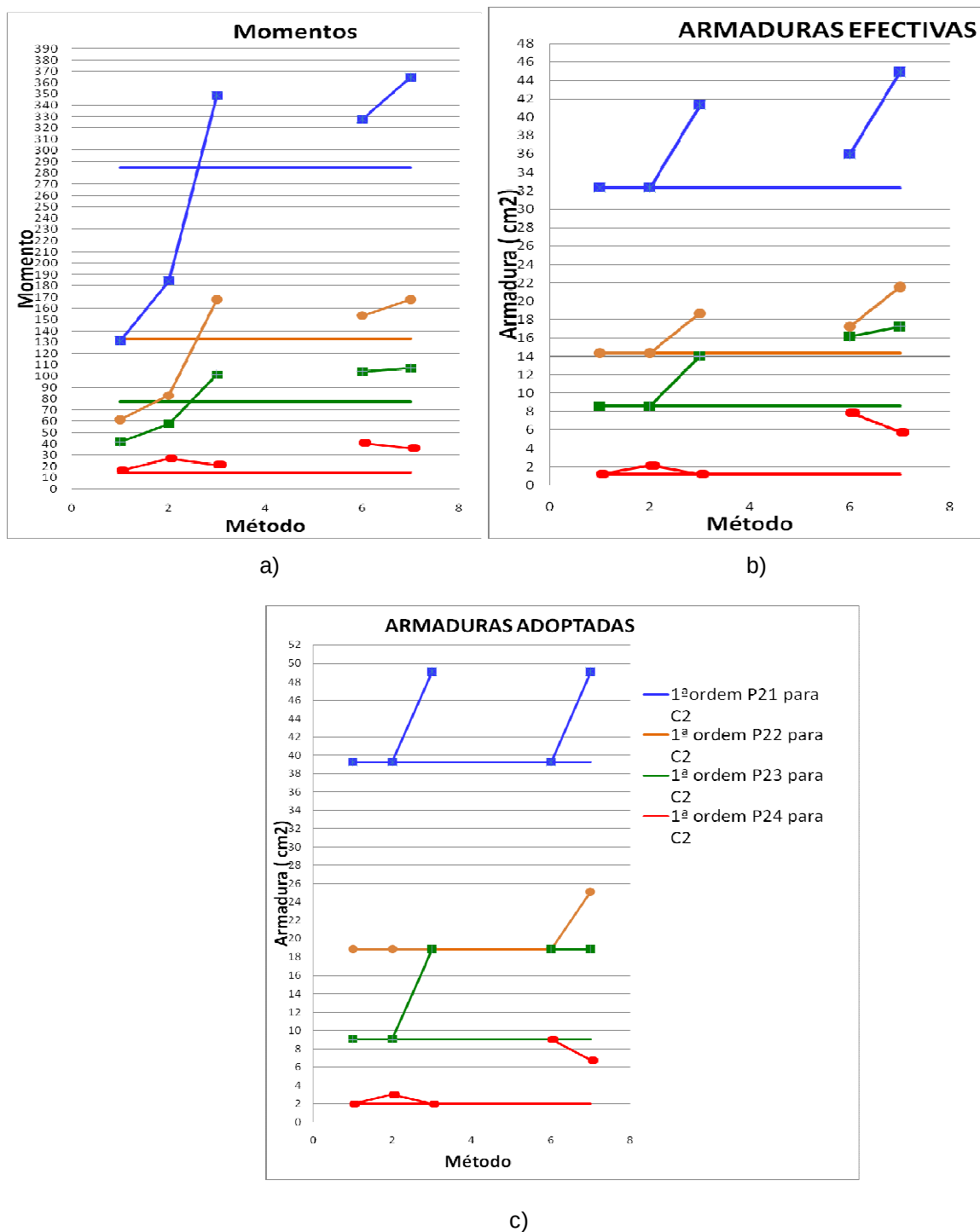


Fig. 4.10 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 2 do PT42B , cenário 2

- Observando a figura de comparação de momentos no pilar P2 para o cenário 2 verifica-se que é quase na totalidade semelhante ao do cenário 1 não esquecendo, no entanto, que os momentos, à excepção dos de 1ª ordem que se mantêm iguais, devido aos efeitos da fluência e das imperfeições para todos os métodos são ligeiramente superiores;

- Um aspecto importante neste pilar é o facto de que os momentos de 2ª ordem para os métodos da RN e RNM se manterem constantes. Isto resulta do facto, já mencionado no para o pórtico PT42A, que para o Método da Rigidez Nominal apenas se considera o efeito da fluência e não o das imperfeições. No decorrer do trabalho verificou-se que este pilar não sofre de fluência na medida em que os momentos neste pilar na combinação quase-permanente de esforços são nulos, o que resulta em coeficiente de fluência efectivo, γ_{ef} , nulo, pelo facto do Ψ_2 da acção vento ser nulo, o que resulta em esforços simétrico na estrutura e sendo o pilar P2 o pilar central, facilmente se conclui que não existem momentos mas sim apenas esforços axiais. Ora sendo nulo o coeficiente de fluência efectiva resulta que, independentemente do cenário, os efeitos da fluência são desprezados e, consequentemente, os momentos de 2ª ordem determinados pelos métodos da RN e RNM são iguais
- Já para a Curvatura Nominal (CN) não se verifica o mesmo, pela existência da parcela referente aos efeitos das imperfeições, o que resulta em momentos cerca de 7% superiores aos do cenário 1;
- O ANEXO H sendo uma metodologia que determina os efeitos de 2ª ordem de uma maneira global, tendo em conta a estrutura na sua totalidade, os momentos cerca de 2% superiores;
- De notar que o momento incluindo os efeitos de 2ª ordem no pilar P22 segundo o Método da Curvatura Nominal, enquanto no cenário 1 era inferior, no cenário 2 é superior ao momento de 1ª ordem do pilar P23;
- Enquanto no cenário 1 o momento segundo RNM era superior ao CNM no P23, verifica-se agora o oposto;
- Na figura de comparação de armaduras efectivas verifica-se que, de acordo com os momentos obtidos, as armaduras permanecem praticamente inalteradas relativamente ao cenário 1;
- As únicas diferenças residem no P23 no CNM conforme já mencionado atrás, e no P24 no método da CN em que a armadura é superior à de 1ª ordem ao contrário do cenário 1 em que eram coincidentes;
- Relativamente à figura 4.10 c), em que se representa a armadura efectivamente adoptada, as conclusões são semelhantes às anteriores não esquecendo que estas armaduras são maiores que as efectivas;
- Enquanto no cenário 1 as armadura incluindo os efeitos de 2ª ordem no pilar P21 eram coincidentes com as de 1ª ordem, verifica-se agora que é superior no método do ANEXO H e da CNM. O mesmo acontece no P22 mas apenas na CNM;

4.2.1.2 CENÁRIOS 3 E 4

Para o pilar P2 sucede-se o mesmo que para os pilares P1 e P3 pelas razões já apresentadas para estes últimos, pelo que se conclui que os gráficos de comparação de momentos, armaduras efectivas e adoptadas, e, consequentemente, as características dos mesmos para o P2 no cenário 3 e 4 são idênticas às do cenário 1 e 2, respectivamente.

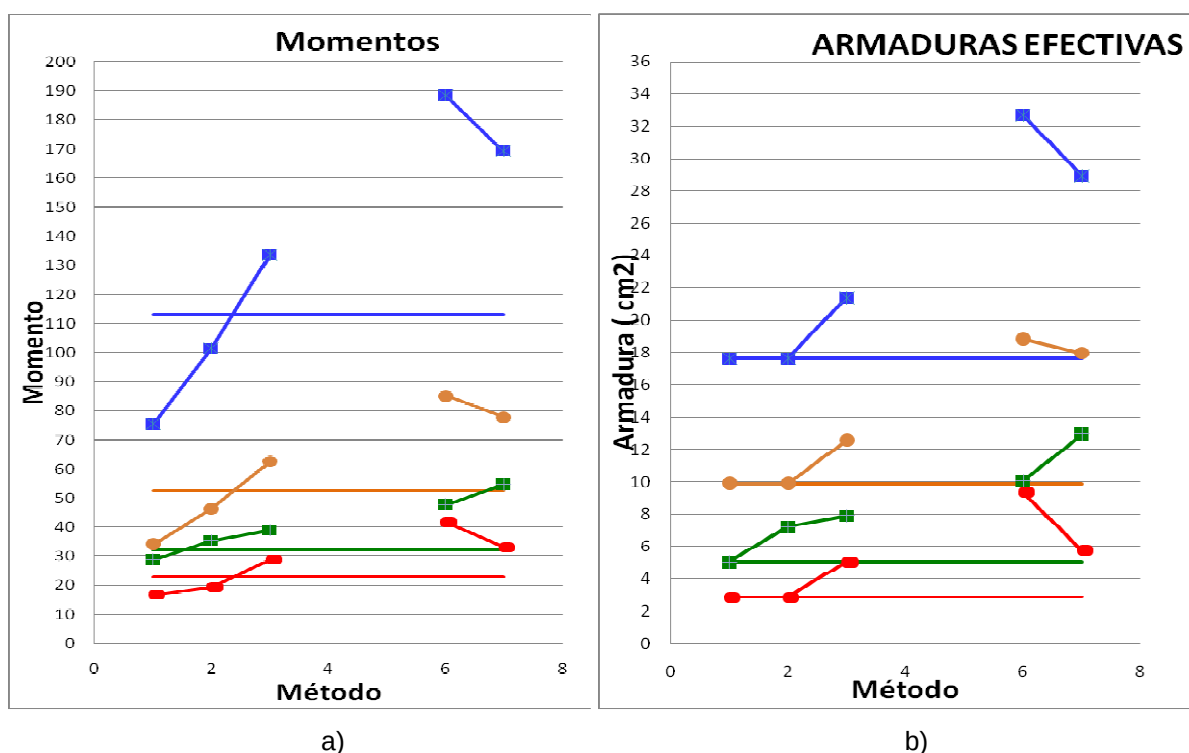
Da mesma maneira que para os pilares P1 e P3, os valores obtidos pelo Método do ANEXO H são maiores no cenário 1 e 2 do que no 3 e 4, respectivamente. A razão de isto se suceder foi já mencionado e explicado para os pilares P1 e P3.

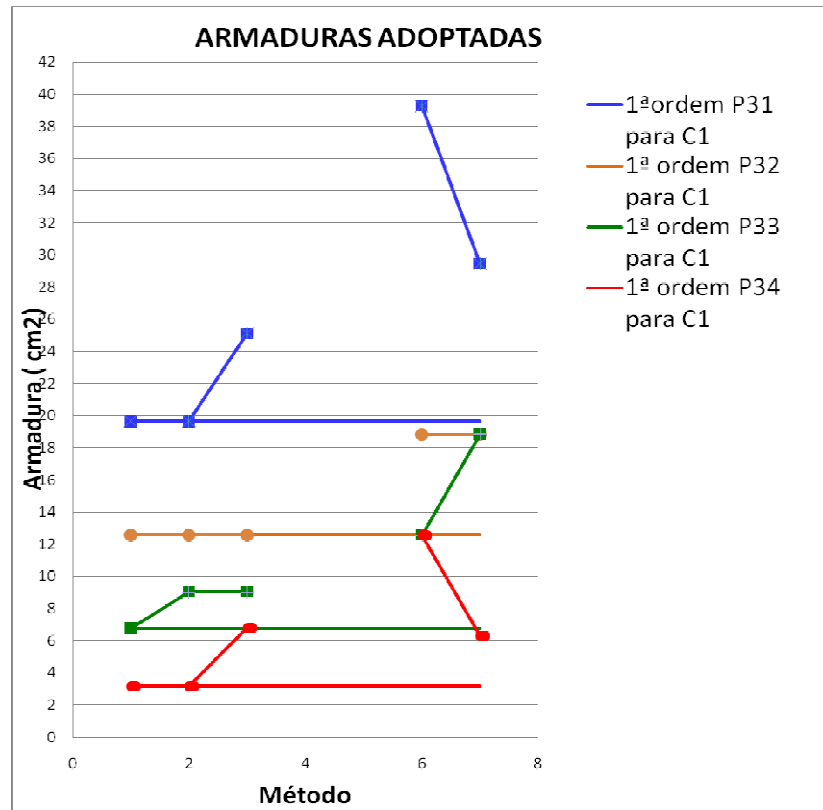
A título de curiosidade e a propósito das combinações que, para o cenário 3, têm como acção base a sobrecarga serem inferiores às que têm por base o vento, verificou-se que no caso do vento a actuar da esquerda para a direita, para todos os pilares constituintes do P2, o momento de 1ª ordem para a acção base vento é cerca de 67% superior à que tem por base a sobrecarga, tal e qual como no pórtico PT42A.

4.3.3. Pilar P3

4.3.3.1 CENÁRIO1

Na figura seguinte estão representados os gráficos dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas para o pilar P3 segundo as várias metodologias do âmbito do trabalho.





c)

Fig. 4.11 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 3 do PT42B , cenário 1

- Observando o gráfico relativo à comparação dos momentos verifica-se, tal como no Pilar P1, à excepção do P13, e no P2, que o Método da Rigidez Nominal conduz aos menores momentos para efeitos de 2ª ordem em todos os pisos relativamente aos restantes método, seguindo-se-lhe o da Curvatura Nominal (CN) e finalmente o do ANEXO H;
- Tanto o Método da RN como o da CN originam em todos os pisos à, excepção do P33 como se pode ver para a CN, momentos inferiores aos de 1ª ordem, enquanto os do ANEXO H são superiores. Este facto deve-se a que enquanto para os dois primeiros métodos se pode substituir, segundo o EC2, para cada pilar com momentos diferentes nas extremidades por um momento de 1ª ordem equivalente, M_{oe} , para o do ANEXO H usa-se o maior momento das extremidades;
- De notar que, para este pilar, no 4ª piso (P34) temos momentos praticamente iguais ou superiores aos dos 4ª pisos dos pilares anteriores (P1 e P2). Deve-se este facto à combinação que no cenário 1, e também no cenário2, considera a acção do vento a actuar apenas da esquerda para a direita o que, conseqüentemente, origina maiores esforços no 4º piso do P3;
- O maior acréscimo entre momentos de 1ª e 2ª ordem verifica-se para o P31 no método do ANEXO H (=18%)

- Para os métodos da RNM e CNM tem-se que, tal como no pilar P1, os momentos são superiores aos acima mencionados em todos os pisos. Verifica-se, também, que para o 3º piso (P33) o momento pela RNM é inferior ao da CNM e que para os restantes pisos se verifica o inverso sendo para o P32 uma diferença desprezável;
- De notar, pelo que foi mencionado no início do capítulo, que o momento incluindo os efeitos de 2ª ordem segundo a RNM no P33, foi obtido integralmente pelo REBAP;
- Na figura de comparação de armaduras efectivas é evidente que, pelo facto dos momentos de 2ª ordem calculados pelos métodos da RN e CN serem inferiores aos de 1ª, as armaduras necessárias para estes métodos são as mesmas do que as de 1ª ordem para todos os pisos à excepção, como já mencionado, do pilar P33 para a CN que é superior;
- Para o Método do ANEXO H, tem-se que em todos os pisos é necessária uma armadura superior à de 1ª ordem e no P34 a armadura para este método coincide com a de 1ª ordem do P33;
- As armaduras segundo os métodos da RNM e CNM são superiores às de 1ª ordem sendo as calculadas pela RNM superiores às da CNM à excepção, como seria de esperar do P33;
- Relativamente à figura 4.11 c), em que se representa a armadura efectivamente adoptada, as conclusões são semelhantes às anteriores não esquecendo que estas armaduras são maiores que as efectivas;
- A maior diferença reside na armadura do P32 segundo a RNM e CNM, que enquanto na figura das armaduras efectivas era superior à de 1ª ordem do P31, que agora é inferior. Esta diferença deva-se ao diâmetro dos varões escolhido que, como se pode verificar, é maior no P31, $\Phi 25$;
- A armadura adoptada no P32 é coincidente com a de 1ª ordem para os métodos da RN, CN e ANEXO H;

4.2.3.2 CENÁRIO 2

Ao analisar este gráfico procedeu-se, tal como no P1 e P2, à respectiva comparação com o gráfico para o cenário 1, visto a diferença entre estes dois cenários ser a consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições.

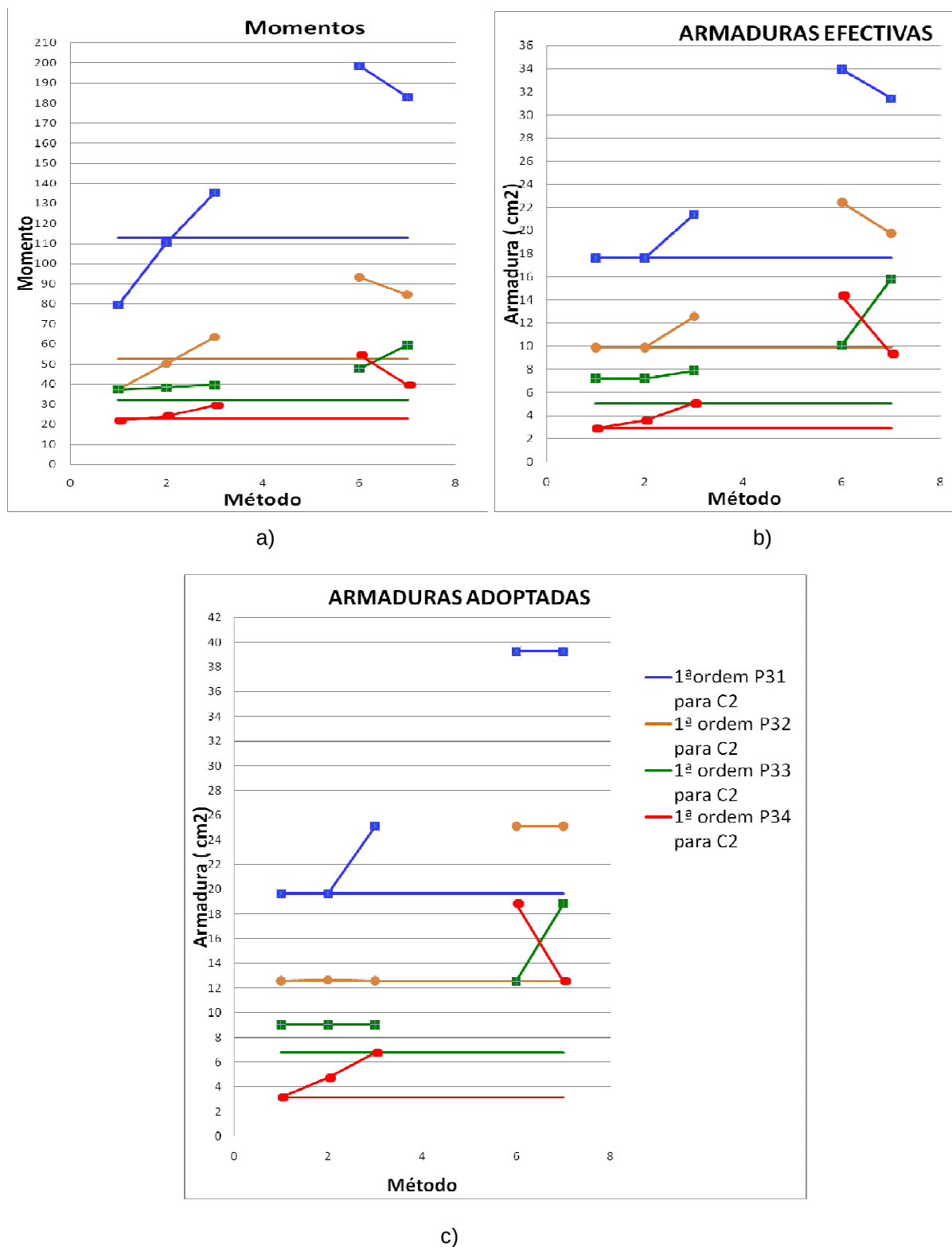


Fig. 4.12 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas, devido aos diferentes métodos para o pilar 3 do PT42B , cenário 2

- Observando a figura de comparação de momentos no pilar P3 para o cenário2 verifica-se que este é quase na totalidade semelhante ao do cenário 1 não esquecendo, no entanto, que os momentos, à excepção dos de 1ª ordem que se mantêm iguais, devido aos efeitos da fluência e das imperfeições para todos os métodos analisados são ligeiramente superiores;
- A diferença mais notável é o facto de existir um cruzamento entre os momentos da RNM e CNM dos pilares P32 e P33. Isto deve-se ao facto de que o momento incluindo os efeitos de 2ª ordem segundo a RNM no P33 ter sido obtido integralmente pelo REBAP, tal como no cenário 1, o que, consequentemente, estes valores obtidos pelo REBAP são iguais. Mantendo-se este valor no cenário 2 e aumentando os restantes, resultou no cruzamento;
- Os momentos segundo os métodos da RN e da CN mantêm-se inferiores aos de 1ª ordem nos pilares P31 e P33 e no P34 apenas o da RN, enquanto no P33 são superiores;
- O momento segundo a RNM no P34 é ligeiramente superior ao de 1ª ordem do P32;
- Relativamente à figura de comparação de armaduras efectivas, de acordo com os momentos obtidos, verifica-se que é praticamente semelhante ao do cenário1 para os métodos da RN, CN e ANEXO H, sendo as armaduras, para estes métodos, iguais no pilar P33;
- A armadura do P34 segundo a RNM é superior à do P33, como já atrás mencionado para os momentos;
- Relativamente à figura 4.12 c), em que se representa a armadura efectivamente adoptada, as conclusões são semelhantes às anteriores, sendo as armaduras segundo a RNM e a CNM no pilar P31 coincidentes, o mesmo acontecendo no P32;

4.2.3.3 CENÁRIOS 3 E 4

No que diz respeito às características do P3 nestes cenários, já foi referido para o pilar P1.

5. COMPARAÇÃO DOS VÁRIOS CENÁRIOS DENTRO DE CADA MÉTODO

5.1. INTRODUÇÃO

Este Capítulo destina-se a fazer a comparação dos resultados dos vários cenários dentro de cada método analisado (Rigidez Nominal, Curvatura Nominal e ANEXO H) para todos os pilares dos pórticos analisados. De modo a fazer a comparação apresentam-se várias figuras que mostram a evolução dos momentos de 2ª ordem para cada cenário, bem como as respectivas armaduras efectivas e, ainda, as armaduras adoptadas.

Apresentam-se, tal como já mencionado no capítulo anterior, os resultados, obtidos com os métodos da Rigidez Nominal e da Curvatura Nominal mas em que se utilizou o momento de 1ª ordem das extremidades dos pilares, em vez do momento de 1ª ordem equivalente estipulado pelo EC2, M_{0e} , apenas válido quando as estruturas são de nós fixos, sendo estes cenários, neste capítulo, designados por C1M, C2M, C3M e C4M, que correspondem, respectivamente, aos cenários 1, 2, 3 e 4. Este estudo teve como principal objectivo analisar o comportamento destas metodologias para o caso de se considerar que os maiores agravamentos dos efeitos de 2ª ordem ocorrem nas extremidades das barras, como ocorre no caso de estruturas de nós móveis. A análise dos mesmos é sempre feita após análise das metodologias do âmbito do trabalho, na medida em que são facultativos, sendo feita a respectiva menção.

Em alguns casos, como é já sabido, não foi possível analisar os momentos resultantes da aplicação dos Métodos da Rigidez Nominal ou da Curvatura Nominal, quer usando o momento equivalente, como refere o EC2, quer o maior momento das extremidades por duas razões a seguir distintas que são seguidamente mencionadas:

- nos casos em que os momentos de 1ª ordem são muito pequenos resultou em comprimentos efectivos de encurvadura muito grandes;
- por originarem valores exagerados e, portanto inadequados, essencialmente nos casos em que o esforço axial se aproxima do valor da carga crítica do pilar .

De modo a solucionar estes problemas recorreu-se ao REBAP. Relativamente ao primeiro caso, apenas se determinou o comprimento efectivo de encurvadura pelo REBAP, retomando as

metodologias preconizadas pelo EC2. No segundo, os momentos foram determinados integralmente pelo REBAP. Quando estes momentos estiverem inseridos nas figuras estes momentos, far-se-á a respectiva alusão.

Finalmente nas figuras estão, também, representados os momentos, armaduras efectivas e adoptadas correspondentes aos esforços de 1ª ordem.

Nos gráficos, os cenários estão representados no eixo das abcissas segundo a seguinte designação:

- 1- Cenário 1 (C1), originado por apenas uma combinação de esforços que tem como acção base o vento, não considerando os efeitos da fluência e das imperfeições
- 2- Cenário 2 (C2) originado por apenas uma combinação de esforços que tem como acção base o vento, considerando os efeitos da fluência e das imperfeições
- 3- Cenário 3 (C3), originado pela envolvente de quatro combinações de esforços, das quais duas têm como acção base o vento, diferindo apenas pelo sentido do vento, e as restantes duas a acção da sobrecarga como acção base que, tal como nas anteriores, apenas diferem pelo sentido da acção do vento, não sendo considerados os efeitos da fluência nem das imperfeições
- 4- Cenário 4 (C4), originado pela envolvente de quatro combinações de esforços, das quais duas têm como acção base o vento, diferindo apenas pelo sentido do vento, e as restantes duas a acção da sobrecarga como acção base que, tal como nas anteriores, apenas diferem pelo sentido da acção do vento, considerando os efeitos da fluência e o das imperfeições
- 5- Cenário 1 usando o momento de 1ª ordem das extremidades dos pilares em vez do momento de 1ª ordem equivalente (C1M)
- 6- Cenário 2 usando o momento de 1ª ordem das extremidades dos pilares em vez do momento de 1ª ordem equivalente (C2M)
- 7- Cenário 3 usando o momento de 1ª ordem das extremidades dos pilares em vez do momento de 1ª ordem equivalente (C3M)
- 8- Cenário 4 usando o momento de 1ª ordem das extremidades dos pilares em vez do momento de 1ª ordem equivalente (C4M)

5.2. PÓRTICO PT42A

5.2.1. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL

5.2.1.1. Pilar P1

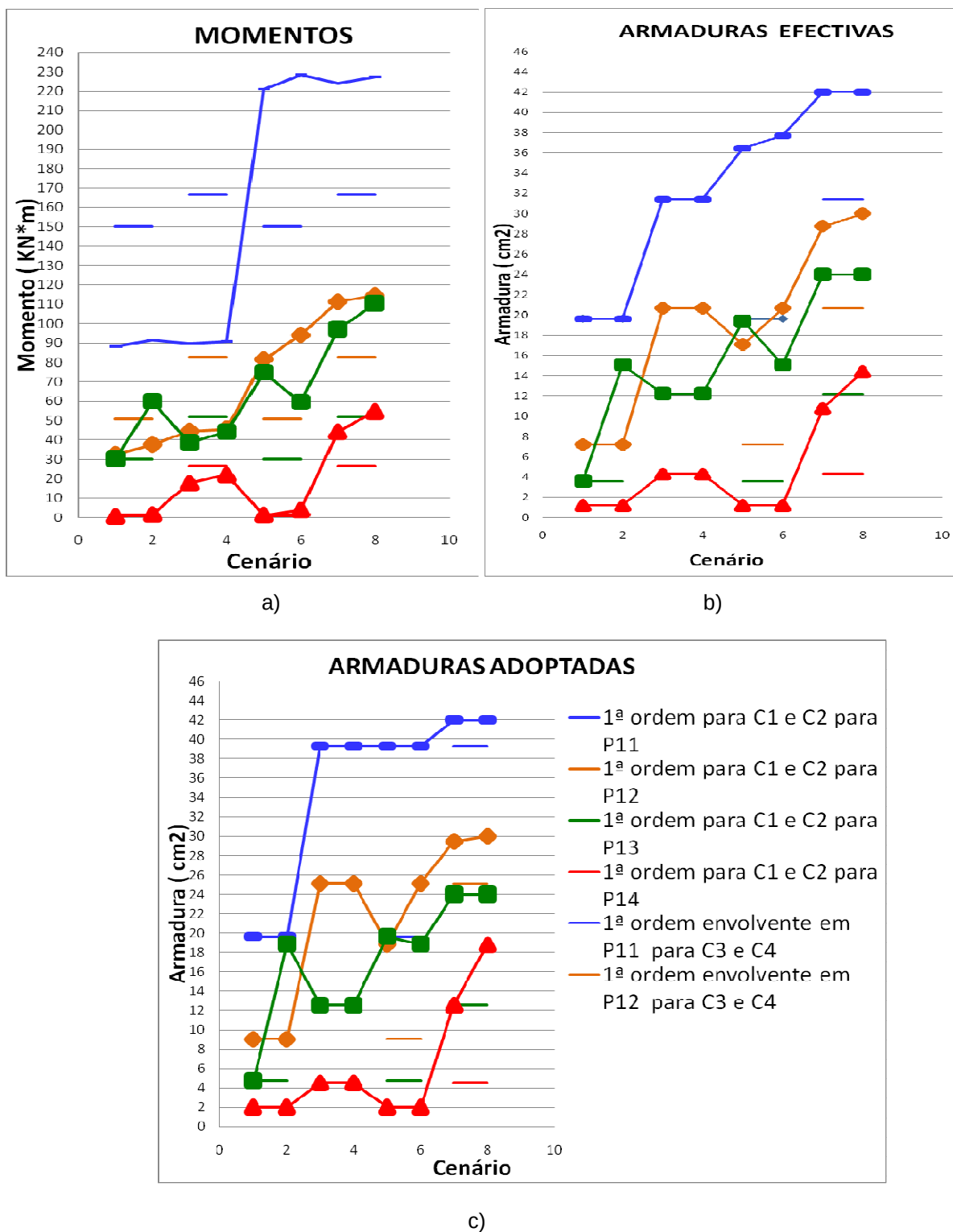


Fig. 5.1 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 1 do PT42A obtidos com o Método da Rigidez Nominal para os diferentes cenários

- Observando a figura relativa à comparação dos momentos dos vários cenários para o Método da Rigidez Nominal verifica-se que em todos os cenários analisados pelo EC2, à excepção do pilar P13 nos cenários 1 e 2, os momentos para efeitos de 2ª ordem são menores que o momento de 1ª ordem do respectivo cenário;
- Verifica-se que no pilar do 1º piso (P11) os momentos de 2ª ordem para os quatro cenários são praticamente coincidentes (aproximadamente 90 KN*m), sendo, no entanto, os maiores para os cenários 2 e 4. Isto deve-se ao facto de nos cenários 2 e 4 se considerarem os efeitos da fluência e das imperfeições e nos restantes dois não.
- O pilar P12 verifica-se que os momentos de 2ª ordem para os cenários 3 e 4 calculados pelo Método da Rigidez Nominal são maiores que os do cenário 1 e 2. Isto explica-se porque nestes cenários estamos a falar de envolvente, por isso, maior % de armadura enquanto nos cenários 1 e 2 apenas temos uma combinação cuja acção base é o vento. É notável que o momento do cenário 2 é maior que o do 1 e ainda que o do cenário 4 é superior ao do 3 pelo facto da consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições.
- O mesmo, anteriormente referido, acontece para o pilar P14 tendo em especial atenção que os momentos dos dois primeiros cenários são praticamente coincidentes ao de 1ª ordem;
- Para o pilar P13 é de salientar o momento no cenário 2 que, ao contrário dos restantes pilares, é maior que os momentos para os restantes cenários;
- De notar que os momentos no P14 para os cenários C1 e C2 foram determinados a partir do lo calculado através do REBAP, facto já mencionado e explicado anteriormente;
- Os momentos determinados pelo Método da Rigidez Nominal usando o maior momento de 1ª ordem das extremidades de cada pilar, a que correspondem os quatro últimos cenários (C1M, C2M, C3M e C4M), têm evolução semelhante aos anteriores mas agora com valores significativamente mais elevados;
- De notar que os momentos no P14 para os cenários C1M e C2M foram, tal como para o C1 e C2, determinados através do lo do REBAP;
- Na figura de comparação das armaduras efectivas para os vários cenários segundo o Método da Rigidez Nominal verifica-se, tendo em conta o gráfico de momentos, que as armaduras efectivas nos quatro pilares constituintes do pilar P1, para os quatro cenários coincidem com as armaduras de 1ª ordem à excepção do P13 no cenário 2 que é superior, como seria de esperar;
- No que diz respeito aos últimos quatro cenários (C1M, C2M, C3M e C4M) há um facto interessante no pilar P11. Enquanto, como se pode ver no gráfico de momentos, os momentos para estes quatro cenários eram próximos, verifica-se, no entanto, que neste gráfico temos armaduras bastante diferentes entre os cenários C1M e C2M e os cenários C3M e C4M, tendo mesmo ultrapassado, nestes últimos, a percentagem máxima de armadura (4%). Tendo ultrapassado a percentagem máxima do pilar, optou-se por representar apenas a área correspondente a esse limite (42cm²). Isto deve-se ao facto de que, enquanto os momentos são próximos, os esforços axiais de compressão são diferentes e superiores nos cenários C3M e C4M. Para C1M e C2M temos que $N_{sd}=910,39$ KN e para os restantes $N_{sd}=1153,2$ KN;
- A percentagem máxima de armadura (4%), foi também ultrapassada no P12 e P13 para o cenário C4M e ainda no P13 para o C3M. Tal como no P11, optou-se por representar a armadura efectiva correspondente à percentagem máxima.

- Nos restantes pilares verifica-se que as armaduras efectivas nos cenários C3M e C4M são superiores às do C1M e C2M;
- A armadura no C2M para o P13 é inferior aos restantes três cenários, como seria de esperar pelo que foi dito no gráfico de momentos;
- A maior diferença entre armadura efectiva e adoptada verifica-se para o pilar P11 nos cenários C3 e C4 em que a armadura adoptada é cerca de 26% superior à efectiva;

5.2.1.2. Pilar P2

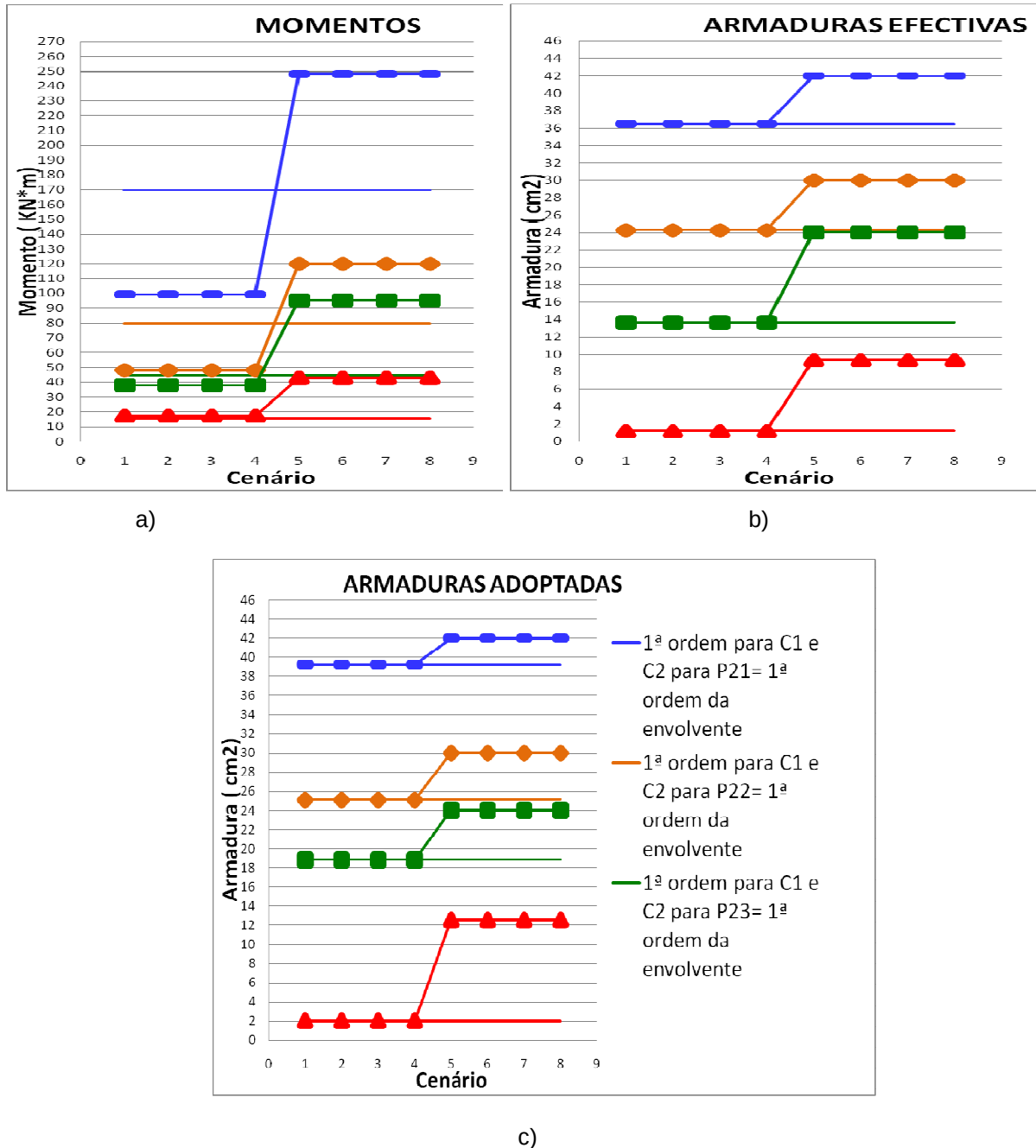


Fig. 5.2 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 2 do PT42A obtidos com o Método da Rigidez Nominal para os diferentes cenários

- A figura de comparação de momentos, de armaduras efectivas e adoptadas, para os vários cenários segundo o Método da Rigidez Nominal mostram, como se viu no Capítulo anterior, que o pilar P2 é um caso especial;
- Observando a figura dos momentos é evidente que os momentos são iguais nos quatro cenários. Este facto explica-se, como já mencionado em 4.2.2.2., na medida em que os esforços nos quatro cenários em todos os pisos deste pilar são os mesmos devido a duas razões. A primeira razão é que, como já se viu, nos cenários 3 e 4 em que estamos perante uma envolvente, originada por quatro combinações de esforços dos quais duas têm como acção base o vento e as restantes duas a sobrecarga, se verificou que as duas primeiras em que o vento é a acção variável base são as que conduzem a esforços tanto de 1ª como de 2ª ordem superiores, sendo, por isso, as condicionadoras. Como o P2 é o pilar central da estrutura, resulta que estes esforços são iguais independentemente do sentido do vento considerado. Nos cenários 1 e 2 temos a mesma solicitação das anteriores, à excepção do vento que nestes cenários actua apenas numa direcção, da esquerda para a direita, só que nestes cenários apenas se considerou uma combinação cuja acção base é o vento, pelo que resultam esforços de 1ª ordem iguais no pilar P2 em todos os cenários. A segunda razão é devida ao facto de não existirem efeitos originados pela fluência no P2 nos cenários 2 e 4. Convém recordar que a diferença entre o cenário 1 e 2, e do 3 e 4, é o facto de nos cenários 2 e 4 se considerarem os efeitos da fluência e das imperfeições e nos restantes não. No Método da Rigidez Nominal existe uma parcela referente à consideração da fluência que é directamente influenciada pelos esforços resultantes da combinação quase-permanente. Ora sendo nulos os momentos no P2 para esta combinação, pelo facto do Ψ_2 do vento ser nulo restando apenas a solicitação vertical, resulta na não existência de fluência pelo que, como comprova o gráfico, os momentos são iguais em todos os cenários;
- De notar que os momentos de 2ª ordem em todos os pilares pertencentes ao P2 são inferiores aos de 1ª no quatro primeiros cenários e superiores nos quatro últimos à excepção do P24, em que são superiores aos de 1ª ordem em todos os cenários;
- As armaduras efectivas de 2ª ordem, e consequentemente as adoptadas, nos quatro primeiros cenários e em cada pilar, são coincidentes com as respectivas armaduras de 1ª ordem;
- As armaduras, tanto efectivas como adoptadas, nos quatro últimos cenários nos pilares dos 3 primeiros pisos (P11, P22 e P23) são superiores à percentagem máxima de armadura (4%) do respectivo pilar pelo que se optou por representar apenas a correspondente armadura máxima.

5.2.1.3. Pilar P3

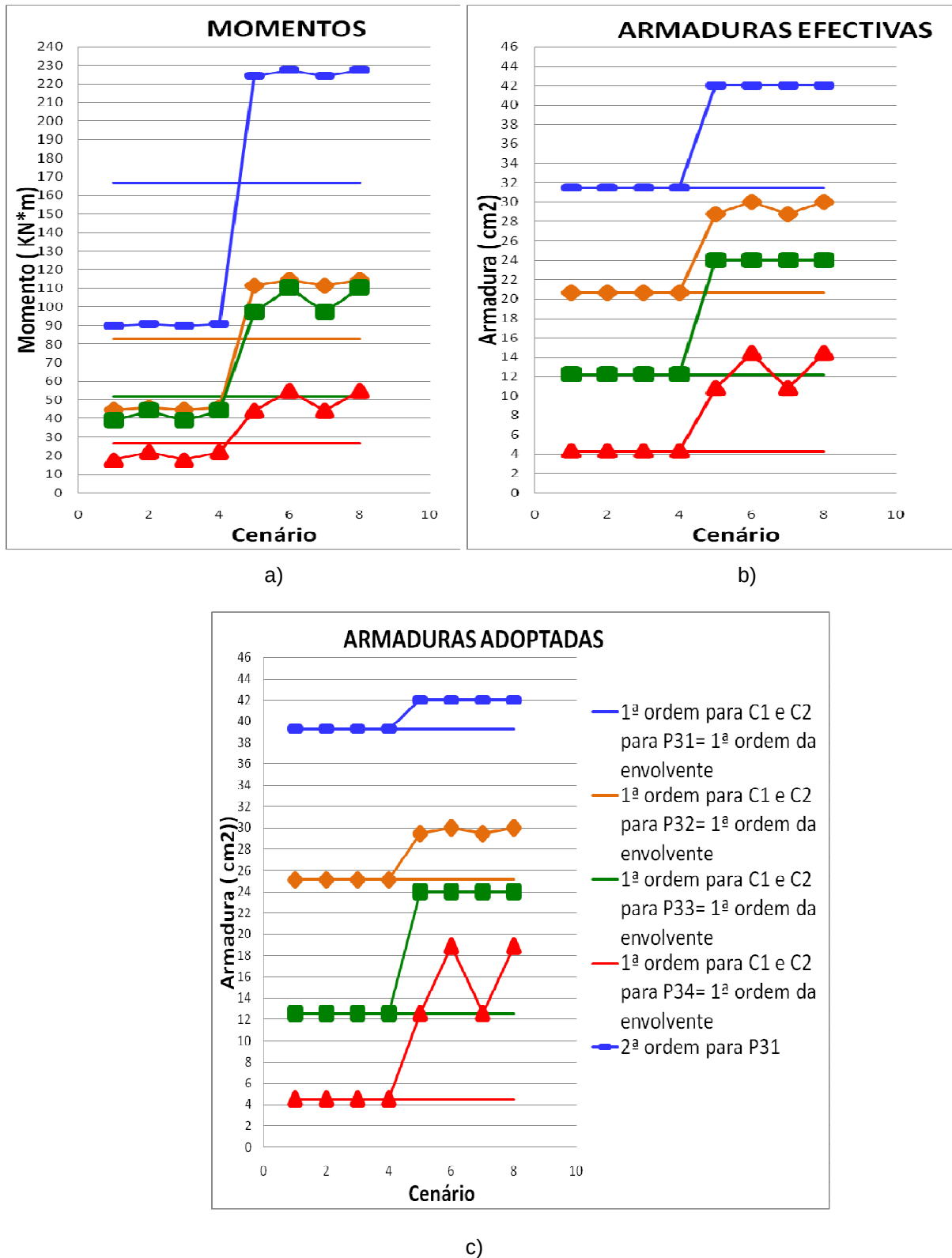


Fig. 5.3 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 3 do PT42A obtidos com o Método da Rigidez Nominal para os diferentes cenários

- As figuras de comparação de momentos, de armaduras efectivas e adoptadas, para os vários cenários segundo o Método da Rigidez Nominal mostram, como já mencionado no ponto 4.2.1.3., a relação que, neste pilar, existe entre os cenários 1 e 3 e o 2 e 4. De facto verificou-se que sendo, como foi referido, as combinações, que tem como acção base o vento as condicionantes no cenário 3, e tendo em conta que no cenário 1, cuja solicitação apenas considera a acção base vento a actuar da direita para a esquerda sem efeitos da fluência nem das imperfeições, constatou-se que os momentos, e consequentemente as armaduras tanto efectivas como adoptadas, para os pilares P1 e P3 no cenário 3, apesar de iguais como referido, são coincidentes com os do pilar P3 do cenário 1, já que, no cenário 1, o P3 é o pilar de extremidade que sofre maiores esforços. Sendo, então, as características das figuras dos pilares P1 e P3, que são iguais, no cenário 3, idênticas à do P3 do cenário 1, concluiu-se, também, que as dos mesmos no cenário 4 idênticas à do P3 do cenário 2, não esquecendo que nestes últimos cenários se considera os efeitos da fluência e das imperfeições. De notar que os momentos de 1ª ordem em cada troço do pilar são os mesmos independentemente do cenário;
- Observando a figura relativa à comparação dos momentos verifica-se que, em todos os pisos, os momentos nos cenários C1e C2 são exactamente os mesmos do C3 e C4, respectivamente, sendo os momentos nos cenários C2 e C4 ligeiramente superiores devido à consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições;
- A consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições conduziu a um agravamento dos momentos de 1ª ordem no 1º piso de 5%;
- O mesmo, acima referido, acontece em relação aos quatro restantes cenários (C1M, C2M, C3M e C4M);
- Verifica-se que os momentos incluindo os efeitos de 2ª ordem são, em todos os pisos, inferiores aos de 1ª ordem utilizando a metodologia preconizada no EC2, isto é, nos cenários C1, C2, C3 e C4;
- Na figura de comparação de armaduras efectivas verifica-se que, tendo em conta o gráfico de momentos, as armaduras de 1ª e 2ª ordem são coincidentes para todos os pilares nos quatro primeiros cenários;
- Nos restantes cenários, verifica-se que as armaduras efectivas de 2ª ordem são iguais nos pilares P31 e P33, tendo atingido a percentagem máxima de armadura (4%), 42cm² e 24cm² respectivamente, o que torna o Método da Rigidez Nominal inadequado nestes cenários nos pilares referidos. O mesmo acontece no pilar P32 mas apenas nos cenários C2M e C4M;
- Relativamente à figura 5.3 c), em que se representa a armadura efectivamente adoptada, as conclusões são semelhantes às anteriores

5.2.2. MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL

5.2.2.1. Pilar P1

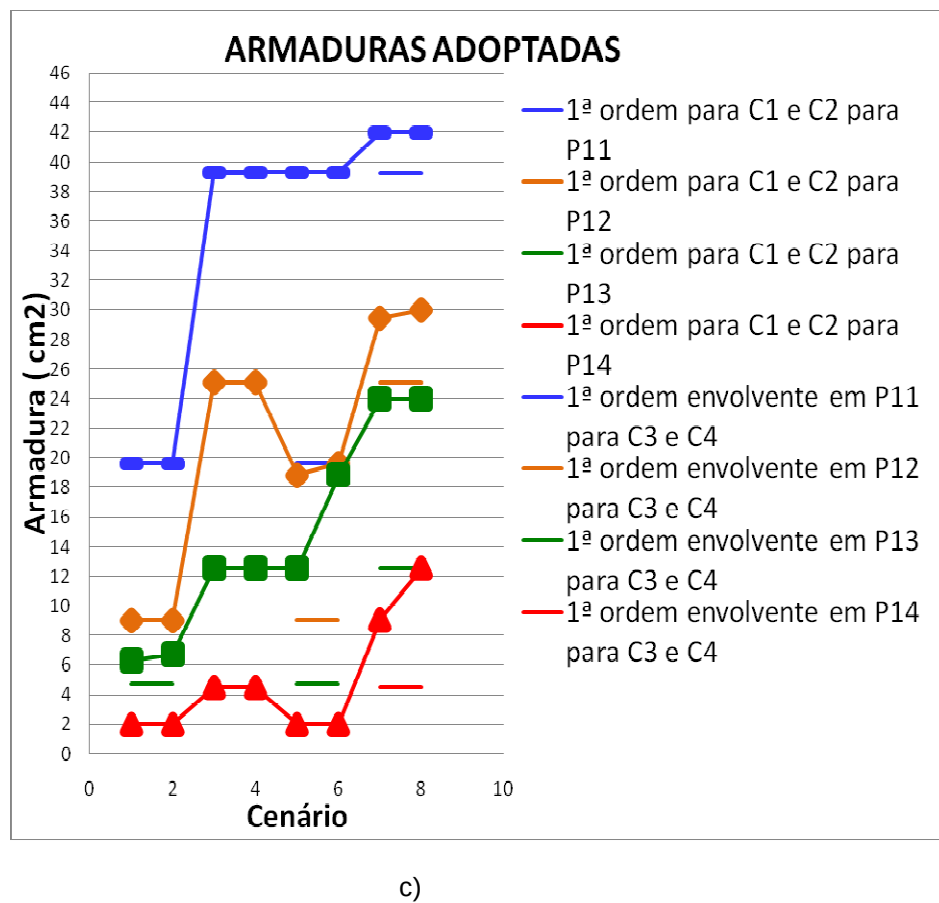
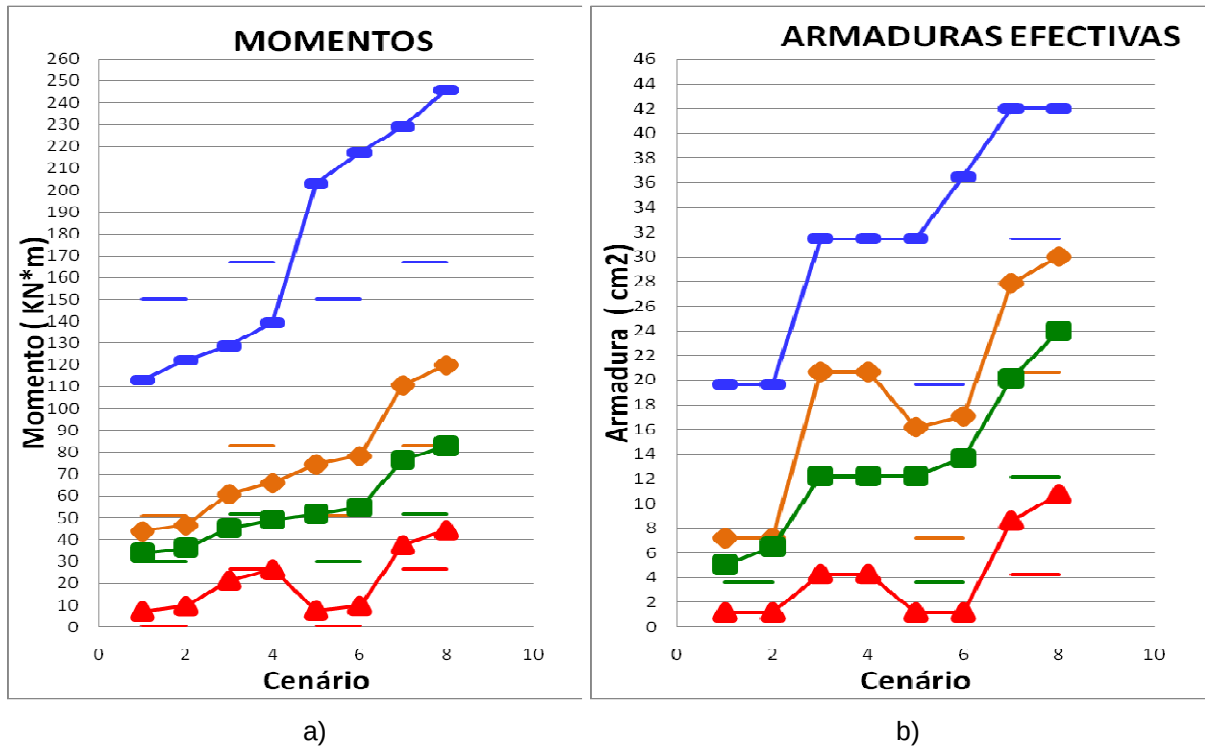
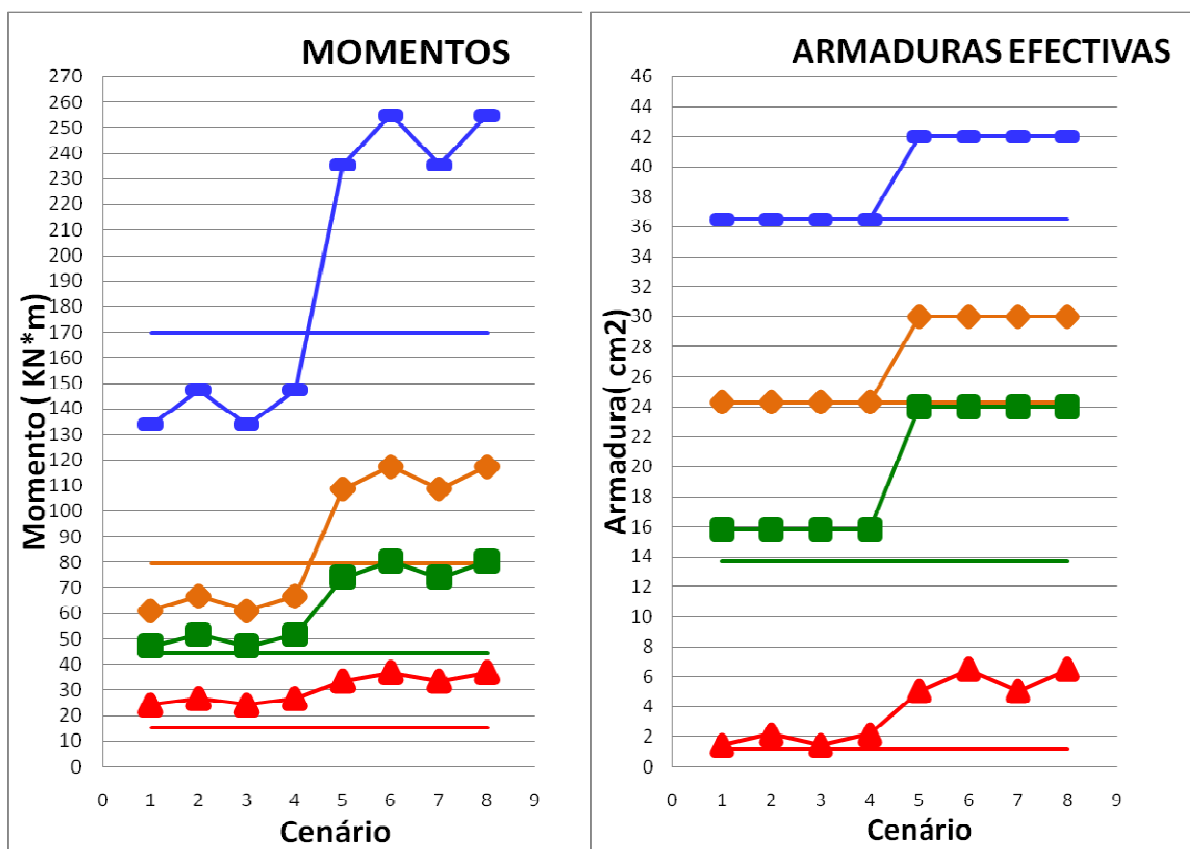


Fig. 5.4 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 1 do PT42A obtidos com o Método da Curvatura Nominal para os diferentes cenários

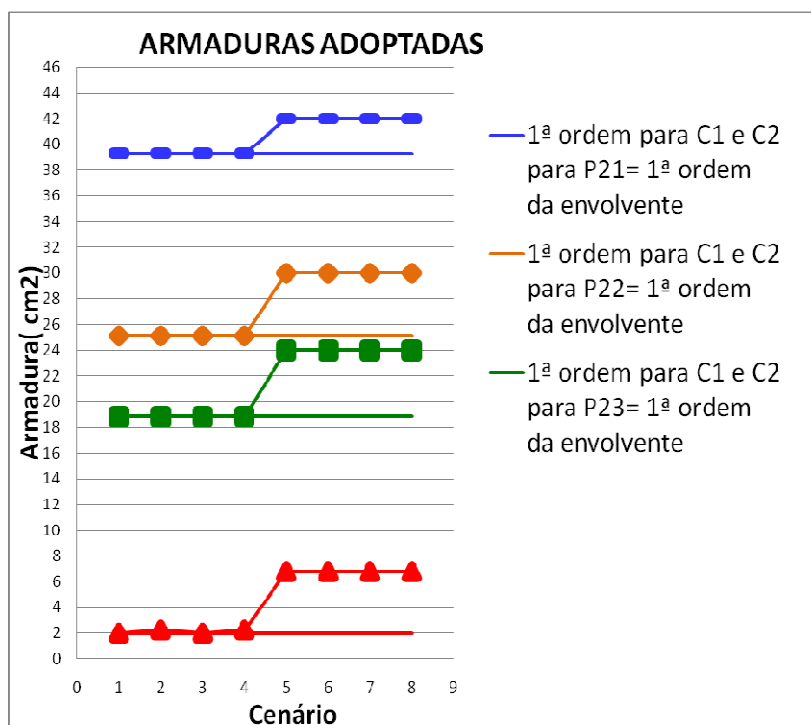
- Observando a figura de comparação dos momentos para os vários cenários segundo o Método da Curvatura Nominal, verifica-se que os momentos de 2ª ordem em todos os cenários analisados pelo EC2, à excepção dos pilares P13 e P14 no cenário 1 e 2, são inferiores aos de 1ª ordem do respectivo cenário;
- Verifica-se que os momentos em todos os pilares crescem desde o cenário 1 até ao 4;
- Como facilmente se pode observar, os momentos de 2ª ordem nos cenários C3 e C4 são superiores aos do C1 e C2. Isto é devido, como já mencionado anteriormente, ao facto de nos dois primeiros, apenas temos uma combinação enquanto nos restantes dois estamos a falar em termos de envolvente de quatro combinações;
- No que diz respeito aos cenários em que os momentos foram determinados pelo Método da Curvatura Nominal, mas em vez de usar o momento equivalente, Moe, utilizou-se o maior momento das extremidades de cada pilar (C1M, C2M, C3M e C4M), verificou-se, tal como nos primeiros cenários, que os momentos crescem desde o cenário C1M até ao C4M;
- Como facilmente se pode apreender, os momentos de 2ª ordem, para estes cenários, são superiores aos de 1ª ordem em todos os pilares sendo a maior diferença no P11, em que o momento de 2ª ordem é cerca de 49% superior ao de 1ª;
- Na figura de comparação de armaduras efectivas para os vários cenários segundo o Método da Curvatura Nominal verifica-se, tendo em conta o gráfico dos momentos, que as armaduras de 2ª ordem nos quatro primeiros cenários, em todos os pilares, à excepção do P13, são iguais às respectivas armaduras de 1ª ordem, sendo as dos cenários C3 e C4 superiores às do C1 e do C2 pelo facto de se tratar de envolvente nos primeiros;
- No que toca aos últimos quatro cenários, tal como acontece para o Método da Rigidez Nominal, temos que para os pilares P11 e P13, a Taxa Máxima de armadura é ultrapassada nos cenários C3M e C4M e ainda no P12 no C4M. A Taxa Máxima de armadura no P11 é de 42cm² enquanto no P12 é de 30cm² e, finalmente, no P13 que é de 24cm²;
- A figura de comparação das armaduras adoptadas para os vários cenários é semelhante à das armaduras efectivas;
- De notar que enquanto as armaduras efectivas no P13 nos cenários C3M e C4M eram superiores às efectivas de 1ª ordem do P12, vemos agora que no gráfico das armaduras adoptadas se verifica o inverso. Isto acontece devido ao facto, como já mencionado anteriormente, que nestes cenários a armadura tanto efectiva como adoptada no pilar P13 corresponde à percentagem máxima de armadura (4%) pelo que, então, permanece inalterável nos gráficos, enquanto a armadura de 1ª ordem do P12 aumenta ao passar de efectiva a adoptada;

5.2.2.2. Pilar P2



a)

b)

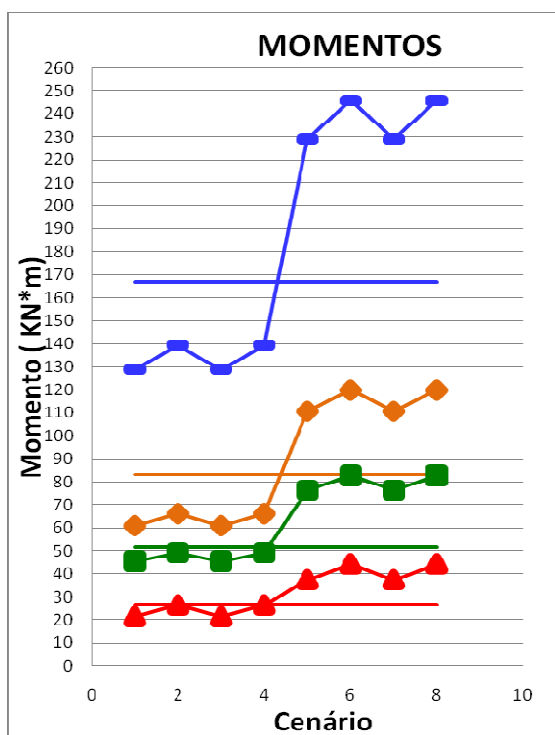


c)

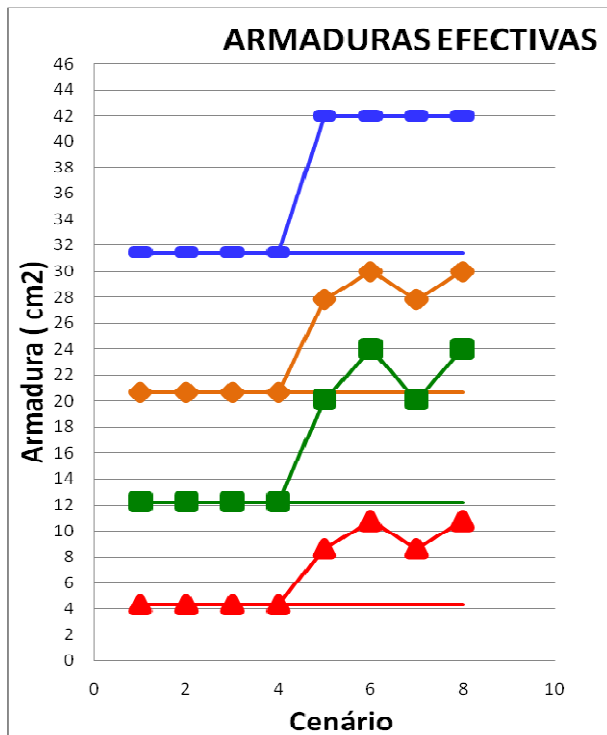
Fig. 5.5 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 2 do PT42A obtidos com o Método da Curvatura Nominal para os diferentes cenários

- Observando a figura de comparação de momentos para os vários cenários segundo o Método da Rigidez Nominal, verifica-se que, em todos os cenários incluindo os quatro últimos, em todos os pilares os momentos nos cenários 1 e 2 são iguais aos dos cenários 3 e 4, respectivamente. Isto deve-se ao facto de, como já se sabe, no Método da Curvatura Nominal se considerar, para além da fluência, os efeitos das imperfeições. Convém recordar que, como já foi dito anteriormente, não existe fluência neste pilar, pelo que a razão dos momentos não serem iguais em todos os cenários é a consideração das imperfeições nos cenários 2 e 4. O momento de 1ª ordem é igual em todos os cenários;
- Tal como no Método da Rigidez Nominal, os momentos de 2ª ordem no pilares P21 e P22 para os quatro primeiros cenários são inferiores aos de 1ª ordem e superiores aos mesmos nos quatro últimos;
- Os momentos nos pilares P23 e P24 são superiores aos de 1ª em todos os cenários;
- No entanto, os momentos no pilar P23 no Método da Curvatura Nominal são superiores aos de 1ª ordem em todos os cenários;
- A consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições conduziu a um agravamento dos momentos de 1ª ordem no 1º piso de 10%;
- No que diz respeito à figura de comparação das armaduras efectivas, tendo em conta o gráfico de momentos, verifica-se que, em todos os pilares, as armaduras efectivas são iguais nos quatro primeiros cenários à excepção do quarto piso (P24);
- As armaduras nos pilares P21, P22 e P23 nestes cenários são superiores às respectivas Taxas Máximas de armadura de cada pilar pelo que, como se tem feito sempre, se resolveu representar apenas as armaduras máximas e não as que eram realmente necessárias;
- As diferenças mais notáveis são nos pilares P23 e P24. No P23, tal como no P24 as armaduras adoptadas de 2ª ordem são coincidentes com as de 1ª nos primeiros quatro cenários;
- Esta figura é praticamente idêntica à anterior não esquecendo, no entanto, que como estamos a falar de armadura adoptada, todas as armadura em todos os pilares em todos os cenários sofrem de um acréscimo relativamente às armaduras efectivas, maior ou menor conforme o possível, e que em vários cenários, as armaduras adoptadas são iguais;
- As diferenças mais notáveis são nos pilares P23 e P24. No P23, tal como no P24 as armaduras adoptadas de 2ª ordem são coincidentes com as de 1ª nos primeiros quatro cenários;

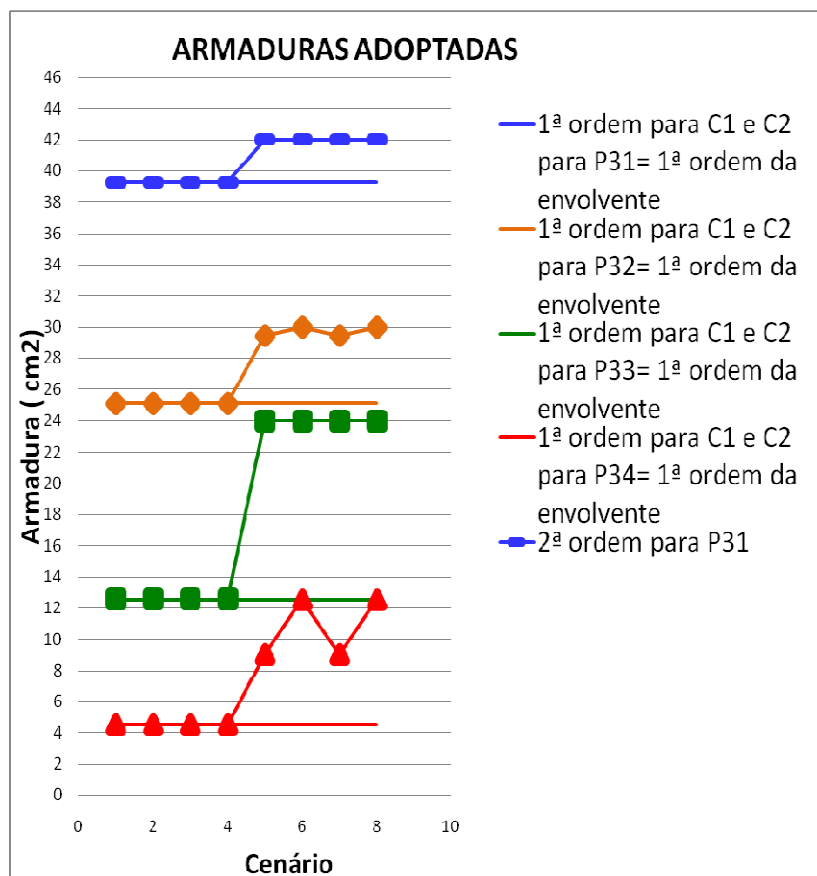
5.2.2.3. Pilar P3



a)



b)



c)

Fig. 5.6 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 3 do PT42A obtidos com o Método da Curvatura Nominal para os diferentes cenários

- Como se pode facilmente observar pelas figuras, as características da evolução do Método da Curvatura Nominal neste pilar são praticamente semelhantes às do Método da Rigidez nominal no mesmo;
- As únicas diferenças em termos de momentos, residem no facto de que, pela aplicação do Método da Curvatura Nominal, os momentos incluindo os efeitos de 2ª ordem no P32 nos quatro primeiros cenários são superiores ao de 1ª ordem do P33 e os momentos no P33 nos quatro últimos cenários são inferiores aos de 1ª ordem do P32, ao contrário do que acontece na Rigidez Nominal;
- A consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições conduziu a um agravamento dos momentos de 1ª ordem no 1º piso de 10%;
- Relativamente à figura 5.6 c), em que se representa a armadura efectivamente adoptada, as conclusões são semelhantes às anteriores;

5.2.3. MÉTODO DO ANEXOH

Neste ponto são apresentados os principais resultados obtidos na análise dos dois pórticos com o Método do ANEXO H que é um método de cálculo dos efeitos globais de 2ª ordem, isto é, na estrutura na sua totalidade. Apesar de ter determinado os momentos para efeitos globais, vou analisar cada pilar separadamente.

5.2.3.1. Pilar P1

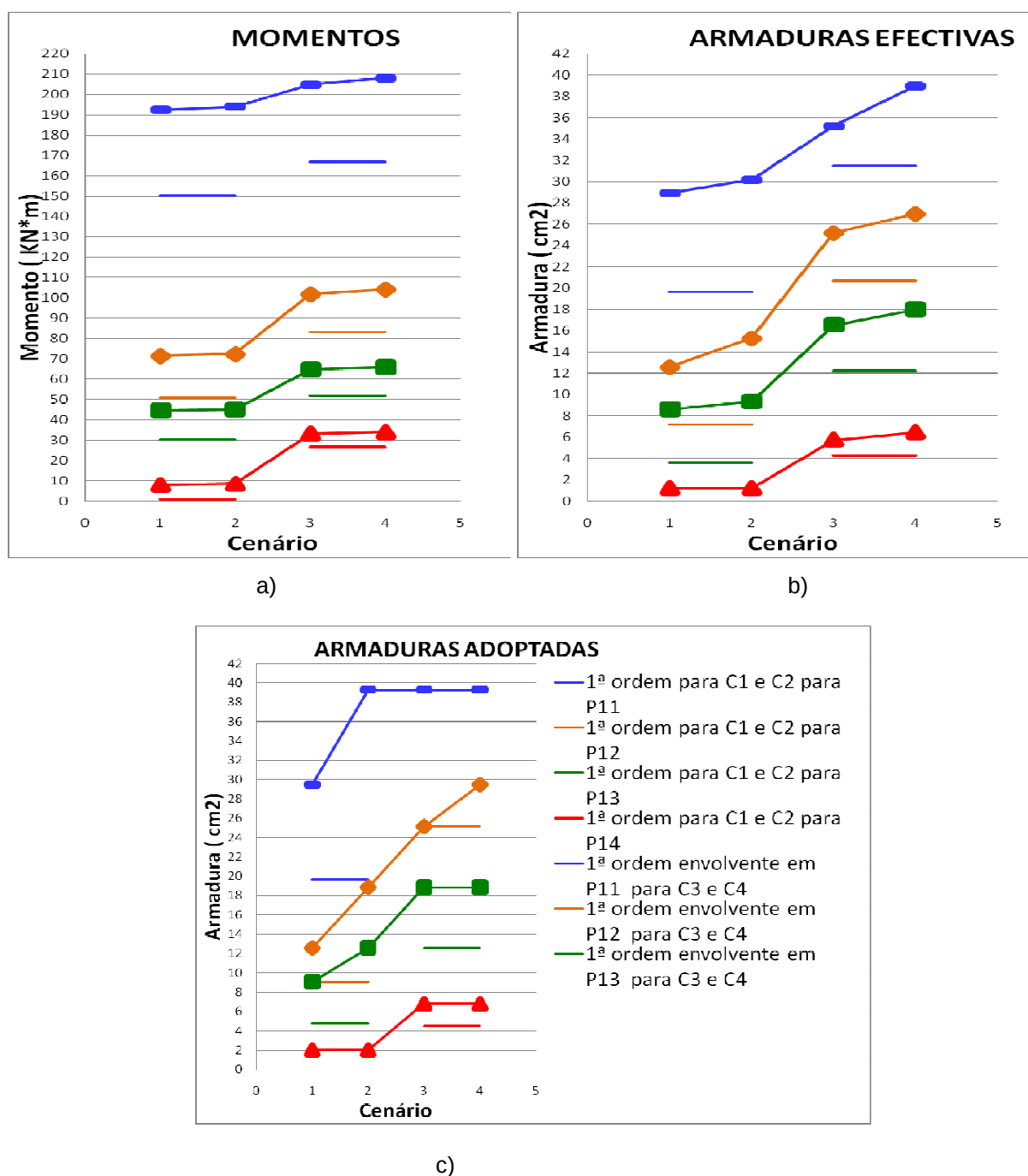
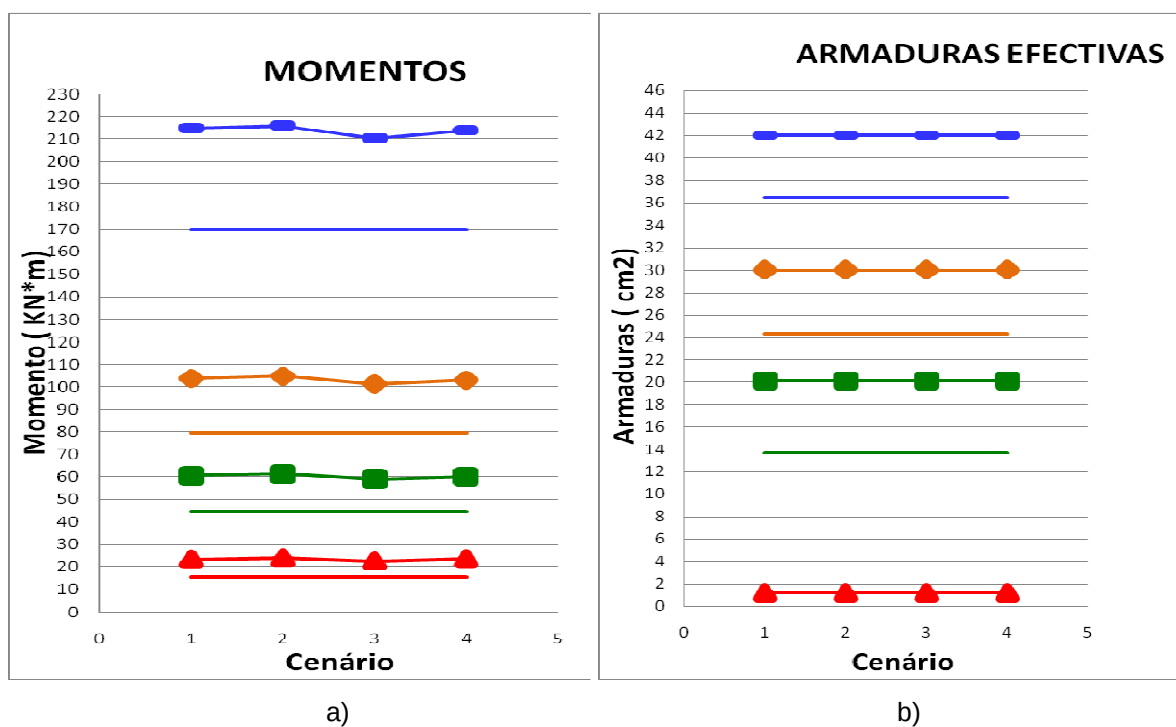
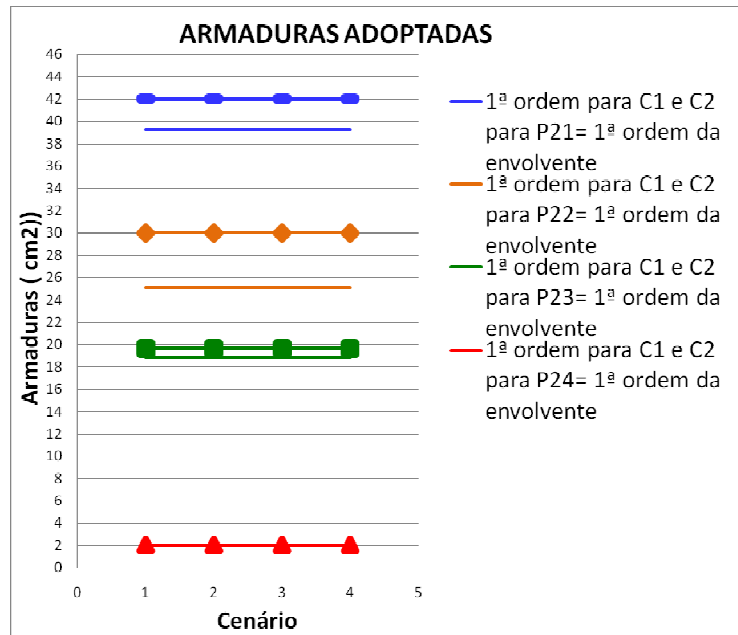


Fig. 5.7 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 1 do PT42A obtidos com o Método do ANEXO H para os diferentes cenários

- Observando a figura de comparação de momentos nos vários cenários segundo o Método do ANEXO H, verifica-se que os momentos de 2ª ordem são superiores aos de 1ª em todos os pilares constituintes do P1 nos quatro cenários;
- Verifica-se, também, que momentos tanto de 1ª como de 2ª ordem nos cenários C3 e C4 são superiores aos do C1 e C2 pelo facto de nos primeiros se tratar de envolvente;
- A consideração dos efeitos da fluência conduziu a aumentos dos momentos cerca de 1,5% entre o cenário 1 e 2, e entre o 3 e o 4;
- Na figura das armaduras efectivamente adoptadas é notável, como seria de esperar, a influência do gráfico anterior. Realmente o gráfico é semelhante ao anterior, não esquecendo que estas armaduras têm maior área que as efectivas na medida em que são as armaduras finais, isto é, as que realmente se irão utilizar para efeitos práticos;
- Em termos de armadura adoptada, a maior diferença reside o pilar P11 no cenário 2 em que esta é cerca de 30% superior à efectiva;
- No pilar P11 as armaduras adoptadas são iguais nos últimos três cenários (30,28cm²) sendo esta armadura igual à de 1ª ordem nos dois últimos;
- As armaduras de 1ª e 2ª ordem adoptadas no cenário 3 no P12 são iguais assim como as do P13 no cenário 1;

5.2.3.2. Pilar P2





c)

Fig. 5.8 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 2 do PT42A obtidos com o Método do ANEXO H para os diferentes cenários

Ao contrário dos métodos anteriores neste pilar, não existe nenhuma relação entre os momentos determinados pelo ANEXO H nos vários cenários sendo, portanto, os momentos de 2ª ordem em cada pilar diferentes uns dos outros. Isto deve-se ao facto de neste método os momentos de 2ª ordem de cada pilar dependem da reacção global da estrutura a uma solicitação que resulta da inicial aliada a um incremento de força, determinado neste método, de maneira a agravar a solicitação horizontal, neste caso a acção do vento, que resulta em novos momentos, superiores aos de 1ª ordem, sendo estes de 2ª ordem. A armadura de 1ª ordem em cada pilar nos cenários analisados é o factor mais importante, na medida em que condiciona a rigidez nominal ($EI_{nominal}$), pela inexistência de relação entre os momentos nos diferentes cenários. De facto, as armaduras de 1ª ordem são iguais nos cenários 1 e 2 e nos cenários 3 e 4 pelo que, sendo o ANEXO H um método de cálculo para efeitos globais, isto é, tem em conta todos os pilares e as vigas pertencentes à estrutura tendo estas últimas pouco peso neste método, não existirá nenhuma relação entre o cenário 1 e 3 nem entre o 2 e 4. Entre o 1 e 2 e o 3 e 4 não existe devido à consideração dos efeitos da fluência. As imperfeições não são consideradas neste método.

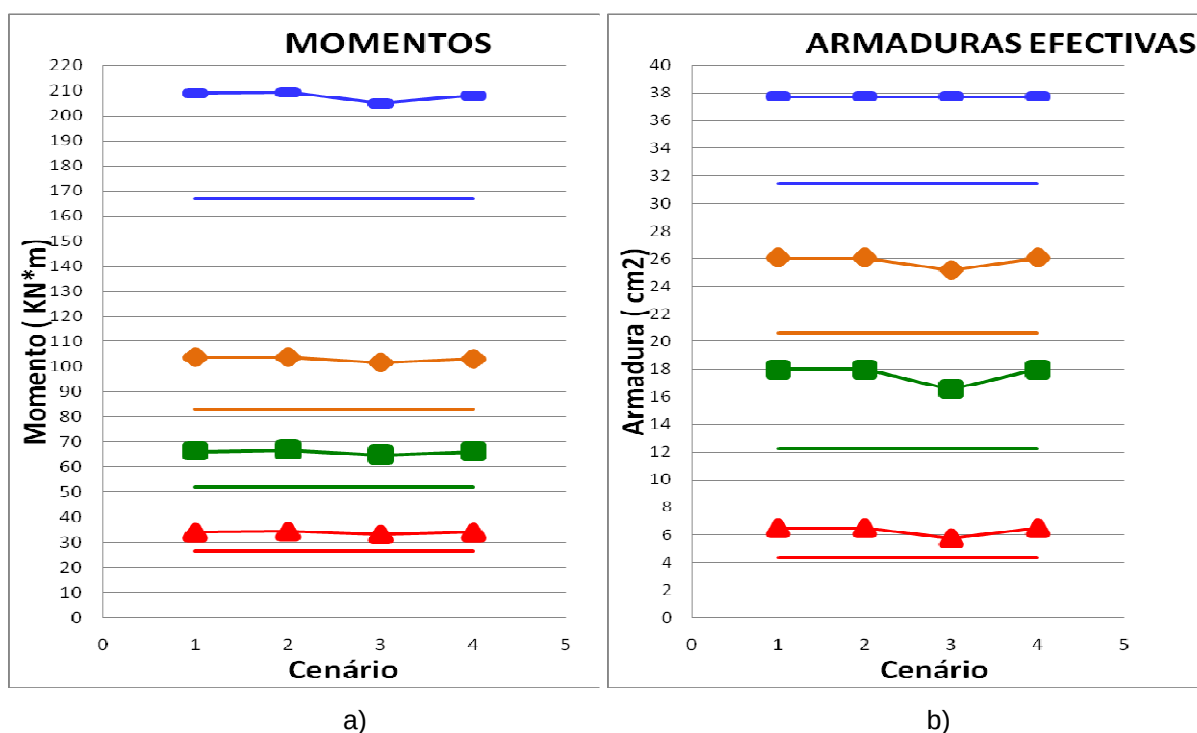
Posto isto, proceder-se-á à análise da figura:

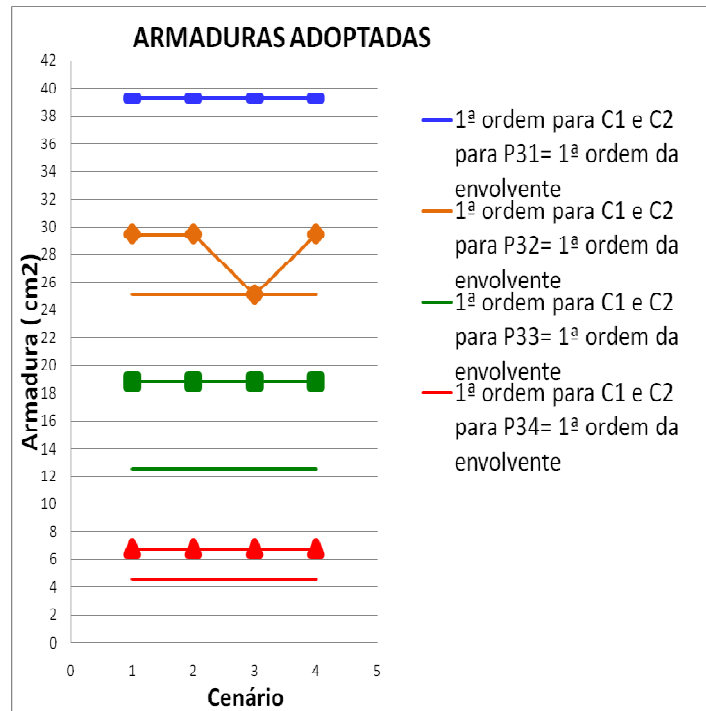
- Observando a figura de momentos verifica-se que, em cada pilar, os momentos incluindo os efeitos de 2ª ordem resultantes da aplicação do Método do ANEXO H são superiores aos de 1ª dos mesmos nos quatro cenários;
- Verifica-se também que os momentos em todos os pilares constituintes do P2 no cenário 1 são menores que os respectivos no cenário 2, assim como os do C3 o são relativamente ao C4. Este acontecimento deve-se ao facto da consideração dos efeitos da fluência nos cenários C2 e C4

não esquecendo, porém, que os efeitos da fluência não são considerados pelo facto de que neste pilar o coeficiente de fluência é nulo nos dois cenários;

- De notar, também, que os momentos em todos os tramos de pilar P2 no cenário 1 são superiores aos do cenário 3 assim como os do C2 o são relativamente ao C4. Isto deve-se ao facto de que as armaduras de 1ª ordem nos dois primeiros cenários na estrutura global são menores que as dos cenários 3 e 4, o que, através da aplicação do Método do ANEXO H, originará maiores momentos de 2ª ordem nos primeiros dois cenários, porque se obtêm menores rigidezes nominais dos pilares;
- Na figura de comparação das armaduras efectivas, é evidente a superioridade das armaduras de 2ª ordem relativamente às de 1ª em todos os pilares para todos os cenários, à excepção do quarto piso (P14) em que são coincidentes;
- As armaduras no P21 e P22 são superiores à Taxa Máxima de armadura, pelo que se resolveu apenas apresentar as respectivas armaduras limite de cada pilar;
- A última figura de comparação das armaduras efectivamente adoptadas é semelhante ao anterior não esquecendo que, como são as armaduras realmente utilizadas, todas as armaduras em todos os pilares em todos os cenários sofrem de um acréscimo relativamente às armaduras efectivas

5.2.3.3. Pilar P3





c)

Fig. 5.9 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 3 do PT42A obtidos com o Método do ANEXO H para os diferentes cenários

- Observando a figura de momentos verifica-se que, tal como no P1 e P2, os momentos de 2ª ordem resultantes da aplicação do Método do ANEXO H são superiores aos de 1ª nos quatro cenários em todos os pisos;
- Verifica-se também que os momentos em todos os tramos do pilar P3 no cenário 1 são menores que os respectivos no cenário 2, assim como os do C3 o são relativamente ao C4, devido à consideração do efeito da fluência nos cenários C2 e C4;
- De notar, também, que os momentos em todos os pilares pertencentes ao P3 no cenário 1 são superiores aos do cenário 3 assim como os do C2 o são relativamente ao C4, pelas razões apontadas para o pilar P2;
- A consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições conduziu a um agravamento dos momentos de 1ª ordem no 1º piso cerca de 2%;
- As armaduras nos diferentes cenários são iguais ou muito próximas;
- É de salientar que a armadura incluindo os efeitos de 2ª ordem no P32 para o cenário C3 coincide com a de 1ª ordem. Isto deve-se ao facto de que o valor do momento reduzido ter dado menor que o dos restantes cenários, e no ábaco utilizado chegou-se à conclusão de que a área efectiva de armadura era muito próxima da de 1ª ordem, pelo que se resolveu adoptar uma armadura de 2ª ordem igual à de 1ª;

5.3. PÓRTICO PT42B

5.3.1. MÉTODO DA RIGIDEZ NOMINAL

5.3.1.1. Pilar P1

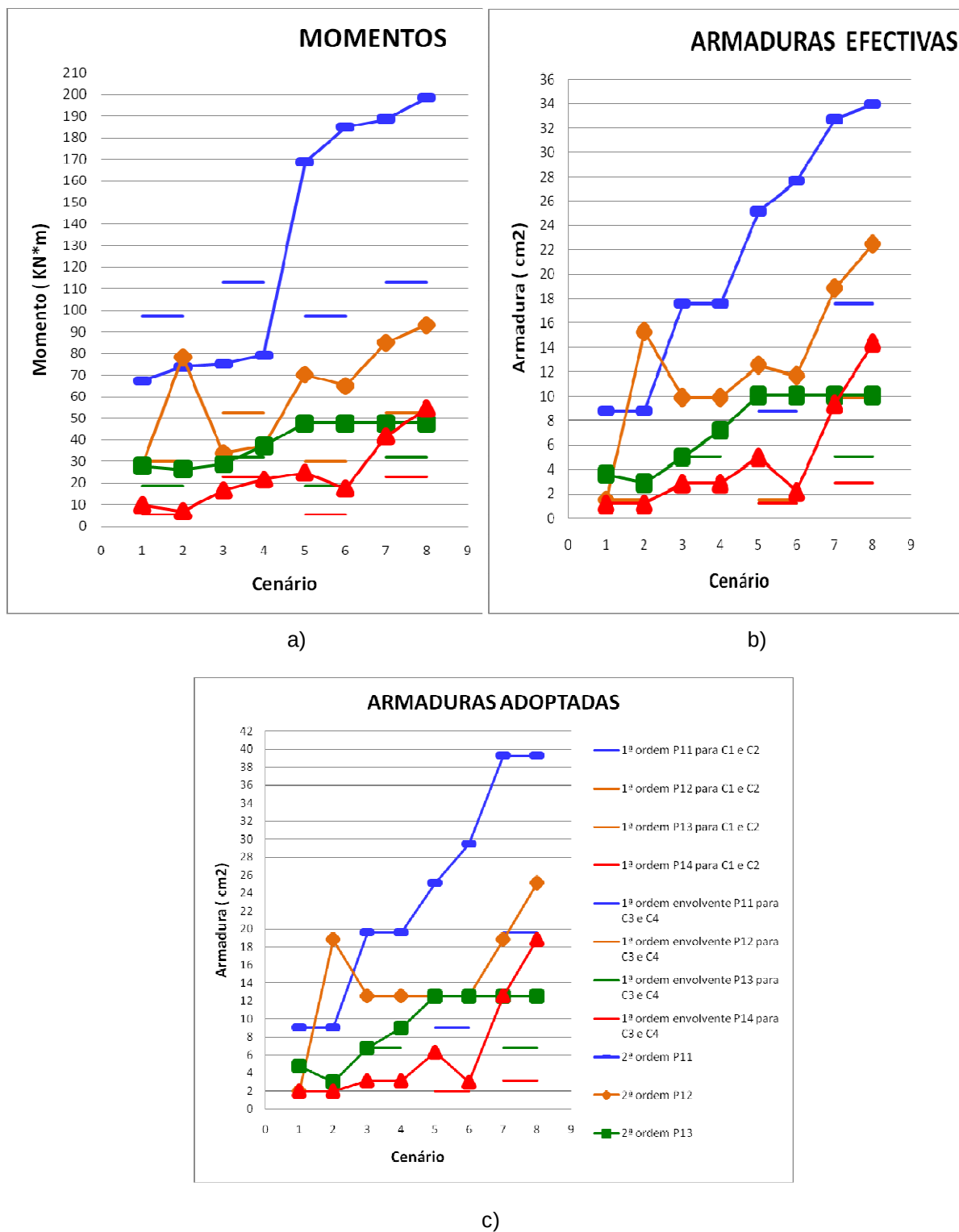


Fig. 5.10 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 1 do PT42B obtidos com o Método da Rigidez Nominal para os diferentes cenários

- Observando a figura relativa à comparação dos momentos dos vários cenários para o Método da Rigidez Nominal verifica-se que no P11 em todos os cenários analisados pelo EC2 os momentos para efeitos de 2ª ordem são menores que o momento de 1ª ordem do respectivo cenário;
- No P12, apenas no cenário 2 é que o momento de 2ª ordem é superior ao de 1ª ordem;
- No P13 é sempre superior, à excepção do cenário 3;
- No último piso os momentos incluindo os efeitos de 2ª ordem são superiores ao de 1ª nos primeiros cenários 1 e 2, e inferiores no 3 e 4;
- Observado a figura, é notável que os momentos de 2ª ordem são superiores aos de 1ª em todos os pilares;
- As evolução dos momentos nos quatro últimos cenários, em todos os pilares, são praticamente idênticas às dos cenários anteriores;
- De notar que os momentos no P13 nestes cenários foram obtidos integralmente pelo REBAP pelo facto de, segundo o Método da Rigidez Nomina usando o maior momento das extremidades, ter resultado um valor muito alto e, portanto, incongruente, como já se mencionou no capítulo anterior para este pórtico nestes cenários, assim como o do cenário 2 no mesmo e ainda no P12 no cenário C2M;
- Na figura de comparação das armaduras efectivas para os vários cenários verifica-se que as armaduras efectivas nos pilares P11 e P14, para os quatro primeiros cenários, coincidem com as armaduras de 1ª ordem;
- A armadura incluindo os efeitos de 2ª ordem para o P12, à excepção do cenário 2, é coincidente com a de 1ª ordem;
- No P13 a armadura de 2ª ordem é sempre superior à de 1ª, à excepção do cenário 3, que é igual;
- Relativamente à figura 5.10 c), em que se representa a armadura efectivamente adoptada, as conclusões são semelhantes às anteriores.

5.3.1.2. Pilar P2

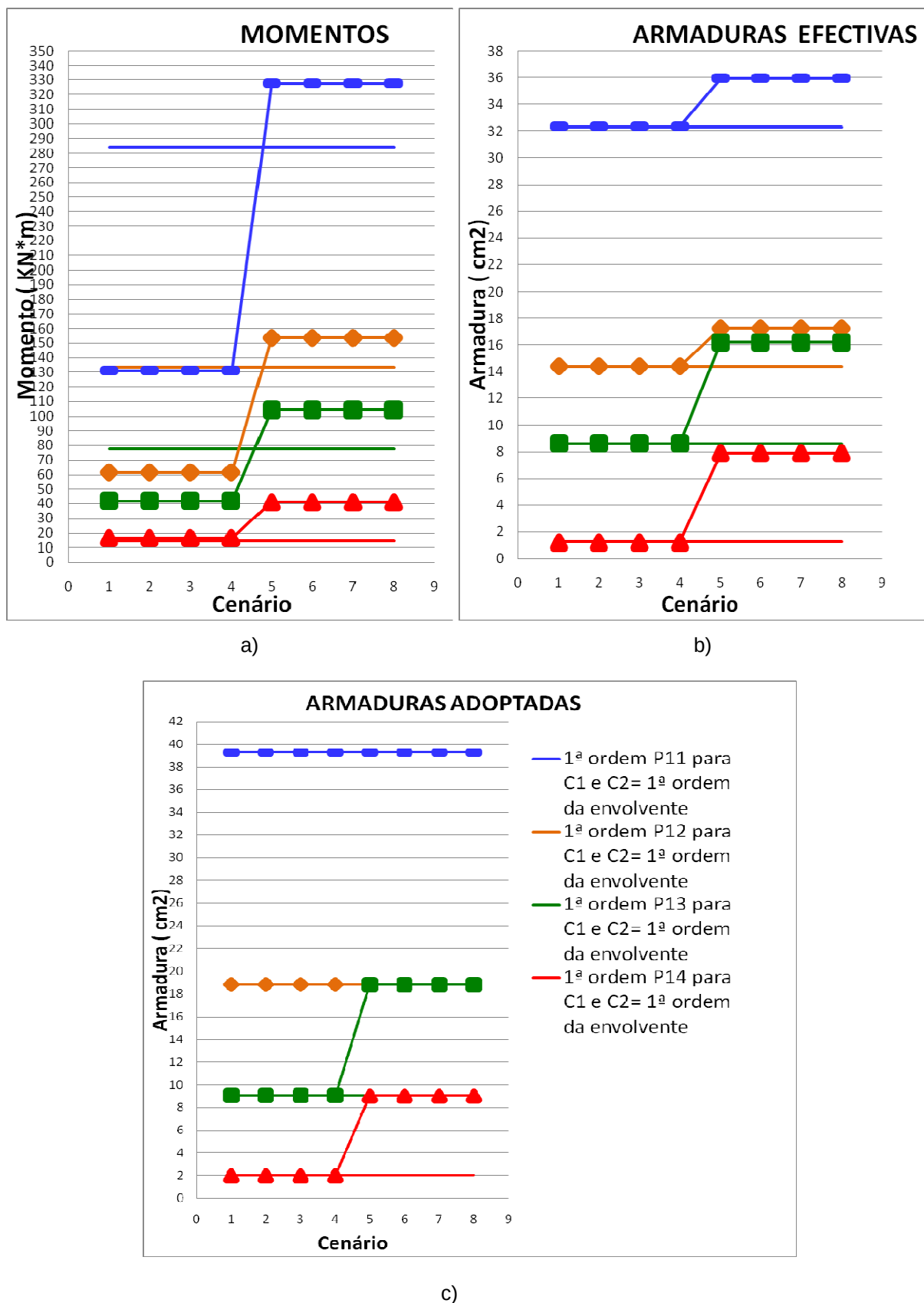
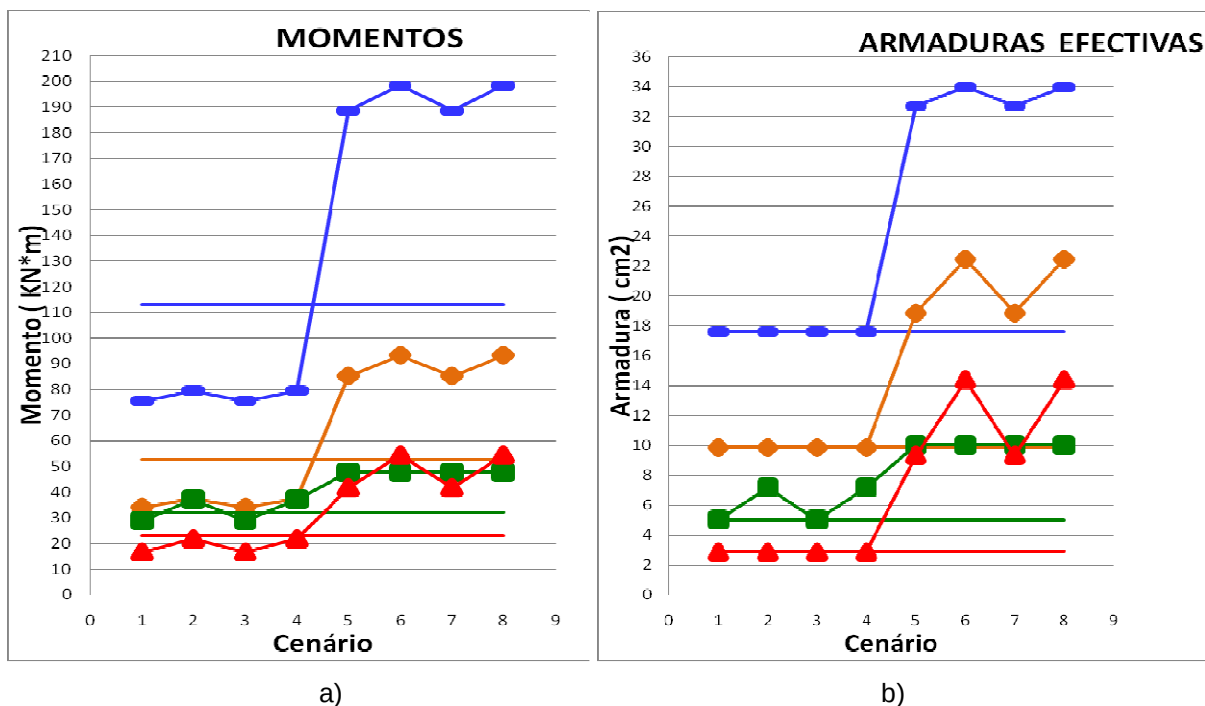
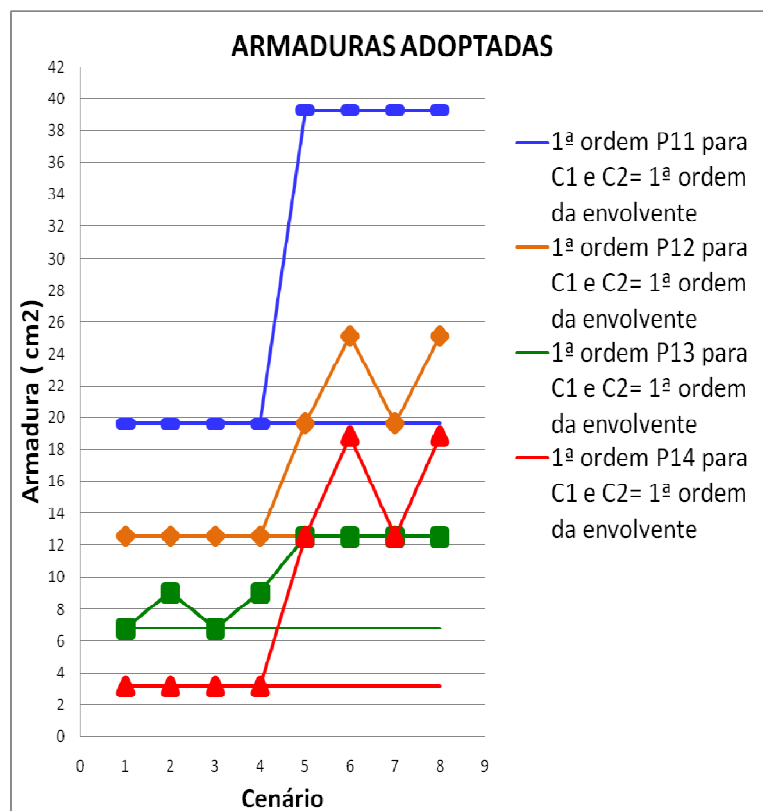


Fig. 5.11 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 2 do PT42B obtidos com o Método da Rigidez Nominal para os diferentes cenários

- A figura de comparação de momentos, de armaduras efectivas e adoptadas, para os vários cenários segundo o Método da Rigidez Nominal mostram, como se viu no Capítulo anterior para o pórtico PT42A, que o pilar P2 é um caso especial;
- Observando a figura dos momentos, e tal como no pilar 2 do pórtico PT42A, evidencia-se, à primeira vista que os momentos nos quatro primeiros cenários, e nos restantes, são exactamente iguais. Este facto foi já explicado no pórtico anterior;
- De notar que os momentos de 2ª ordem em todos os tramos do pilar P2 são inferiores aos de 1ª no quatro primeiros cenários e superiores nos quatro últimos, com excepção do P24, em que são superiores aos de 1ª ordem em todos os cenários;
- As figuras das armaduras efectivas e adoptadas mostram, como seria de esperar visto serem influenciadas pelo gráfico de momentos, que as mesmas são iguais em cada pilar para os quatro primeiros cenários e, também, para os quatro últimos;
- As armaduras efectivas de 2ª ordem, e consequentemente as adoptadas, nos quatro primeiros cenários e em todos os tramos do pilar P2, são coincidentes com as respectivas armaduras de 1ª ordem;

5.3.1.3. Pilar P3





c)

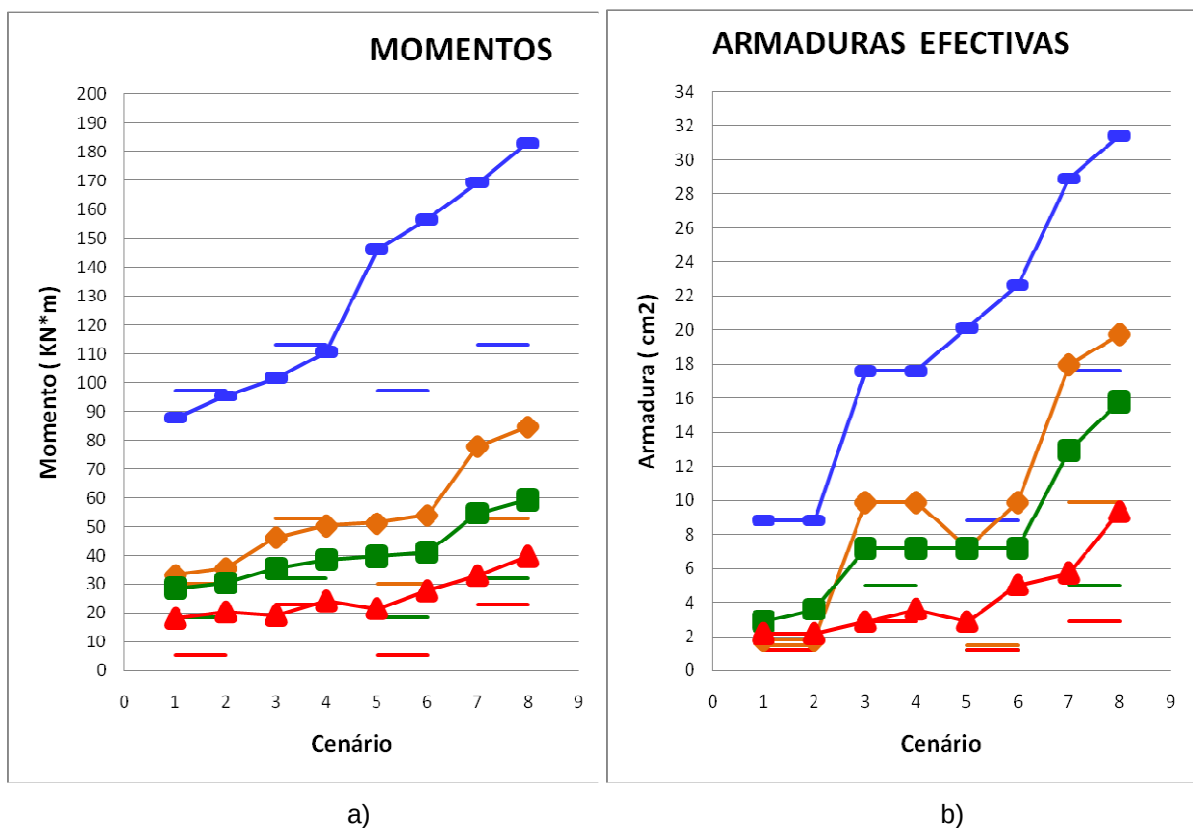
Fig. 5.12 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 3 do PT42B obtidos com o Método da Rigidez Nominal para os diferentes cenários

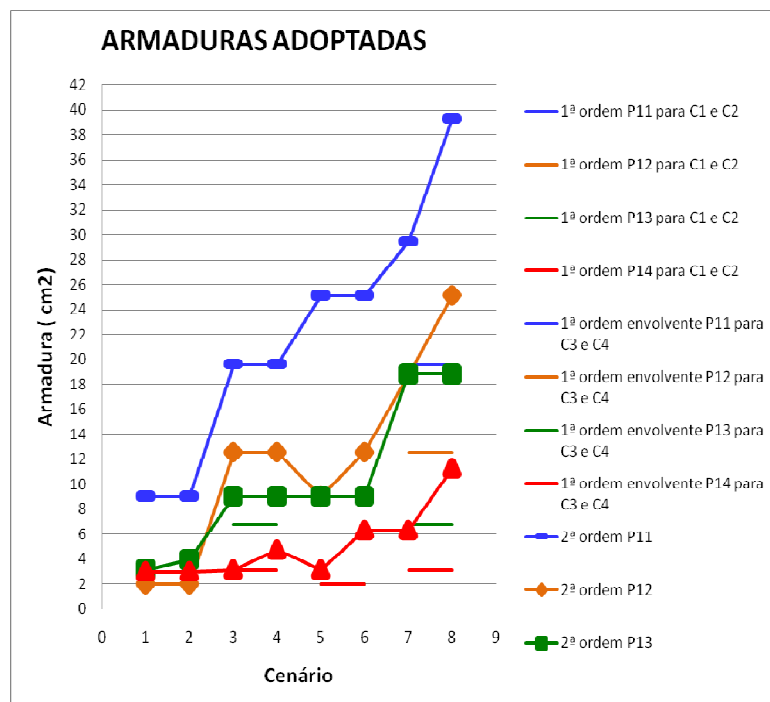
- As figuras de comparação de momentos, de armaduras efectivas e adoptadas, para os vários cenários segundo o Método da Rigidez Nominal mostram, como já verificado e mencionado para o mesmo pilar do pórtico anterior, a relação que, neste pilar, existe entre os cenários 1 e 3 e o 2 e 4 em que se concluiu, então, que as características das figuras dos pilares P1 e P3, que são iguais, no cenário 3, idênticas à do P3 do cenário 1, concluiu-se, também, que as dos mesmos no cenário 4 idênticas à do P3 do cenário 2, não esquecendo que nestes últimos cenários se considera os efeitos da fluência e das imperfeições. De notar que os momentos de 1ª ordem em cada troço do pilar são os mesmos independentemente do cenário;
- Observando a figura relativa à comparação dos momentos verifica-se que, em todos os pisos, os momentos nos cenários C1e C2 são exactamente os mesmos do C3 e C4, sendo os momentos nos cenários C2 e C4 ligeiramente superiores devido à consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições;
- O mesmo, acima referido, acontece em relação aos quatro restantes cenários (C1M, C2M, C3M e C4M);
- Verifica-se que os momentos incluindo os efeitos de 2ª ordem são, em todos os pisos, inferiores aos de 1ª ordem, isto é, nos cenários C1, C2, C3 e C4, à excepção do pilar P33 nos cenários C2 e C4, que são superiores;

- De notar que os momentos no P33 nos quatro últimos cenários (C1M, C2M, C3M e C4M) foram obtidos integralmente pelo REBAP;
- De notar que, apesar de os momentos serem inferiores, as armaduras no P32 nos quatro últimos cenários são superiores à armadura de 1ª ordem do P31. Este facto explica-se na medida em que a relação dos momentos com as dimensões no P32 é superior em comparação com o P31;
- Relativamente à figura 5.12 c), em que se representa a armadura efectivamente adoptada, as conclusões são semelhantes às anteriores

5.3.2. MÉTODO DA CURVATURA NOMINAL

5.3.2.1. Pilar P1





c)

Fig. 5.13 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 1 do PT42B obtidos com o Método da Curvatura Nominal para os diferentes cenários

- No P12 os momentos de 2ª ordem são superiores aos de 1ª nos cenários C1 e C2, e inferiores no C3 e C4;
- No P13 os momentos nos quatro primeiros cenários são sempre superiores aos de 1ª ordem;
- No P14, apenas no cenário C3 é inferior ao de 1ª ordem;
- Como se pode observar, os momentos de 2ª ordem nos cenários C3 e C4 são superiores aos do C1 e C2, devido, como já mencionado anteriormente, ao facto de nos dois primeiros, apenas temos uma combinação enquanto nos restantes dois se consideram quatro combinações;
- No que diz respeito aos cenários em que os momentos foram determinados pelo Método da Curvatura Nominal, mas em vez de usar o momento equivalente, Moe, utilizou-se o maior momento das extremidades de cada pilar (C1M, C2M, C3M e C4M), verificou-se, tal como nos primeiros cenários, que os momentos crescem desde o cenário C1M até ao C4M e que estes são superiores aos de 1ª ordem dos respectivos pilares em todos os pisos;
- Na figura de comparação de armaduras efectivas para os vários cenários verifica-se que as armaduras de 2ª ordem nos quatro primeiros cenários no pilar 1 são iguais às respectivas armaduras de 1ª ordem, sendo as dos cenários C3 e C4 superiores às do C1 e do C2 pelo facto de se tratar de envolvente nos primeiros;
- Apesar de os momentos serem inferiores, as armaduras no P13 nos cenários 1 e 2 são superiores à armadura incluindo os efeitos de 2ª ordem do P22. Este facto explica-se na medida em que a relação dos momentos com as dimensões no P13 é superior em comparação com o P12;

- As armaduras, no P13, são iguais nos cenários C3, C4, C1M e C2M.
- A figura de comparação das armaduras adoptadas para os vários cenários é semelhante à das armaduras efectivas;

5.3.2.2. Pilar P2

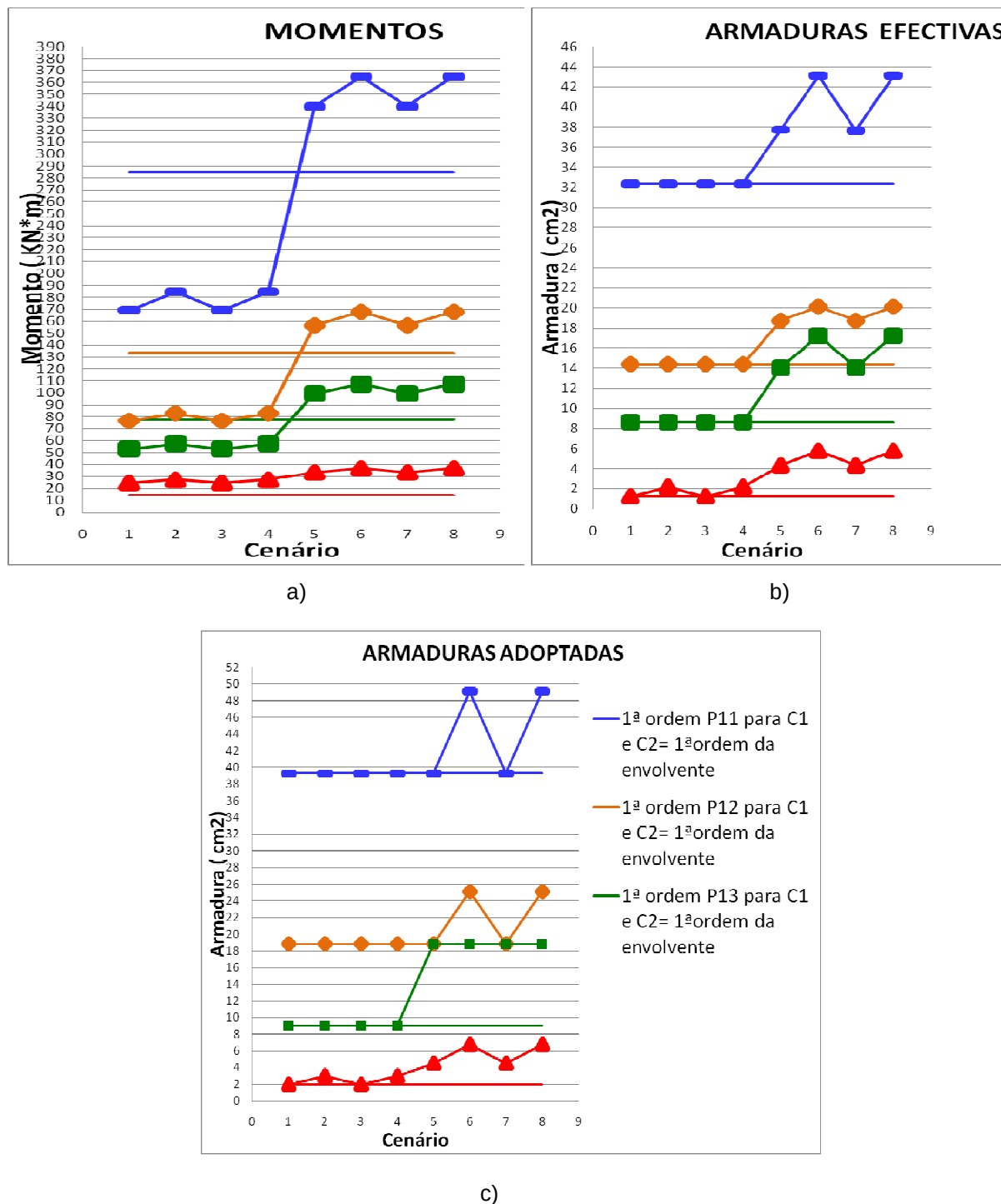
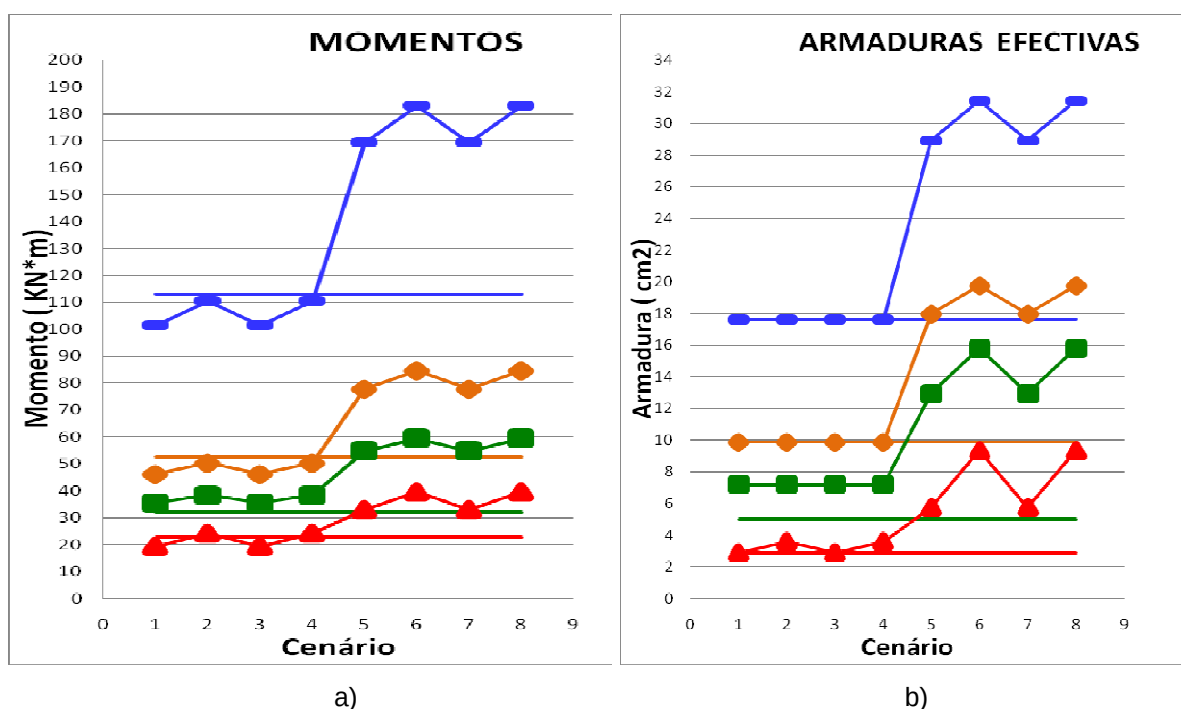
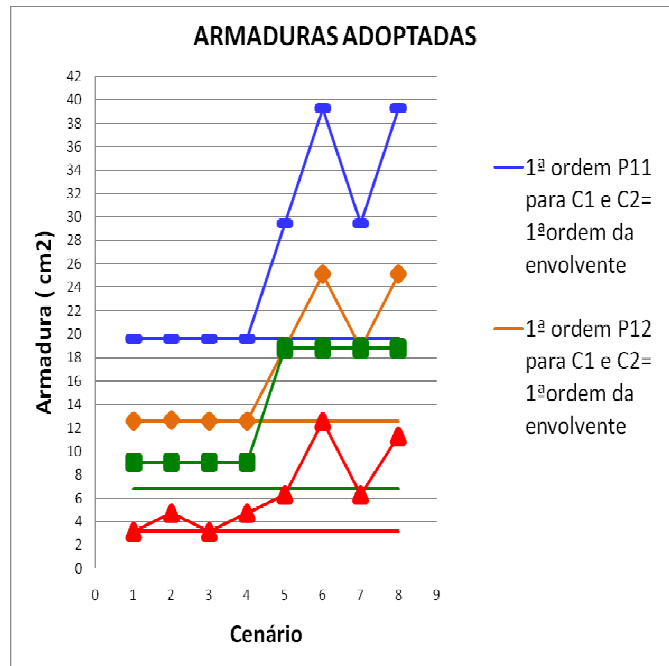


Fig. 5.14 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 2 do PT42B obtidos com o Método da Curvatura Nominal para os diferentes cenários

- Observando a figura de comparação de momentos para os vários cenários segundo o Método da Curvatura Nominal, verifica-se que, em todos os cenários incluindo os quatro últimos, em todos os pilares os momentos nos cenários 1 e 2 são iguais aos dos cenários 3 e 4, respectivamente. Isto deve-se ao facto de, como já se sabe, no Método da Curvatura Nominal se considerar, para além da fluência, os efeitos das imperfeições. Convém recordar que, como já foi dito anteriormente, não existe fluência neste pilar, pelo que a razão dos momentos não serem iguais em todos os cenários é a consideração das imperfeições nos cenários 2 e 4. O momento de 1ª ordem é igual em todos os cenários;
- Tal como no Método da Rigidez Nominal, os momentos incluindo os efeitos de 2ª ordem nos pilares P21 e P22 e P23 para os quatro primeiros cenários são inferiores aos de 1ª ordem e superiores aos mesmos nos quatro últimos;
- Os momentos no P24 são superiores aos de 1ª em todos os cenários;
- No que diz respeito à figura de comparação das armaduras efectivas verifica-se que, em todos os pilares, as armaduras efectivas são iguais e coincidentes com as de 1ª ordem nos quatro primeiros cenários à excepção do quarto piso (P24);
- De notar que apesar de os momentos serem inferiores no cenário C2M e C4M, as armaduras efectivas do pilar P23 é superior ao de 1ª ordem do pilar P22. Este facto explica-se na medida em que a relação dos momentos com as dimensões no P23 é superior em comparação com o P22;
- Nos cenários C2M e C4M as armaduras efectivas do pilar P23 são superiores às de 1ª ordem do pilar P22 apesar dos momentos instalados serem inferiores, devido às dimensões do pilar P23 serem menores.

5.3.2.3. Pilar P3





c)

Fig. 5.15 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 3 do PT42B obtidos com o Método da Curvatura Nominal para os diferentes cenários

- Como se pode observar pelas figuras, as características da evolução do Método da Curvatura Nominal neste pilar são praticamente similares às do Método da Rigidez nominal no mesmo;
- Os momentos incluindo os efeitos de 2ª ordem nos pilares P31 e P32 são inferiores aos de 1ª respectivos nos primeiros quatro cenários, sendo no P33 superiores;
- Os momentos no P34 são inferiores ao de 1ª ordem nos cenários C1 e C3;
- A consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições conduziu a um agravamento dos momentos de 1ª ordem no 1º piso de 10%;
- Nos restantes quatro cenários os momentos de 2ª ordem são superiores aos de 1ª ordem dos respectivos pilares;
- De notar que apesar de os momentos serem inferiores nos quatro últimos cenários, as armaduras efectivas do pilar P32 é superior ao de 1ª ordem do pilar P31. Este facto explica-se na medida em que a relação dos momentos com as dimensões no P23 é superior em comparação com o P22;
- Relativamente à figura 5.15 c), em que se representa a armadura efectivamente adoptada, as conclusões são semelhantes às anteriores;

5.3.3. MÉTODO DO ANEXO H

Neste ponto são apresentados os principais resultados obtidos na análise dos dois pórticos com o Método do ANEXO H que é um método de cálculo dos efeitos globais de 2ª ordem, isto é, na estrutura

na sua totalidade. Apesar de ter determinado os momentos para efeitos globais, vou analisar cada pilar separadamente.

5.3.3.1. Pilar P1

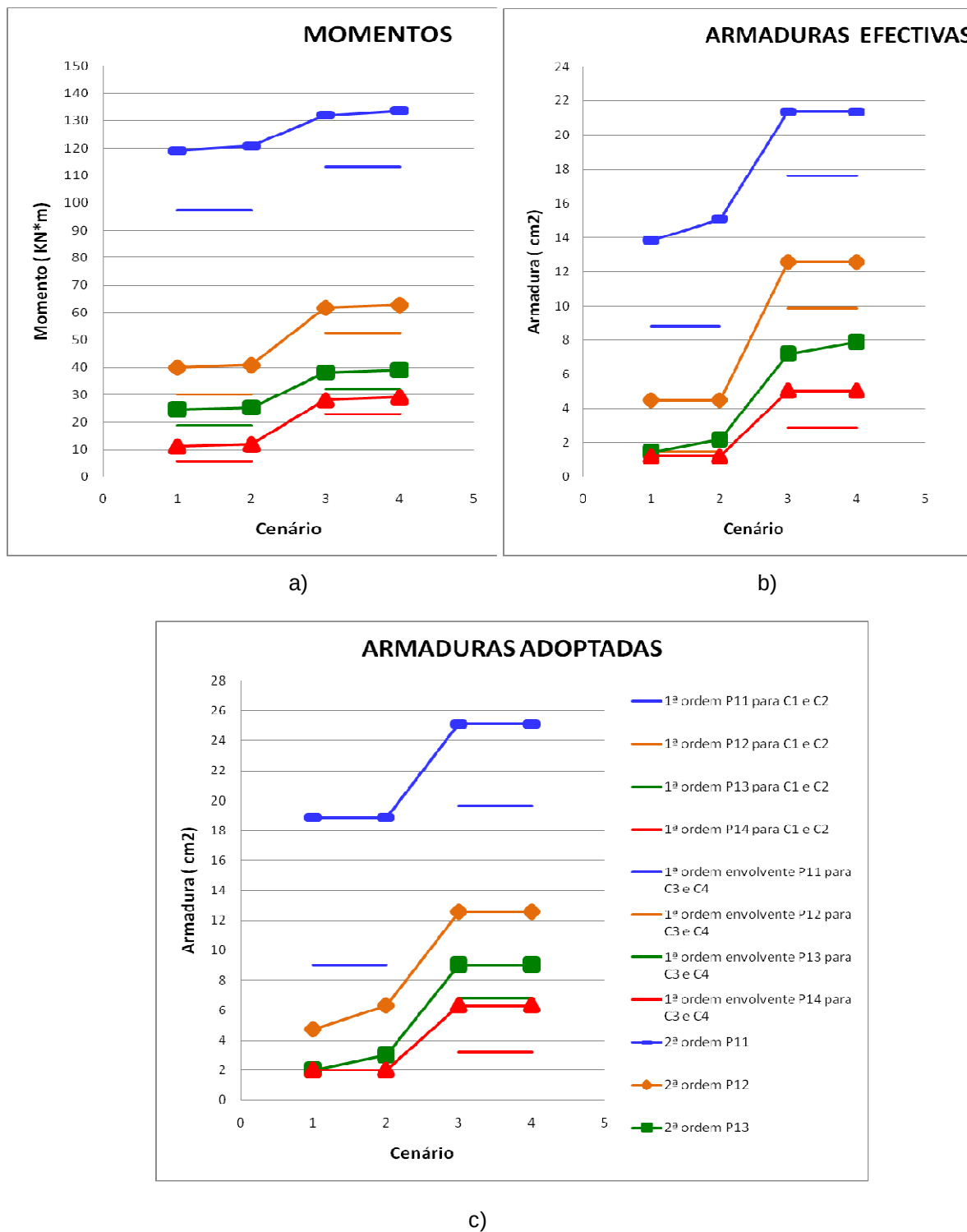
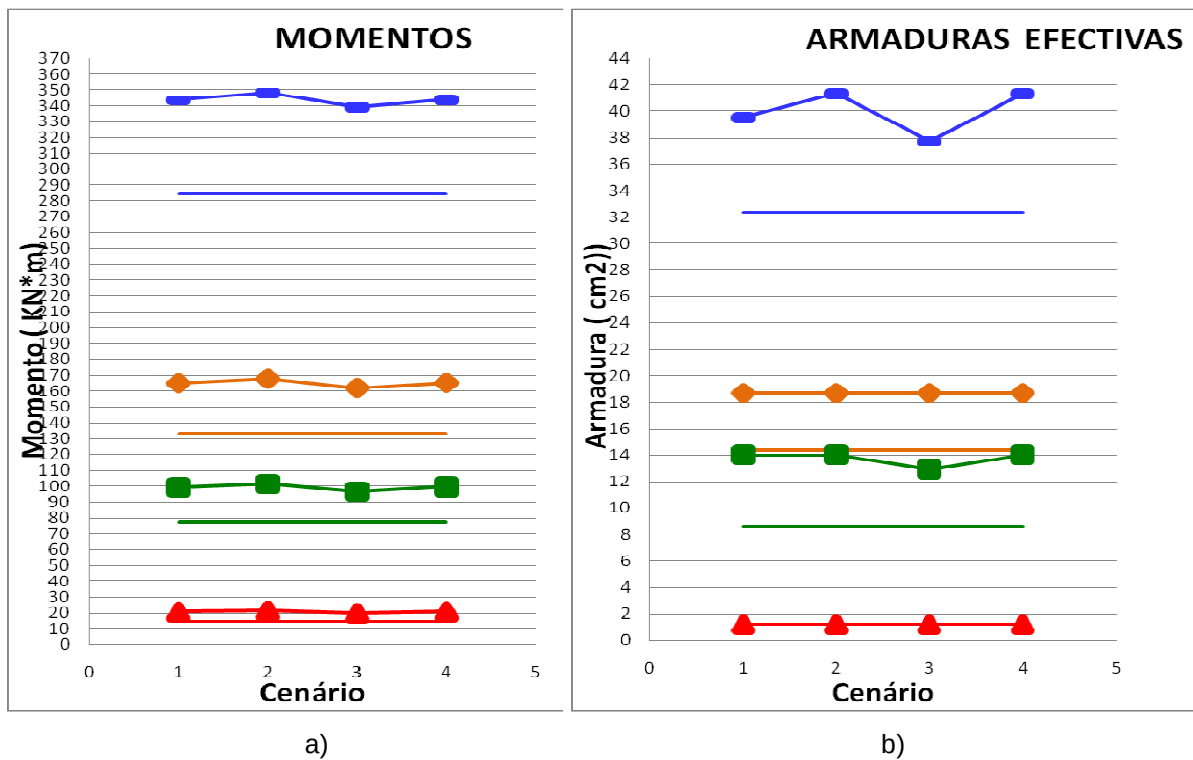
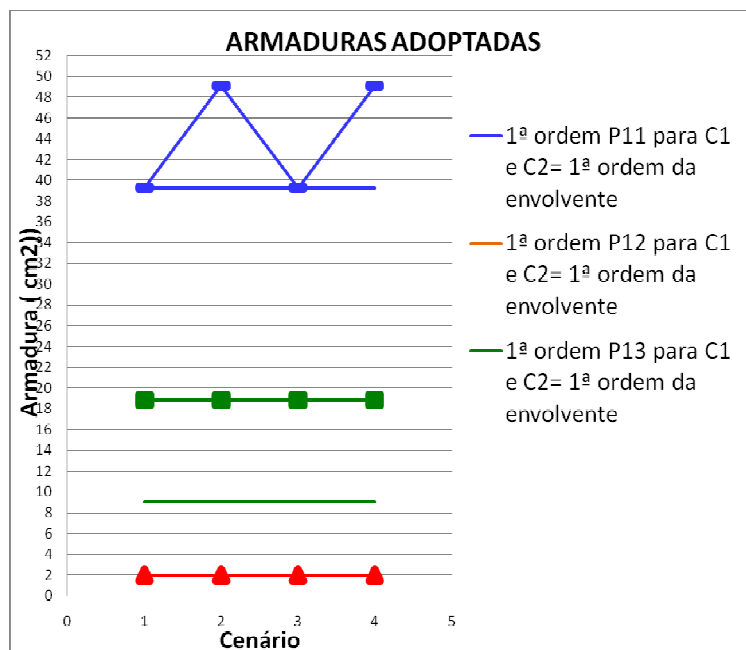


Fig. 5.16 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 1 do PT42B obtidos com o Método do ANEXO H para os diferentes cenários

- Observando a figura de comparação de momentos nos vários cenários segundo o Método do ANEXO H, verifica-se que os momentos de 2ª ordem são superiores aos de 1ª em todos os pilares constituintes do P1 nos quatro cenários;
- Os momentos de 2ª ordem vão aumentando desde o cenário C1 até ao C4;
- Verifica-se, também, que momentos tanto de 1ª como de 2ª ordem nos cenários C3 e C4 são superiores aos do C1 e C2 pelo facto de nos primeiros se tratar de envolvente;
- Na figura de armaduras efectivas como se pode facilmente observar as armaduras de 2ª ordem são superiores às de 1ª nos quatro cenários em todos os pilares, à excepção do P14 nos primeiros dois em que são coincidentes;

5.3.3.2. Pilar P2





c)

Fig. 5.17 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 2 do PT42B obtidos com o Método do ANEXO H para os diferentes cenários

Ao contrário dos métodos anteriores neste pilar, não existe nenhuma relação entre os momentos determinados pelo ANEXO H nos vários cenários sendo, portanto, os momentos de 2ª ordem em cada pilar diferentes uns dos outros. Isto deve-se ao facto de, como já explicado no capítulo 4 neste método os momentos de 2ª ordem de cada pilar dependem da reacção global da estrutura a uma solicitação que resulta da inicial aliada a um incremento de força, determinado neste método, de maneira a agravar a solicitação horizontal, neste caso a acção do vento, que resulta em novos momentos, superiores aos de 1ª ordem, sendo estes de 2ª ordem. A armadura de 1ª ordem em cada pilar nos cenários analisados é o factor mais importante, na medida em que condiciona a rigidez nominal ($EI_{nominal}$), pela inexistência de relação entre os momentos nos diferentes cenários. De facto, as armaduras de 1ª ordem são iguais nos cenários 1 e 2 e nos cenários 3 e 4 pelo que, sendo o ANEXO H um método de cálculo para efeitos globais, isto é, tem em conta todos os pilares e as vigas pertencentes à estrutura tendo estas últimas pouco peso neste método, não existirá nenhuma relação entre o cenário 1 e 3 nem entre o 2 e 4. Entre o 1 e 2 e o 3 e 4 não existe devido à consideração dos efeitos da fluência. As imperfeições não são consideradas neste método.

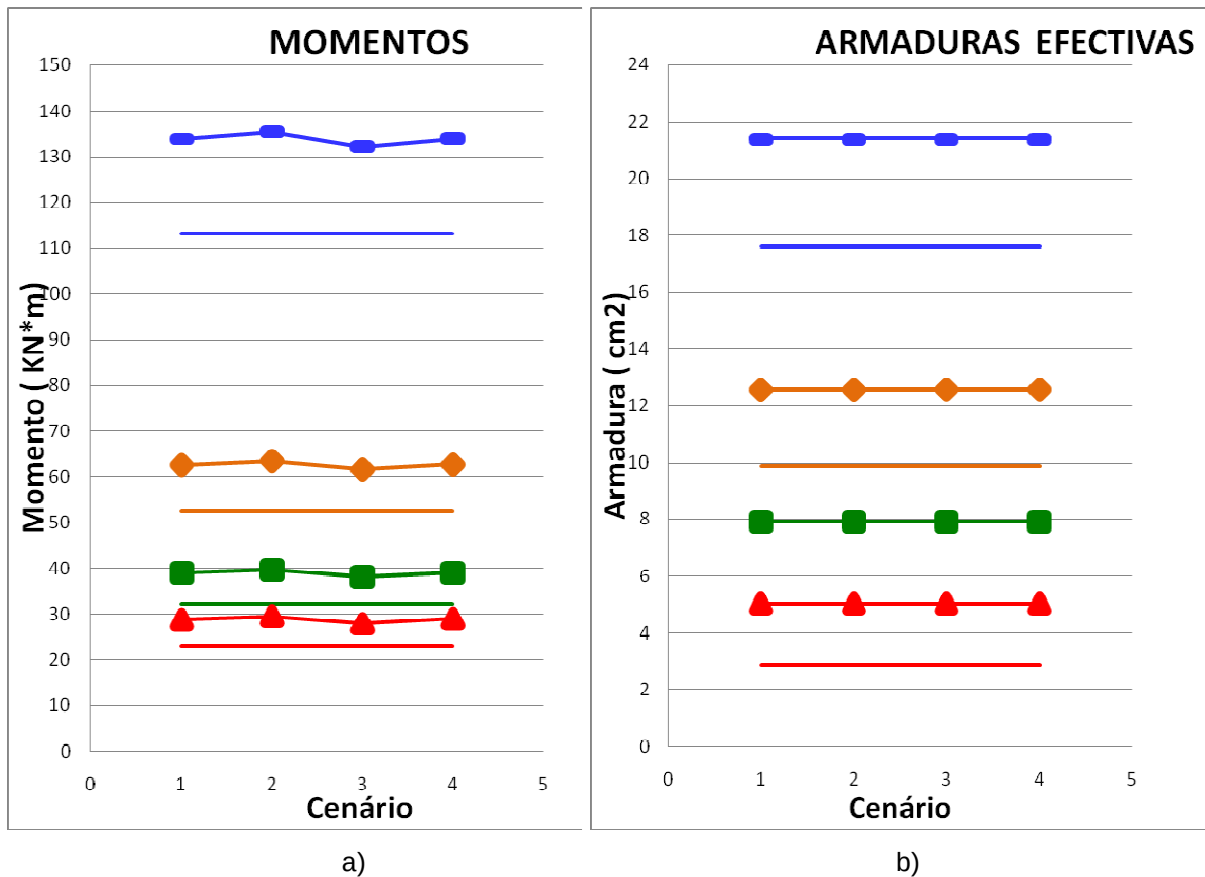
Posto isto, proceder-se-á à análise da figura:

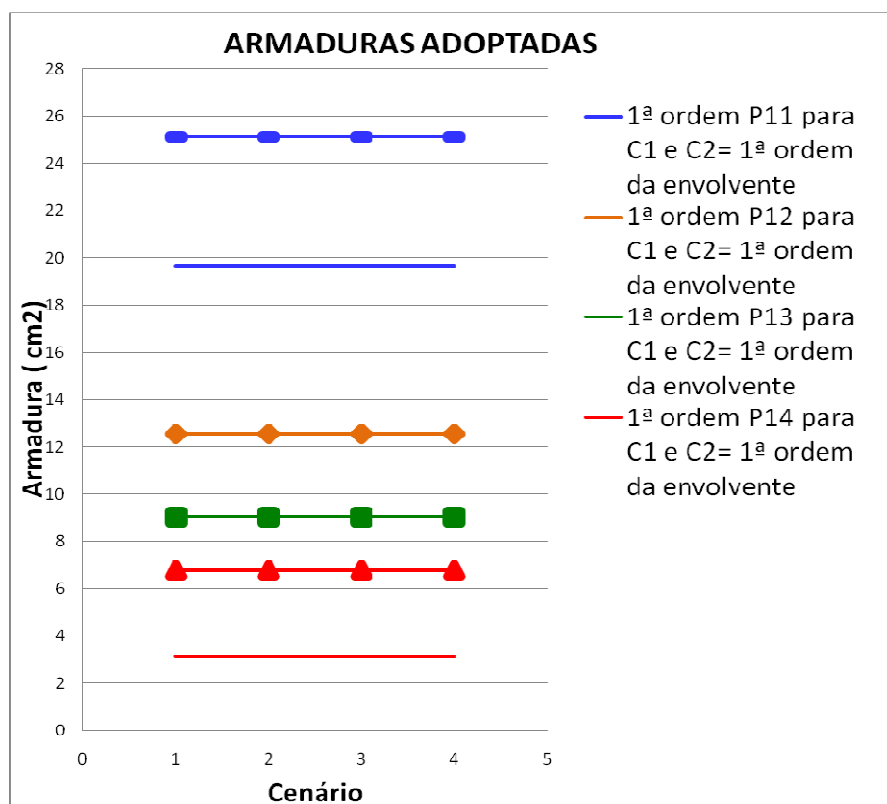
- Observando a figura de momentos verifica-se que, em cada pilar, os momentos incluindo os efeitos de 2ª ordem resultantes da aplicação do Método do ANEXO H são superiores aos de 1ª dos mesmos nos quatro cenários;
- Verifica-se também que os momentos em todos os pilares constituintes do P2 no cenário 1 são menores que os respectivos no cenário 2, assim como os do C3 o são relativamente ao C4. Este acontecimento deve-se ao facto da consideração dos efeitos da fluência nos cenários C2 e C4

não esquecendo, porém, que os efeitos da fluência não são considerados pelo facto de que neste pilar o coeficiente de fluência é nulo nos dois cenários;

- De notar, também, que os momentos em todos os pilares pertencentes ao P2 no cenário 1 são superiores aos do cenário 3 assim como os do C2 o são relativamente ao C4. Isto deve-se ao facto de que as armaduras de 1ª ordem nos dois primeiros cenários na estrutura global são menores que as dos cenários 3 e 4, o que, através da aplicação do Método do ANEXO H, originará maiores momentos de 2ª ordem no primeiros dois cenários;
- Na última figura de comparação das armaduras efectivamente adoptadas verifica-se, à primeira vista, que as armaduras adoptadas incluindo os efeitos de 2ª ordem nos pilares P22 e P23 são coincidentes, e também o são relativamente à de 1ª ordem do pilar P22;

5.3.3.3. Pilar P3





c)

Fig. 5.18 Comparação dos momentos, armaduras efectivas e adoptadas do pilar 2 do PT42B obtidos com o Método do ANEXO H para os diferentes cenários

- Observando a figura de momentos verifica-se que, tal como no P1 e P2, os momentos de 2ª ordem resultantes da aplicação do Método do ANEXO H são superiores aos de 1ª nos quatro cenários em todos os pisos;
- Verifica-se também que os momentos, tal como no pilar P2, em todos os pilares constituintes do P3 no cenário 1 são menores que os respectivos no cenário 2, assim como os do C3 o são relativamente ao C4. Este acontecimento deve-se ao facto da consideração do efeito da fluência nos cenários C2 e C4;
- Tal como para o pilar P2, os momentos em todos os tramos do pilar P3 no cenário 1 são superiores aos do cenário 3 assim como os do C2 o são relativamente ao C4. Isto deve-se ao facto de que as armaduras de 1ª ordem nos dois primeiros cenários na estrutura global são menores que as dos cenários 3 e 4, o que, através da aplicação do Método do ANEXO H, originará maiores momentos de 2ª ordem no primeiros dois cenários;
- A consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições conduziu a um agravamento dos momentos de 1ª ordem no 1º piso cerca de 2%;
- A última figura de comparação das armaduras efectivamente adoptadas é semelhante à anterior.

6. Considerações Finais

6.1 . CONCLUSÕES

O objectivo deste trabalho consistiu em analisar e comparar as metodologias preconizadas no Eurocódigo 2 para a quantificação dos efeitos de 2ª ordem em estruturas de betão armado. As metodologias são, como é sabido, o Método da Rigidez Nominal, Curvatura Nominal e uma de cálculo dos efeitos globais de 2ª ordem, habitualmente designada por Método do ANEXO H. O estudo incidiu na análise de um pórtico com uma variante à sua geometria, no qual se avaliou a influência de se considerar apenas a combinação mais desfavorável, ou então a envolvente de todas as combinações e, ainda, a influência da consideração dos efeitos da fluência e das imperfeições geométricas.

Os estudos efectuados permitiram extrair as seguintes principais conclusões:

- A aplicação do Método da Rigidez Nominal previsto no EC2, utilizando os momentos equivalentes de 1ª ordem, conduziu a valores de momentos finais, geralmente, inferiores aos de 1ª ordem, pelo que as secções dos pilares não são condicionadas pelos efeitos de 2ª ordem;
- Os efeitos da fluência levaram a aumentos percentuais dos momentos que podem atingir os 20%, pelo que o efeito deste fenómeno é já nestes casos significativo;
- Aplicando o Método da Curvatura Nominal preconizado no EC2, utilizando os momentos equivalentes de 1ª ordem tal como para o da Rigidez Nominal, chegou-se conclusões semelhantes às do método anterior, excepto no que se refere aos dois últimos pisos em que os momentos de 2ª ordem foram superiores aos de 1ª em vários casos;
- Os efeitos da fluência levaram a aumentos percentuais dos momentos na ordem dos 11%, inferior ao do Método da Rigidez Nominal, pelo que o efeito deste fenómeno não é muito significativo;
- A expressão prevista para o cálculo do comprimento de encurvadura conduziu em muitos pilares a valores irrealista, essencialmente nos casos em que um dos momentos das extremidades é muito baixo implicando a obtenção de uma rigidez da ligação dessa extremidade também muito baixa.
- Nos métodos baseados numa rigidez nominal, o coeficiente de majoração do valor do momento flector resultante da análise linear tende para valores muito elevados quando o nível do esforço axial se aproxima dos valores da carga crítica, situação que ocorre, em particular, quando se obtêm comprimentos de encurvadura muito elevados.
- O Método do ANEXO H foi o que conduziu a melhores resultados. Com efeito, devido às características deste método, já mencionadas no Capítulo 2, obtiveram-se sempre, e em ambos os pórticos analisados, momentos superiores aos de 1ª ordem, que, em termos da análise efectuada, se revelaram como os mais adequados para o dimensionamento da estrutura.
- Como já mencionado, apresentam-se, também, os resultados, obtidos com os métodos da Rigidez Nominal e da Curvatura Nominal mas em que se utilizou o momento de 1ª ordem das extremidades dos pilares, em vez do momento de 1ª ordem equivalente estipulado pelo EC2,

M_{0e} , apenas válido quando as estruturas são de nós fixos, sendo designadas como RNM e CNM. Os resultados com estes novos momentos de 1ª ordem foram bastante mais satisfatórios que os anteriores, na medida em que os momentos incluindo os efeitos de 2ª ordem deram sempre superiores aos de 1ª. Contudo, apesar de apenas em alguns casos se ter verificado, os momentos de 2ª ordem resultantes da utilização do maior momento das extremidades de cada pilar, eram exageradamente grandes, em comparação com os momentos de 1ª ordem. Este acontecimento fez-se sentir no pórtico PT42 em que, como se pôde verificar nos capítulos anteriores, sendo limitadas as dimensões dos pilares, isto é, estavam já pré-definidas, resultou que em vários casos as armaduras de 2ª ordem resultantes eram superiores às taxas máximas de armadura das respectivas secções estipuladas e, portanto, superiores aos limites de armadura por secção, pelo que tornava estes métodos, através da utilização destes momentos, inadequados.

- Os resultados das análises obtidos, em ambos os pórticos, permitiram observar que estes são mais controversos nos cenários 1 e 2 em que se tem apenas uma combinação de acções, ao contrário dos cenários 3 e 4 em que os esforços são originados por uma envolvente de combinações de acções.
- A principal conclusão extraída aquando da comparação dos dois pórticos analisados é o facto de que, como já verificado nos pontos anteriores, no pórtico PT42A se atinge em muitos casos a percentagem máxima de armadura, ao contrário do PT42B em que esta percentagem em nenhuma fase a atingiu, devido ao facto de que uma estrutura com as características deste pórtico se aproxima mais, em comparação com o PT42A, com as habitualmente usadas.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na sequência do presente trabalho realizado, em que pretendeu analisar a viabilidade dos métodos preconizados no EC2, muitos aspectos ficaram em aberto nomeadamente no que se refere à generalização das conclusões obtidas com os exemplos estudados. De modo a fornecer novas pistas de futuros trabalhos em torno deste tema apresentam-se algumas sugestões:

- Aplicação destas metodologias a uma maior variedade de estruturas correntes, de forma a obter-se uma conclusão mais concreta;
- Comparação dos resultados obtidos com metodologias mais rigorosas, de modo a permitir validar os resultados e estabelecer os seus campos de aplicação.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] – Castro, P.M. R. P., Delgado, R. César de Sá, J. M. A. “*Metodologia para Avaliação da Segurança em regimes não Lineares*”, revista portuguesa de estruturas, aceite para publicação.
- [2] – D’Arga e Lima, J., Monteiro, V., Mun, M, *Betão Armado, Esforços Normais e de Flexão*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2004.
- [3] – Delgado, J.M. Avaliação da segurança de estruturas reticuladas com comportamento não linear material e geométrico – Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Julho, 2002.
- [4] – CEN, Eurocode 2 – “Bases para o projecto de Estruturas”, European Standard, EN 1990, 2008.
- [5] – CEN, Comité Europeu de Normalização, ENV 1992-1-1 (2004), *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1:Regras gerais e regras para edifícios (EC2-1)*.
- [6] – REBAP, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado* (1985) – Decreto-Lei nº375/85, Imprensa Nacional da Casa da Moeda.
- [7] – RSA, *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes* (1983) – Decreto-Lei nº235/83, Imprensa Nacional da Casa da Moeda.
- [8]–
http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Betaoarmado_T/downloads/12Encurvaduraprint.pdf,
acedido em 5 de Julho de 2008
- [9] – Falcão, J., Vinagre,J., Análise das disposições do EC2 para a avaliação dos efeitos de 2ª ordem em Estruturas de Betão Armado, Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, série II, nº. 1, Julho, 2007.
- [10] –Castro, P. M. R., Delgado, R.M., Sá, J.M.A.C. (2000), *Verificação da Segurança em Estruturas Comportamento Não Linear através de Factores Parciais*, Encontro Nacional de Betão Estrutural 2000, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP edições.
- [11] –Castro, P. M. R., Delgado, R.M., Sá, J.M.A.C. (2003), *Metodologia Simplificada de Avaliação de Efeitos Não Lineares*, VII Congresso Mecânica Aplicada e Computacional, Vol. II, págs. 577 a 586, Évora.
- [12] –Paula M. R. P. Castro, Raimundo M. Delgado, José M. A. César de Sá. *A partial factor methodology for structural safety assessment in non linear analysis*, Computers and Concrete, 2(1): 31-53, 2005.

[13] –Castro, P. M. R., *Modelos para Análise da Encurvadura em Pórticos de Betão Armado*, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1998.