

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA EM EDIFÍCIOS EXISTENTES DE BETÃO ARMADO DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 8 PARTE 3

FILIPE NUNO PEREIRA CARASLINDAS

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

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

Co-Orientador: Engenheiro Xavier Romão

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@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 - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.*

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.

Aos meus Avós,

*Para realizar grandes conquistas, devemos não apenas agir mas também sonhar; não apenas
planejar mas também acreditar.*

Anatole France

AGRADECIMENTOS

Ao longo da minha vida, cresci e aprendi. Neste momento tenho de agradecer a todos pela paciência demonstrada para me ensinar.

Aos meus pais, irmãos e cunhada, por todo o apoio, tempo dispendido e contínua compreensão mesmo nos momentos de mau-humor.

Aos meus amigos, os quais não consigo enumerar porque provavelmente me esqueceria de algum, mas, nunca me esquecendo de tudo o que fizeram por mim. Especialmente ao Ivo, com o qual partilhei momentos de desespero e de alegria na elaboração deste trabalho e também sem esquecer o apoio e disponibilidade.

À Vânia, pedra basilar, neste meu percurso tanto académico como pessoal.

Ao José Pedro e ao Nuno pelo mútuo apoio nesta frente comum de batalha.

Ao Eng. Luís Macedo pelas horas disponibilizadas na resolução de alguns problemas.

Ao meu orientador, Professor Doutor Nelson Vila Pouca, pelo exemplo e por todos os conhecimentos disponibilizados.

Em especial, ao meu co-orientador, Professor Xavier Romão, pela disponibilidade ao ponto de o seu gabinete ter sido por vezes a minha casa. Por toda a orientação dada e como diz Isaac Newton:

Se eu vi mais longe, foi por estar de pé sobre ombros de gigantes.

Obrigado.

RESUMO

A presente dissertação, que se intitula de *Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios de Betão Armado de Acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 3*, tem como objectivo a avaliação da aplicabilidade prática dos procedimentos do EC8-3 que limitam a utilização da análise linear, assim como das diferentes possibilidades da modelação elástica da estrutura, para avaliação do comportamento e a comparação/validação da resposta elástica com a resposta obtida por análises não-lineares.

Para a realização de tais objectivos, dividiu-se a presente dissertação em três partes, sendo elas a análise linear da estrutura, a análise não-linear dinâmica, e a da análise de resultados. As análises foram efectuadas para os três Estados Limite preconizados no EC8-3.

A análise linear compreendeu principalmente a análise estática linear com forças equivalentes horizontais, método proposto pelo EC8, e a avaliação dos rácios $\rho_{\min}$ / $\rho_{\max}$ do EC8-3 para verificar a possibilidade de utilizar a análise linear na avaliação da segurança, tendo em conta os diferentes Estados Limite.

Dentro da análise não-linear, propôs-se, entre outros pontos, a análise dinâmica não-linear do pórtico em estudo para conjuntos de sismos artificiais e reais compatíveis com os três Estados Limite do EC8-3, assim como a avaliação da resposta estrutural (para cada sismo e em termos médios) em termos de rotação da corda dos elementos, deslocamentos relativos entre pisos e momentos flectores.

Por último, na terceira parte referente à análise de resultados pretendeu-se fazer uma comparação exaustiva das duas hipóteses de análise referidas anteriormente, assim como discutir a aplicabilidade das expressões para determinar a capacidade resistente das secções no contexto da avaliação da segurança realizada com base em análises lineares elásticas.

PALAVRAS-CHAVE: verificação da segurança sísmica, eurocódigo 8 parte 3, edifícios existentes, análise não-linear, estruturas de betão armado

ABSTRACT

This dissertation, entitled *Evaluation of Seismic Safety of Reinforced Concrete Buildings in Accordance with Eurocode 8 - Part 3*, aims at assessing the practical applicability of the procedures of EC8-3 that limits the use of linear analysis, so as the different possibilities of modeling the elastic structure for performance evaluation and comparison/validation of the elastic response with the response for nonlinear analysis.

To attain these objectives, split this dissertation into three parts, these being the linear analysis of the structure, the nonlinear dynamic analysis, and analysis of results. Analyses were performed for the three Limit States recommended in EC8-3.

The analysis comprised mainly linear static analysis with linear horizontal forces equivalent, method proposed by EC8 and assessment ratios $\rho_{\min}/\rho_{\max}$ of EC8-3 to verify the possibility of using the linear analysis in the safety assessment, taking into account the different Limit States.

Within the non-linear analysis, it was proposed, among other things, analyzing nonlinear dynamics in the porch to study sets of real and artificial earthquakes compatible with the three states limit the EC8-3, as well as evaluating the structural response (for each earthquake and on average) in terms of rotation of the string of elements, relative displacements between floors and bending moments.

Finally, the analysis of results intended to make a thorough comparison of the two hypotheses of analysis mentioned above, as well as discussing the applicability of expressions to determine the resistance of the sections in the context of the safety evaluation performed based on linear elastic analysis.

KEYWORDS: verification of seismic safety, eurocode 8 part 3, existing buildings, nonlinear analysis, reinforced concrete structures

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
ÍNDICE DE TABELAS.....	XIII
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS.....	XV
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1. ÂMBITO DO TRABALHO	1
1.2. OBJECTIVOS	2
2 ENQUADRAMENTO: INTRODUÇÃO E PROBLEMÁTICAS DO EUROCÓDIGO 8 - PARTE 3	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. ESTADOS LIMITE E NÍVEL DE CONHECIMENTO	3
2.3. MÉTODOS DE ANÁLISE PARA A VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA	6
2.4. MODELOS DE CÁLCULO DA CAPACIDADE RESISTENTE PARA OS ESTADOS LIMITE	8
3 EXEMPLO DE APLICAÇÃO: MODELOS E SUAS PARTICULARIDADES	9
3.1. INTRODUÇÃO	9
3.2. ASPECTOS DA MODELAÇÃO NUMÉRICA.....	12
3.2.1 ANÁLISE NÃO-LINEAR.....	12
3.2.2 ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA	15
3.3 DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA	16
3.3.1 FORÇAS LATERAIS PARA A ANÁLISE ELÁSTICA	16
3.3.2 ACELEROGRAMAS CONSIDERADOS.....	18
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	23
4.1 INTRODUÇÃO	23
4.2 VERIFICAÇÃO DA ADMISSIBILIDADE DA ANÁLISE ELÁSTICA.....	24
4.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA PARA A ANÁLISE ELÁSTICA.....	30
4.3.1 ESTADO LIMITE DL	31
4.3.2 ESTADO LIMITE SD	34
4.3.3 ESTADO LIMITE NC.....	35
4.3.4 APRESENTAÇÃO DOS RÁCIOS D/C PARA VERIFICAÇÃO EM MOMENTOS.....	36
4.4 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA PARA A ANÁLISE NÃO-LINEAR DINÂMICA	38

4.4.1 ANÁLISES REALIZADAS COM ACELEROGRAMAS REAIS.....	38
4.4.2 ANÁLISES REALIZADAS COM ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS.....	45
4.4.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS PARA ACELEROGRAMAS REAIS E ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS.....	51
4.5 COMPARAÇÃO DA VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ENTRE A ANÁLISE ELÁSTICA E A ANÁLISE NÃO-LINEAR.....	57
4.5.1 ESTADO LIMITE DL.....	57
4.5.2 ESTADO LIMITE SD	60
4.5.3 ESTADO LIMITE NC	63
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	69
5.1 CONCLUSÕES.....	69
5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	71
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	73

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1 - Esquema do pórtico analisado.	9
Figura 3.2- Malha utilizada na análise não linear dinâmica.	11
Figura 3.3 - Malha utilizada para o Estado Limite DL.	11
Figura 3.4 - Curva de comportamento do betão não-confinado.	12
Figura 3.5 - Curva de comportamento do aço.	12
Figura 3.6 - Análise momento-curvatura para o pilar interior do piso 4.	14
Figura 3.7 - Espectro Elástico de Resposta.	19
Figura 3.8 - Acelerograma Real – LS - DL.	19
Figura 3.9 - Acelerograma Real – LS - SD.	20
Figura 3.10 - Acelerograma Real - LS - NC.	20
Figura 3.11 - Acelerograma Artificial – LS- DL.	21
 Figura 4.2 - Mecanismos de rotura da estrutura.	 26
Figura 4.3 - Valores de D/C para a rigidez sugerida pelo EC8-3 – LS - DL.	31
Figura 4.4 - Valores de D/C para o modelo com E=33 GPa – LS - DL.	32
Figura 4.5 - Valores de D/C para o modelo com E=16.5 GPa - LS - DL.	32
Figura 4.6 - Comparação dos rácios D/C para as 3 análises elásticas para a secção da direita dos elementos – LS - DL.	33
Figura 4.7 - Comparação dos rácios D/C para as 3 análises elásticas para a secção da esquerda dos elementos – LS - DL.	33
Figura 4.8 - Valores de ρ para um módulo de elasticidade com uma redução de 50% - LS - SD.	34
Figura 4.9 - Valores de ρ para um módulo de elasticidade de 33 GPa – LS - SD.	34
Figura 4.10 - Valores de ρ para um módulo de elasticidade com uma redução de 50% - LS - NC.	35
Figura 4.11 - Valores de ρ para um módulo de elasticidade de 33 GPa – LS - NC.	35
Figura 4.12 - Valores de ρ para verificação em momentos (E=16.5 GPa) - LS - SD.	36
Figura 4.13 - Valores de ρ para verificação em momentos (E=33 GPa) - LS - SD.	36
Figura 4.14 - Valores de ρ para verificação em momentos (E=16.5 GPa) - LS - NC.	37
Figura 4. 15 - Valores de ρ para verificação em momentos (E=33 GPa) - LS - NC.	37
Figura 4.16 - Valores de ρ obtidos na verificação de segurança com acelerogramas reais em termos de rotações – LS – DL.	39
Figura 4.17 - Valores de ρ obtidos na verificação de segurança com acelerogramas reais em termos de momentos – LS - DL.	39

Figura 4.18 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas reais em termos de momentos – LS - SD.	40
Figura 4.19 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas reais em termos de rotações – LS - SD.	40
Figura 4.20 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas reais em termos de momentos – LS - NC.	41
Figura 4.21 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas reais em termos de rotações – LS - NC.	41
Figura 4.22 - Valores de p com acelerogramas reais para a secção da esquerda - Estado Limite DL.42	
Figura 4.23 Valores de p com acelerogramas reais para a secção da direita - Estado Limite DL.	42
Figura 4.24 - Valores de p com acelerogramas reais para a secção da esquerda - Estado Limite SD.43	
Figura 4.25 - Valores de p com acelerogramas reais para a secção da direita - Estado Limite SD. ...	43
Figura 4.26 - Valores de p com acelerogramas reais para a secção da esquerda - Estado Limite NC.44	
Figura 4.27 - Valores de p com acelerogramas reais para a secção da direita - Estado Limite NC. ...	44
Figura 4.28 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas artificiais, em termos de momentos – LS – DL.....	45
Figura 4.29 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas artificiais, em termos de rotações – LS - DL.....	45
Figura 4.30 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas artificiais, em termos de momentos – LS - SD.	46
Figura 4. 31 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas artificiais, em termos de rotações – LS - SD.	46
Figura 4.32 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas artificiais, em termos de momentos – LS - NC.	47
Figura 4.33 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas artificiais, em termos de rotações – LS - NC.	47
Figura 4.34 - Valores de p com acelerogramas artificiais para a secção da esquerda - Estado Limite DL.	48
Figura 4 35 - Valores de p com acelerogramas artificiais para a secção da direita - Estado Limite DL.48	
Figura 4.36 - Valores de p com acelerogramas artificiais para a secção da esquerda - Estado Limite SD.	49
Figura 4.37 - Valores de p com acelerogramas artificiais para a secção da direita - Estado Limite SD.49	
Figura 4.38 – Valores de p com acelerogramas artificiais para a secção da esquerda - Estado Limite NC.	50
Figura 4.39 - Valores de p com acelerogramas artificiais para a secção da direita - Estado Limite NC.50	
Figura 4.40 - Comparação entre os resultados na secção da esquerda para verificação em momentos – LS - DL.....	51

Figura 4.42 - Comparação entre os resultados na secção da esquerda para verificação em rotações – LS - DL.	52
Figura 4.43 - Comparação entre os resultados na secção da direita para verificação em rotações – LS - DL.	52
Figura 4.44 - Comparação entre os resultados na secção da esquerda para verificação em momentos – LS - SD.	53
Figura 4.45 - Comparação entre os resultados na secção da direita para verificação em momentos – LS - SD.	53
Figura 4.46 - Comparação entre os resultados na secção da esquerda para verificação em rotações – LS - SD.	54
Figura 4.47 - Comparação entre os resultados na secção da direita para verificação em rotações – LS - SD.	54
Figura 4.48 - Comparação entre os resultados na secção da esquerda para verificação em momentos – LS - NC.	55
Figura 4.49 - Comparação entre os resultados na secção da direita para verificação em momentos – LS - NC.	55
Figura 4.50 - Comparação entre os resultados na secção da esquerda para verificação em rotações – LS - NC.	56
Figura 4.51 - Comparação entre os resultados na secção da direita para verificação em rotações – LS - NC.	56
Figura 4.52 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de rigidez KEC8 (Momentos Esq.) – LS - DL.	58
Figura 4.53 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de rigidez KEC8 (Momentos Dir.) – LS - DL.	58
Figura 4.54 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de rigidez KEC8 (Rotações Esq.) - LS - DL.	59
Figura 4.56 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=33 GPa (Momentos Esq.) – LS - SD.	60
Figura 4.57 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=33 GPa (Momentos Dir.) – LS - SD.	60
Figura 4.58 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=33 GPa (Rotações Esq.) – LS - SD.	61
Figura 4.59 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=33 GPa (Rotações Dir.) – LS - SD.	61
Figura 4.60 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=16.5 GPa (Momentos Esq.) – LS - SD.	62
Figura 4.61 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=16.5 GPa (Momentos Dir.) – LS - SD.	62

Figura 4.62 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=16.5 GPa (Rotações Esq.) – LS - SD.	63
Figura 4.63 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=16.5 GPa (Rotações Dir.) – LS - SD.	63
Figura 4.64 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=33 GPa (Momentos Esq.) – LS - NC.	64
Figura 4.65 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=33 GPa (Momentos Dir.) – LS - NC.	64
Figura 4.66 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=33 GPa (Rotações Esq.) – LS - NC.	65
Figura 4.67 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=33 GPa (Rotações Dir.) – LS - NC.	65
Figura 4.68 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=16.5 GPa (Momentos Esq.) – LS - NC.	66
Figura 4.69 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=16.5 GPa (Momentos Dir.) – LS - NC.	66
Figura 4.70 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=16.5 GPa (Rotações Esq.) – LS - NC.	67
Figura 4.71 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=16.5 GPa (Rotações Dir.) – LS - NC.	67

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Secções e Armaduras.....	10
Tabela 3.2- Cálculo da rigidez reduzida e do factor m	15
Tabela 3.3 - Módulos de elasticidade reduzidos para o EC8-3 (abordagem 3).	16
Tabela 3.4 - Forças laterais para as análises sísmicas.	18
Tabela 4.1 - Frequências e períodos da estrutura para as diferentes modelações.	23
Tabela 4.2 - Verificação da admissibilidade da análise elástica pelo EC8-3.....	26

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

EC8 – Eurocódigo 8

LS – Estado Limite (“Limite State”)

DL – Limitação de Danos (“Damage Limitation”)

SD – Danos Severos (“Significant Damage”)

NC – Colapso Iminente (“Near Collapse”)

ρ – Rácio de verificação de segurança, igual a D/C

D/C – D (“Demand”) é a acção actuante no elemento (esforços ou rotações) e C (“Capacity”) é a capacidade resistente

Θ - Capacidade de rotação

θ_y - Rotação de cedência de um elemento

θ_u - Rotação última de um elemento

Φ – Diâmetro dos varões de aço (mm)

E – Módulo de Elasticidade

f_c – Tensão média de compressão do betão

f_y – Tensão média de cedência do aço.

ε – Extensão

M – Momento flector

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO DO TRABALHO

Um sismo é um fenómeno natural que pode resultar da rotura e do movimento das placas tectónicas no interior da crosta terrestre. Este fenómeno provoca a libertação de grande quantidade de energia sob a forma de ondas sísmicas, as quais são responsáveis pelos movimentos vibratórios sentidos à superfície.

Do ponto de vista do risco sísmico, os elementos expostos podem ser bens construídos, actividades económicas ou população, o que condiciona a forma como são quantificadas as perdas. No território nacional existem algumas zonas de perigosidade sísmica moderada, contribuindo, para tal, factores como a existência de estruturas construídas com insuficiente resistência sísmica, aspecto agravado, em alguns casos, pelo seu estado avançado de degradação, o aumento da densidade populacional e a concentração das populações em centros urbanos potencialmente ameaçados por eventos sísmicos severos, (NESDE, 2005). Particularmente, ao nível dos edifícios, os sismos provocam grandes deformações, muitas vezes superiores às que conseguem suportar, conduzindo muitas vezes ao seu colapso, implicando enormes perdas a vários níveis.

Especialistas em engenharia sísmica, autoridades públicas e público em geral concordam com a ideia de que a avaliação da segurança e do comportamento sísmico de edifícios existentes é um assunto de elevada prioridade. Como reconhecimento da importância do risco associado a fenómenos sísmicos, vindo de edifícios existentes, a investigação, tanto de métodos de avaliação da segurança sísmica como na área das normas relativas a problemas de avaliação de segurança estrutural e de reforço, tem-se intensificado.

O progresso da engenharia sísmica conduziu a uma maior compreensão dos fenómenos associados à acção sísmica, que foi sendo reflectida na evolução das normas. Neste contexto, foi concluída, em 2006, a publicação, pelo Comité Europeu de Normalização, das 6 partes integrantes do Eurocódigo 8, EN 1998, relativo ao projecto sismo-resistente de estruturas. No contexto da avaliação de segurança das estruturas existentes, o Eurocódigo 8 (EC8), contempla, na parte 3 (EC8-3), disposições específicas para a avaliação e reforço sísmico de edifícios.

No EC8-3, no qual se centra o âmbito deste trabalho, são apresentados, em particular, vários procedimentos para a análise de estruturas existentes de betão armado. Pretende-se, com este trabalho, uma calibração de procedimentos regulamentares para a avaliação do comportamento estrutural no âmbito da verificação da segurança sísmica de estruturas existentes.

1.2. OBJECTIVOS

Neste trabalho pretende-se fazer uma verificação da segurança sísmica de uma estrutura porticada de betão armado de acordo com os procedimentos propostos na parte 3 do Eurocódigo 8 que limitam a utilização da análise linear.

Incluem-se, também, nos objectivos deste trabalho, a consideração de diferentes possibilidades de modelação elástica da estrutura para a avaliação do seu comportamento.

Este trabalho, para além de testar a aplicabilidade dos diversos procedimentos prescritos pela norma, pretende obter conclusões acerca do factor de segurança subjacente aos procedimentos propostos. Para isso será feita ainda uma comparação das respostas elásticas, obtidas pelos diferentes modelos, com a resposta obtida através de análises dinâmicas não-lineares.

1.3 DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DA TESE

O trabalho está organizado em 5 capítulos, sendo o primeiro, uma breve introdução ao tema considerado. No segundo capítulo é feito um enquadramento do problema com uma introdução à regulamentação (EC8-3) e suas problemáticas. O capítulo seguinte, terceiro, é dedicado à apresentação da estrutura utilizada e às diferenças entre os diversos modelos utilizados, tais como as metodologias de análise e de validação. O quarto capítulo tem como objectivo a comparação dos resultados dos vários modelos bem como das verificações estipuladas no EC8-3, conjugando a aplicação dos dois capítulos anteriores. Por fim, o quinto e último capítulo, está reservado para a apresentação das conclusões obtidas nestes estudos a partir da análise de resultados apresentada no capítulo anterior.

2

ENQUADRAMENTO INTRODUÇÃO E PROBLEMÁTICAS DO EUROCÓDIGO 8 – PARTE 3

2.1. INTRODUÇÃO

Actualmente, um dos maiores perigos associado à acção sísmica reside nos edifícios já construídos, pois poderão não ter sido projectados ou construídos para tal acção, apesar dos regulamentos nacionais, o Regulamento de Segurança e Acções (RSA, 1983) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP, 1983), já considerarem os efeitos desta acção para o dimensionamento.

Tem-se verificado que a investigação no campo da engenharia sísmica tem incidido principalmente sobre edifícios novos. Um dos motivos para esta situação prende-se com aspectos económicos, dado que muitas vezes o custo da reabilitação é desproporcionalmente superior ao de uma construção nova, não só pelo custo do reforço mas porque o custo de interrupção de uso do edifício acarreta encargos económicos consideráveis. Por este motivo, estas intervenções estão muitas vezes restringidas a edifícios de importância social elevada (e.g. hospitais, instalações de bombeiros, serviços administrativos), (Fernandes, 2008).

No contexto regulamentar, o EC8-3 vem preencher uma lacuna no domínio da avaliação da segurança de estruturas existentes. O EC8-3 marca um ponto de viragem em relação à filosofia que gere o dimensionamento sísmico de estruturas existentes pois coloca o controlo da segurança na avaliação das deformações.

Para verificar se uma estrutura resistente precisa de reforço é necessária uma análise sísmica exaustiva de modo a revelar as fragilidades e deficiências da estrutura a serem corrigidas. Ao longo dos anos foram desenvolvidas várias metodologias visando este objectivo. A avaliação de uma estrutura existente é um processo através do qual se determina se esta (com ou sem danos) resiste à combinação sísmica de dimensionamento. A parte 3 do Eurocódigo 8 é exclusivamente dedicada a estas questões, tendo no seu âmbito vários materiais estruturais, com o objectivo de verificar se são necessárias medidas de reforço e, se sim, quais. De apontar que a aplicação do EC8-3 deve ser feita em conjunto com as disposições da parte 1 do mesmo Eurocódigo, EC8-1, pois o procedimento de avaliação tem por base os métodos gerais de análise contemplados na parte 1 do EC8, com as adaptações necessárias.

2.2. ESTADOS LIMITE E NÍVEL DE CONHECIMENTO

A parte 3 do Eurocódigo 8, define três Estados Limite (LS – “Limit States”), para os quais são definidas três acções sísmicas de intensidades diferentes, sob a forma de espectros de resposta

elásticos caracterizados por períodos de retorno específicos. Estes Estados Limite referem-se a níveis crescentes de dano na estrutura, caracterizando-se pelo seguinte:

- Estado de Limitação de Danos (DL – “Damage Limitation”) – A estrutura apresenta apenas danos ligeiros, principalmente nos elementos estruturais, mantendo assim a sua rigidez e resistência. Os elementos não estruturais poderão apresentar fendilhação, de reparação fácil e económica. Resumindo, a estrutura não apresenta deformações permanentes nem necessita de reparação. Este Estado Limite está associado a uma acção sísmica cujo período de retorno é de 225 anos e com uma probabilidade de excedência de 20% em 50 anos.
- Estado de Danos Severos (SD – “Significant Damage”) – Já são visíveis danos significativos na estrutura. No entanto, esta ainda apresenta alguma resistência e rigidez residuais. Os elementos verticais conseguem suportar as cargas verticais enquanto os elementos não estruturais apresentam danos, não se verificando colapso fora do plano de paredes divisórias e de enchimento. A estrutura já apresenta deformações permanentes mas moderadas, sendo a sua recuperação, provavelmente, de valor bastante elevado. Esta poderá ainda aguentar uma actividade sísmica de intensidade moderada. Este Estado Limite está associado a uma acção sísmica cujo período de retorno é de 475 anos e com uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos.
- Estado de Colapso Iminente (NC - “Near Collapse”) – Como o nome indica, a estrutura encontra-se severamente danificada, com resistência e rigidez residuais. Embora os elementos estruturais consigam suportar as cargas verticais, a maioria dos elementos não estruturais já colapsou. Observam-se deslocamentos relativos permanentes elevados, ficando assim a estrutura bastante próxima do colapso, logo, dificilmente suportará outra acção sísmica, mesmo que seja de intensidade moderada. Este estado corresponde à exploração completa da capacidade de deformação dos elementos estruturais e está associado a uma acção sísmica cujo período de retorno é de 2475 anos, correspondendo a uma probabilidade de excedência de 2% em 50 anos.

Compete às Autoridades Nacionais decidir se todos os Estados Limites devem ser verificados, ou se apenas um ou dois deles. A escolha dos Estados Limites a verificar em cada país deve constar do Anexo Nacional.

Uma das diferenças entre as estruturas existentes e as estruturas novas é o nível de conhecimento das propriedades dos seus materiais. Este facto desperta questões quanto à melhor forma de quantificar o nível de conhecimento que se tem da estrutura e dos seus materiais. A informação necessária pode ser obtida de diversas formas, nomeadamente a partir de registos disponíveis, de inspecções locais. Em diversas ocasiões são ainda realizados ensaios in-situ ou em laboratório que permitem comprovar se a obra foi realizada em conformidade com o projecto. O cruzamento de resultados é feito de forma a conseguir-se uma uniformização de resultados e minimizar as incertezas. Na parte 3 do Eurocódigo 8, o grau de conhecimento global da estrutura é definido contemplando os seguintes parâmetros: geometria, detalhes e pormenorização (de armaduras em elementos de betão armado, ligações metálicas), materiais (propriedades mecânicas).

Pelo EC8-3, são definidos 3 níveis de conhecimento para esta informação, que reflectem a quantidade e qualidade da mesma, e que se apresentam pela ordem crescente de abrangência:

- KL1 – Conhecimento Limitado (“Limited Knowledge”)
- KL2 – Conhecimento Normal (“Normal Knowledge”)
- KL3 – Conhecimento Completo (“Full Knowledge”)

A relação entre os níveis de conhecimento, métodos de análise aplicáveis e factores de confiança está ilustrada na seguinte tabela (tabela 3.1 do EC8-3). Estes factores de confiança irão influenciar as propriedades dos materiais avaliados, reduzindo-os, em geral. No entanto, numa análise elástica linear quando são considerados mecanismos de rotura frágil, o EC8-3 impõe que o factor de confiança amplifique as propriedades dos materiais em casos em que a resposta, para o mecanismo frágil, é avaliada por equilíbrio local do elemento estrutural.

Tabela 2. 1 - Níveis de conhecimentos, métodos de análise e factores de confiança.

Nível de Conhecimento	Geometria	Detalhe	Materiais	Análise	Factor de Confiança
KL1	Desenhos originais de projecto e inspecção visual ou inspecção completa	Dimensionamento de acordo com prática relevante e inspecções <i>in-situ</i> limitadas	Valores de defeito (normas da época) e ensaios <i>in-situ</i> limitados	Análise estática linear ou Análise dinâmica linear	1,35
KL2		Desenhos originais incompletos associados a inspecções <i>in-situ</i> limitadas ou inspecções <i>in-situ</i> mais extensas	Especificações originais e ensaios <i>in-situ</i> limitados ou ensaios <i>in-situ</i> mais extensos	Todas	1,2
KL3		Desenhos originais associados a inspecções <i>in-situ</i> limitadas ou inspecções exaustivas <i>in-situ</i>	Relatório original de testes e ensaios <i>in-situ</i> limitados ou ensaios exaustivos <i>in-situ</i>	Todas	1

A informação base para uma avaliação estrutural deve cumprir, de um modo geral, os seguintes tópicos:

- Avaliação da conformidade do sistema estrutural com os critérios de regularidade da parte 1 do EC8. Informação a ser obtida através de inspecções ou de desenhos originais de projecto;
- Definição do tipo de terreno de fundação e condições do subsolo, de acordo com a classificação do EC8-1;

- Identificação dos elementos estruturais, suas dimensões e pormenorização, propriedades materiais e seu estado de conservação;
- Identificação do método de dimensionamento utilizado no projecto original da estrutura;
- Definição do grau de importância da estrutura, considerando a sua utilização actual ou futura;
- Quantificação das acções em função do tipo de utilização actual ou futura do edifício;
- Avaliação de danos estruturais existentes, incluindo eventuais reparações efectuadas posteriormente à construção.

A classificação do nível de inspecções e ensaios depende da percentagem de elementos estruturais avaliados, bem como do número de amostras de materiais testadas por piso. Esta classificação encontra-se dividida em três grupos, sendo: limitada, para inspecções em 20% dos elementos estruturais e apenas uma amostra testada por piso; extensa, para inspecções em 50% dos elementos estruturais e duas amostras testadas por piso; completa, para inspecções em 80% dos elementos estruturais e três amostras testadas por piso.

Quaisquer deficiências localizadas, identificadas nos elementos estruturais, devem ser consideradas para efeitos de modelação da estrutura. Ou seja, na existência de perdas localizadas de rigidez por fendilhação excessiva ou degradação do betão, deve-se modelar as secções afectadas com uma rigidez que contemple esse efeito. O valor da rigidez secante no ponto correspondente no diagrama momento-curvatura, ou mais simplificado, metade da rigidez inicial constituem aproximações admissíveis (Fernandes, 2008).

2.3. MÉTODOS DE ANÁLISE PARA A VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA

Neste ponto pretende-se fazer uma introdução à metodologia utilizada pelo EC8-3. O regulamento permite a verificação da segurança sísmica utilizando análises lineares ou não-lineares, dependendo das características da estrutura e da escolha de quem a analisa. As verificações de segurança são definidas ao nível de determinadas secções de controlo dos elementos estruturais para as quais são admitidos diferentes tipos de mecanismos de rotura. Se a secção apresentar um mecanismo de rotura dúctil, opta-se por verificar se a deformação exigida é menor do que a deformação admissível do elemento. Se, no entanto, apresentar um mecanismo de rotura frágil será necessário verificar se os esforços actuantes não excedem a sua capacidade resistente. Analisando agora a capacidade, esta é obtida, para os diferentes Estados Limites: Limitação de Dano (DL), Danos Severos (SD) e Colapso Iminente (NC).

A Parte 1 do Eurocódigo 8 apresenta um conjunto de critérios para dimensionamento sísmico, sendo o principal a capacidade resistente da estrutura sob uma acção sísmica. Este objectivo materializa-se em dois níveis de verificação: exigência de não-colapso face a um evento sísmico raro e exigência de uma limitação de danos sob a acção de sismos relativamente frequentes.

Também pelo EC8-1, as estruturas são classificadas como sendo regulares ou não-regulares, tendo em conta as seguintes condições:

- A estrutura deve exibir uma rigidez lateral e uma distribuição de massa aproximadamente simétrica no plano em relação aos dois eixos ortogonais principais;
- A configuração plana de cada piso deve ser compacta, isto é, deve ser desprovida de reentrâncias importantes ao longo da linha poligonal que delimita o piso;
- O piso deve ser dotado de uma rigidez suficientemente elevada no seu plano quando comparada com a rigidez dos elementos verticais resistentes, de modo a que a deformação do piso não influencie significativamente a distribuição de esforços nos elementos verticais;

- A esbelteza $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ do edifício não deve ser superior a 4, sendo $L_{\max}$ e $L_{\min}$, respectivamente, a maior e menor dimensões em planta da estrutura, medidas em direcções ortogonais.

Na secção 4 desta norma estão ainda referidos princípios básicos para o projecto sísmico como: simplicidade estrutural; uniformidade, simetria e redundância; resistência e rigidez bidireccional; resistência e rigidez à torção; comportamento de diafragma nos pisos; fundações adequadas; regularidade em altura como explicado no ponto 4.2.3.3 do EC8-1.

Além dos requisitos, para estruturas novas, o uso de métodos de análise linear para a verificação de segurança sísmica pelo EC8-3, requer o cumprimento de uma outra condição. Esta condição implica que o rácio ρ entre os momentos actuantes na estrutura, D , e o respectivo momento resistente, C , seja suficientemente uniforme ao longo dos elementos da estrutura onde se poderão formar as rótulas plásticas que conduzem ao mecanismo global, ou seja, o rácio $\rho_{\max}/\rho_{\min}$ deve estar compreendido no intervalo entre 2 e 3 (EC8-3). A explicação para este método é que se a estrutura entrar em regime não-linear com uma distribuição aproximadamente uniforme de rácios de D/C , a sua resposta, em termos de deformações, é aceitavelmente exacta.

O EC8-3 também prevê a utilização da análise não-linear estática, ou “pushover”, que consiste numa análise em que a estrutura é submetida a cargas verticais constantes e cargas concentradas horizontais crescentes. O regulamento obriga a que sejam consideradas duas análises distintas: uma com carregamento uniforme, correspondente a um modo de translação rígida, e uma com carregamento modal, correspondendo às forças de inércia produzidas em proporção do primeiro modo de vibração. As verificações de segurança de elementos estruturais são efectuadas para a situação mais desfavorável.

Quando se opta por uma análise não-linear dinâmica, além da complexidade adicional do modelo, a maior dificuldade torna-se na quantificação da acção sísmica. A parte 3 do Eurocódigo 8 sugere a consideração de sete acelerogramas reais ou artificiais, nunca devendo ser considerados menos que três acelerogramas. Quando são considerados pelo menos sete acelerogramas, as verificações de segurança podem ser feitas para os valores médios da resposta. Além de definir o número mínimo de acelerogramas necessários à avaliação da segurança sísmica, o EC8-3, ao fazer referências a regras específicas do EC8-1, também especifica regras a que os acelerogramas têm de obedecer.

A parte 3 do EC8 indica que o procedimento a seguir, para uma análise não-linear, está explicitado no ponto 4.3.3.4.3 da EC8-1. A resposta ao longo do tempo é obtida directamente através da integração das equações diferenciais do movimento, utilizando os acelerogramas definidos no ponto 3.2.3.1, que representam o movimento do solo. Dependendo da natureza da aplicação e informação disponível, a descrição do movimento sísmico pode ser feita utilizando acelerogramas artificiais ou acelerogramas reais ou simulados.

Os acelerogramas artificiais devem ser gerados de modo a serem compatíveis com o espectro de resposta elástico para um coeficiente de amortecimento viscoso de 5% ($\xi=5\%$) e a sua duração deverá ser consistente com a magnitude do evento sísmico. Quando a região em questão não possui dados específicos, a duração mínima, T_s , da parte estacionária do acelerograma deve ser igual a 10s. Os acelerogramas reais registados ou gerados através duma simulação física, podem ser usados se as amostras utilizadas obedecerem às características sísmicas do solo no local em questão.

Os acelerogramas utilizados, independentemente se são reais ou artificiais, tem de verificar os seguintes pontos:

- Devem ser utilizados, no mínimo, 3 acelerogramas;

- A média dos valores, para período nulo, da aceleração espectral (para cada acelerograma) não deve ser menor que $a_{g,S}$ da região em questão;
- No intervalo de períodos, entre $0.2T_1$ e $2T_1$, onde T_1 é o período fundamental da estrutura, nenhum valor do espectro médio correspondente a 5% de amortecimento deve ser menor que 90% do valor correspondente do espectro de resposta com 5% de amortecimento.

2.4. MODELOS DE CÁLCULO DA CAPACIDADE RESISTENTE PARA OS ESTADOS LIMITE

O EC8-3 define as capacidades dos elementos, tanto para mecanismos frágeis, como para mecanismos dúcteis, para serem utilizadas nas verificações de segurança dos diferentes estados limite. A capacidade de um mecanismo dúctil, é estabelecida pela rotação máxima da corda do elemento para os três estados limite (DL, SD, NC), enquanto, para mecanismos frágeis, a capacidade é dada pela máxima força de corte admissível.

A capacidade de rotação da corda para o Estado Limite NC, θ_{NC} , é definida pela expressão:

$$\theta_{NC} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016 \cdot 0.3^v \cdot \left(\frac{\max(0.01, w')}{\max(0.01, w)} f_c \right)^{0.2} \cdot \left(\frac{L_s}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c}} \cdot 1.25^{100\rho_d} \quad (2.1)$$

onde γ_{el} é igual a 1.5 para membros primários e 1.0 para membros secundários, v é o esforço axial reduzido, w' e w são os rácios das armaduras longitudinais comprimidas e traccionadas respectivamente, f_c é o valor médio da tensão resistente do betão à compressão, f_{yw} a tensão de cedência do aço, $\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$ é a percentagem de área de armadura transversal A_{sx} paralela à direcção x de carregamento (s_h é o espaçamento das armaduras e b_w a base da secção), ρ_d é a taxa de armadura diagonal (se existir), L_s é o vão de corte escolhido, h a altura da secção transversal e α o factor de confinamento efectivo definido por:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_c h_c} \right) \quad (2.2)$$

onde b_c e h_c são as dimensões do núcleo de betão cintado e b_i as distâncias dos varões longitudinais restringidos ao longo do perímetro.

Tal como referido no ponto A.3.2.3. (1) do EC8-3, a capacidade de rotação da corda para o Estado Limite de SD, θ_{SD} , é 75% da capacidade última de rotação da corda, θ_{NC} .

No caso do estado de limitação de danos, a capacidade de rotação da corda, θ_{DL} , admitindo que não há rotura por corte antes de cedência por flexão, é dada por:

$$\theta_{DL} = \theta_y \cdot \frac{L_s}{3} + 0.0013 \cdot \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + 0.13 \cdot \theta_y \cdot \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2.3)$$

em que θ_y é a curvatura da secção de extremidade do membro, d_b representa o diâmetro médio dos varões de armadura e f_y a tensão de cedência da armadura longitudinal. Devido à falta de simetria na armadura longitudinal das vigas, estas capacidades são calculadas para dois casos, momento positivo e negativo, (Romão *et al.* (2010))

3

EXEMPLO DE APLICAÇÃO, MODELOS E SUAS PARTICULARIDADES

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo será apresentado o pórtico cuja análise constituiu a base do presente trabalho, baseado num pórtico estudado previamente (Ferracuti *et al.*, 2009), sendo acrescentado mais um vão. O pórtico em questão tem 6 pisos com um pé direito de 3.0 m, à excepção do 1º piso que tem 3,5m. Este pórtico tem três vãos, sendo o central de 5.0 m e os restantes dois de 5.5m. Na Figura 3.1 apresenta-se uma vista em alçado do pórtico. Este esquema corresponde ainda à discretização de elementos considerada nas análises lineares realizadas. A modelação foi feita utilizando o programa de cálculo OpenSees.

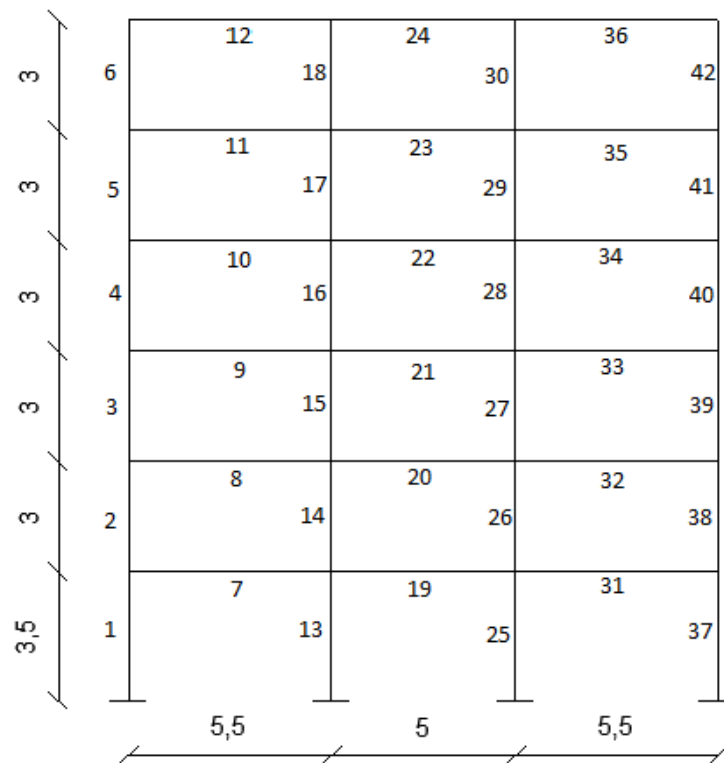


Figura 3.1 - Esquema do pórtico analisado.

Na Tabela 3.1 são indicadas as características geométricas das secções e as suas armaduras.

Tabela 3.1 - Secções e Armaduras

Elemento		Secção	Armadura
		(b x h) (cm)	
Pilar	Piso 1	45x30	6 ϕ 16
	Piso 2	40x30	6 ϕ 16
	Piso 3	35x30	4 ϕ 16
	Piso 4	35x30	4 ϕ 16
	Piso 5	30x30	4 ϕ 16
	Piso 6	30x30	4 ϕ 16
Viga	Extremidade	50x30	4 ϕ 16 (sup.) + 3 ϕ 12 (inf.)
	Meio vão		3 ϕ 12 (sup) + 4 ϕ 16 (inf)

Nas vigas existe uma variação de armadura para as secções das extremidades em relação às de meio vão, em que estas últimas têm uma armadura inversa. Ou seja, a meio vão os varões ϕ 16 estão em baixo e nos apoios encontram-se na fibra superior, acontecendo o contrário com os varões ϕ 12. Nos pilares os varões encontram-se distribuídos por camadas de 2 varões, existindo três camadas nos pisos 1 e 2 (existem varões nos quatro cantos e a meia altura) e duas camadas para os restantes pisos (existem varões apenas nos quatro cantos da secção).

Para a análise não-linear dinâmica, foi considerada uma malha de elementos que consiste num refinamento do esquema apresentado na Figura 3.1 nas extremidades dos elementos. Assim, este processo foi efectuado considerando dois elementos de barra de 0.25 m de comprimento em cada extremidade e um elemento central para completar o vão (Figura 3.2)

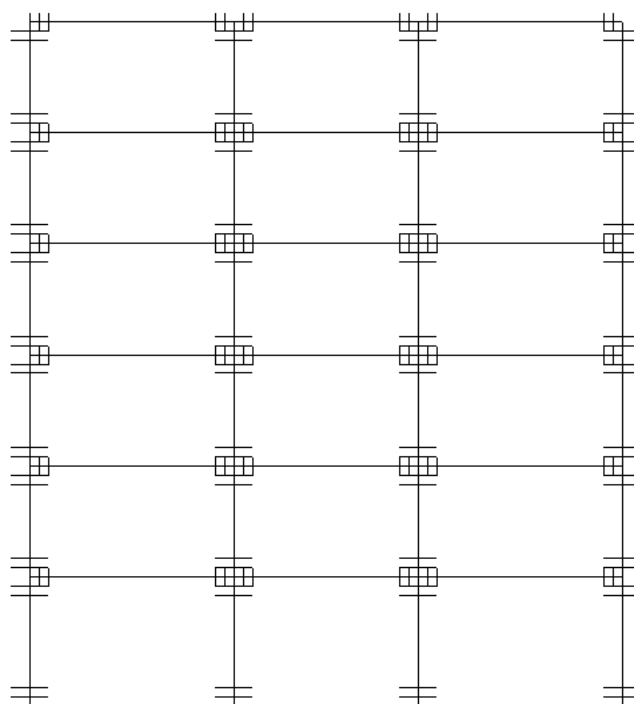


Figura 3.2- Malha utilizada na análise não linear dinâmica.

Devido a problemas de convergência numérica encontrados durante as análises realizadas para o Estado Limite de Limitação de Danos (DL), foi necessário dividir o elemento central em seis elementos de igual tamanho, tal como se mostra na Figura 3.3.

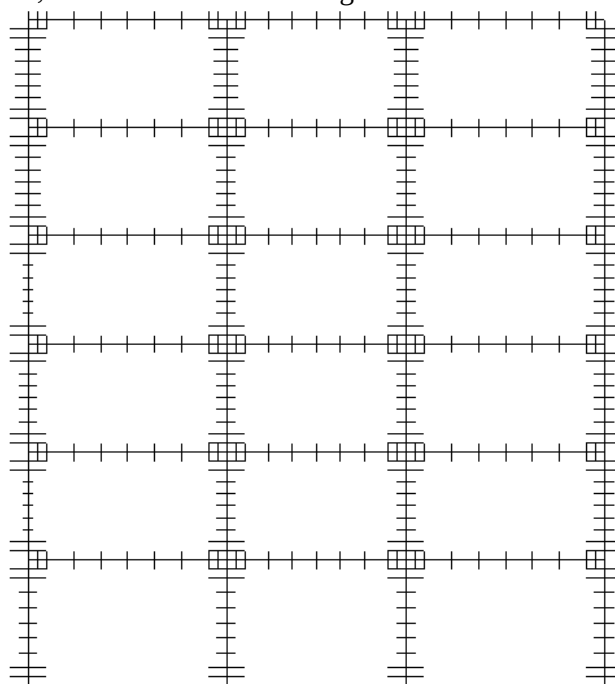


Figura 3.3 - Malha utilizada para o Estado Limite DL.

3.2. ASPECTOS DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

3.2.1 ANÁLISE NÃO-LINEAR

A análise não-linear permite ter em consideração a redistribuição de esforços que se verifica nas estruturas quando o limite elástico é atingido numa ou mais secções. Através destas análises é possível conhecer o mecanismo de colapso da estrutura e perceber o seu comportamento em estádios próximos da rotura.

A resposta não-linear das secções foi modelada recorrendo a modelos de fibras. Este procedimento permite controlar o aparecimento de rótulas plásticas como consequência da análise, uma vez que a não-linearidade dos materiais é distribuída ao longo do elemento, atendendo à discretização considerada (Figura 3.3), assim como ao nível da secção transversal, não sendo, portanto, necessário existir um conhecimento prévio do comportamento da estrutura.

Nesta modelação foram considerados três materiais distintos, sendo eles, dois tipos de betão, confinado e não-confinado, e o aço das armaduras. As curvas de comportamento dos materiais encontram-se ilustradas, na Figura 3.4 e na Figura 3.5, adaptadas do manual do programa OpenSees.

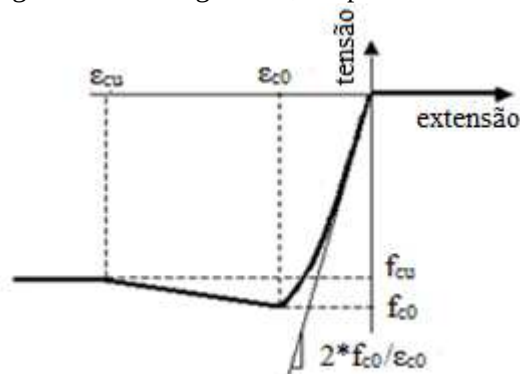


Figura 3.4 - Curva de comportamento do betão não-confinado.

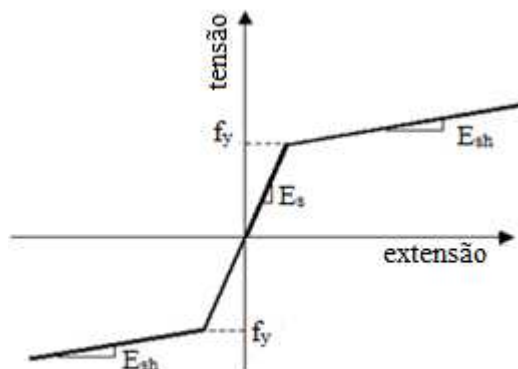


Figura 3.5 - Curva de comportamento do aço.

No betão considerou-se, simplificadamente, que este não possui resistência à tracção (Figura 3.4), apresentando, quando não-confinado, as seguintes características: tensão de compressão máxima (f_{c0}) igual a 33 MPa, com uma extensão correspondente (ϵ_{c0}) igual a 2 ‰, uma tensão última (f_{cu}) aproximadamente igual a dois terços de f_c , uma extensão última (ϵ_{cu}) igual a 6 ‰ e um módulo de elasticidade (E_c) calculado por:

$$E_c = \frac{2 \cdot f_{c0}}{\epsilon_{c0}} \quad (3.1)$$

A presença de armadura transversal numa secção de betão armado aumenta a resistência à compressão do betão por efeito do confinamento que garante. Por outro lado, também a deformação associada à resistência de pico aumenta pelas mesmas razões. Este aumento de resistência foi definido pelo factor multiplicativo k que representa o grau de confinamento e é definido pela seguinte expressão:

$$k = 1 + \rho_t \cdot \frac{f_{sy_t}}{f_{c_0}} \quad (3.2)$$

na expressão (3.2), f_{sy_t} representa a tensão de cedência da armadura transversal, f_{c_0} representa a resistência à compressão do betão não-confinado e ρ_t é o rácio volumétrico de confinamento, que é definido pelo volume de aço das cintas, dividido pela área de betão efectivamente confinado, ou seja:

$$\rho_t = \frac{A_{sw} \times \text{perímetro/espacamento}}{A_{conf}} \quad (3.3)$$

onde A_{sw} é a área de armadura transversal e A_{conf} representa a área de betão efectivamente confinado. Nas análises realizadas, utilizou-se um valor médio para k de 1.04, pois os valores obtidos para os diferentes secções dos elementos foram: 1.037 para as vigas e 1.039, 1.043, 1.047 e 1.041 para as quatro secções distintas de pilares.

Por sua vez, para o aço, considerou-se um módulo de elasticidade (E_s) igual a 210 GPa, uma tensão de cedência (f_y) de 414 MPa e um módulo de elasticidade pós-cedência (E_{sh}) de 700 MPa, de acordo com a Figura 3.5.

De acordo com o EC8-3, a avaliação da segurança para o Estado Limite DL realizada em termos de deformações, pressupõe que as análises sejam realizadas considerando que os elementos estruturais possuam uma rigidez reduzida. O regulamento indica, no ponto A.3.2.4 (5), que, para verificações de segurança realizadas em termos de deformações, a deformação exigida deve ser obtida pela análise de um modelo cuja rigidez, K_{EC8-3} , para cada elemento, é igual a:

$$K_{EC8-3} = \frac{M_y \cdot L_v}{3 \cdot \theta_y} \quad (3.4)$$

onde M_y é o momento de cedência da secção, L_v pode ser definido como metade do vão do elemento e θ_y representa a rotação da corda do elemento na secção considerada e dada por:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \cdot \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (3.5)$$

em que ϕ_y é a curvatura de cedência da secção, h é a altura da secção, d_b é o diâmetro médio dos varões da armadura longitudinal, f_y e f_c , são, respectivamente, a tensão média de cedência do aço e a resistência média à compressão do betão.

O modelo de rigidez reduzido proposto pelo EC8-3, Eq. (3.4), está vocacionado para modelações numéricas que recorrem a modelos globais para a simulação do comportamento não linear das secções transversais dos elementos (modelos momento-curvatura ou modelos momento-rotação). Assim, a sua associação a modelações numéricas em que as secções transversais são simuladas por modelos de fibras envolvem algumas dificuldades.

Atendendo a que a modelação por fibras envolve a simulação de dois materiais com características distintas (aço e betão), a alteração dos parâmetros que controlam o seu comportamento de forma a garantir a rigidez reduzida pretendida não tem solução trivial. Assim, optou-se por considerar uma abordagem simplificada que garantisse resultados com uma aproximação suficiente. Com base na rigidez inicial de uma determinada secção real, K_{Real} , obtida por uma análise momento-curvatura da secção e com base na rigidez reduzida pretendida, previamente calculada, foi definido o factor de modificação m , definido por:

$$m = \frac{K_{Real}}{K_{EC8}} \quad (3.6)$$

Este factor m foi então utilizado para modificar as propriedades materiais do aço e do betão de modo a obter uma rigidez reduzida com aproximação suficiente ao valor preconizado pelo EC8-3. Assim a extensão de compressão ε_{c0} foi multiplicada por m enquanto que o módulo de elasticidade do aço foi dividido por m . Desta forma, foi possível obter uma nova curva do comportamento da secção que manteve a sua capacidade resistente mas garantiu uma maior deformabilidade, compatível com a rigidez preconizada pelo EC8-3. A título de exemplo, o gráfico da Figura 3.6, mostra a curva de

comportamento momento-curvatura de um dos pilares interiores do piso 4 em que as características materiais são originais (curva real) e a respectiva curva de comportamento alterada pelo factor m em que a sua rigidez inicial está reduzida (curva EC8-3). A tangente à curva de comportamento modificada, K' , tem o valor de 5657.8 kN.m^2 que, como se verifica, é bastante próximo do valor pretendido pelo modelo do EC8-3, 5659.4 kN.m^2 .

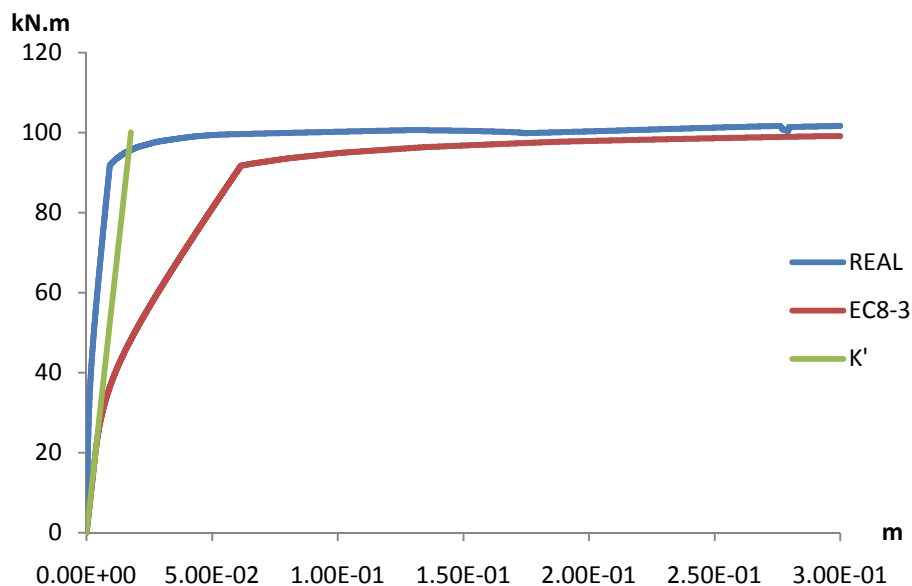


Figura 3.6 - Análise momento-curvatura para o pilar interior do piso 4.

Na seguinte tabela encontram-se apresentados os resultados obtidos para todos os elementos recorrendo ao referido processo.

Tabela 3.2- Cálculo da rigidez reduzida e do factor m.

		ϕ_y	L (m)	h (m)	d_b (m)	θ_y	My (kN.m)	K_{EC8-3} (kN.m ²)	K_{real} (kN.m ²)	m
Piso 1	interior	0.00809	3.5	0.45	0.0160	0.007733	179.62	13549.0	77775.4	5.74
	exterior	0.00728	3.5	0.45	0.0160	0.007139	132.19	10800.8	79792.7	7.39
Piso 2	interior	0.00914	3	0.4	0.0160	0.007760	143.35	9236.3	54527.3	5.90
	exterior	0.00829	3	0.4	0.0160	0.007208	108.26	7510.0	55966.7	7.45
Piso 3	interior	0.01031	3	0.35	0.0160	0.008455	105.10	6214.9	37350.6	6.01
	exterior	0.00934	3	0.35	0.0160	0.007825	78.41	5009.9	38070.3	7.60
Piso 4	interior	0.00984	3	0.35	0.0160	0.008150	92.25	5659.4	37738.3	6.67
	exterior	0.00909	3	0.35	0.0160	0.007663	71.29	4651.7	35467.0	7.62
Piso 5	interior	0.00936	3	0.3	0.0160	0.007773	78.79	5068.1	38103.5	7.52
	exterior	0.00883	3	0.3	0.0160	0.007429	63.98	4306.4	38494.8	8.94
Piso 6	interior	0.00885	3	0.3	0.0160	0.007442	64.65	4343.6	38482.9	8.86
	exterior	0.00856	3	0.3	0.0160	0.007253	56.57	3899.5	38676.0	9.92
Viga	positivo	0.00589	5	0.5	0.0143	0.007387	143.60	11923.2	26363.9	2.21
	negativo	0.00530	5	0.5	0.0143	0.006816	62.54		12731.2	1.07
Viga	positivo	0.00589	5.5	0.5	0.0143	0.007842	143.60	12361.6	26363.9	2.13
	negativo	0.00530	5.5	0.5	0.0143	0.007222	62.54		12731.2	1.03

Sendo ϕ_y e M_y obtidos por análises momento-curvatura tal como o K_{real} . A diferença nos pilares está no esforço axial actuante na secção, sendo diferente entre os dois pilares exteriores e os dois interiores, e cujo valor foi considerado igual ao valor resultante da carga quase-permanente da estrutura.

3.2.2 ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA

Para o presente estudo, foram consideradas três abordagens distintas para as análises lineares, que diferem no módulo de elasticidade considerado para o betão, E_c , sendo a primeira com o valor de 33GPa. A segunda abordagem consiste na análise da estrutura, segundo a disposição indicada no EC8, considerando uma rigidez de flexão e de corte dos elementos inferior à rigidez definida pela geometria das secções e pelo módulo de elasticidade do material (abordagem 1), através da sua redução em 50% de forma a ter em conta os efeitos da fendilhação do betão, (Gomes, 2009).

Por fim, a terceira abordagem consiste no procedimento indicado pelo EC8-3 para a análise do Estado Limite DL quando a segurança é analisada em termos de deformações, descrito no ponto anterior, que também assume uma perda de rigidez pela fendilhação do betão. Para ter em conta este efeito dividiu-se a rigidez imposta pelo EC8-3 pelo momento de inércia da secção obtendo-se assim um módulo de elasticidade reduzido para o betão. Na Tabela 3.3 estão os valores obtidos para o módulo de elasticidade de cada secção.

Tabela 3.3 - Módulos de elasticidade reduzidos para o EC8-3 (abordagem 3).

		ϕ_y	L (m)	h (m)	d _b (m)	θ_y	My (kN.m)	EI (kN.m ²)	b (m)	I (m ⁴)	E (GPa)	E _{real} /E _c (%)	
Piso 1	int.	0.00809	3.5	0.45	0.0160	0.00773	179.62	13549.0	0.3	0.00228	5.95	18.02	
	ext.	0.00728	3.5	0.45	0.0160	0.00714	132.19	10800.8	0.3	0.00228	4.74	14.37	
Piso 2	int.	0.00914	3	0.4	0.0160	0.00776	143.35	9236.3	0.3	0.00160	5.77	17.49	
	ext.	0.00829	3	0.4	0.0160	0.00721	108.26	7510.0	0.3	0.00160	4.69	14.22	
Piso 3	int.	0.01031	3	0.35	0.0160	0.00846	105.10	6214.9	0.3	0.00107	5.80	17.57	
	ext.	0.00934	3	0.35	0.0160	0.00783	78.41	5009.9	0.3	0.00107	4.67	14.16	
Piso 4	int.	0.00984	3	0.35	0.0160	0.00815	92.25	5659.4	0.3	0.00107	5.28	16.00	
	ext.	0.00909	3	0.35	0.0160	0.00766	71.29	4651.7	0.3	0.00107	4.34	13.15	
Piso 5	int.	0.00936	3	0.3	0.0160	0.00777	78.79	5068.1	0.3	0.00068	7.51	22.75	
	ext.	0.00883	3	0.3	0.0160	0.00743	63.98	4306.4	0.3	0.00068	6.38	19.33	
Piso 6	int.	0.00885	3	0.3	0.0160	0.00744	64.65	4343.6	0.3	0.00068	6.43	19.50	
	ext.	0.00856	3	0.3	0.0160	0.00725	56.57	3899.5	0.3	0.00068	5.78	17.51	
Viga	pos.	0.00589	5	0.5	0.0143	0.00739	143.60	16200.4	0.3	0.00313	5.18	4.21	12.76
	neg.	0.00530	5	0.5	0.0143	0.00682	82.81	10124.8	0.3	0.00313	3.24		
Viga	pos.	0.00589	5.5	0.5	0.0143	0.00784	143.60	16785.6	0.3	0.00313	5.37	4.37	13.23
	neg.	0.00530	5.5	0.5	0.0143	0.00722	82.81	10510.9	0.3	0.00313	3.36		

Assim, a primeira análise considerou o módulo de elasticidade com o valor de 33 GPa; a segunda considerou um valor reduzido de acordo com as disposições do EC8, que sugerem que deverão ser tidos em conta os efeitos da fendilhação, propondo, para esse efeito uma redução de 50% de E_c ; por fim, a terceira análise envolve a rigidez reduzida preconizada pelo EC8-3.

3.3 DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

A análise do modelo de cálculo, considerou uma acção sísmica correspondente à Zona 1 de Itália, admitido um solo do tipo B. Baseado no anterior e no espectro de resposta obtido, a acção sísmica para a análise foi definida de diversas formas. No caso da análise elástica foi utilizado o método de cargas laterais preconizado pelo EC8-1, enquanto para as análises não-lineares dinâmicas foram considerados acelerogramas em conformidade com o espectro de resposta considerado.

A definição da acção sísmica considera os valores italianos porque neste momento não estão especificados os valores dos períodos de retorno para os diferentes Estados Limite a considerar em Portugal no âmbito das metodologias do EC8-3.

3.3.1 FORÇAS LATERAIS PARA A ANÁLISE ELÁSTICA

Para as análises elásticas, recorreu-se a um método estático de forças laterais, pois o programa de cálculo OpenSees não permite a utilização de análises lineares dinâmicas. Sendo assim seria necessário recorrer a um método simplificado, optando-se por forças laterais de modo a obter um maior controlo sobre a acção sísmica aplicada pelas forças ao nível dos pisos.

As análises elásticas foram efectuadas em conformidade com o prescrito no EC8-1, com forças laterais, sendo inicialmente calculada a força máxima na base através da seguinte expressão:

$$F_b = S_e(T_1) \cdot M \cdot \lambda \quad (3.7)$$

Onde $S_e(T_1)$ é a ordenada do espectro elástico para o período fundamental da estrutura, T_1 , M representa a massa total e λ é um factor de correcção, neste caso, igual a 0.85 uma vez que $T_1 \leq 2T_c$ e o edifício tem mais de 2 pisos.

Por sua vez, a ordenada do espectro de resposta é calculada através de:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.10)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.11)$$

Em que:

T é o período do primeiro modo de vibração da estrutura;

a_g é a aceleração de cálculo do solo, neste caso igual a $0.35 \times 9.8 = 3.43 \text{ m/s}^2$

T_B é o período que limita inferiormente o patamar da aceleração espectral constante, igual a 0.15 s nesta situação;

T_C é o período que limita superiormente o patamar da aceleração espectral constante, neste caso de 0.50 s;

T_D é o valor do período a partir do qual a resposta da estrutura se traduz por deslocamentos espectrais constantes, igual a 2.0 s neste caso;

S é o factor correspondente ao tipo de solo, igual a 1.25 para a acção sísmica considerada;

η é o factor de correcção do amortecimento, sendo igual a 1 para um amortecimento de 5%.

Para o cálculo das forças laterais em cada um dos estados limites, considerou-se que para LS - DL, a força seria multiplicada por um factor de redução de 0.4 e para LS - NC amplificada por 1.5, sendo que a força saída directa da expressão corresponderia à do Estado Limite SD. Mais uma vez são valores sugeridos pelo regulamento italiano e utilizados no trabalho de modo a manter a coerência das acções sísmicas aplicadas.

Após o cálculo do valor da força na base para cada uma das hipóteses apresentadas na tabela 4.1, o EC8-1, indica que a força ao nível de cada piso deve ser calculada por:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^n s_j \cdot m_j} \quad (3.12)$$

em que, s_i é a coordenada do primeiro modo de vibração e m_i é a massa para o piso i e n é o número total de pisos.

Na tabela seguinte, apresentam-se os valores das forças laterais calculados para os três Estados Limite, utilizando as equações referidas.

Tabela 3.4 - Forças laterais para as análises sísmicas.

E = 33 Gpa									
Piso	Si	Fb			m	Si*mi	Fi		
		DL	SD	NC			DL	SD	NC
1	-0.0156	391	978	1467	32	-0.4994	16	39	59
2	-0.0366				32	-1.1717	37	92	138
3	-0.0594				32	-1.8998	60	149	224
4	-0.0785				32	-2.5104	79	197	295
5	-0.0953				32	-3.0486	96	239	359
6	-0.1045				32	-3.3425	105	262	393
E = 16.5 Gpa									
1	-0.0156	325	814	1220	32	-0.4994	13	33	49
2	-0.0367				32	-1.1732	31	77	115
3	-0.0595				32	-1.9027	50	124	186
4	-0.0785				32	-2.5124	66	164	246
5	-0.0953				32	-3.0480	80	199	298
6	-0.1044				32	-3.3393	87	218	327
EC8 - 3									
1	-0.0156	120	299	449	32	-0.4994	5	12	18
2	-0.0367				32	-1.1732	11	28	42
3	-0.0595				32	-1.9027	18	46	68
4	-0.0785				32	-2.5124	24	60	90
5	-0.0953				32	-3.0480	29	73	110
6	-0.1044				32	-3.3393	32	80	120

3.3.2 ACELEROGRAMAS CONSIDERADOS

Para a análise não-linear dinâmica foram considerados dois conjuntos de acelerogramas para caracterizar a acção sísmica. O primeiro conjunto é definido por sete acelerogramas artificiais obtidos em conformidade com o espectro de resposta com a duração de 15 segundos e para cada um dos três diferentes Estados Limite. O segundo conjunto de acelerogramas corresponde a um conjunto de acelerogramas reais, concordantes com o espectro de resposta. Os acelerogramas apresentam durações variáveis entre 20s e 85s e foram obtidos a partir da base de dados que consta no site do ReLUIS (<http://www.reluis.it/>).

Na Figura 3.7 apresenta-se o espectro elástico de resposta para os três Estados Limite, nos quais se baseiam os acelerogramas.

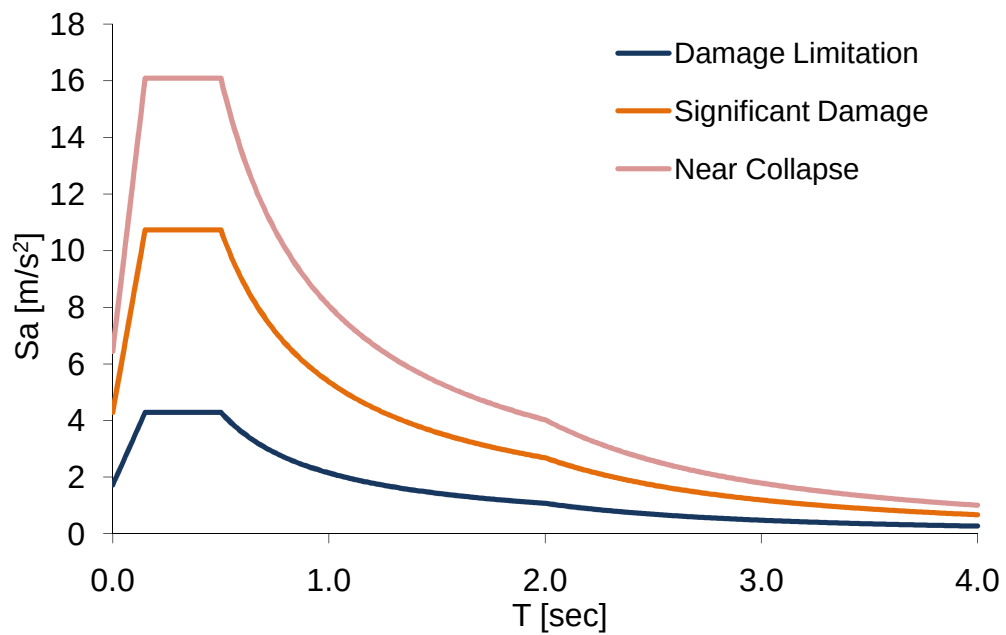


Figura 3.7 - Espectro Elástico de Resposta.

De seguida, ilustram-se dois acelerogramas utilizados na análise não linear dinâmica, sendo um real e um artificial, ambos correspondentes ao Estado Limite DL, juntamente com dois acelerogramas reais para os restantes Estados Limite (SD e NC). Tal como enunciado anteriormente, foram utilizados 42 acelerogramas (21 reais e 21 artificiais) para os diferentes Estados Limite.

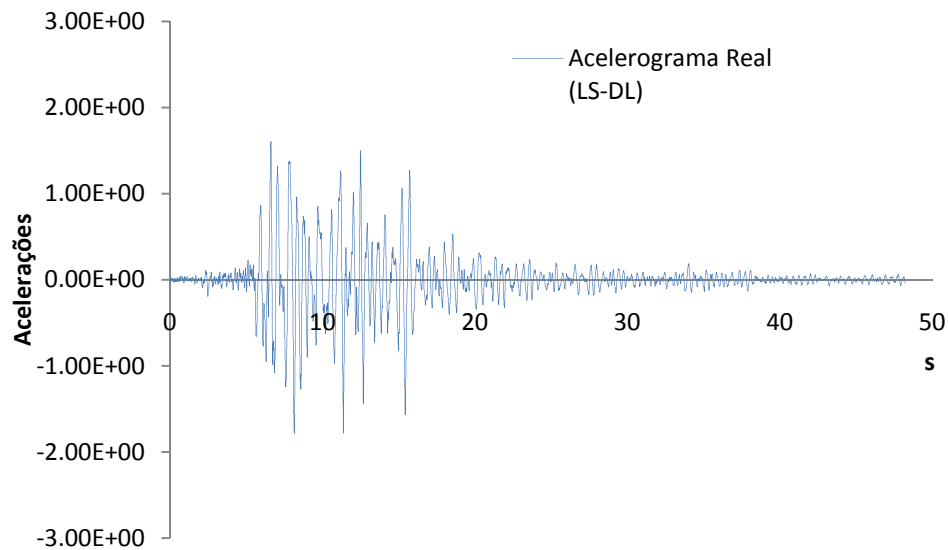


Figura 3.8 - Acelerograma Real – LS - DL.

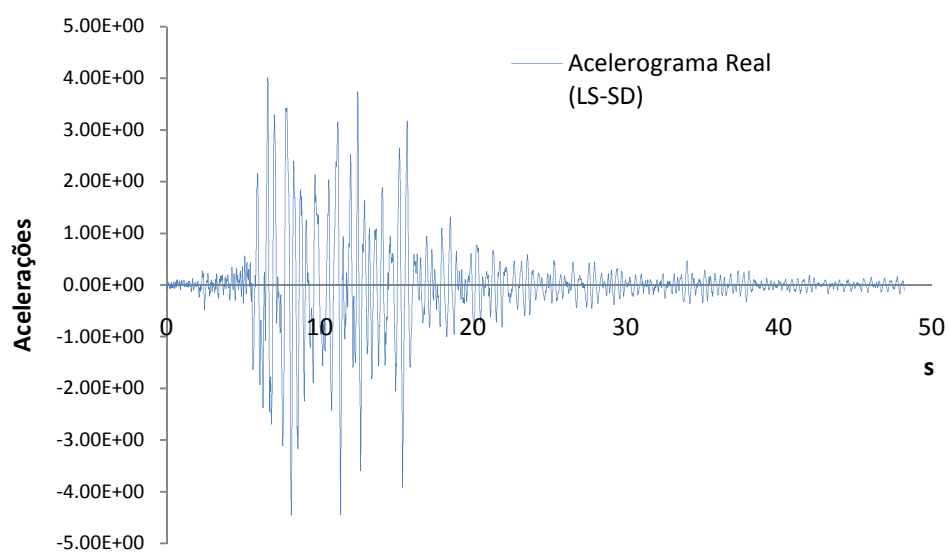


Figura 3.9 - Acelerograma Real – LS - SD.

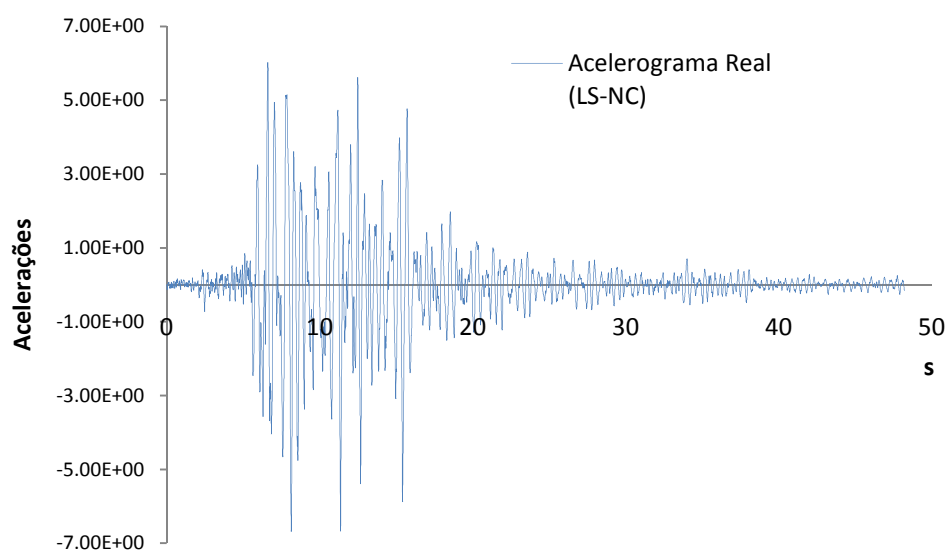


Figura 3.10 - Acelerograma Real - LS - NC.

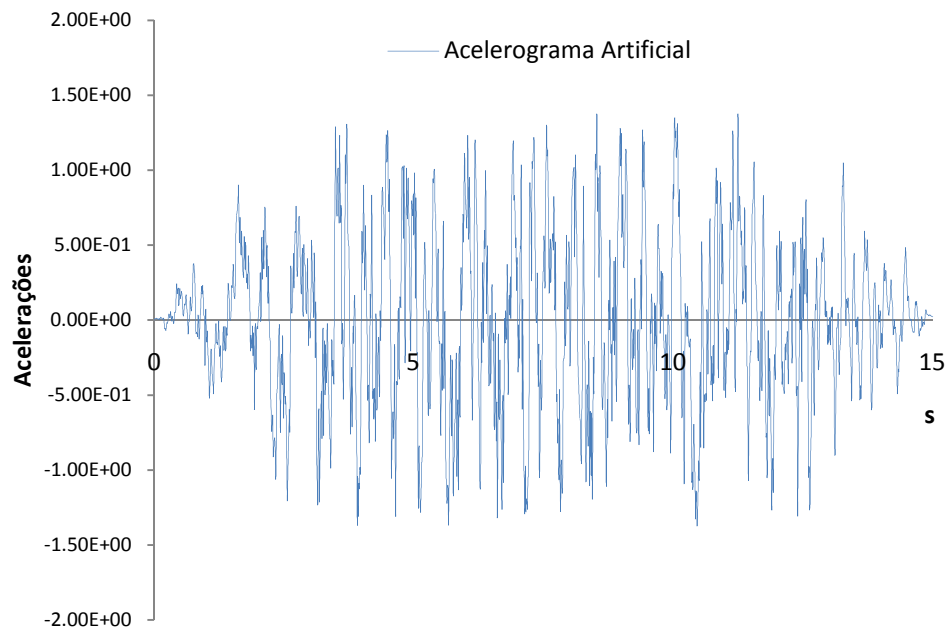


Figura 3.11 - Acelerograma Artificial – LS- DL.

Para as análises não lineares dinâmicas, foi considerado um coeficiente de amortecimento igual a 3%, para o Estado Limite DL. Nos restantes Estados Limite considerou-se igual a zero pois o programa de cálculo OpenSees contabiliza o amortecimento resultante da deformação plástica e da dissipação de energia dos materiais.

4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo faz-se uma apresentação dos resultados obtidos através das análises referidas no capítulo anterior, com metodologias do EC8-3 e também utilizando alguns métodos sugeridos por outros autores (Romão *et al*, 2010).. Desta forma, pretende-se, estudar a admissibilidade da análise linear e fazer uma comparação entre os diversos processos abordados no EC8, sendo eles: análises não-lineares dinâmicas e análises elásticas lineares. Estas análises, tal cmo citado anteriormente, foram efectuadas com recurso ao programa OpenSees (OpenSees, 2010).

Antes de efectuar as referidas análises, foram efectuadas análises modais das diferentes estruturas, o que permitiu uma primeira avaliação dos efeitos da variação da rigidez dos diferentes modelos. Na Tabela 4.1 estão presentes os períodos e respectivas frequências dos primeiros três modos de vibração para os diferentes modelos.

Tabela 4.1 - Frequências e períodos da estrutura para as diferentes modelações.

	Modelo não-linear				Modelo elástico linear					
	SD e NC		DL		E=33GPa		E = 16.5 GPa		K _{EC8-3}	
	T (s)	f (Hz)	T (s)	f (Hz)	T (s)	f (Hz)	T (s)	f (Hz)	T (s)	f (Hz)
Modo 1	0.602	1.662	2.187	0.547	0.895	1.117	1.266	0.790	2.420	0.413
Modo 2	0.198	5.047	0.739	1.353	0.306	3.264	0.433	2.308	0.797	1.254
Modo 3	0.114	8.752	0.439	2.276	0.175	5.707	0.248	4.035	0.454	2.201

Com base na observação dos valores da Tabela 4.1, é de notar a proximidade dos resultados obtidos para os modelos linear e não-linear com a rigidez reduzida dada pelo EC8-3. Por outro lado, observou-se que o modelo com redução de 50% do módulo de elasticidade possui uma frequência entre o modelo com a rigidez reduzida do EC8-3 e o modelo com 100% de módulo de elasticidade.

4.2 VERIFICAÇÃO DA ADMISSIBILIDADE DA ANÁLISE ELÁSTICA

Neste ponto, pretende-se verificar a admissibilidade da análise elástica para realizar a avaliação de segurança de acordo com o modelo preconizado pelo EC8-3. Para tal será utilizado o factor $\rho = D/C$, explicitado no Capítulo 2. O EC8-3, indica que este factor pode ser avaliado em momentos ou em rotações nas secções extremas à esquerda e à direita de cada elemento. Apesar de o EC8-3 não sugerir a realização da avaliação da segurança em termos de esforços, foi avaliada esta possibilidade para os Estados Limite SD e NC. Assim, para o Estado Limite NC, admite-se que o momento resistente será o momento correspondente à rotação de corda última da secção e, como o EC8-3 sugere que a rotação θ_{SD} seja 75% da rotação admitida para θ_{NC} , admitiu-se que o momento resistente para o Estado Limite SD seria o momento correspondente a 75% da rotação admitida para o Estado Limite NC.

Para a avaliação da segurança, em termos de rotações, o EC8-3 indica as capacidades resistentes para os diferentes Estados Limite, através das equações (2.1) e (2.3) e ainda pela relação referida no parágrafo anterior. Neste caso, a maior dificuldade encontra-se na avaliação da rotação da corda actuante. Tal como estudado em Romão *et al.* (2010), o cálculo da rotação da corda segundo a proposta do EC8-3, torna-se por vezes de difícil aplicabilidade. Esta metodologia implica a avaliação do ponto de inflexão do diagrama de momentos, o que nem sempre é possível, sendo que o EC8-3 sugere a utilização de uma aproximação de valor igual a metade do vão do elemento. Este procedimento é admissível para situações em que os esforços resultantes da carga transversal são pequenos quando comparados com os que resultam da carga sísmica. Na Figura 4.1, apresentam-se exemplos em que não é possível calcular o ponto em que o diagrama de momentos se anula, notando que (a) e (b) são diagramas típicos de pilares e (c) um diagrama usual de vigas de vão reduzido.

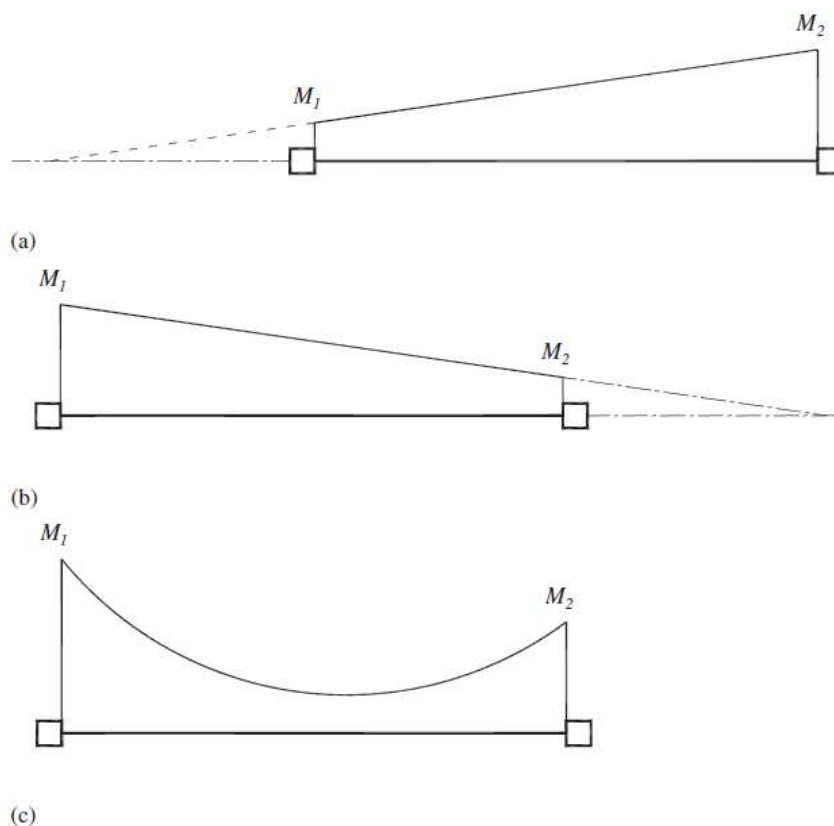


Figura 4.1 - Exemplos de diagramas de momentos que apresentam dificuldades para o cálculo da rotação da corda.

Atendendo a estas dificuldades, a rotação de corda foi calculada através dum método geométrico aproximado que considera o deslocamento transversal relativo do elemento e as rotações nodais para vigas e colunas (método AGM-DR de Romão *et al.* 2010), que se baseia na relação entre deslocamentos e deformações para elementos de um pórtico. Neste caso, a rotação da corda numa determinada extremidade é dada por:

$$\theta = \frac{d_y}{L} - \theta_i \quad (4.2)$$

em que θ é a rotação da corda, d_y é o deslocamento transversal relativo entre os extremos do elemento (perpendicular a este) e L representa o comprimento do elemento em análise e θ_i é a rotação nodal da extremidade em análise.

A admissibilidade da análise linear elástica na verificação da segurança sísmica da estrutura pressupõe que o valor dos rácios entre momentos actuantes e resistentes deve ser suficientemente uniforme ao longo dos elementos da estrutura onde é expectável a formação de rótulas plásticas. Assim, o rácio $\rho_{\text{máx}} / \rho_{\text{mín}}$, pelo EC8-3, deverá ser menor que um valor pertencente ao intervalo entre 2 e 3, sendo que o EC8-3 refere o valor de 2.5, considerando apenas $\rho \geq 1$. A identificação de valores relevantes de ρ , ou seja, nas secções onde se formaram rótulas plásticas, deve ter em conta a comparação da capacidade de flexão dos pilares com a soma da capacidade de flexão das vigas num dado nó. Este processo pode ser bastante complexo pois requer uma avaliação do equilíbrio de cada nó para identificar as secções críticas. De modo a simplificar a análise pretendida, a avaliação das zonas com mais potencialidade para a formação de rótulas plásticas pode ser determinada através duma análise do mecanismo de colapso expectável da estrutura. A determinação do mecanismo de colapso da estrutura foi efectuada através de análises não-lineares estáticas (pushover). Esta abordagem, embora mais complexa do ponto de vista da análise, torna-se mais simples para obter a informação pretendida. No entanto, salienta-se que numa situação de análise duma estrutura real em que se pretende apenas usar análise elástica, a verificação da sua admissibilidade deverá recorrer à análise extensiva da localização potencial das rótulas plásticas por avaliação das capacidades resistentes das secções com base nas armaduras.

As análises não-lineares estáticas foram realizadas recorrendo ao algoritmo numérico de controlo em força, disponível no programa OpenSees. Desta forma, a análise deixa de convergir quando a força lateral aumenta para um valor em relação ao qual não é possível obter equilíbrio de forças na estrutura. Tal situação ocorre quando a rigidez lateral da estrutura se torna demasiado baixa, o que coincide com a formação do mecanismo de colapso da estrutura. Ao monitorizar a distribuição de secções ao longo da estrutura com armadura em cedência, é possível determinar que rótulas se formaram no momento em que a análise deixa de convergir, obtendo-se assim a distribuição de rótulas pretendida. Na Figura 4.2 são apresentados os mecanismos de rotura da estrutura obtidos com as duas distribuições laterais de cargas consideradas, indicando as secções em cedência, isto é, em que se formaram rótulas. Estas análises foram efectuadas com as cargas apenas num sentido, esquerda para a direita, sendo que, no sentido inverso, a estrutura apresentaria uma distribuição de rótulas simétrica.

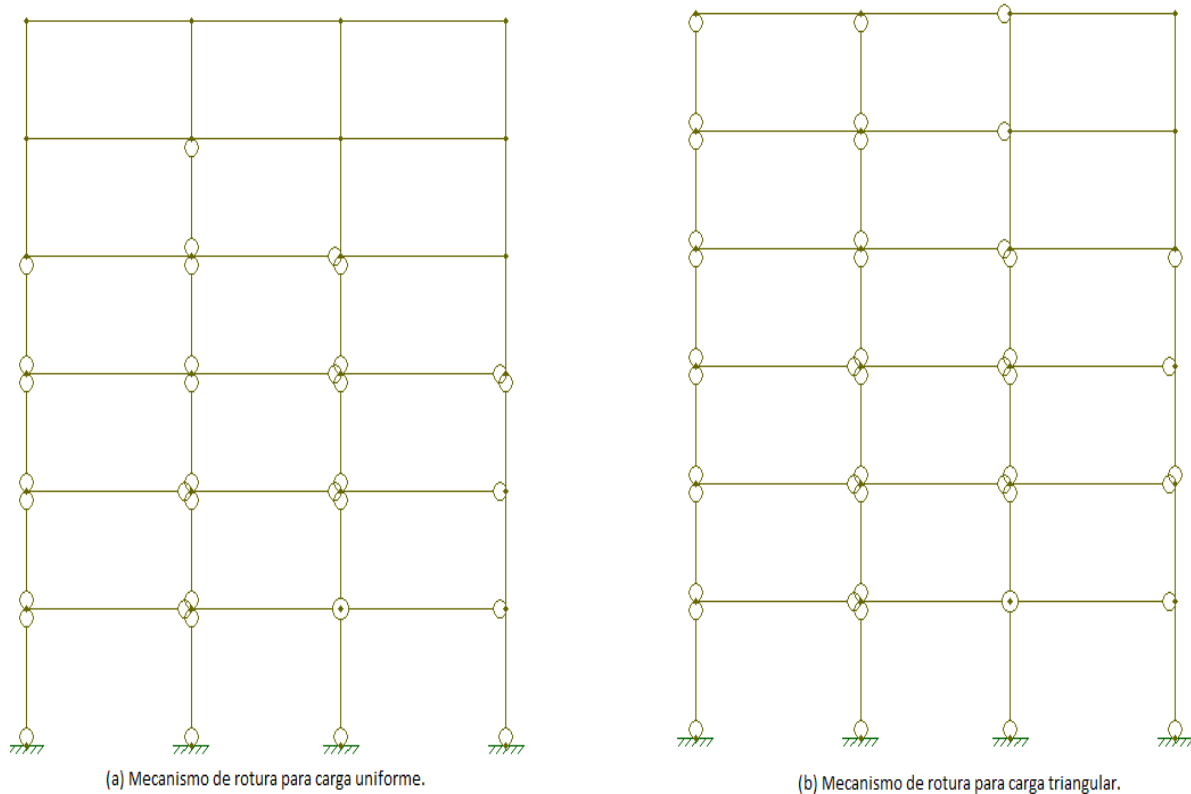


Figura 4.2 - Mecanismos de rotura da estrutura.

Através desta figura é possível comparar as secções em cedência com os valores da verificação de segurança feita pelo EC8-3, ou seja, comparar para estas secções os valores que ρ assume (em momentos), para os diferentes estados limite. Na tabela seguinte faz-se uma comparação entre o valor de ρ obtido nas diferentes análises elásticas para as secções que apresentam cedência na Figura 4.2. De notar que, nas tabelas, os elementos são classificados pela numeração da Figura 3.1 acrescentando se a cedência se verifica na secção da esquerda ou direita do elemento.

Tabela 4.2 - Verificação da admissibilidade da análise elástica pelo EC8-3.

DL				SD		NC	
Elemento	ρ						
	K _{EC8}	E = 33 GPa	E = 16.5 GPa	E = 33 GPa	E = 16.5 GPa	E = 33 GPa	E = 16.5 GPa
1_esq	0.469	1.619	1.356	4.537	3.831	5.148	4.349
1_dir	0.016	0.412	0.323	1.367	1.127	1.601	1.327
2_esq	0.109	0.736	0.592	2.358	1.969	2.749	2.309
2_dir	0.052	0.647	0.513	2.130	1.770	2.494	2.086
3_esq	0.123	0.930	0.750	3.265	2.721	3.791	3.177
3_dir	0.138	1.013	0.819	3.547	2.964	4.118	3.458
4_esq	0.015	0.601	0.453	2.417	1.972	2.871	2.369
4_dir	0.064	0.781	0.604	3.002	2.470	3.542	2.943
5_esq	0.119	0.528	0.397	2.086	1.700	2.478	2.040
5_dir	0.005	0.729	0.567	2.703	2.223	3.177	2.633
6_esq	0.353	0.082	0.143	0.538	0.362	0.799	0.602
6_dir	0.398	0.071	0.032	1.181	0.883	1.572	1.238

Tabela 4.2 - Verificação da admissibilidade da análises elástica pelo EC8-3. (Continuação)

DL				SD		NC	
Elemento	ρ						
	K _{EC8}	E = 33 GPa	E = 16.5 GPa	E = 33 GPa	E = 16.5 GPa	E = 33 GPa	E = 16.5 GPa
7_dir	1.254	2.600	2.296	6.921	5.983	7.504	6.440
8_dir	1.308	2.668	2.354	7.164	6.191	7.785	6.682
9_dir	1.220	2.395	2.117	6.341	5.479	6.862	5.889
13_esq	0.565	1.442	1.219	4.276	3.615	4.809	4.058
13_dir	0.253	0.809	0.687	2.372	2.011	2.662	2.251
14_esq	0.510	1.357	1.157	3.938	3.349	4.418	3.750
14_dir	0.479	1.330	1.133	3.861	3.283	4.332	3.677
15_esq	0.568	1.534	1.304	4.738	4.021	5.320	4.509
15_dir	0.614	1.619	1.377	5.000	4.246	5.615	4.762
16_esq	0.521	1.470	1.246	4.435	3.751	4.974	4.201
16_dir	0.591	1.610	1.366	4.859	4.112	5.450	4.607
17_esq	0.409	1.148	0.969	3.464	2.922	3.888	3.273
17_dir	0.488	1.280	1.080	3.871	3.264	4.346	3.659
18_esq	0.291	0.775	0.656	2.271	1.913	2.528	2.126
18_dir	0.427	0.964	0.819	2.798	2.362	3.108	2.617
19_dir	1.201	2.531	2.223	6.890	5.939	7.515	6.435
20_dir	1.264	2.606	2.288	7.126	6.141	7.780	6.665
21_dir	1.167	2.324	2.045	6.253	5.390	6.797	5.821
22_dir	1.010	1.921	1.700	5.001	4.319	5.387	4.616
23_dir	0.821	1.386	1.245	3.347	2.916	3.527	3.039
24_dir	0.662	0.893	0.836	1.760	1.585	1.727	1.529
25_esq	0.542	1.422	1.198	4.249	3.587	4.787	4.035
25_dir	0.208	0.769	0.647	2.323	1.962	2.624	2.214
26_esq	0.438	1.293	1.093	3.861	3.272	4.359	3.692
26_dir	0.408	1.269	1.073	3.788	3.210	4.276	3.621
27_esq	0.499	1.482	1.252	4.670	3.953	5.267	4.457
27_dir	0.537	1.565	1.324	4.930	4.176	5.561	4.707
28_esq	0.429	1.400	1.176	4.346	3.662	4.905	4.133
28_dir	0.497	1.535	1.291	4.764	4.017	5.377	4.533
31_esq	0.005	0.793	0.618	2.979	2.462	3.511	2.924
31_dir	1.206	2.705	2.375	7.372	6.354	8.043	6.889
32_dir	1.280	2.830	2.485	7.741	6.673	8.453	7.243
33_dir	1.184	2.574	2.263	6.957	5.994	7.571	6.482
37_esq	0.625	1.767	1.503	4.669	3.952	5.215	4.397
39_esq	0.632	1.438	1.258	3.874	3.331	4.243	3.629
39_dir	0.693	1.557	1.363	4.196	3.612	4.597	3.935
40_dir	0.707	1.506	1.329	3.869	3.337	4.187	3.587
pmin	1.010	1.013	1.073	1.181	1.127	1.572	1.238
pmax	1.308	2.830	2.485	7.741	6.673	8.453	7.243
pmax/pmin	1.295	2.792	2.316	6.556	5.918	5.376	5.852

Pela observação da Tabela 4.2, verifica-se que, para o Estado Limite DL, é admissível a utilização da análise elástica excepto no modelo com rigidez reduzida em 50% que apresenta um valor de $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ superior a 2.5. Para os restantes Estados Limite não se verifica a admissibilidade da análise elástica.

Além desta abordagem, foi ainda considerado outro método para verificar a admissibilidade da análise elástica que evita a longa análise dos nós da estrutura, e se baseia nos seguintes pontos:

1. Após estabelecer o rácio admissível para $\rho_{\max} / \rho_{\min}$, η , identifica-se a secção que apresenta o $\rho_{\max}$;
2. De seguida, calcula-se o valor mínimo admissível de $\rho_{\min}$ que verifique η , $\rho_{\min,adm}$, dado por $\rho_{\max} / \eta$;
3. Posteriormente procura-se a secção que apresenta o maior valor de ρ que seja maior ou igual 1 mas que não exceda $\rho_{\min,adm}$, chamado de $\rho_{\min}^*$, e determina-se se é ou não um local onde se poderá formar uma rótula plástica. Se esta condição se verificar, então a análise linear não é aplicável.
4. Se não for previsível a formação de uma rótula plástica, o valor de $\rho_{\min,adm}$ passa a ser $\rho_{\min}^*$ e o passo anterior é repetido. Se não houver mais secções para repetir então a análise elástica é aplicável.

Aplicando agora este processo alternativo para os casos apresentados na Tabela 4.2, verifica-se a necessidade de iterações. Então, começando pelo Estado Limite DL, com $\eta = 2.5$ e para o modelo de rigidez reduzida temos que:

- Iteração 1:
 - o $\rho_{\max} = 1.308$;
 - o $\rho_{\min,adm} = 0.523$;
 - o A análise elástica é admissível pois o $\rho_{\min,adm}$ é menor que um. Isto implica que nenhuma secção com $\rho \geq 1$ violará o limite de η

Passando agora para o modelo de módulo de elasticidade de 33 GPa:

- Iteração 1:
 - o $\rho_{\max} = 2.830$;
 - o $\rho_{\min,adm} = 1.131$;
 - o $\rho_{\min}^* = 1.123$, na secção da direita do elemento 38 (secção onde não é possível a formação de rótula plástica);
- Iteração 2:
 - o $\rho_{\min,adm} = 1.123$;
 - o $\rho_{\min}^* = 1.101$, na secção da esquerda do elemento 41 (secção onde não é possível a formação de rótula plástica);
- Iteração 3:
 - o $\rho_{\min,adm} = 1.123$;
 - o $\rho_{\min}^* = 1.096$, na secção da esquerda do elemento 29 (secção onde não é possível a formação de rótula plástica);
- Iteração 4:
 - o $\rho_{\min,adm} = 1.096$;
 - o $\rho_{\min}^* = 1.013$, na secção da direita do elemento 3 (secção onde é possível a formação de rótula plástica);
 - o Logo a análise elástica não é admissível.

Analisando agora para o modelo considerando a redução de 50% do módulo de elasticidade:

- Iteração 1:
 - $\rho_{\text{máx}} = 2.485$;
 - $\rho_{\text{min,adm}} = 0.994$;
 - A análise elástica é admissível pois o $\rho_{\text{min,adm}}$ é menor que um. Isto implica que nenhuma secção com $\rho \geq 1$ violará o limite de η .

De seguida repete-se o processo para o Estado Limite SD, iniciando-se pelo modelo com módulo de elasticidade de 33 GPa:

- Iteração 1:
 - $\rho_{\text{máx}} = 7.741$;
 - $\rho_{\text{min,adm}} = 3.096$;
 - $\rho_{\text{min}}^* = 3.095$, na secção da esquerda do elemento 9 (secção onde não é possível a formação de rótula plástica);
- Iteração 2:
 - $\rho_{\text{min,adm}} = 3.095$;
 - $\rho_{\text{min}}^* = 3.002$, na secção da direita do elemento 4 (secção onde é possível a formação de rótula plástica);
 - A análise elástica não é admissível.

Passando para o modelo em que se considera a redução de 50% do módulo de elasticidade:

- Iteração 1:
 - $\rho_{\text{máx}} = 6.673$;
 - $\rho_{\text{min,adm}} = 2.669$;
 - $\rho_{\text{min}}^* = 2.596$, na secção da esquerda do elemento 32 (secção onde não é possível a formação de rótula plástica);
- Iteração 2:
 - $\rho_{\text{min,adm}} = 2.596$;
 - $\rho_{\text{min}}^* = 2.575$, na secção da esquerda do elemento 19 (secção onde não é possível a formação de rótula plástica);
- Iteração 3:
 - $\rho_{\text{min,adm}} = 2.575$;
 - $\rho_{\text{min}}^* = 2.563$, na secção da esquerda do elemento 9 (secção onde não é possível a formação de rótula plástica);
- Iteração 4:
 - $\rho_{\text{min,adm}} = 2.563$;
 - $\rho_{\text{min}}^* = 2.470$, na secção da direita do elemento 4 (secção onde é possível a formação de rótula plástica);
 - Logo a análise elástica não é admissível.

Falta agora analisar o Estado Limite NC, para ambos os modelos, onde é expectável que se mantenham os resultados obtidos pelo método sugerido pelo EC8-3.

Então, para o modelo de módulo de elasticidade de 33 GPa, obteve-se:

- Iteração 1:
 - $\rho_{\text{máx}} = 8.452$;
 - $\rho_{\text{min,adm}} = 3.381$;

- o $\rho_{\min}^* = 3.226$, na secção da esquerda do elemento 21 (secção onde não é possível a formação de rótula plástica);
- Iteração 2:
 - o $\rho_{\min,adm} = 3.226$;
 - o $\rho_{\min}^* = 3.182$, na secção da esquerda do elemento 33 (secção onde não é possível a formação de rótula plástica);
- Iteração 3:
 - o $\rho_{\min,adm} = 3.182$;
 - o $\rho_{\min}^* = 3.177$, na secção da direita do elemento 5 (secção onde é possível a formação de rótula plástica);
 - o A análise elástica não é admissível.

A avaliação da admissibilidade da análise elástica para o modelo com redução do módulo de elasticidade de 50% resulta em:

- Iteração 1:
 - o $\rho_{\max} = 7.247$;
 - o $\rho_{\min,adm} = 2.897$;
 - o $\rho_{\min}^* = 2.687$, na secção da esquerda do elemento 21 (secção onde não é possível a formação de rótula plástica);
- Iteração 2:
 - o $\rho_{\min,adm} = 2.687$;
 - o $\rho_{\min}^* = 2.662$, na secção da esquerda do elemento 38 (secção onde não é possível a formação de rótula plástica);
- Iteração 3:
 - o $\rho_{\min,adm} = 2.662$;
 - o $\rho_{\min}^* = 2.644$, na secção da esquerda do elemento 33 (secção onde não é possível a formação de rótula plástica);
- Iteração 4:
 - o $\rho_{\min,adm} = 2.644$;
 - o $\rho_{\min}^* = 2.632$, na secção da direita do elemento 5 (secção onde é possível a formação de rótula plástica);
 - o A análise elástica não é admissível.

Conclui-se então que este método é aplicável e conduz a resultados adequados, numa situação em que apenas se pretende fazer análises elásticas e não se possui informação sobre os locais onde se poderão formar rótulas plásticas; este processo revela-se mais simples que o método preconizado pelo EC8-3. Observa-se que nas verificações realizadas, apenas um máximo de 4 zonas teriam de ser avaliadas para verificar a possibilidade de formação de rótulas plásticas.

4.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA PARA A ANÁLISE ELÁSTICA

Apesar de não ser admissível a verificação de segurança da estrutura nas situações mostradas no ponto anterior com base na análise linear elástica, a verificação de segurança vai ser, no entanto, efectuada para comparar estes resultados com os da análise não-linear dinâmica e assim avaliar a validade do procedimento utilizado no ponto anterior.

A verificação em termos de momentos na análise elástica para os Estados Limite SD e NC, pode ser feita; no entanto, caso o rácio D/C seja maior que um, não indica que a segurança não seja verificada, apenas indica a formação de uma rótula plástica na secção.

Neste ponto, faz-se uma verificação em todos os elementos da estrutura, considerando as suas secções extremas. Esta análise é efectuada para os três diferentes estados limite, através da aplicação das forças laterais indicadas na Tabela 3.4.

4.3.1 ESTADO LIMITE DL

Seguidamente, apresentam-se os resultados obtidos para os 3 níveis de rigidez, apresentando-se os valores de ρ avaliados em termos de momentos e em termos de rotações de corda para o Estado Limite DL. No gráfico da Figura 4.3, apresentam-se os valores de ρ calculados nas extremidades de cada uma das barras com base nos resultados obtidos na análise realizada com a rigidez reduzida calculada pelo EC8-3 (Tabela 3.3).

Os gráficos estão organizados pelos elementos, sendo que todos seguem a mesma ordem de apresentação. A título de exemplo, identificam-se no primeiro as zonas de pilares e vigas, existindo uma separação vertical entre o tipo de elementos. Estes separadores verticais (a tracejado) são mantidos para facilitar a interpretação de resultados.

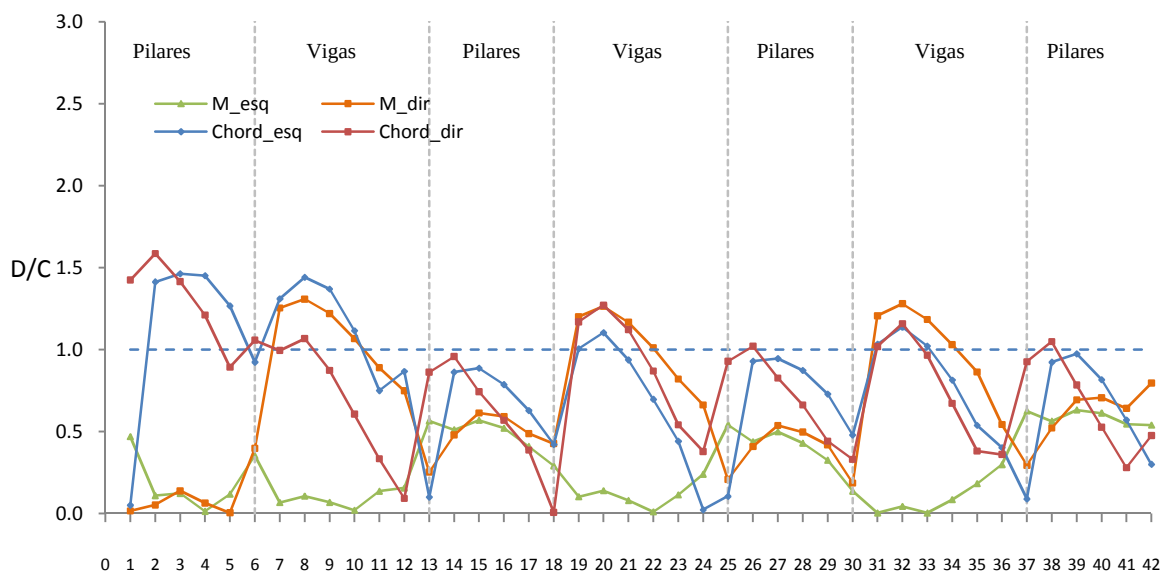


Figura 4.3 - Valores de D/C para a rigidez sugerida pelo EC8-3 – LS - DL.

Na Figura 4.4 e na Figura 4.5 apresentam-se os rácios ρ , obtidos para o Estado Limite DL e para as duas hipóteses de módulo de elasticidade, $E = 33$ GPa e $E = 16.5$ GPa, respectivamente.

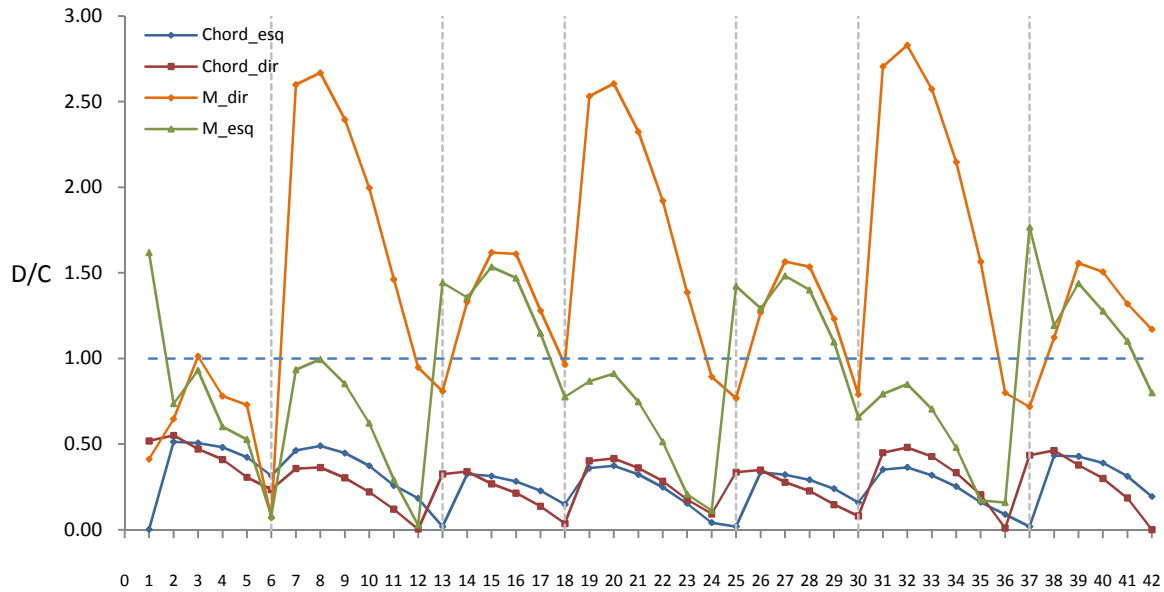


Figura 4.4 - Valores de D/C para o modelo com E=33 GPa – LS - DL.

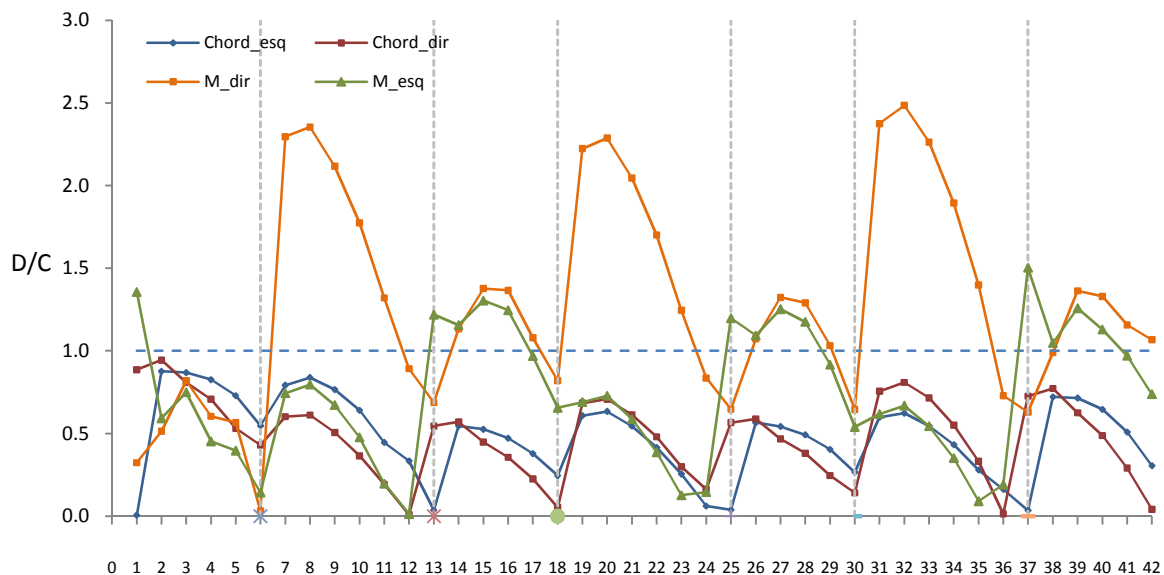


Figura 4.5 - Valores de D/C para o modelo com E=16.5 GPa - LS - DL.

Pela interpretação dos gráficos verifica-se que a metodologia proposta pelo EC8-3 admite valores mais elevados das rotações de corda enquanto as restantes duas conduzem a maiores valores de momentos. Portanto, para uma análise comparativa entre os vários métodos, é necessária uma análise entre os valores de ρ obtidos para rotações da Figura 4.3 e os valores de ρ obtidos para momentos das Figura 4.4 e Figura 4.5, ilustrada na Figura 4.6 e na Figura 4.7.

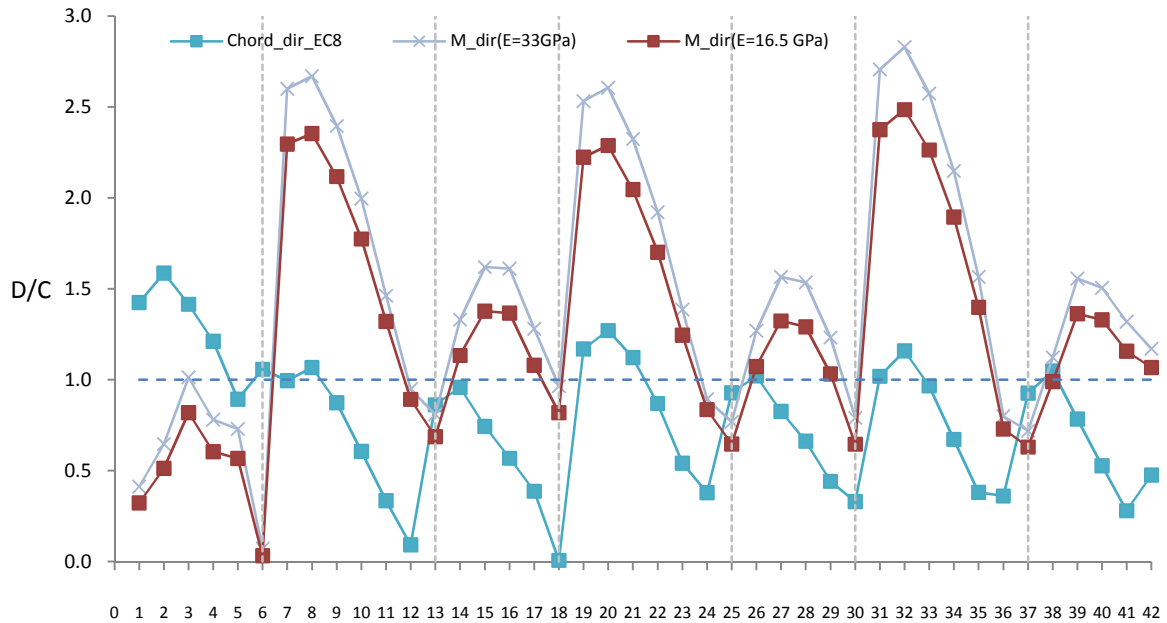


Figura 4.6 - Comparação dos rácios D/C para as 3 análises elásticas para a secção da direita dos elementos – LS - DL.

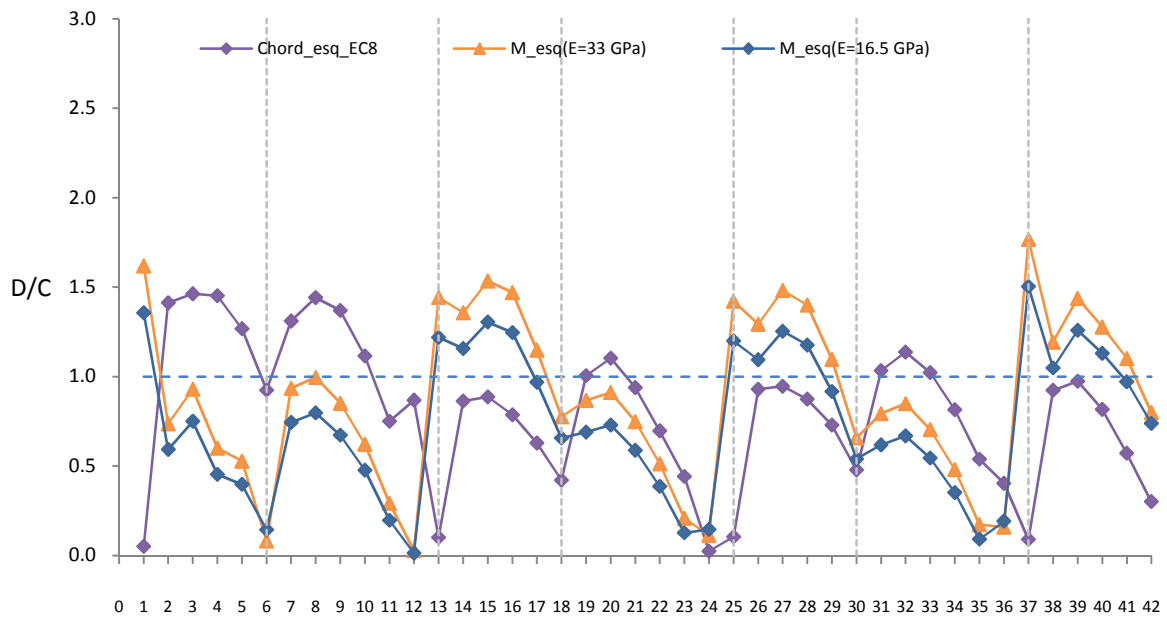


Figura 4.7 - Comparação dos rácios D/C para as 3 análises elásticas para a secção da esquerda dos elementos – LS - DL.

A análise dos resultados da Figura 4.6 e Figura 4.7 permite concluir que ambas as abordagens (análise em esforços e análise em deformações) não conduzem aos mesmos resultados em termos da verificação de segurança das secções. No entanto, nas secções da direita é visível uma semelhança entre os valores dos rácios em rotações para a rigidez K_{EC8-3} e os valores de ρ para o modelo com módulo de elasticidade igual a 33 GPa.

4.3.2 ESTADO LIMITE SD

Para este Estado Limite apenas se analisaram dois modelos ($E = 33 \text{ GPa}$ e $E = 16.5 \text{ GPa}$) pois o EC8-3 apenas prevê a redução de rigidez para os estados limite DL.

Em seguida (Figura 4.8 e Figura 4.9) apresentam-se as verificações efectuadas para o Estado Limite SD. Tal como justificado anteriormente, as verificações apenas são feitas em termos de rotações de corda.

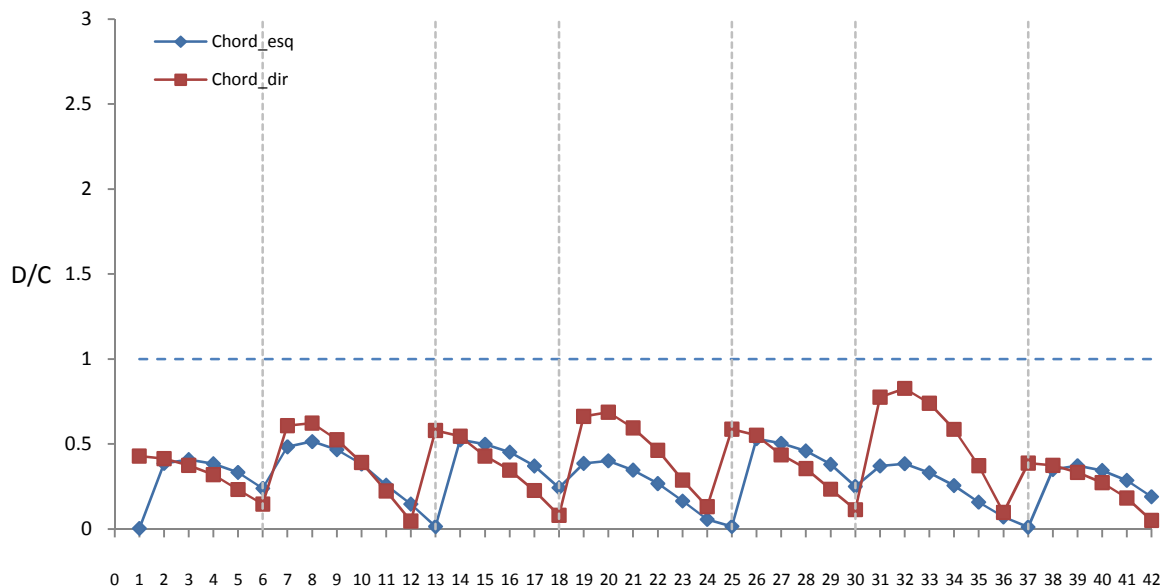


Figura 4.8 - Valores de ρ para um módulo de elasticidade com uma redução de 50% - LS - SD.

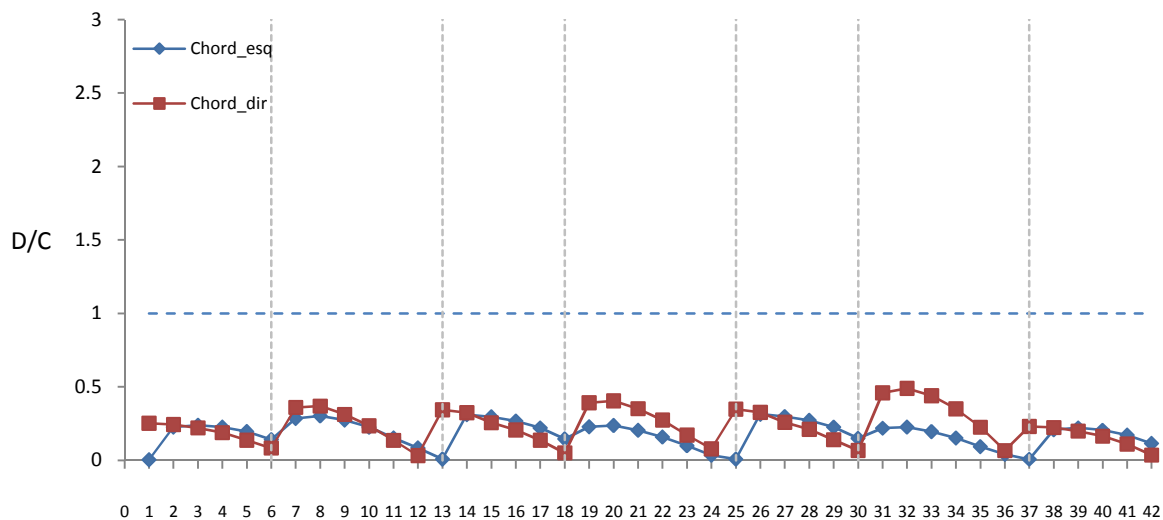


Figura 4.9 - Valores de ρ para um módulo de elasticidade de 33 GPa - LS - SD.

A observação dos resultados da avaliação de segurança obtidos, permite concluir que a abordagem de avaliação de ρ com base nas deformações conduz a resultados totalmente diferentes dos obtidos quando ρ é calculado com base nos momentos flectores. No entanto, apesar de não ser admissível a análise linear para a verificação da segurança deste caso (como verificado em 4.2), a validade destes resultados será analisada no ponto 4.5.2 por comparação com os resultados obtidos da análise não linear dinâmica.

4.3.3 ESTADO LIMITE NC

Falta ainda analisar a estrutura para o Estado Limite NC, que, tal como anteriormente apenas foram analisados para os modelos de módulo de elasticidade total e de 50%. Apresentam-se nos gráficos da Figura 4.10 e Figura 4.11 os rácios D/C avaliados.

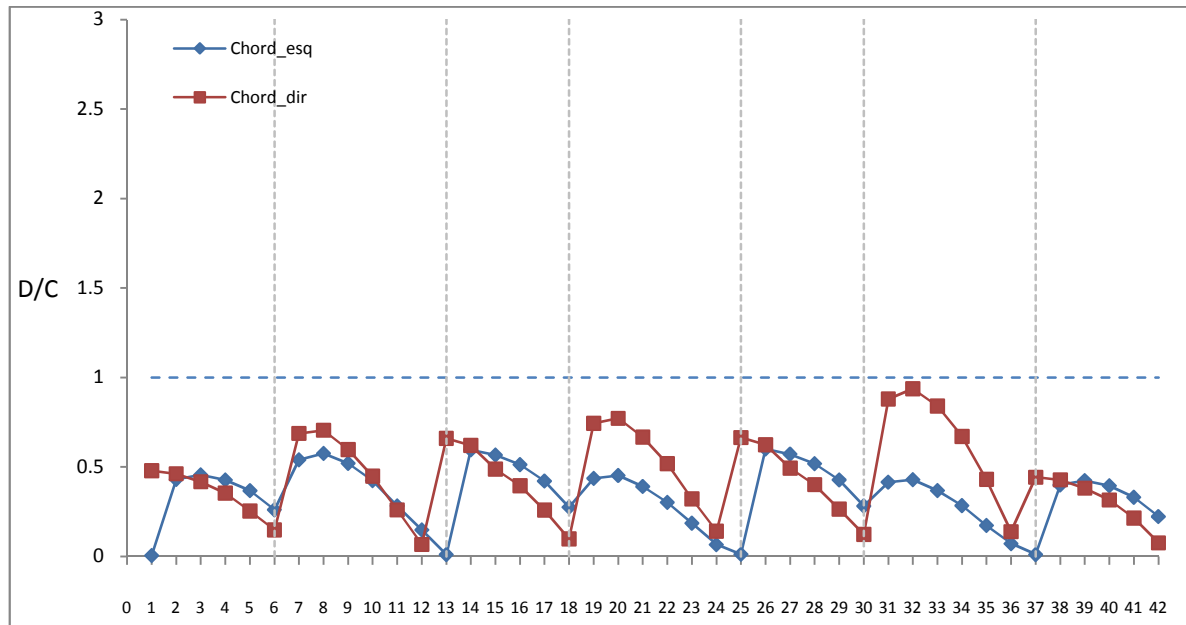


Figura 4.10 - Valores de p para um módulo de elasticidade com uma redução de 50% - LS - NC.

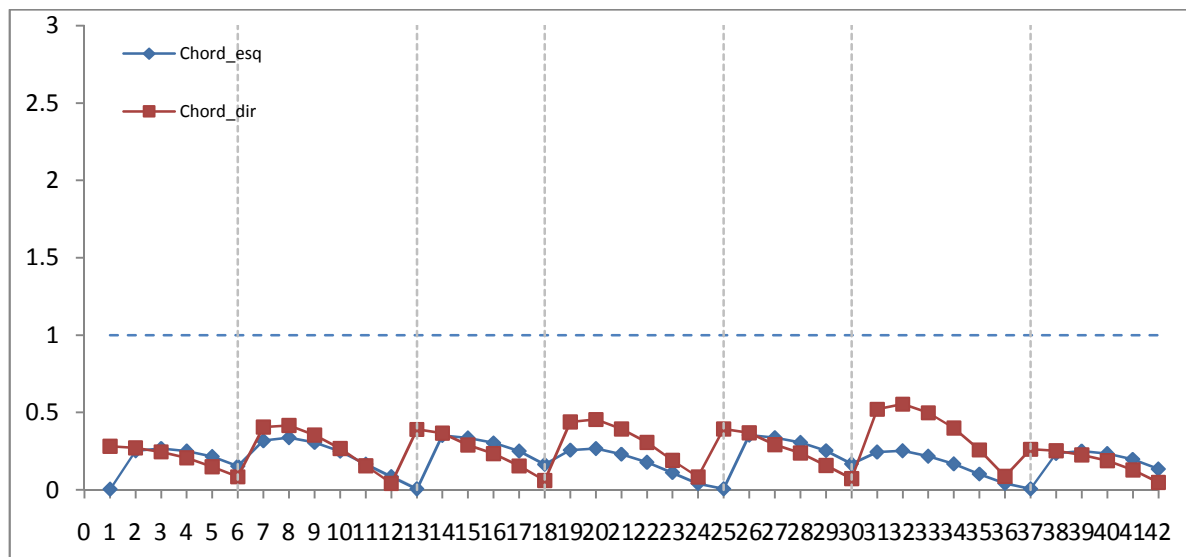


Figura 4.11 - Valores de p para um módulo de elasticidade de 33 GPa - LS - NC

Tal como para o caso do Estado Limite de SD, os valores obtidos com base nas deformações são bastante baixos. Verifica-se que não existem valores de rácios superiores a um o que indica que a segurança é verificada em todos os elementos.

4.3.4 APRESENTAÇÃO DOS RÁCIOS D/C PARA VERIFICAÇÃO EM MOMENTOS

Tal como explicado no Ponto 4.2, valores de $\rho \geq 1$ para verificação em momentos não implica que a secção não esteja em segurança, para análises elásticas, mas indica uma secção onde se poderão formar rótulas plásticas. De seguida, apresentam-se os valores de ρ para verificação em termos de momentos para os Estados Limite SD e NC.

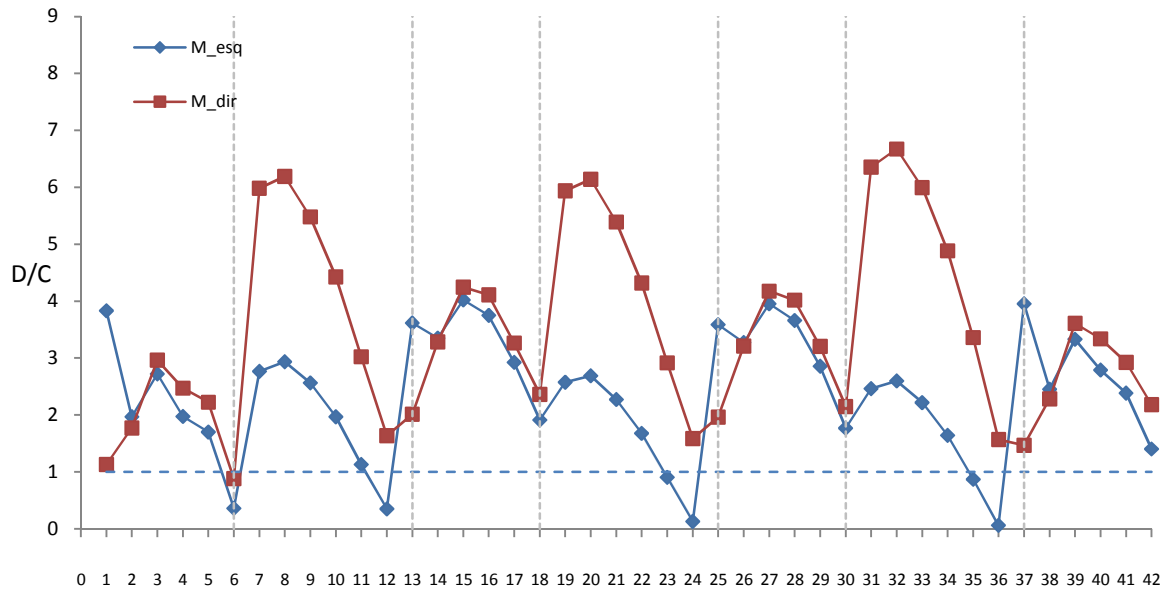


Figura 4.12 - Valores de ρ para verificação em momentos (E=16.5 GPa) - LS - SD.

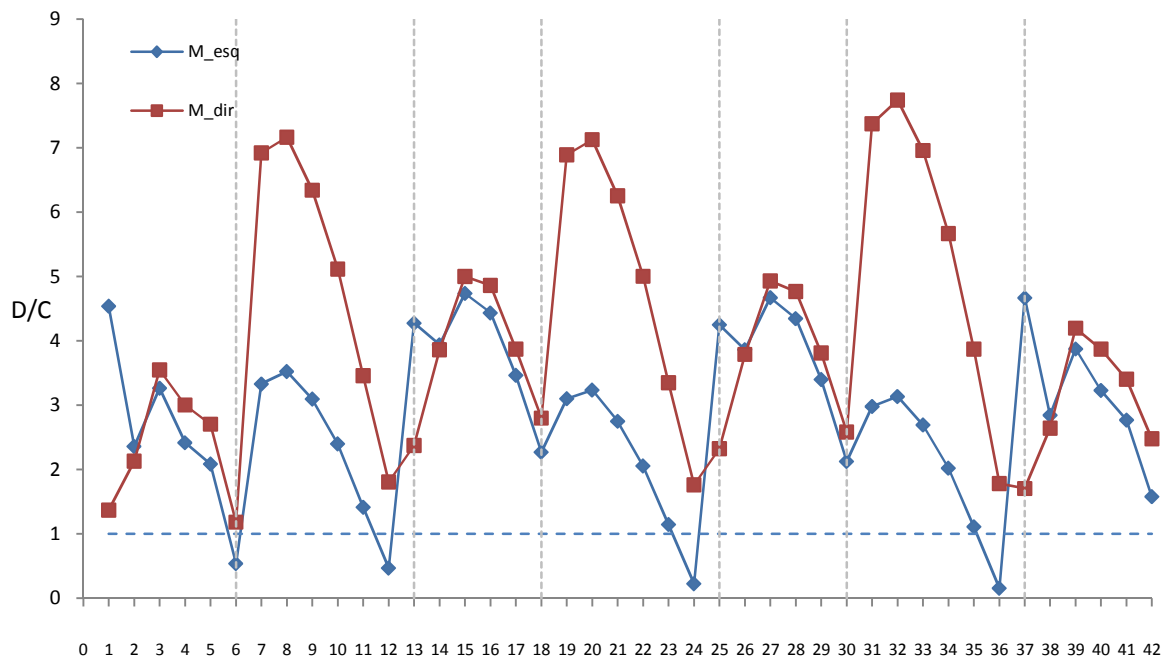


Figura 4.13 - Valores de ρ para verificação em momentos (E=33 GPa) - LS - SD.

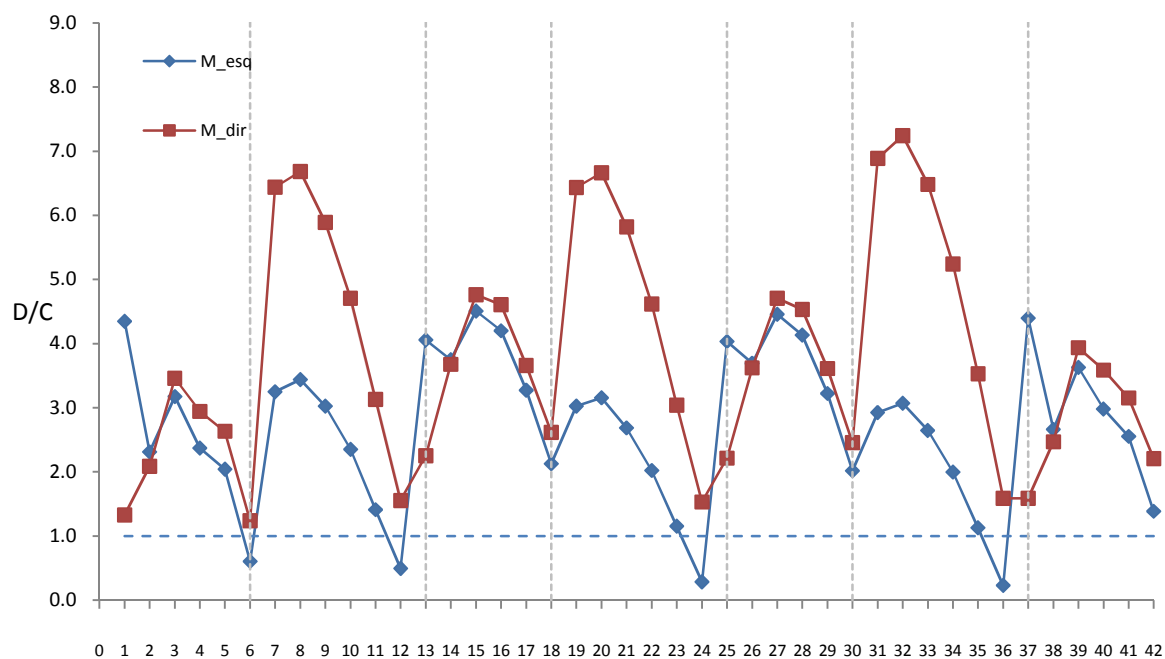


Figura 4.14 - Valores de p para verificação em momentos ($E=16.5$ GPa) - LS - NC.

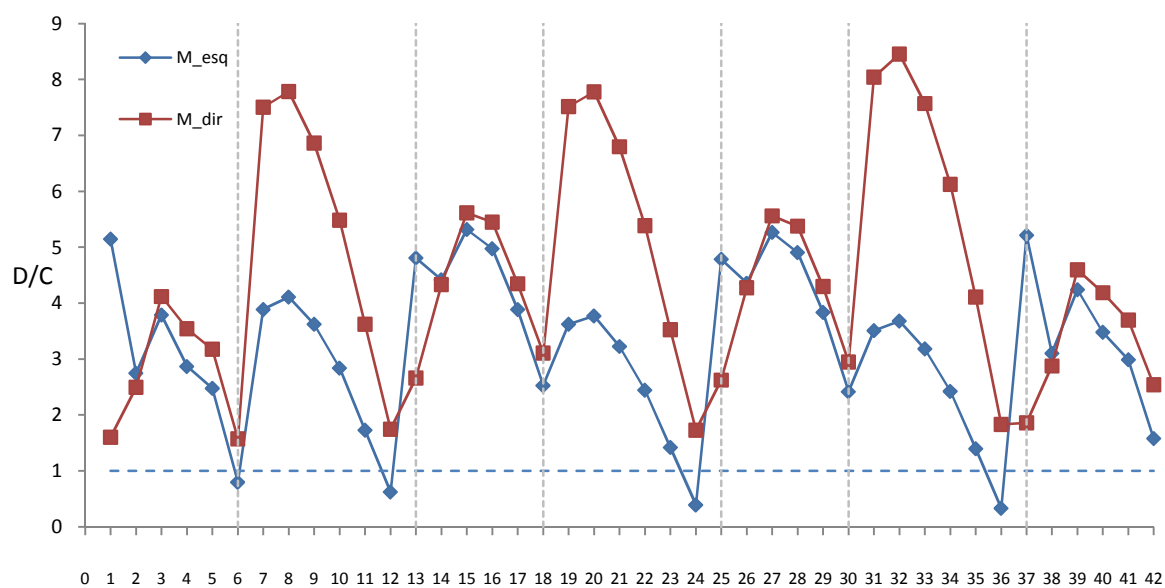


Figura 4. 15 - Valores de p para verificação em momentos ($E=33$ GPa) - LS - NC.

4.4 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA PARA A ANÁLISE NÃO-LINEAR DINÂMICA

Neste ponto serão discutidos os resultados obtidos para a análise não-linear dinâmica. O modelo foi analisado com vários acelerogramas reais e artificiais, para ser mais específico, com os sete acelerogramas reais e os sete artificiais, anteriormente expostos, para cada Estado Limite. Neste ponto serão apresentados os resultados para as diferentes análises e, por fim, será feita uma comparação entre os resultados obtidos para ambos os casos.

Para as análises não-lineares dinâmicas, foi necessário criar uma metodologia para o tratamento dos resultados obtidos. Tal como anteriormente, foram analisadas as secções extremas de cada elemento, para cada instante. De seguida, procedeu-se da seguinte forma:

- Para cada secção apenas se utilizaram os momentos máximos positivo e negativo de cada acelerograma;
- Faz-se o mesmo mas desta vez com a rotação da corda, utilizando também a Eq. (4.2);
- Calcula-se de seguida o rácio ρ , D/C , para as 8 situações acima descritas (Momentos máximos e mínimos à esquerda e direita mais rotações máximas e mínimas também à esquerda e direita);
- Por fim, para cada Estado Limite são calculados os valores médios de ρ para cada conjunto de sete acelerogramas (tal como explicado em cima).

4.4.1 ANÁLISES REALIZADAS COM ACELEROGRAMAS REAIS

Com estes resultados obtiveram-se o conjunto de gráficos apresentados de seguida, sendo esta a forma mais simplificada de representação dos resultados. Para o Estado Limite DL, foi considerada a rigidez reduzida definida pelo EC8-3, implementada de acordo com a metodologia descrita na secção 3.2.1. A Figura 4.16 e Figura 4.17 apresentam os resultados obtidos.

Tal como anteriormente, verificam-se valores mais elevados para os rácios de segurança ao nível de rotações em comparação com os dos momentos.

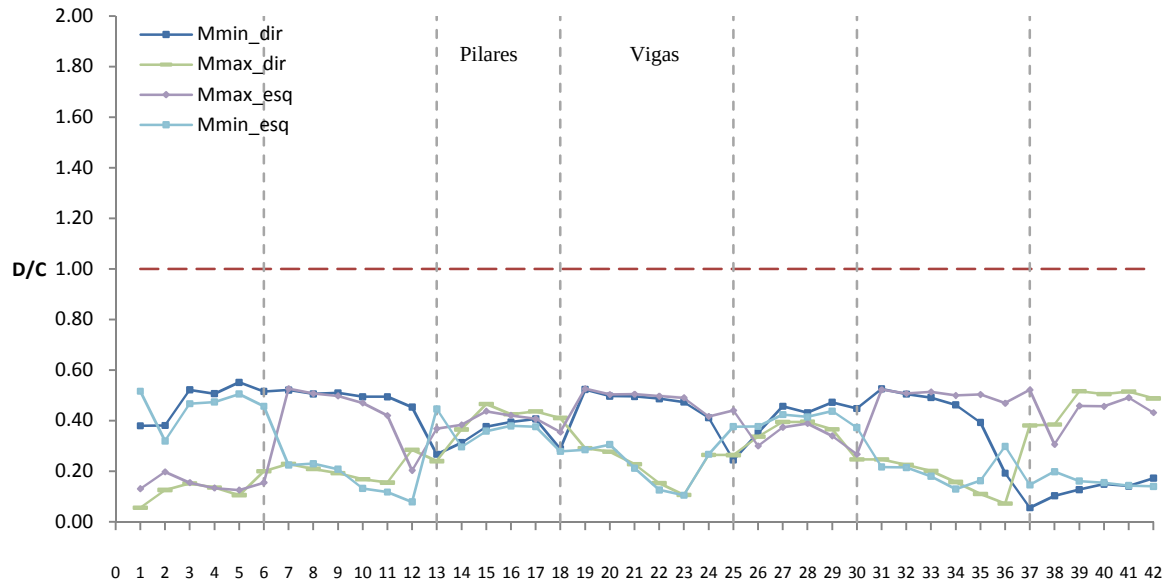


Figura 4.16 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas reais em termos de momentos – LS – DL

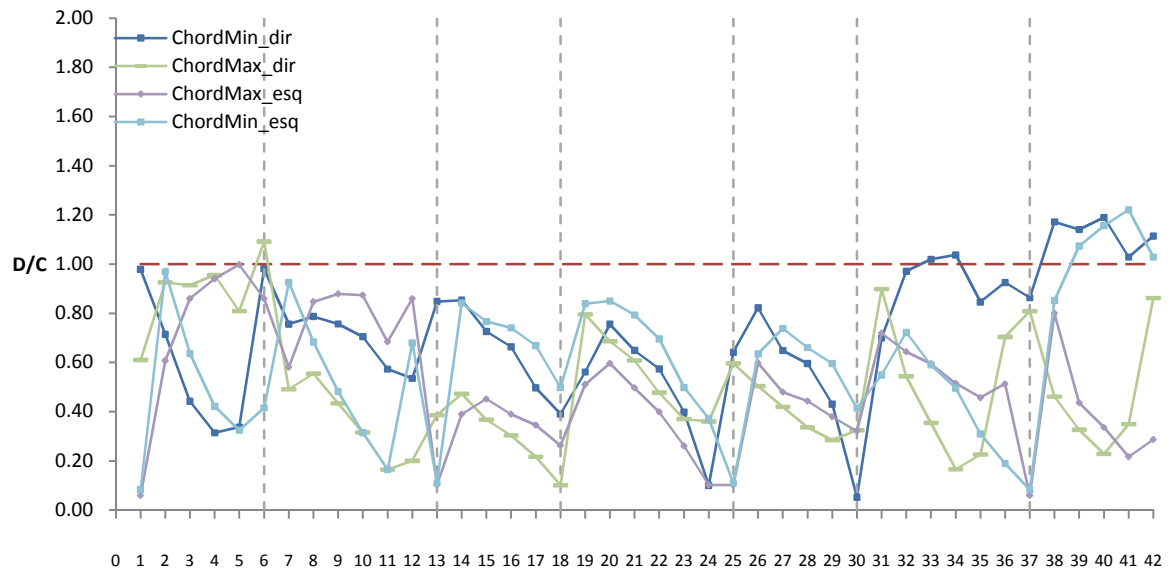


Figura 4.17 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas reais em termos de rotações – LS – DL

De seguida (Figura 4.18) apresentam-se os valores obtidos para o Estado Limite SD, verificando-se um aumento considerável dos rácios de segurança em termos de momentos face aos da Figura 4.16 e, mesmo, em relação às rotações para este Estado Limite (Figura 4.19).

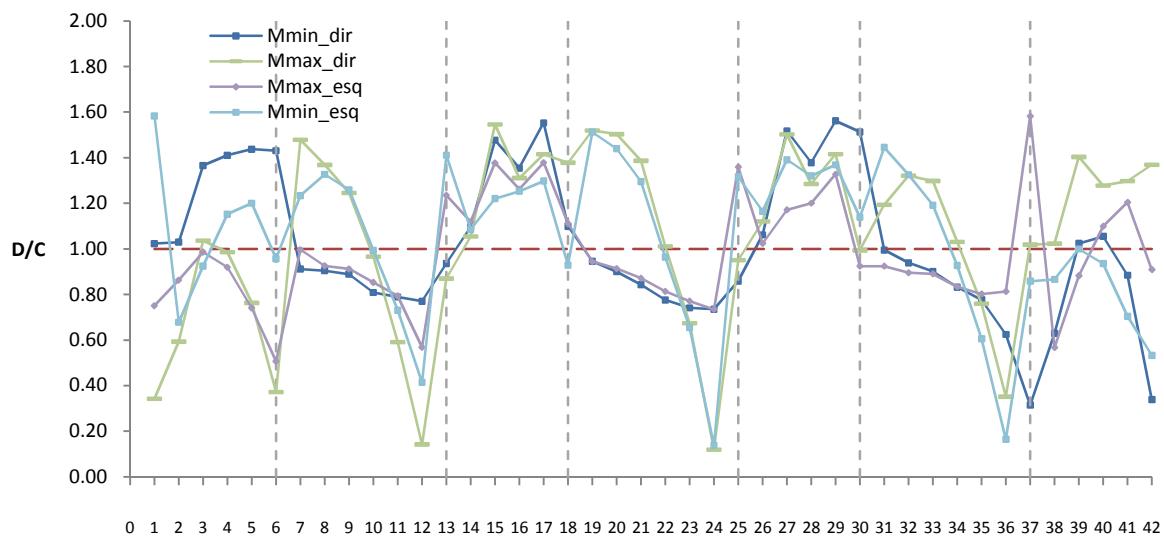


Figura 4.18 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas reais em termos de momentos – LS - SD.

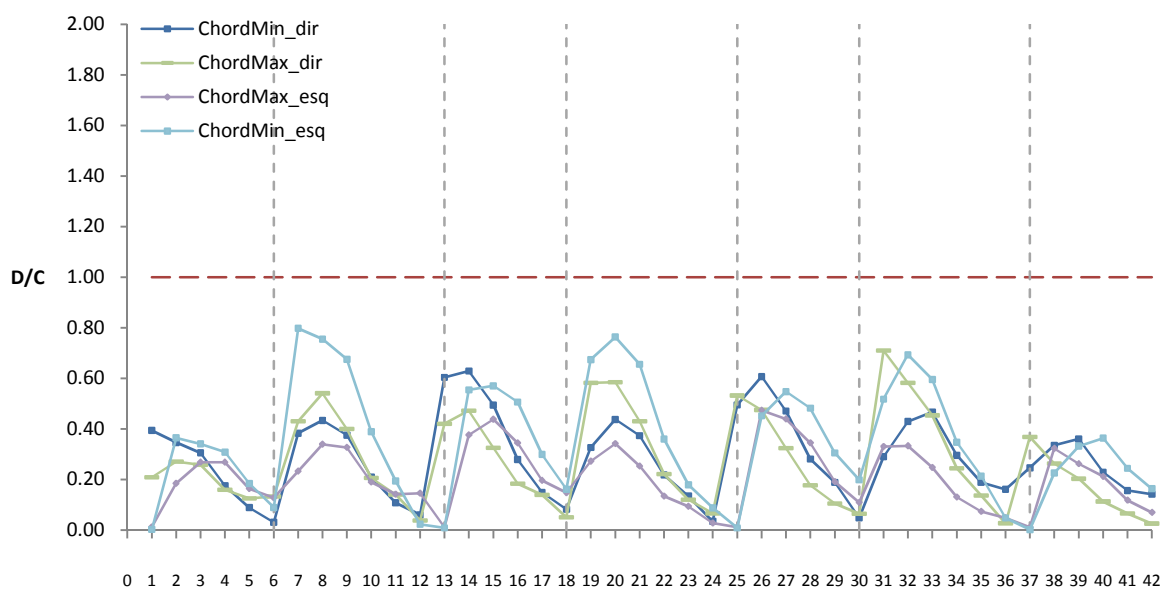


Figura 4.19 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas reais em termos de rotações – LS - SD.

Para o Estado Limite NC (Figura 4.20 e Figura 4.21), verifica-se um aumento da intensidade sísmica, o que leva a um aumento do valor de p , de um modo geral.

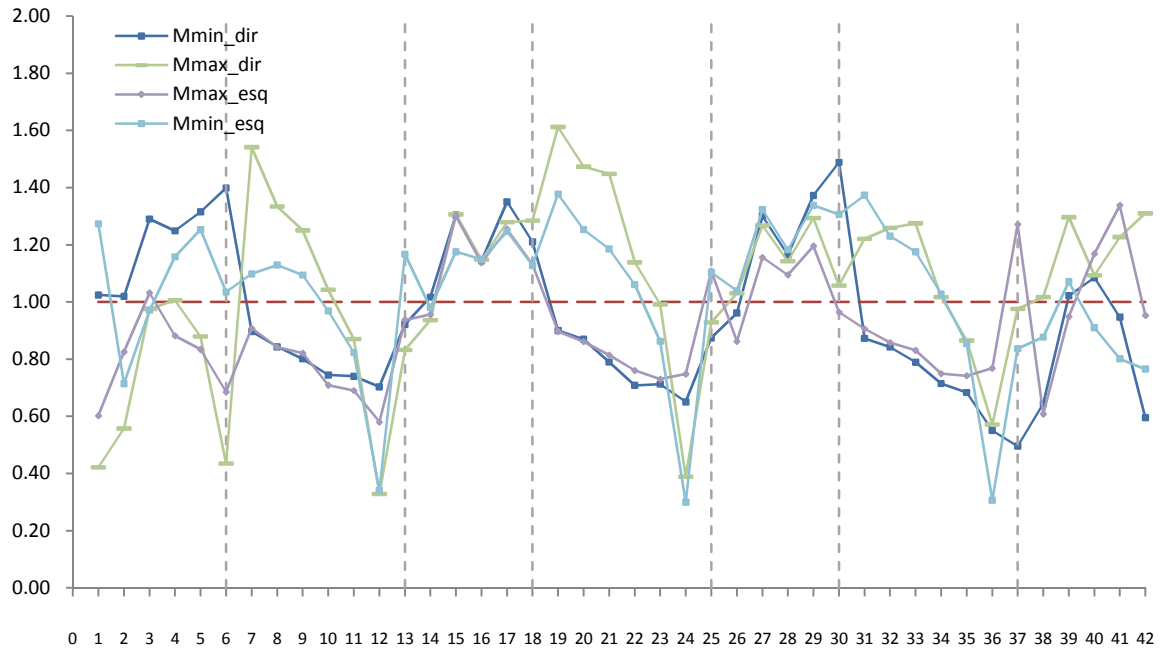


Figura 4.20 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas reais em termos de momentos – LS - NC.

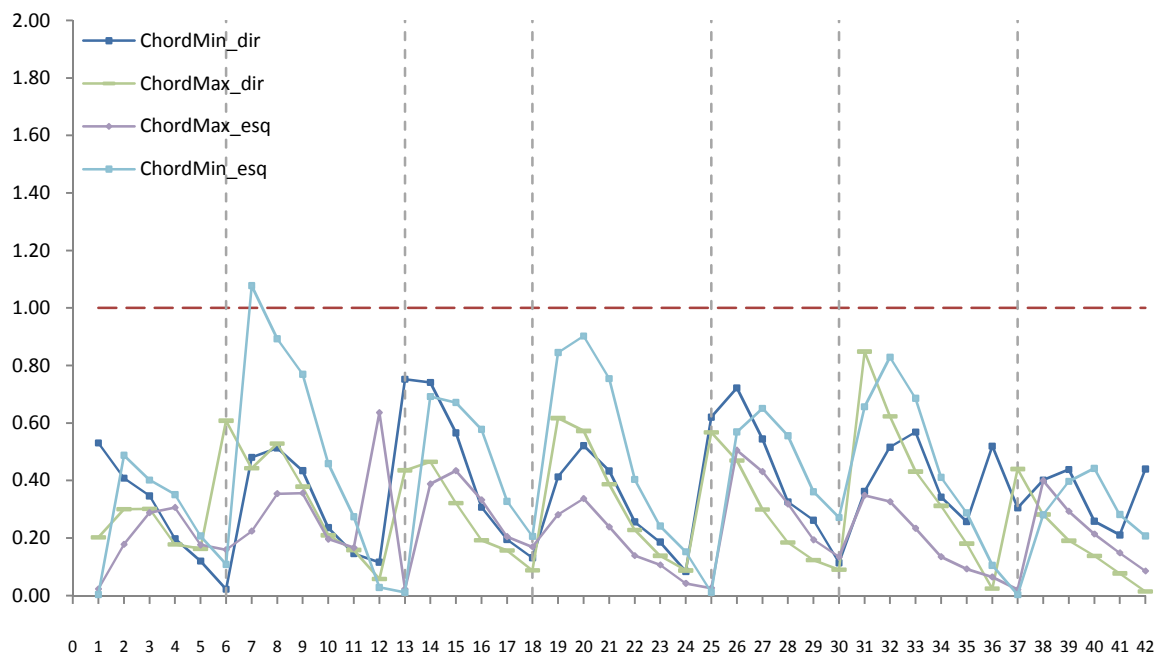


Figura 4.21 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas reais em termos de rotações – LS - NC.

Em seguida, a título de resumo, apresentam-se os gráficos obtidos (Figura 4.22, Figura 4.23, Figura 4.24,, Figura 4.25 Figura 4.26 e Figura 4.27) com a comparação entre as verificações efectuadas em termos de rotações face às verificações em momentos, para cada Estado Limite.

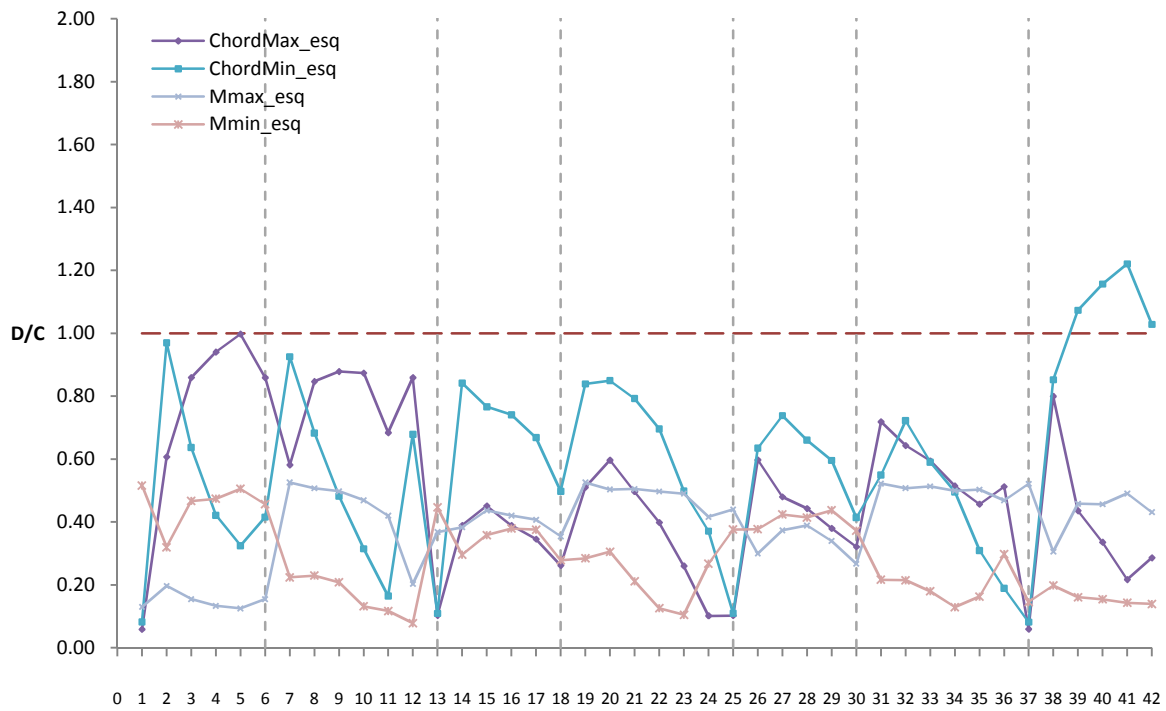


Figura 4.22 - Valores de p com acelerogramas reais para a secção da esquerda - Estado Limite DL.

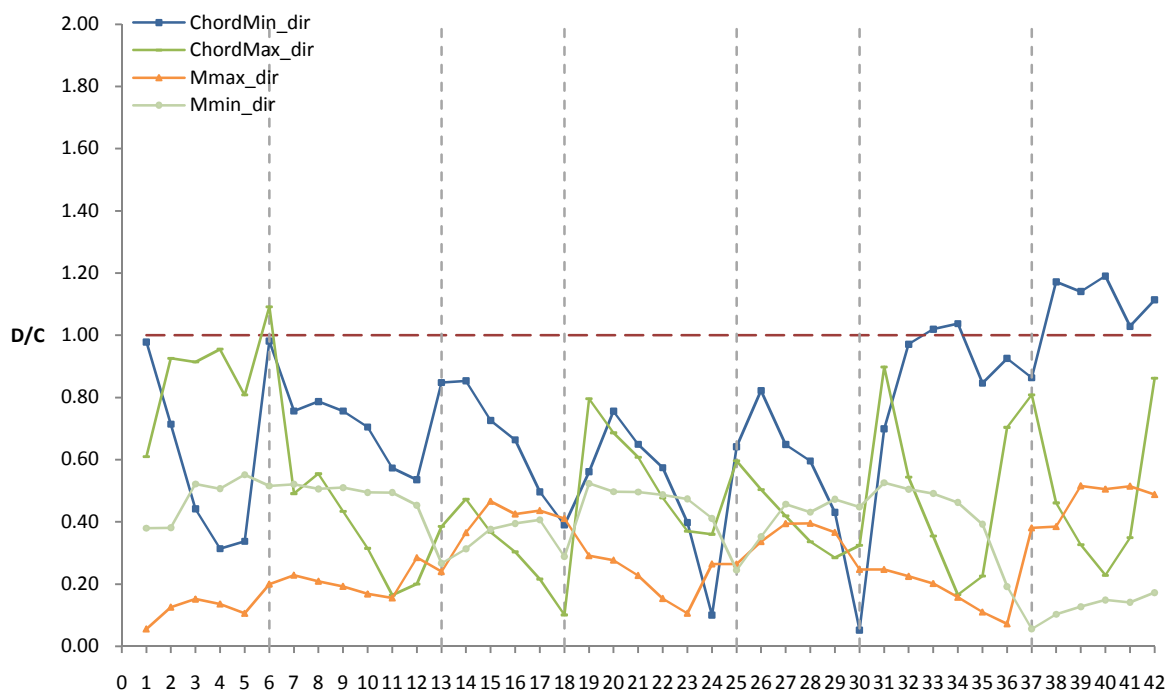


Figura 4.23 Valores de p com acelerogramas reais para a secção da direita - Estado Limite DL.

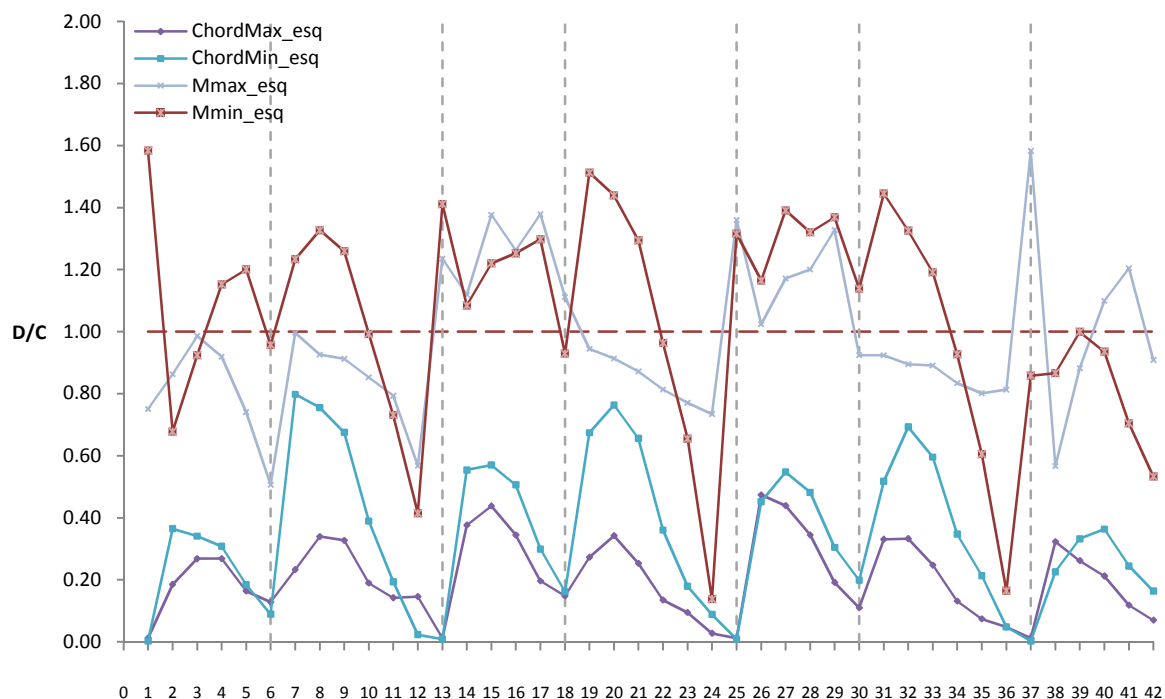


Figura 4.24 - Valores de p com acelerogramas reais para a secção da esquerda - Estado Limite SD.

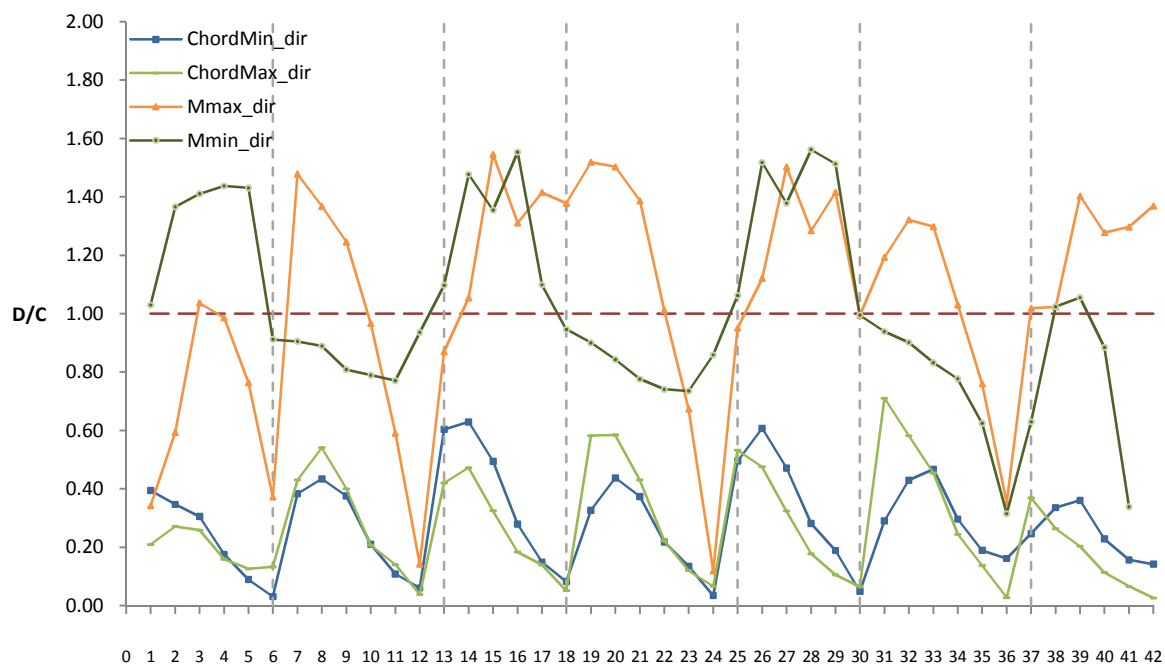


Figura 4.25 - Valores de p com acelerogramas reais para a secção da direita - Estado Limite SD.

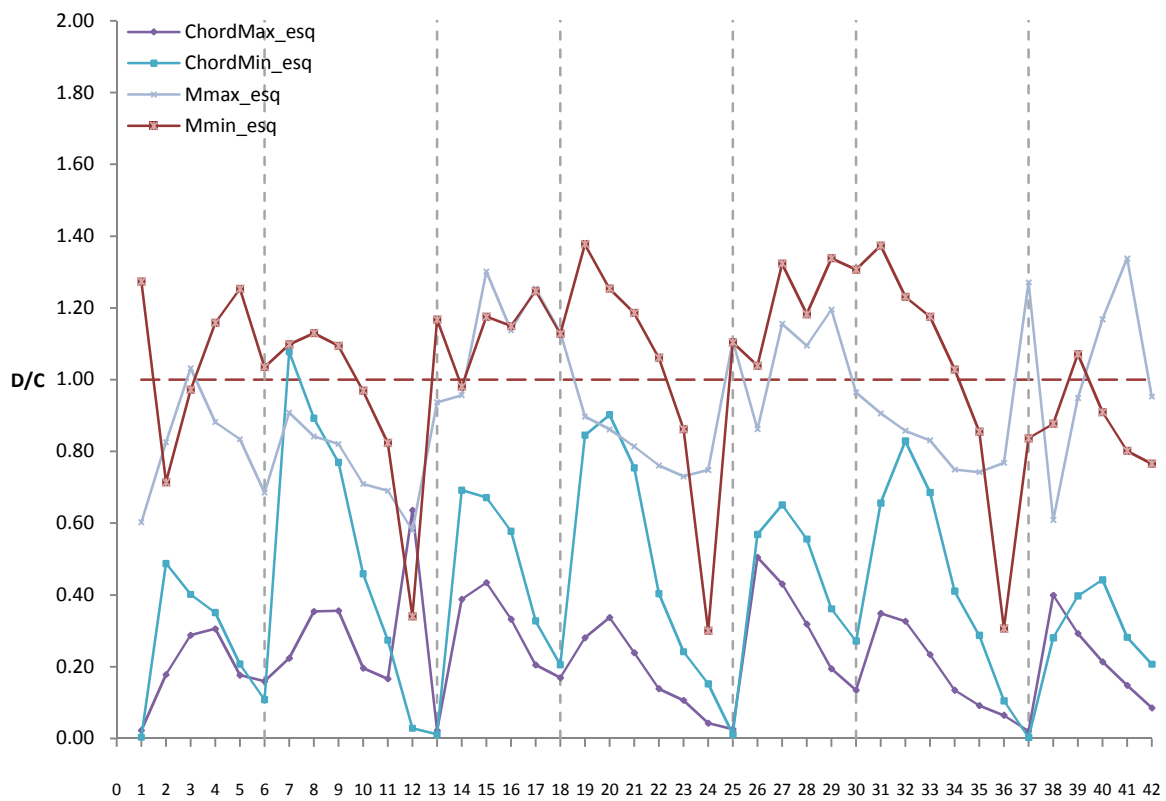


Figura 4.26 - Valores de p com acelerogramas reais para a secção da esquerda - Estado Limite NC.

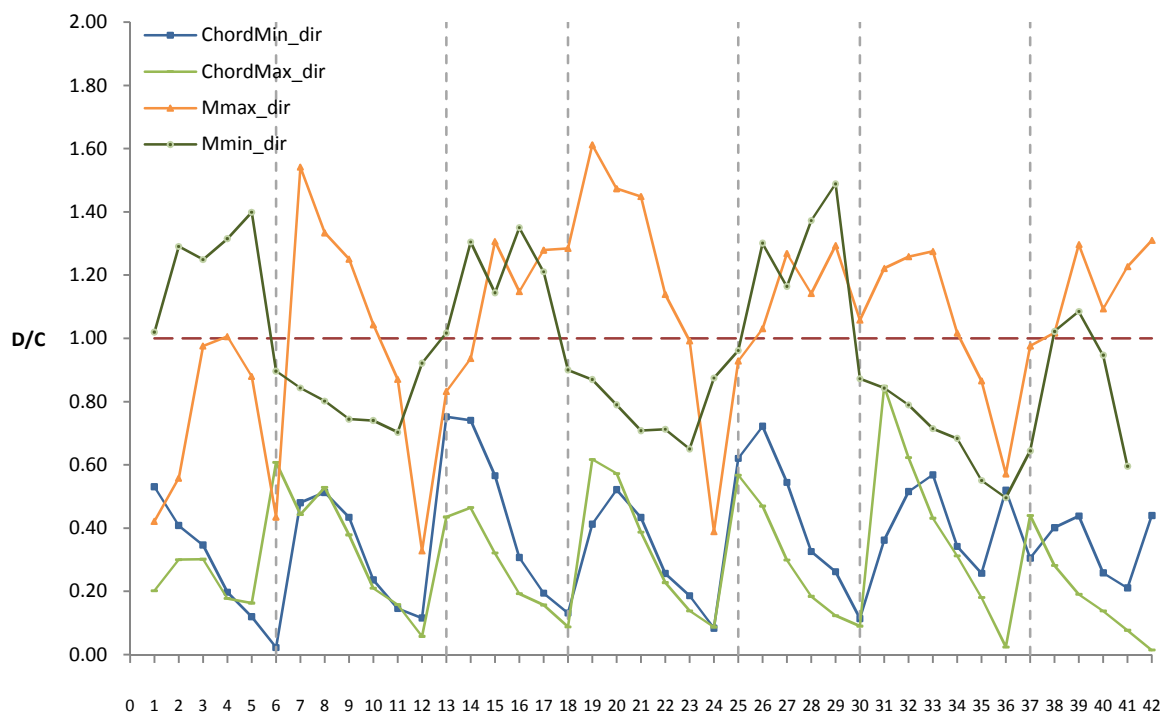


Figura 4.27 - Valores de p com acelerogramas reais para a secção da direita - Estado Limite NC.

4.4.2 ANÁLISES REALIZADAS COM ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS

Nesta situação, utilizou-se a mesma metodologia de análise de resultados de modo a ser possível a comparação de resultados entre os acelerogramas reais e artificiais. De seguida, apresentam-se os resultados obtidos para este caso. Na Figura 4.28 e Figura 4.29, encontram-se as avaliações do rácio D/C para o Estado Limite DL, verificando-se, como nas situações anteriores, rotações de corda elevadas face aos momentos.

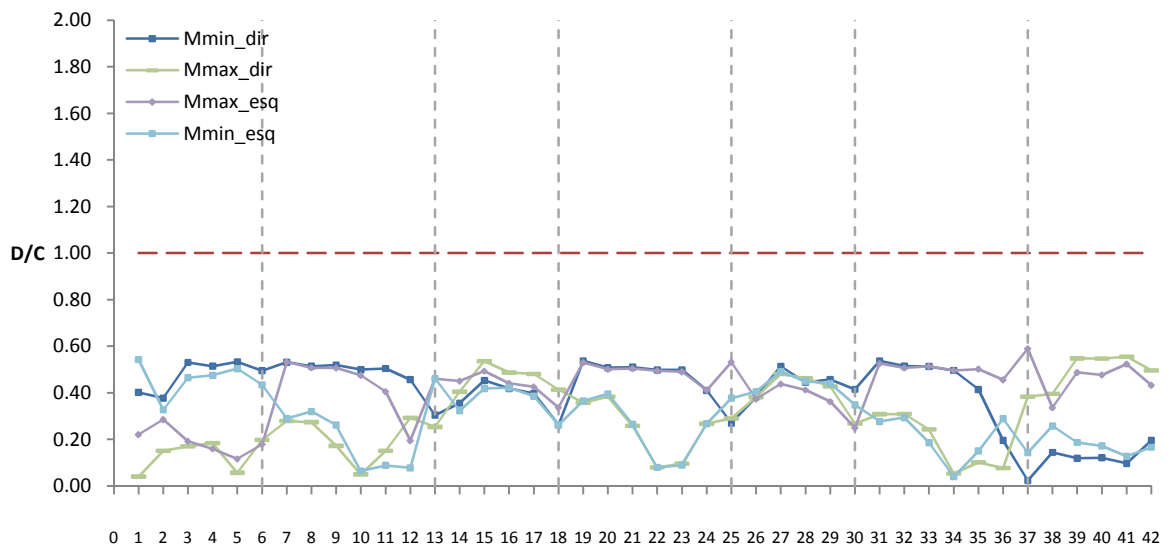


Figura 4.28 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas artificiais, em termos de momentos – LS – DL

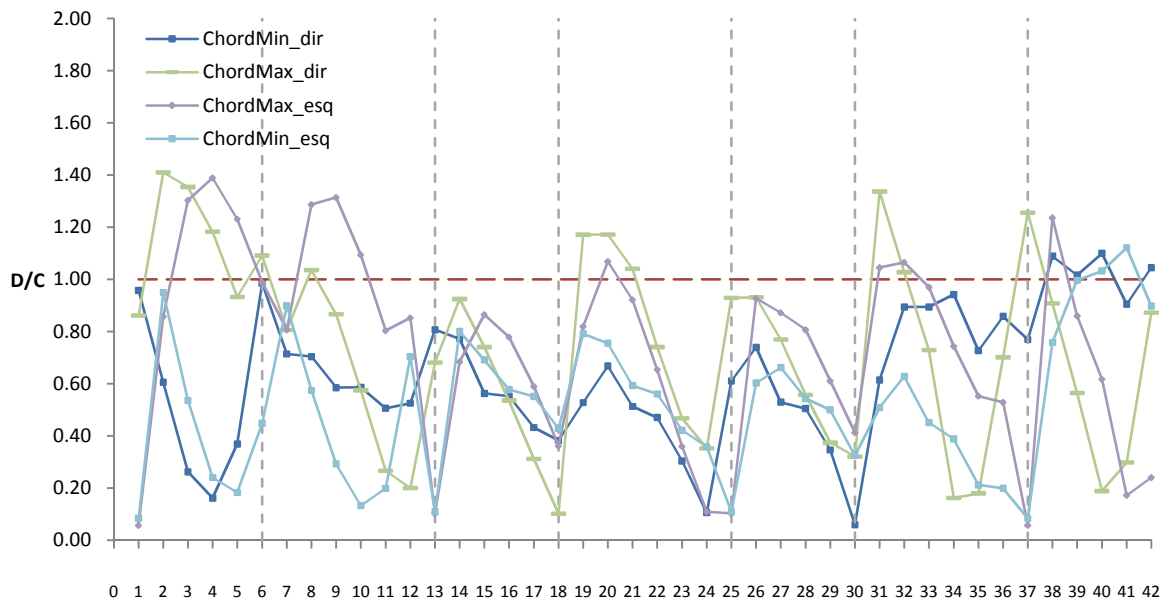


Figura 4.29 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas artificiais, em termos de rotações – LS - DL

Apresentam-se agora os resultados obtidos para o Estado Limite SD, com um aumento da acção sísmica e aumento de rigidez (Figura 4.30 e Figura 4. 31).

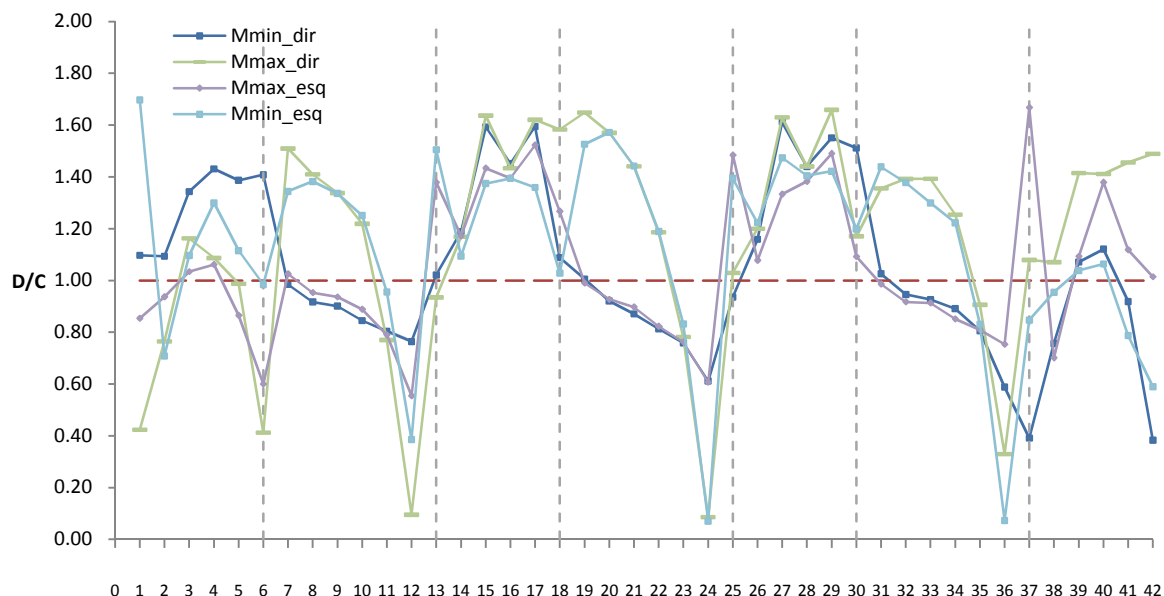


Figura 4.30 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas artificiais, em termos de momentos – LS - SD.

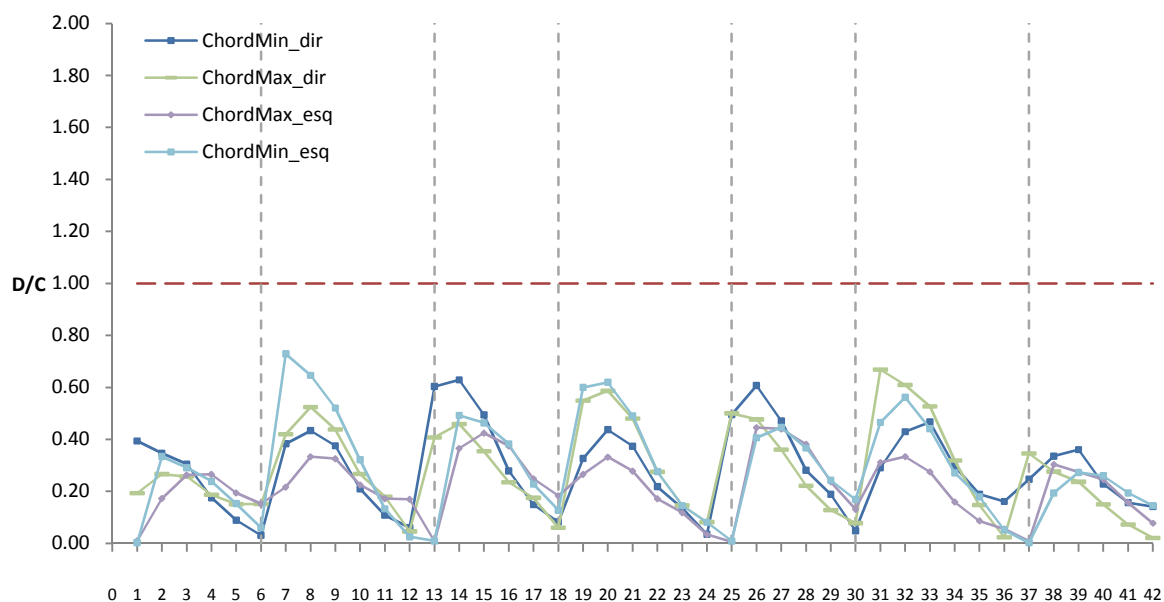


Figura 4. 31 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas artificiais, em termos de rotações – LS - SD.

De seguida apresentam-se os resultados obtidos para o Estado Limite NC (Figura 4.32 e Figura 4.33), verificando-se a tendência presente nos casos anteriores devido ao aumento das acções.

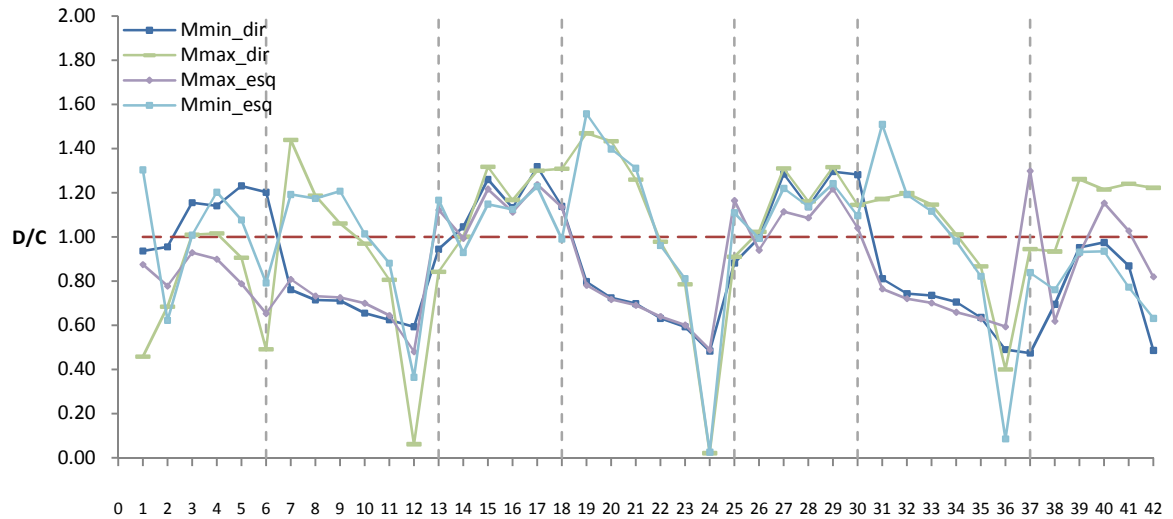


Figura 4.32 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas artificiais, em termos de momentos – LS - NC.

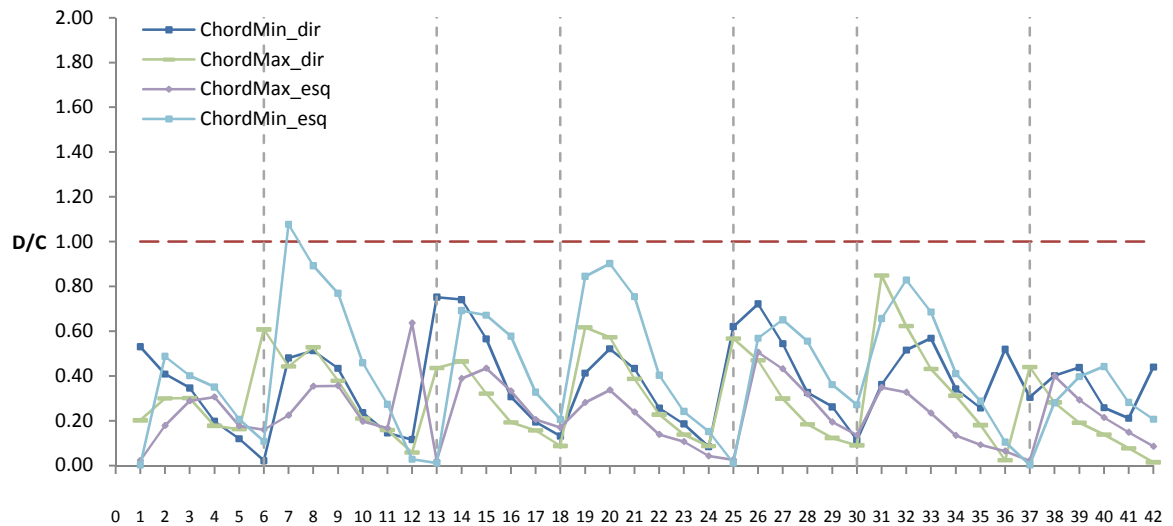


Figura 4.33 - Valores de p obtidos na verificação de segurança com acelerogramas artificiais, em termos de rotações – LS - NC.

Tal como anteriormente, é feito agora um resumo dos resultados obtidos aglomerando os gráficos já apresentados (Figura 4.34, Figura 4 35, Figura 4.36, Figura 4.37 Figura 4.38 e Figura 4.39).

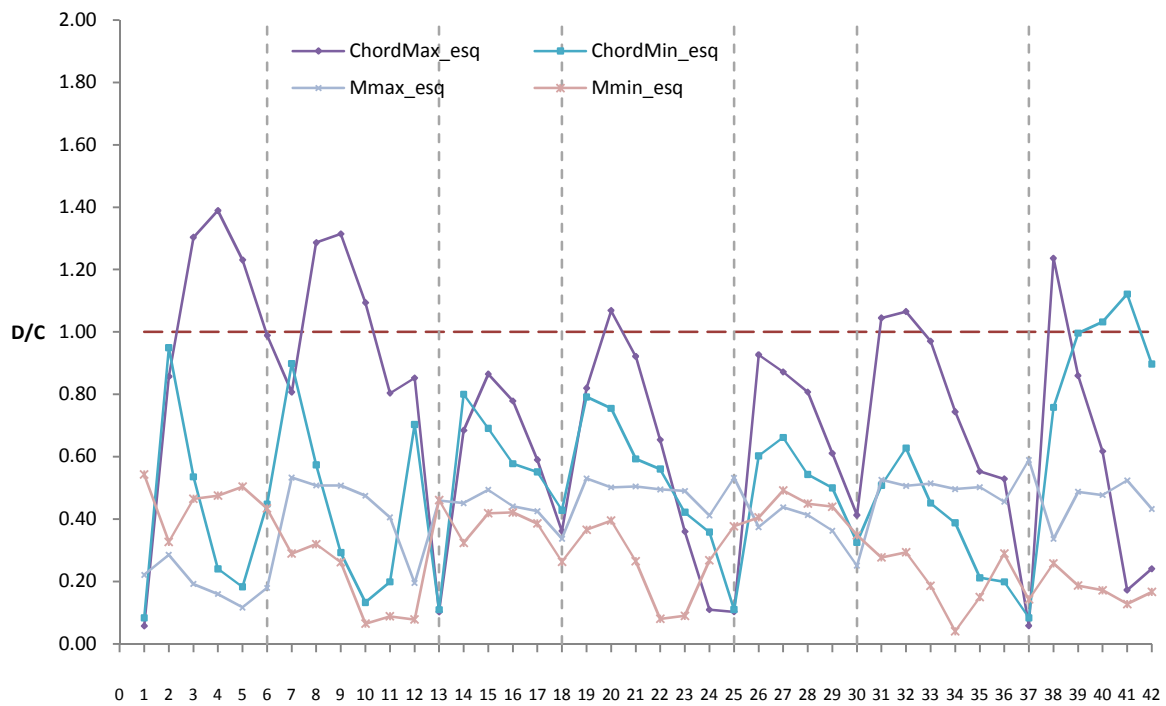


Figura 4.34 - Valores de p com acelerogramas artificiais para a secção da esquerda - Estado Limite DL.

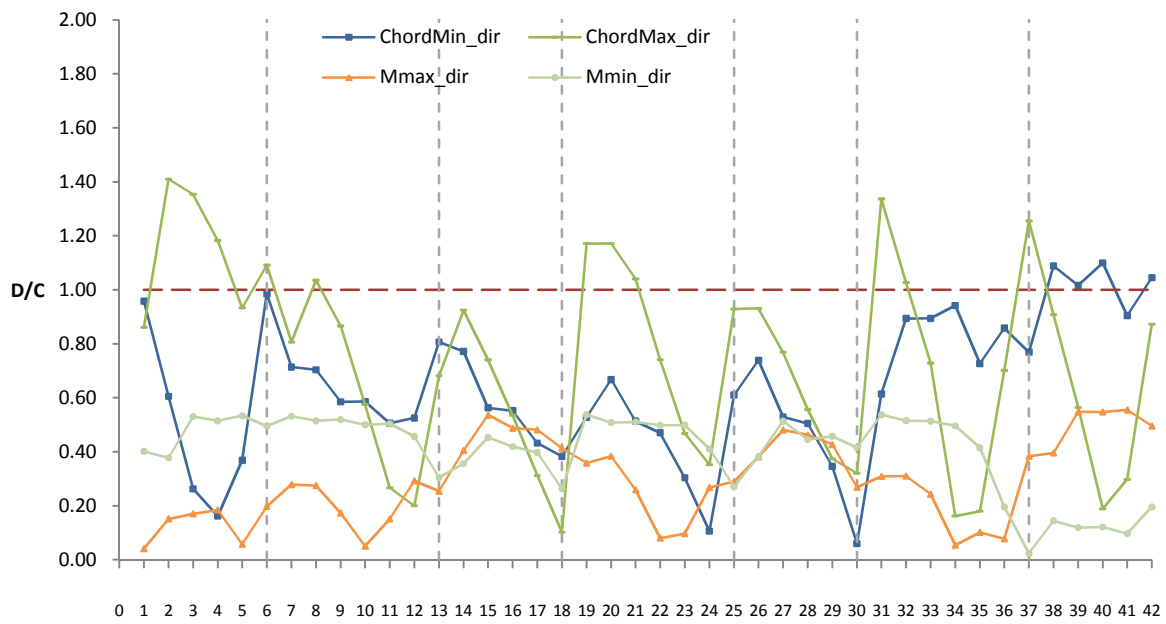


Figura 4.35 - Valores de p com acelerogramas artificiais para a secção da direita - Estado Limite DL.

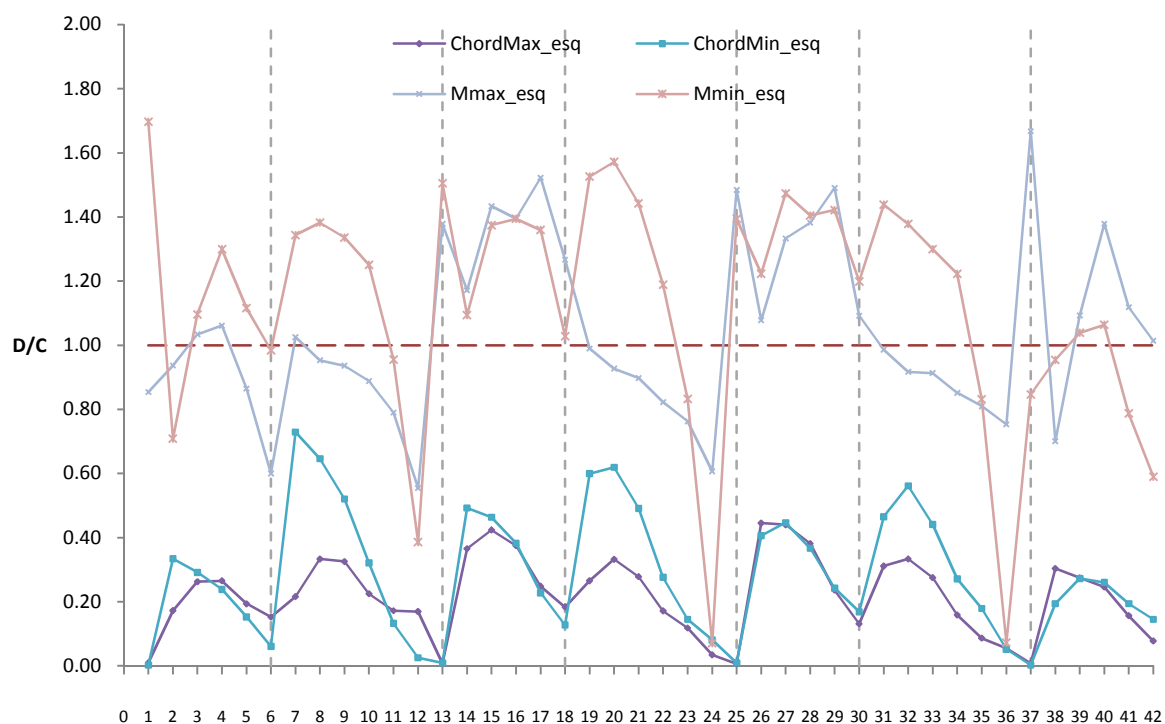


Figura 4.36 - Valores de p com acelerogramas artificiais para a secção da esquerda - Estado Limite SD.

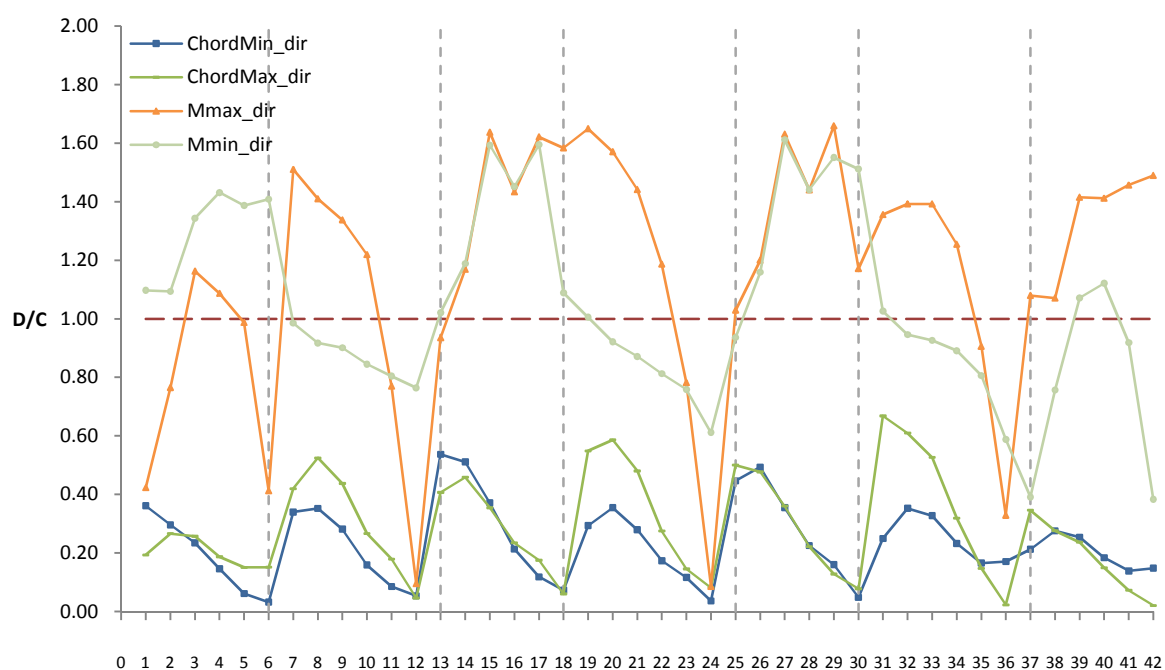


Figura 4.37 - Valores de p com acelerogramas artificiais para a secção da direita - Estado Limite SD.

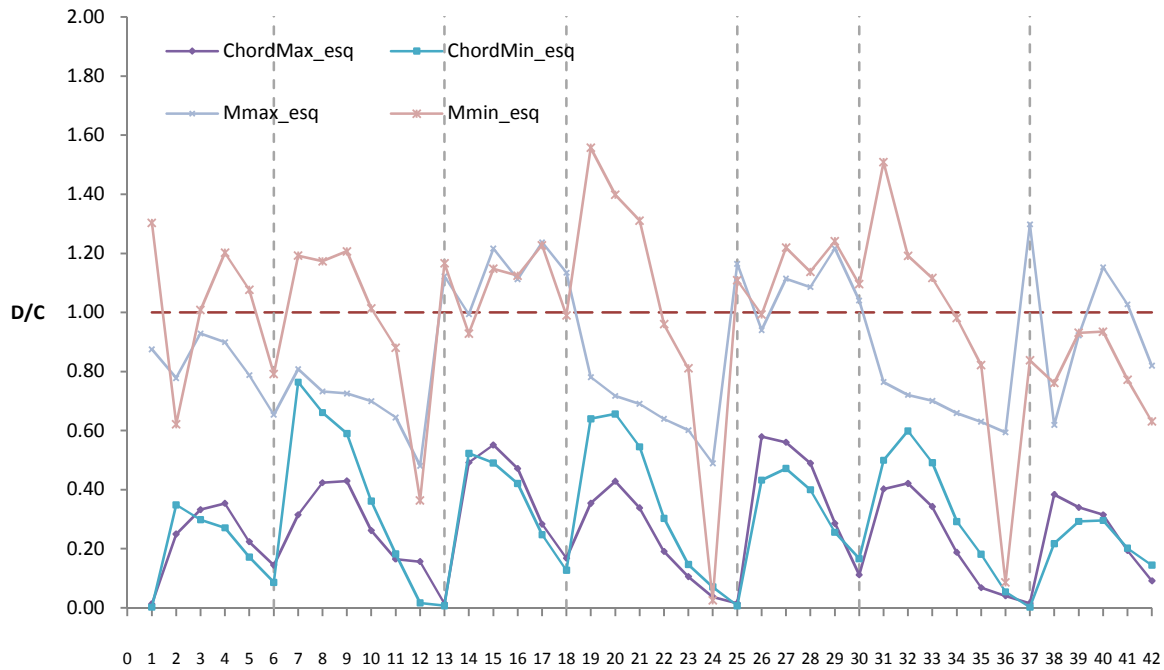


Figura 4.38 – Valores de p com acelerogramas artificiais para a secção da esquerda - Estado Limite NC.

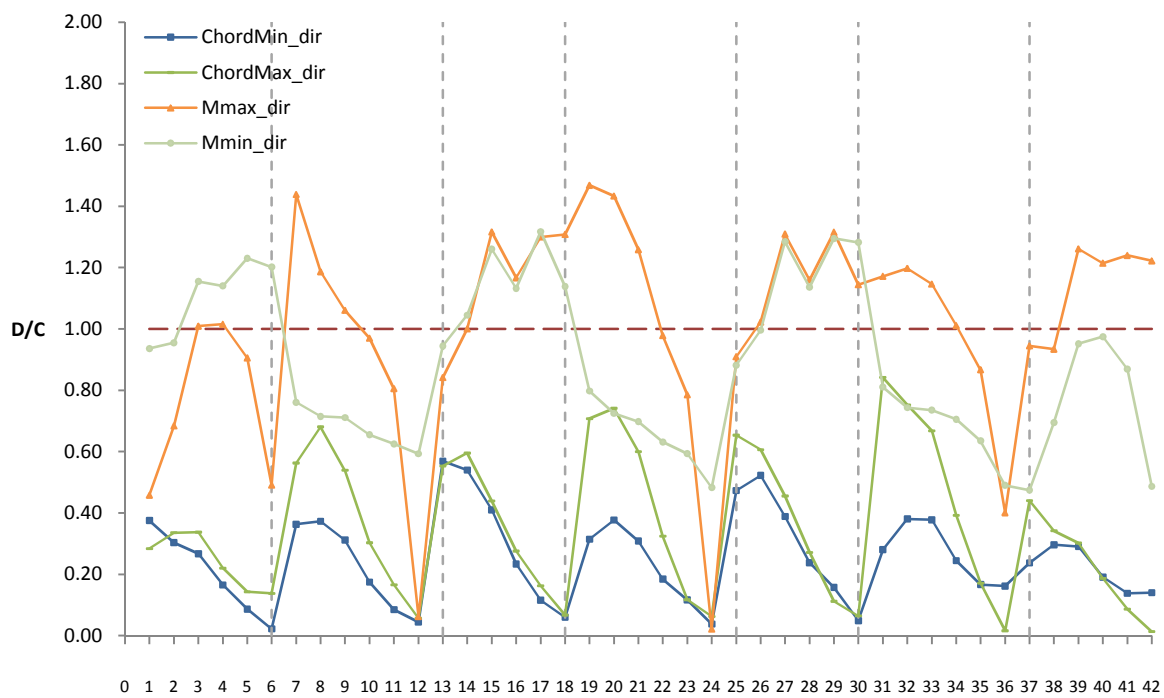


Figura 4.39 - Valores de p com acelerogramas artificiais para a secção da direita - Estado Limite NC.

4.4.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS PARA ACELEROGRAMAS REAIS E ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS

Este ponto tem por objectivo fazer uma análise comparativa entre os resultados obtidos nas análises não-lineares dinâmicas. Para tal, será efectuada uma comparação para cada Estado Limite de modo a que os valores correspondam a uma mesma acção sísmica, contemplando os acelerogramas reais e artificiais.

Para começar será feito para o Estado Limite DL, sendo que existem oito pontos de comparação, momentos e rotações de corda, máximos e mínimos, para a secções à direita e à esquerda de cada elemento.

No gráfico da Figura 4.40 encontram-se os resultados para a verificação de segurança em termos de momentos para as secções da esquerda de cada elemento.

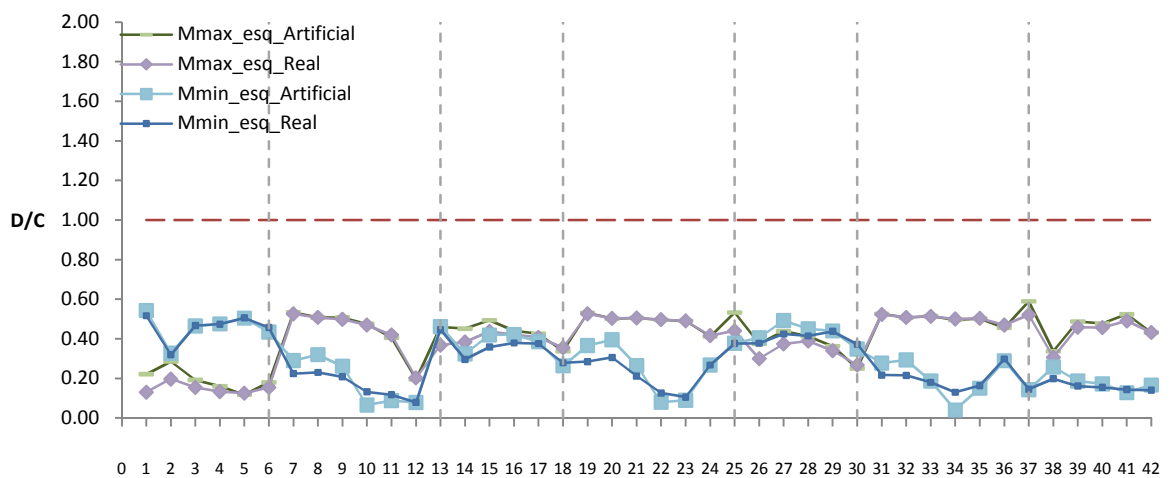


Figura 4.40 - Comparação entre os resultados na secção da esquerda para verificação em momentos – LS - DL.

Na Figura 4.41 encontra-se a análise comparativa das secções à direita, seguindo o procedimento anterior.

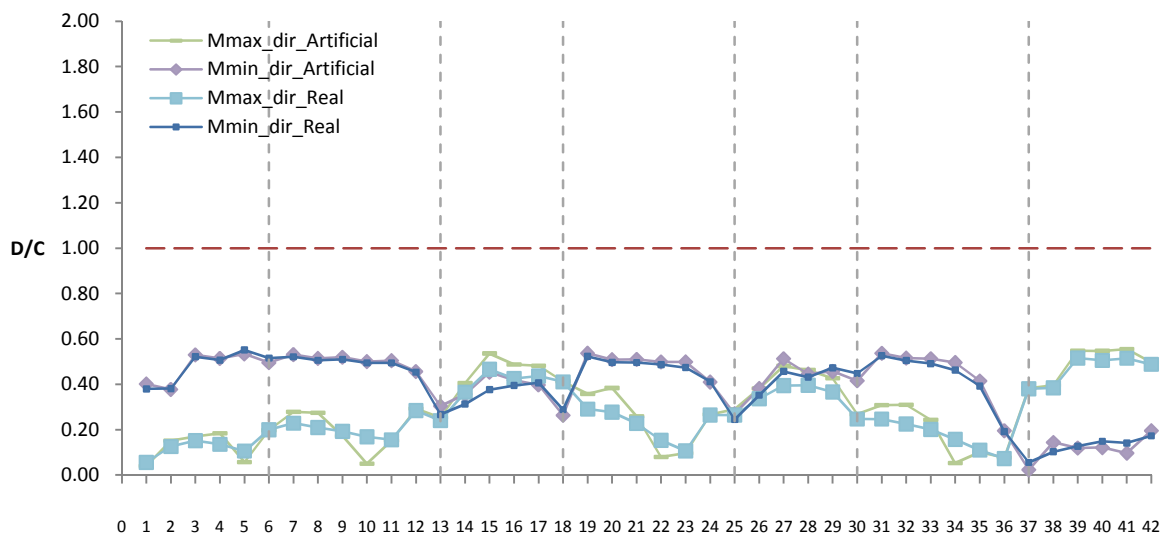


Figura 4.41 - Comparação entre os resultados na secção da direita para verificação em momentos – LS - DL.

Passando agora para as análises ao nível das rotações, verifica-se, também, separadamente a secção da esquerda (Figura 4.42) e da direita (Figura 4.43) de cada elemento.

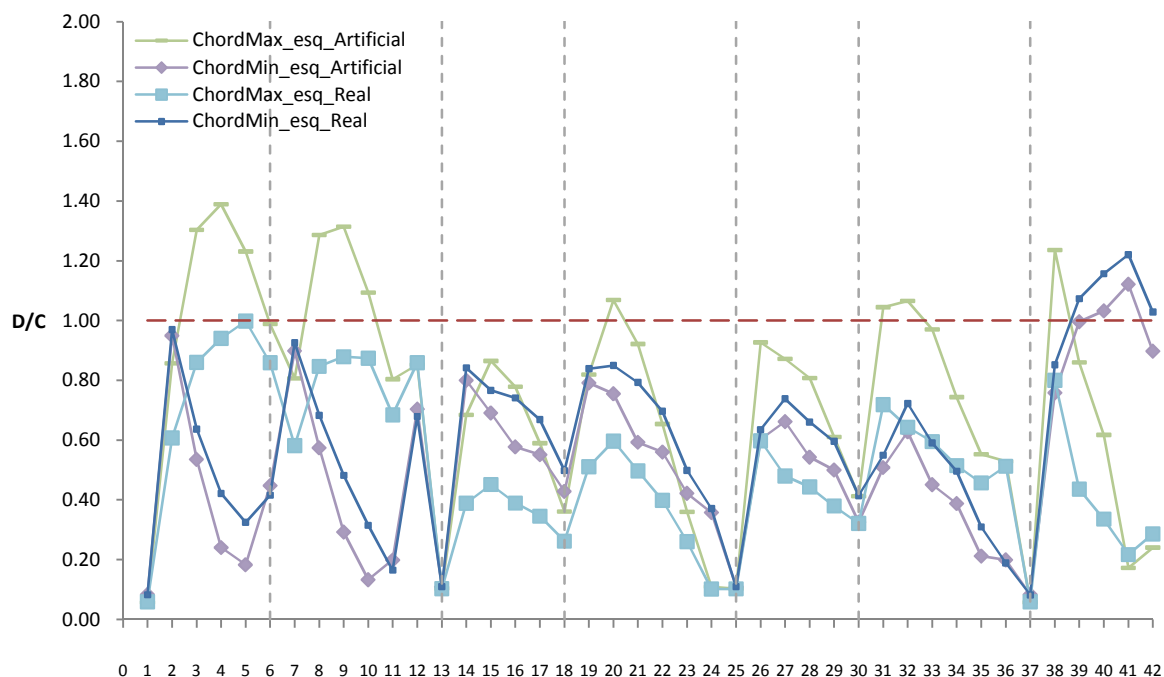


Figura 4.42 - Comparação entre os resultados na secção da esquerda para verificação em rotações – LS - DL.

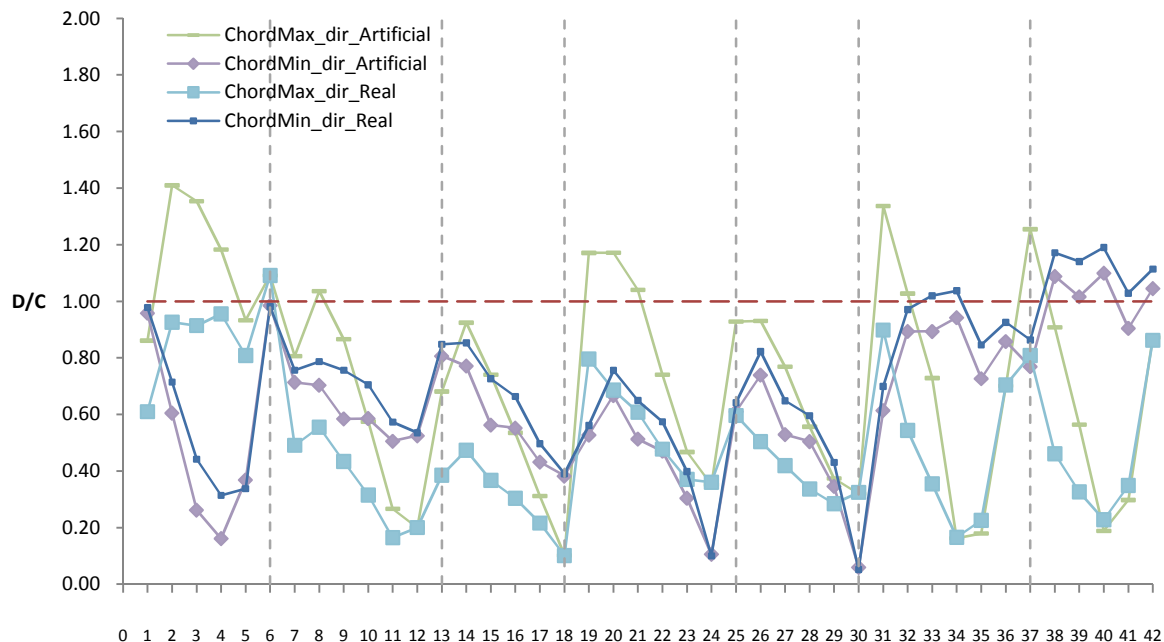


Figura 4.43 - Comparação entre os resultados na secção da direita para verificação em rotações – LS - DL.

Como se pode verificar, não existe grande discrepância de valores ao nível de momentos, no entanto, em rotações, já se verificam valores bastante diferentes, principalmente para os valores máximos que nos acelerogramas artificiais são mais elevados.

Começando agora a análise para o Estado Limite SD, apresenta-se de seguida, nas figuras seguintes, os resultados obtidos para a verificação de segurança em momentos (Figura 4.44 e Figura 4.45).

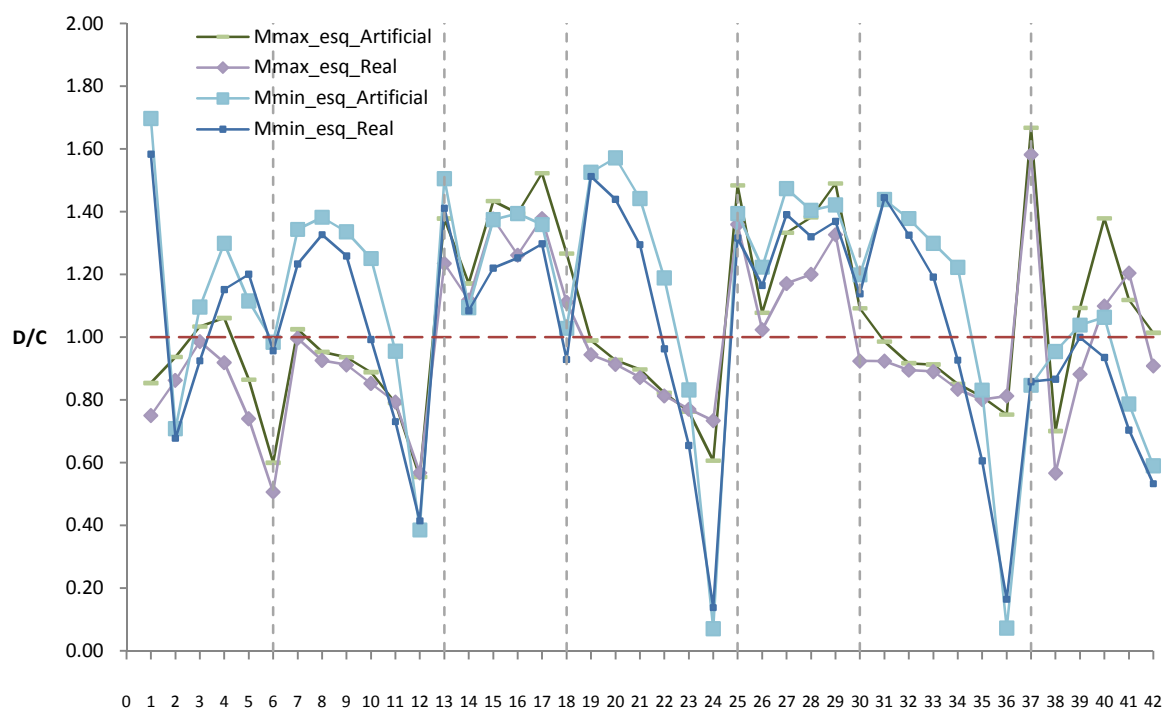


Figura 4.44 - Comparação entre os resultados na secção da esquerda para verificação em momentos – LS - SD.

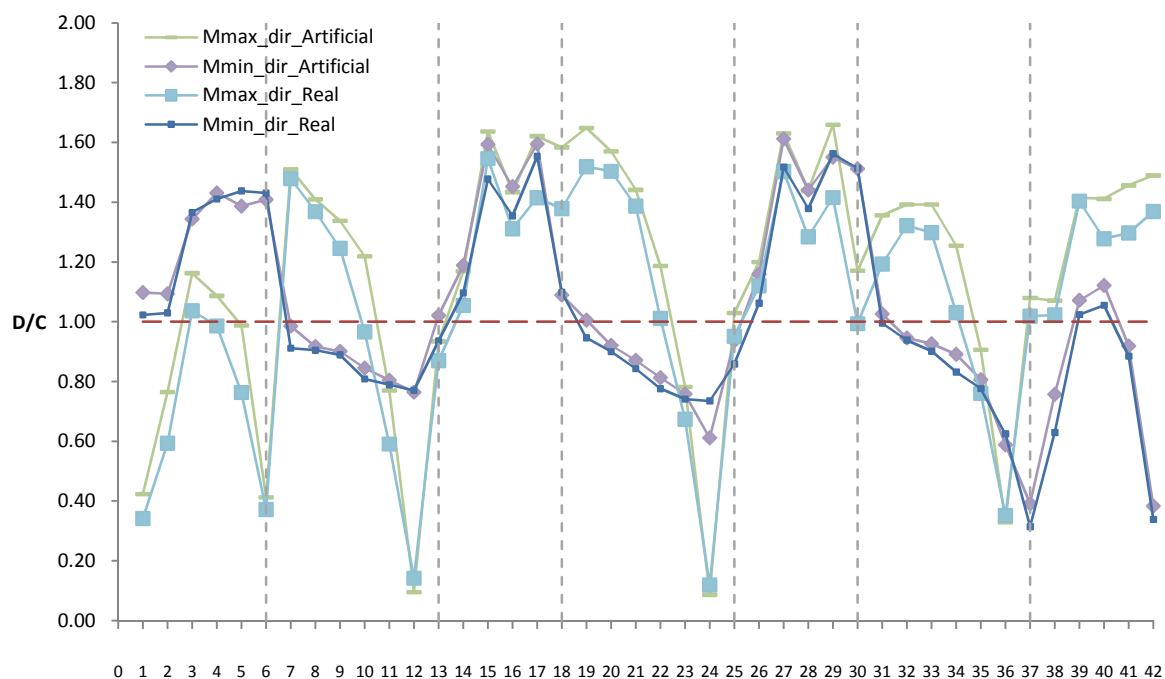


Figura 4.45 - Comparação entre os resultados na secção da direita para verificação em momentos – LS - SD.

Neste caso já se verificam secções que apresentam os quatro valores acima de um ($\rho > 1$), o que indica que já entraram em cedência. Seguem-se as verificações para a rotação de corda dos elementos (Figura 4.46 e Figura 4.47).

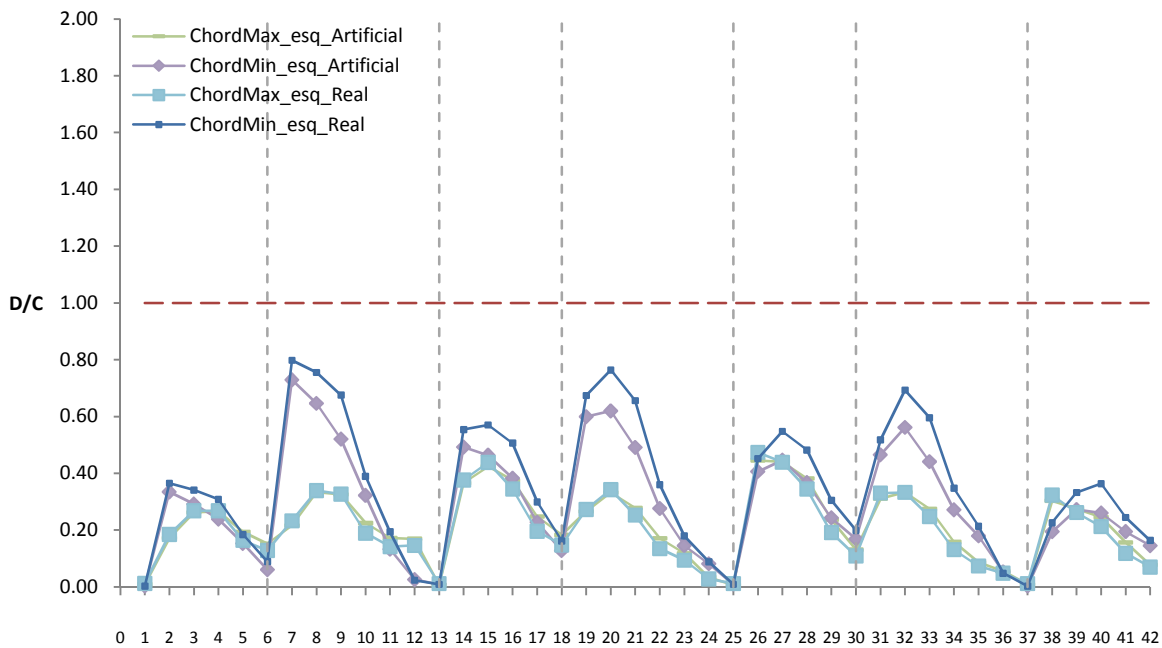


Figura 4.46 - Comparação entre os resultados na secção da esquerda para verificação em rotações – LS - SD.

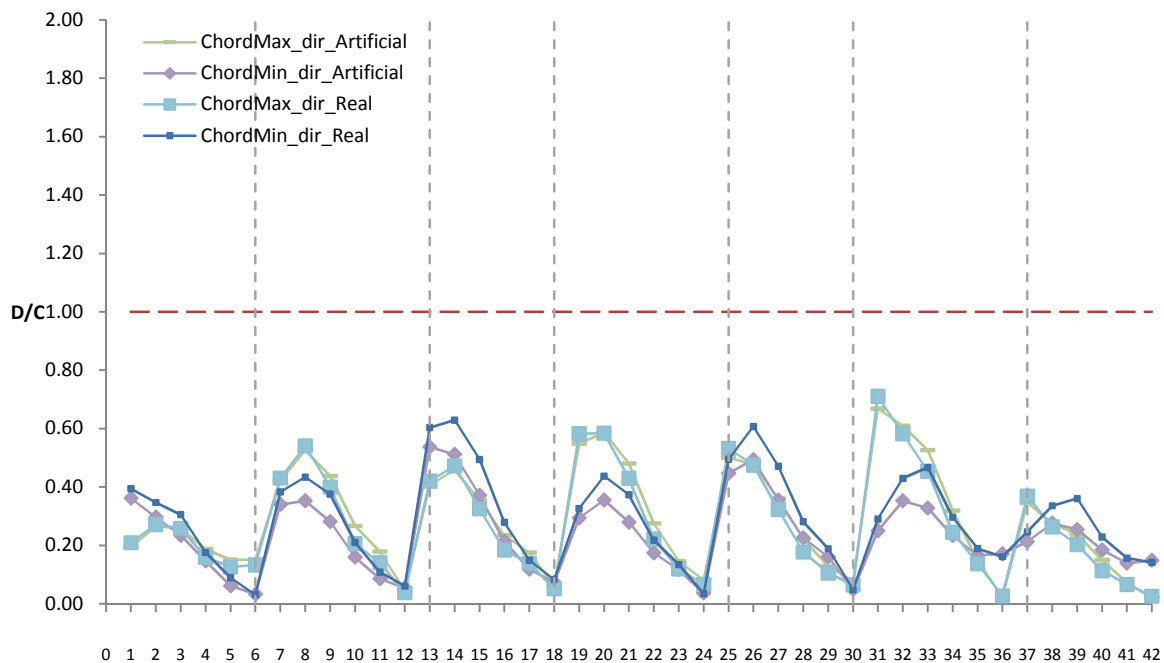


Figura 4.47 - Comparação entre os resultados na secção da direita para verificação em rotações – LS - SD.

Nestes caso já se notam valores quase coincidentes entre os acelerogramas reais e artificiais, principalmente para as secções da esquerda (Figura 4.46), verificando-se que para valores máximos os sismos artificiais apresentam valores mais elevados e para valores mínimos acontece o oposto.

Por fim, repete-se este mesmo passo mas para o Estado Limite NC (Figura 4.48, Figura 4.49), onde se espera um resultado semelhante ao anterior mas com maiores valores de ρ .

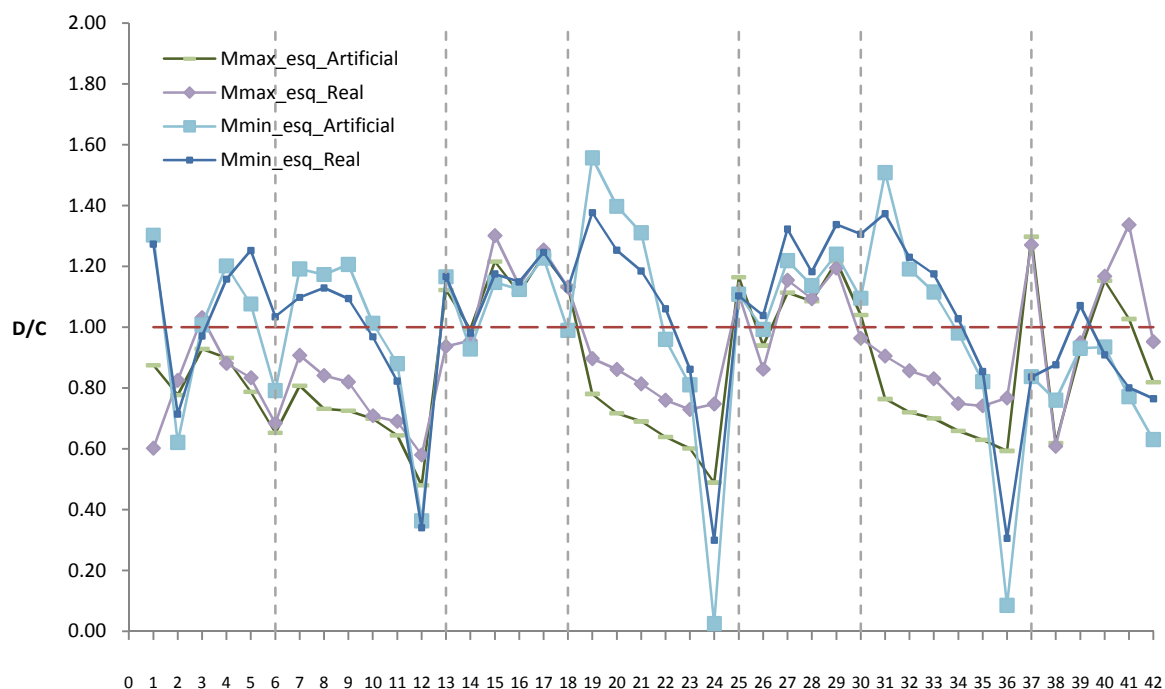


Figura 4.48 - Comparação entre os resultados na secção da esquerda para verificação em momentos – LS - NC.

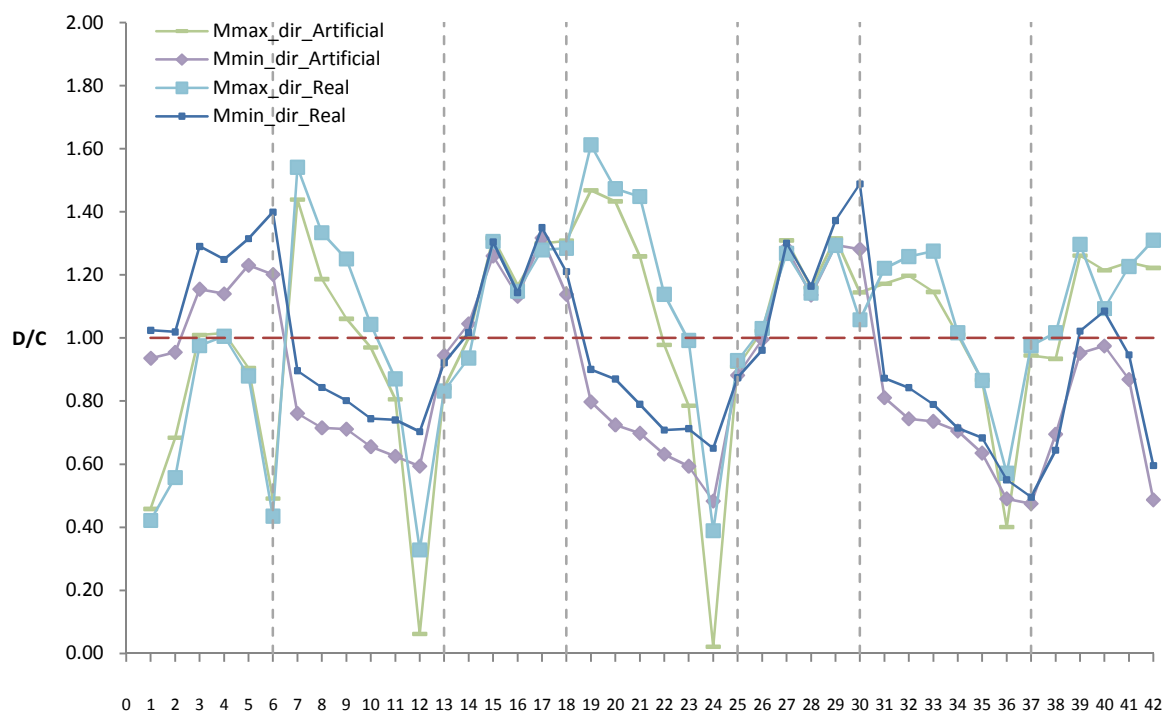


Figura 4.49 - Comparação entre os resultados na secção da direita para verificação em momentos – LS - NC.

Após a comparação dos resultados para momentos, verifica-se uma certa discrepância entre os resultados, no entanto, assinala-se que os elementos com $\rho > 1$, são os mesmos para ambos os casos (sismos reais e artificiais). Apresenta-se nas seguintes imagens, os valores obtidos para as rotações da corda no Estado Limite NC (Figura 4.50 e Figura 4.51).

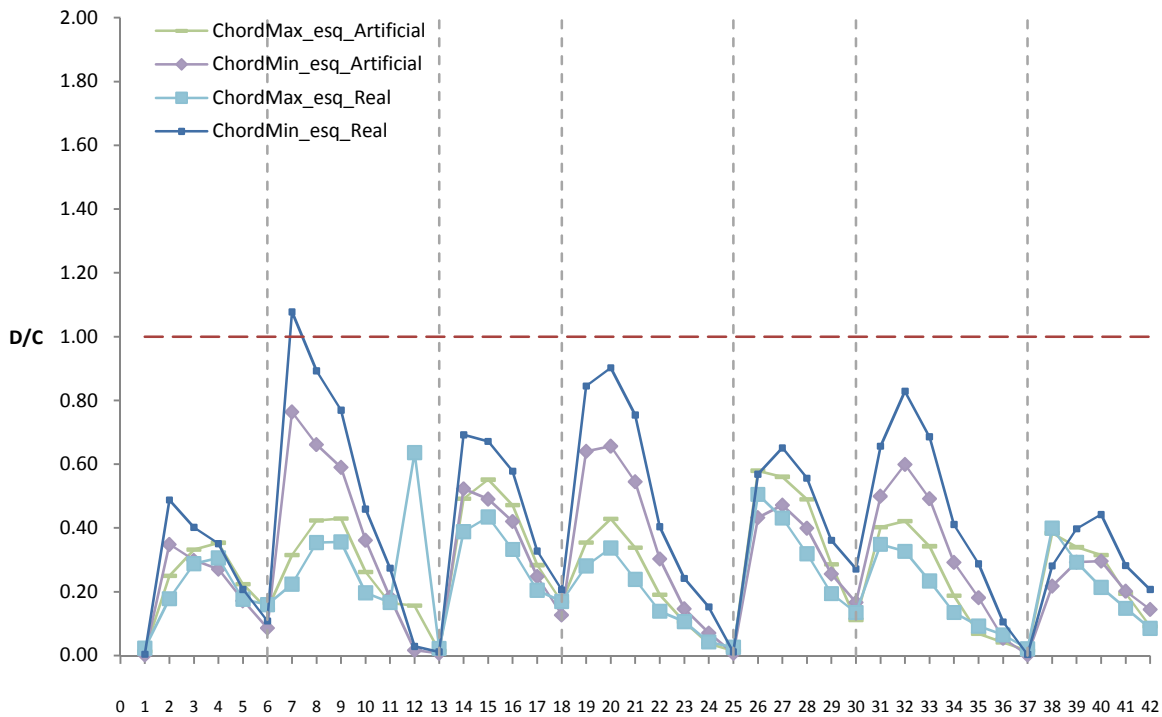


Figura 4.50 - Comparação entre os resultados na secção da esquerda para verificação em rotações – LS - NC.

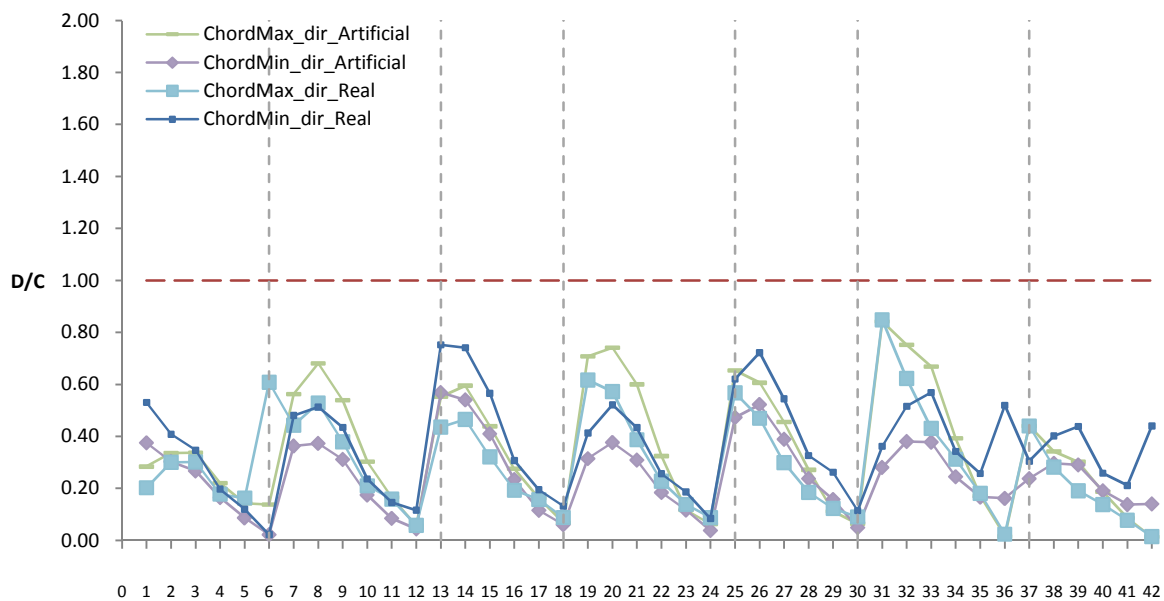


Figura 4.51 - Comparação entre os resultados na secção da direita para verificação em rotações – LS - NC.

Nesta situação já se verificam valores bastante diferentes para os dois géneros de acelerogramas considerados, notando-se também que não existe um padrão identificável para a situação mais desfavorável a considerar, se acelerogramas reais ou acelerogramas artificiais.

4.5 COMPARAÇÃO DA VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ENTRE A ANÁLISE ELÁSTICA E A ANÁLISE NÃO-LINEAR

Apesar da análise linear não ser admissível para avaliar a segurança de acordo com os critérios do EC8-3, esta condição é reavaliada com base na comparação dos resultados da avaliação de segurança com os obtidos através das análises não-lineares. Assim, será feito um estudo comparativo entre os rácios de segurança das análises não-lineares com os dos vários modelos elásticos

4.5.1 ESTADO LIMITE DL

Nos gráficos seguintes (Figura 4.52, Figura 4.53, Figura 4.54 e Figura 4.55), apresenta-se a comparação entre os resultados obtidos pelas análises não-lineares e o resultado da análise elástica com a rigidez dos elementos igual à preconizada pelo EC8-3.

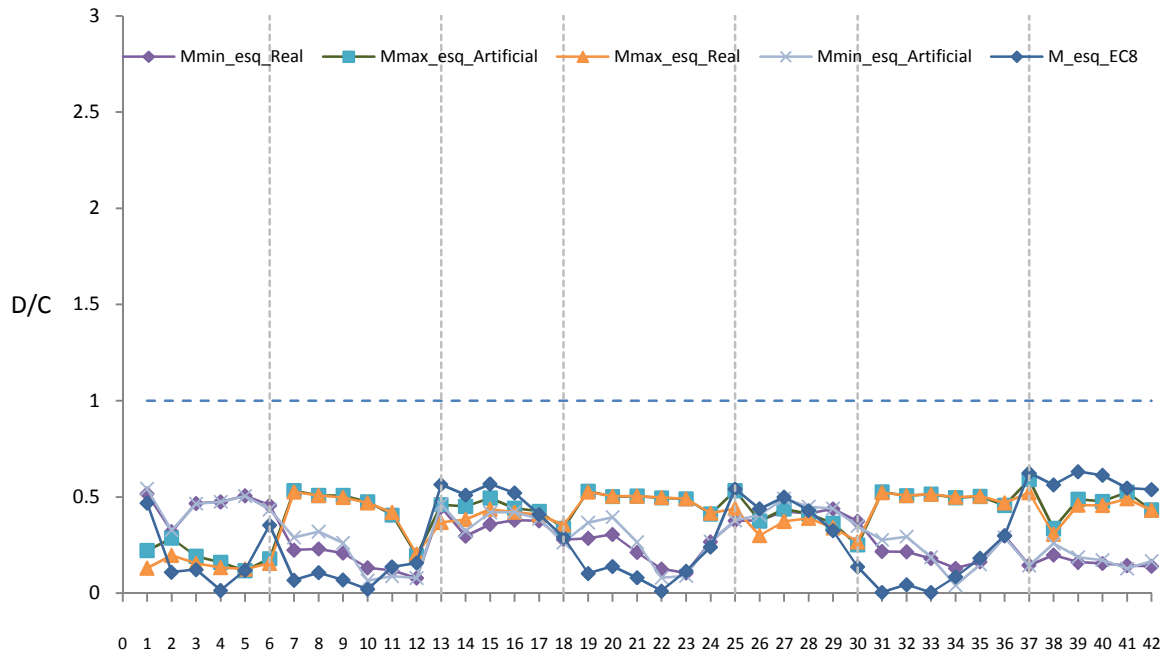


Figura 4.52 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de rigidez K_{EC8} (Momentos Esq.) – LS - DL.

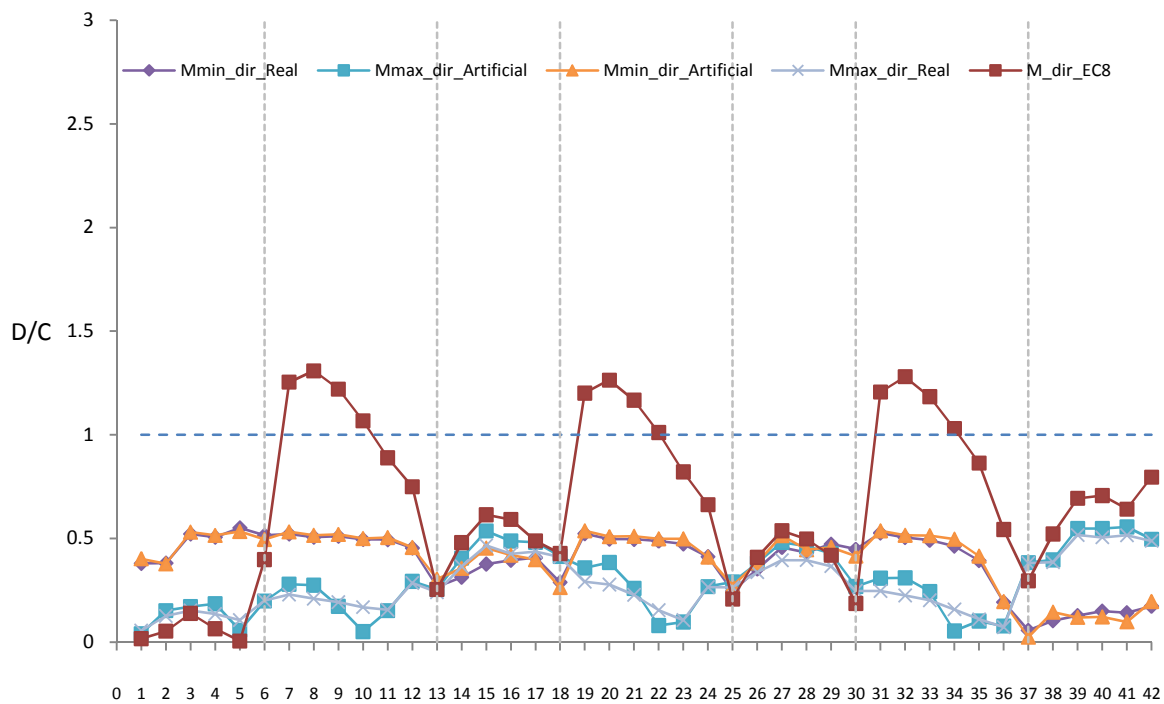


Figura 4.53 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de rigidez K_{EC8} (Momentos Dir.) – LS - DL.

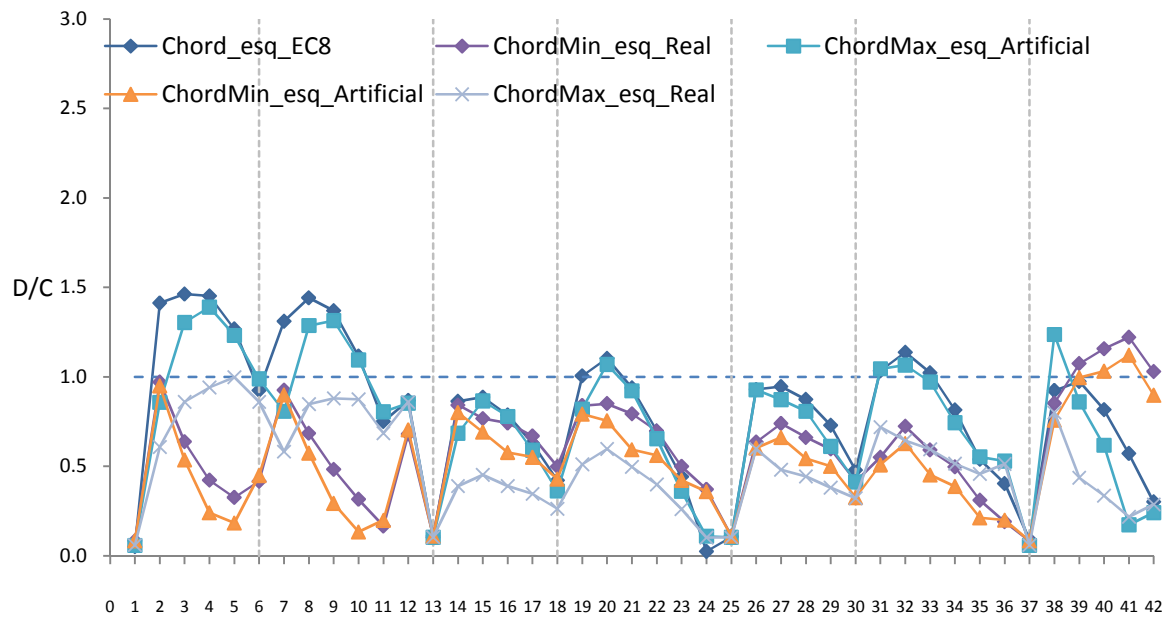


Figura 4.54 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de rigidez K_{EC8} (Rotações Esq.) - LS - DL.

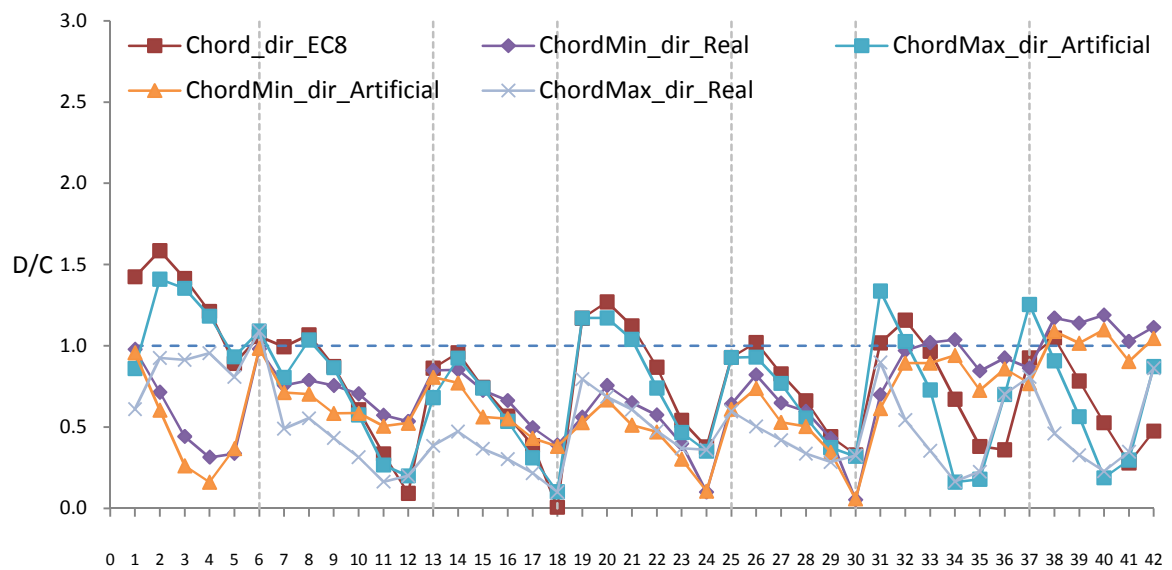


Figura 4.55 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de rigidez K_{EC8} (Rotações Dir.) - LS - DL.

No que diz respeito às verificações em termos de momentos, identifica-se uma coerência de valores para as secções da esquerda, no entanto, isto já não é identificável nas secções da direita dos elementos, apresentando picos de valores nas vigas e semelhança de valores nos pilares. Isto pode ser explicado pelo conjunto viga-pilar não ter a mesma rigidez. Além disso, a soma dos diagramas de momentos das várias cargas poderá levar a valores mais elevados nas secções da direita face às secções da esquerda. O diagrama de momentos das cargas verticais apresenta valores negativos nas secções extremas e positivos a meio vão, enquanto que o diagrama de momentos das cargas horizontais, apresenta valores positivos nas secções da esquerda e negativos nas secções da direita. Isto poderia ser verificado efectuando algumas análises fora do âmbito do trabalho.

Por sua vez, ao nível da comparação da verificação de segurança em rotações, identifica-se grande semelhança de valores, salvo casos pontuais, tanto à esquerda como à direita dos elementos. Estes valores são próximos dos valores dos rácios obtidos para as rotações máximas de corda obtidas através de acelerogramas artificiais.

4.5.2 ESTADO LIMITE SD

Na análise para o Estado Limite SD, faz-se comparação para dois modelos elásticos ($E = 33 \text{ GPa}$ e $E = 16.5 \text{ GPa}$) pois o EC8-3 apenas refere a redução de rigidez para o Estado Limite do ponto anterior. Nos gráficos das figuras seguintes (Figura 4.56, Figura 4.57, Figura 4.58 e Figura 4.59) apresentam-se os dados tratados para o modelo com o módulo de elasticidade total, igual a 33 GPa .

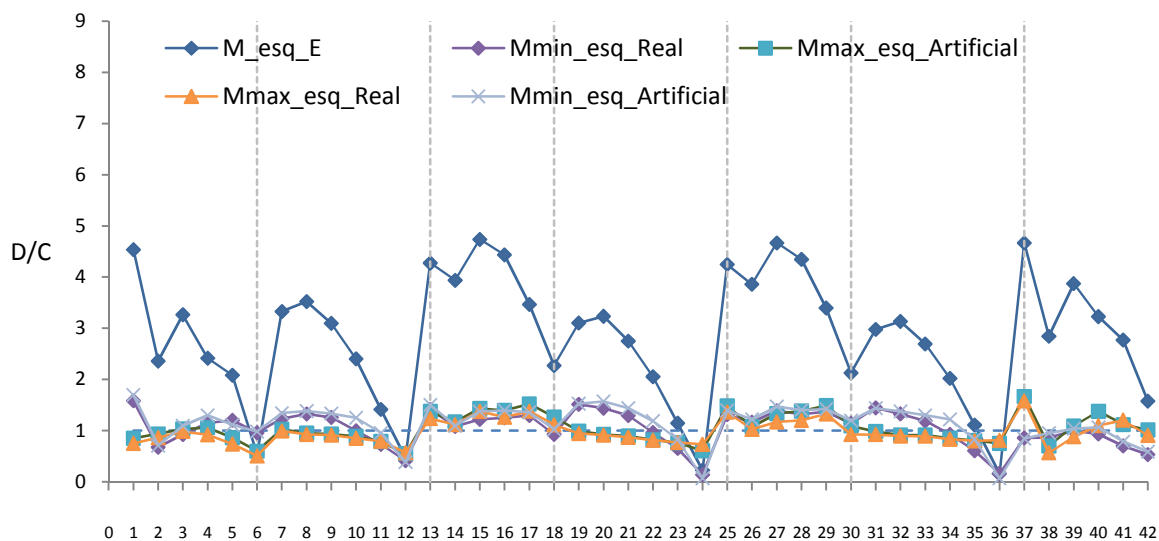


Figura 4.56 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de $E=33 \text{ GPa}$ (Momentos Esq.) – LS - SD.

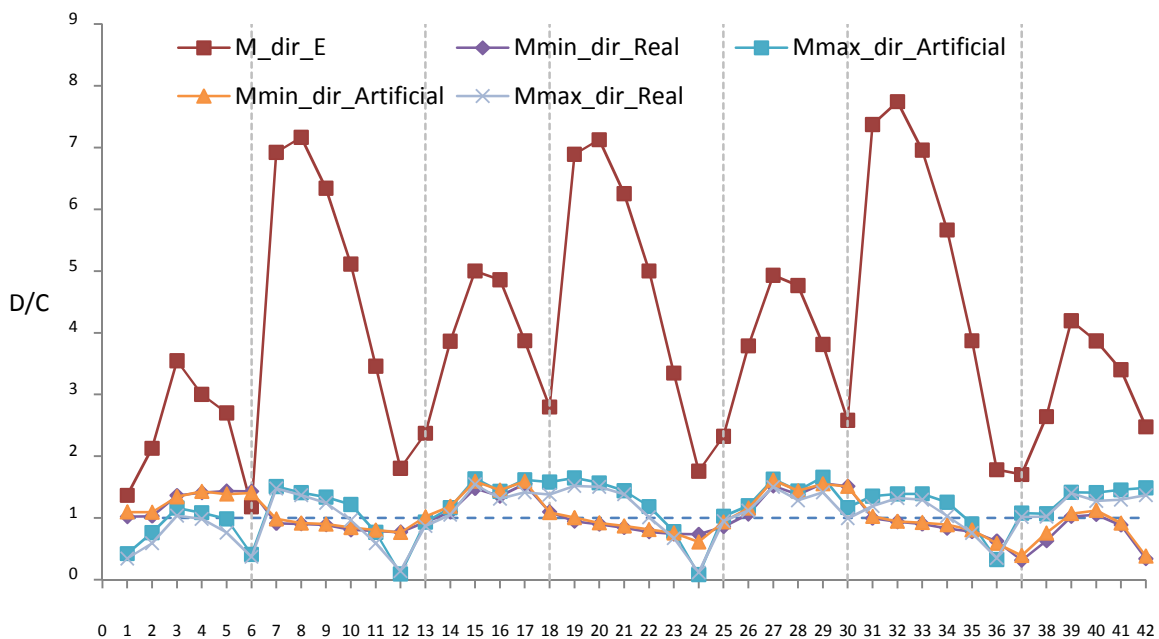


Figura 4.57 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de $E=33 \text{ GPa}$ (Momentos Dir.) – LS - SD.

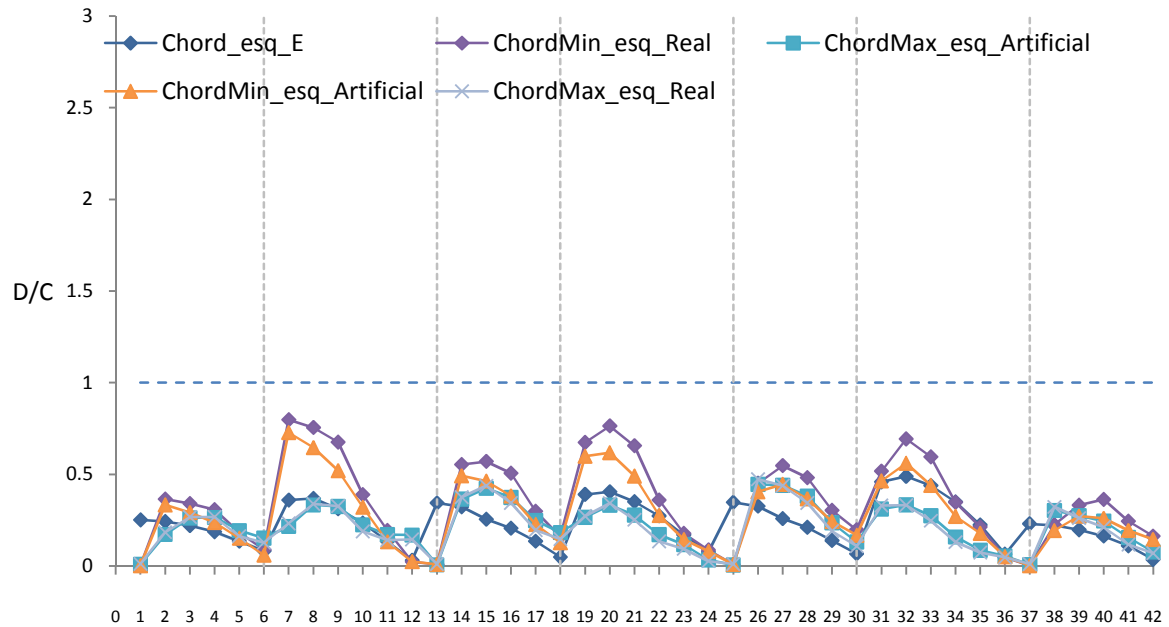


Figura 4.58 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=33 GPa (Rotações Esq.) – LS - SD.

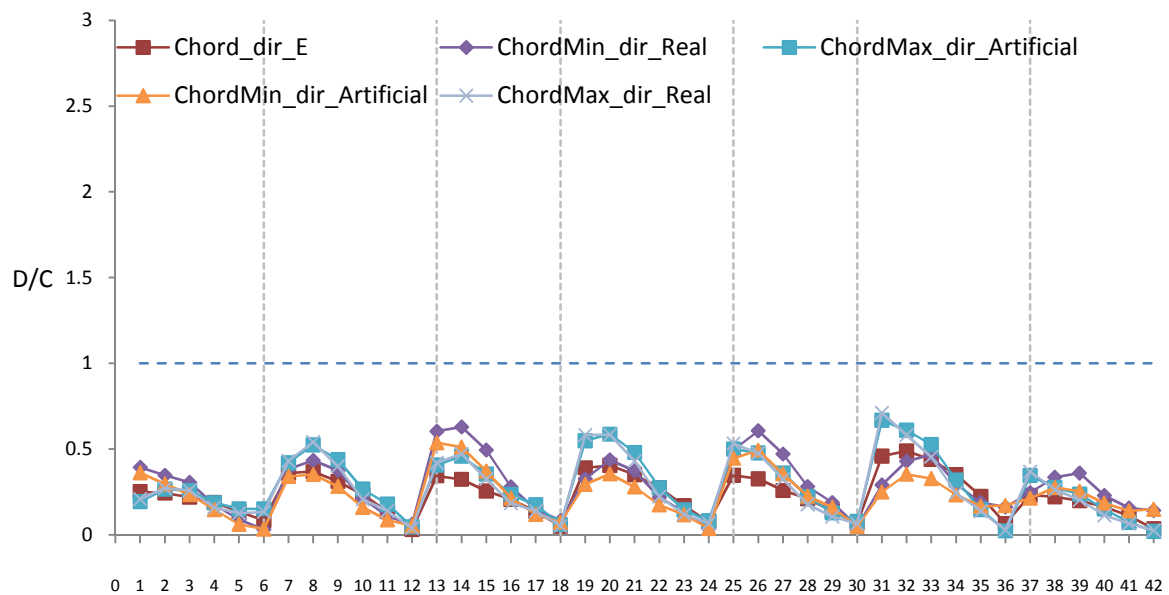


Figura 4.59 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=33 GPa (Rotações Dir.) – LS - SD.

Neste caso, verifica-se uma certa coerência de valores nas verificações em termos de rotações mas em momentos verificam-se valores bastante elevados nos momentos elásticos, tal como é explicado no Ponto 4.3.

Analisa-se agora o modelo com módulo de elasticidade reduzido para 16.5 GPa, representado nas figuras abaixo (Figura 4.60, Figura 4.61, Figura 4.62 e Figura 4.63).

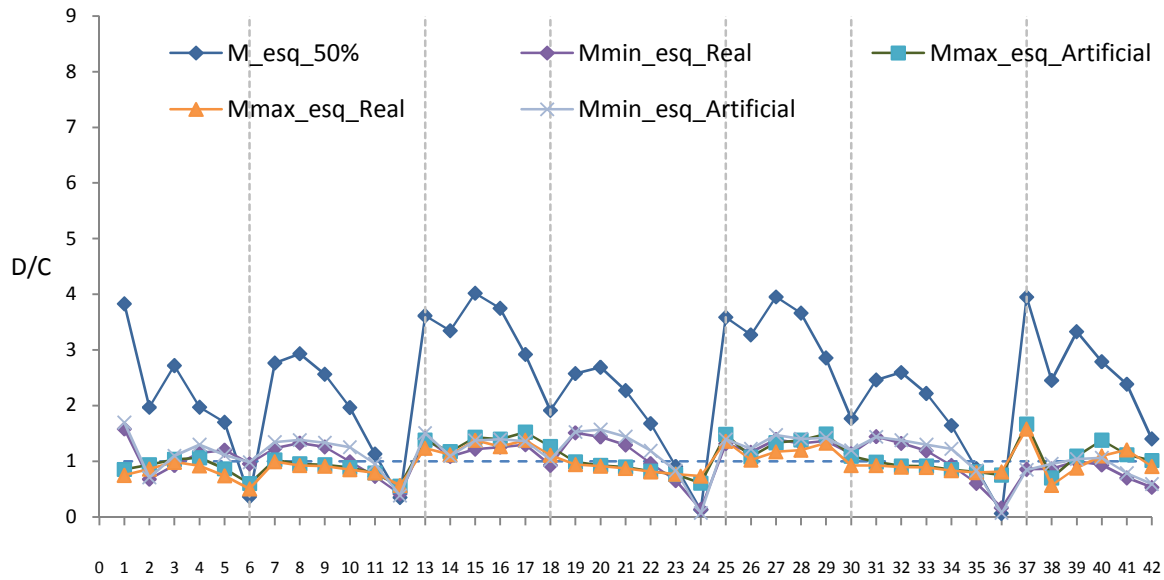


Figura 4.60 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=16.5 GPa (Momentos Esq.) – LS - SD.

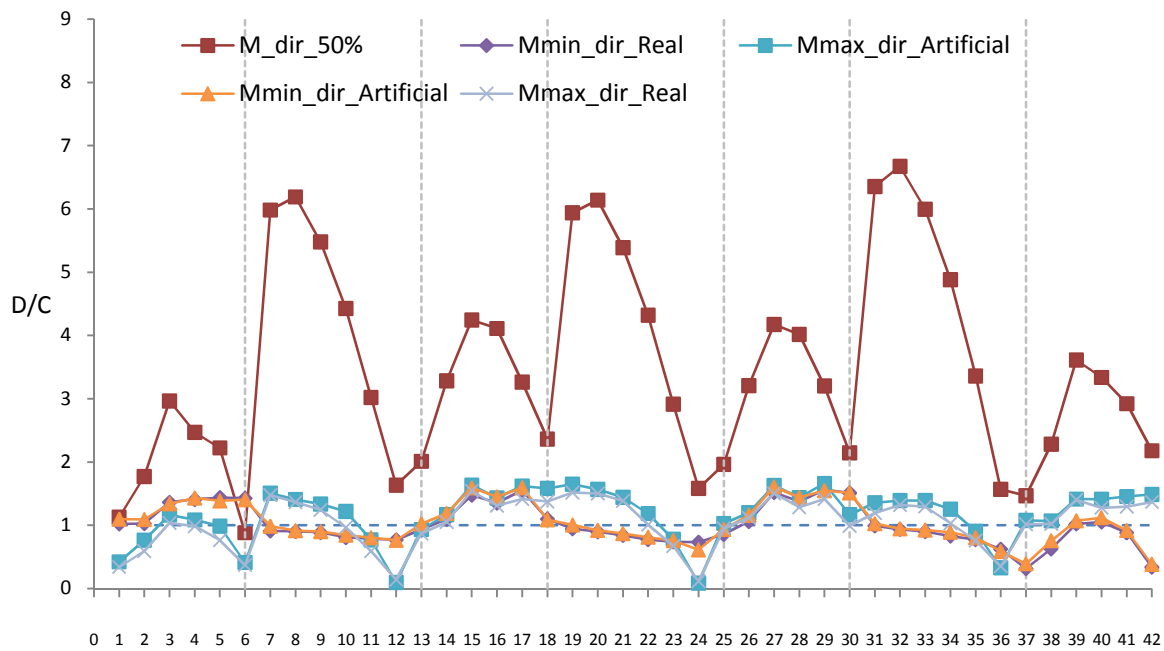


Figura 4.61 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=16.5 GPa (Momentos Dir.) – LS - SD.

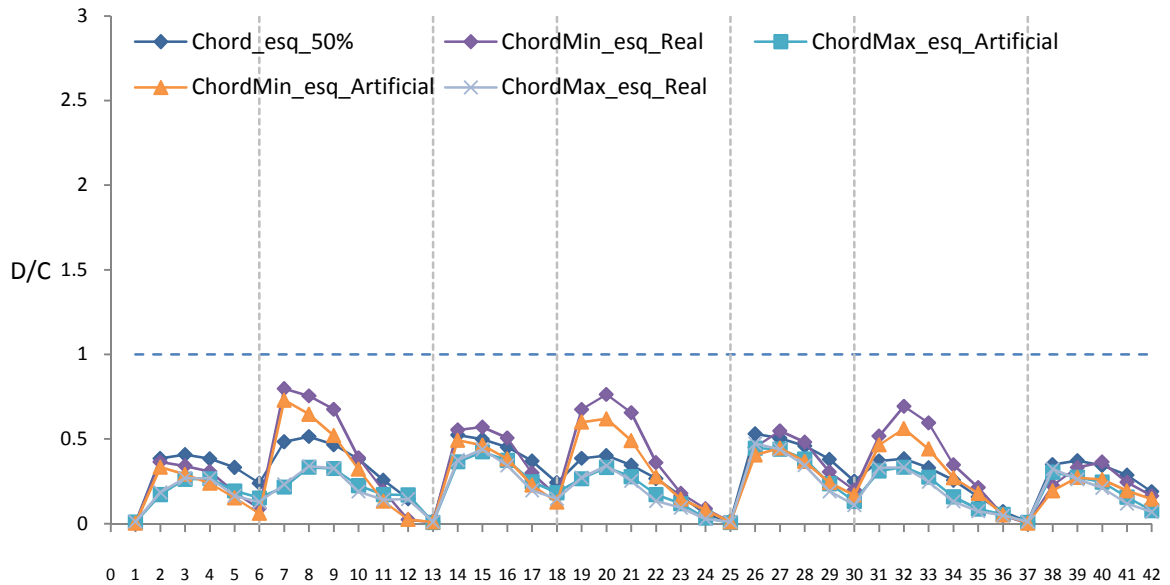


Figura 4.62 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de $E=16.5$ GPa (Rotações Esq.) – LS - SD.

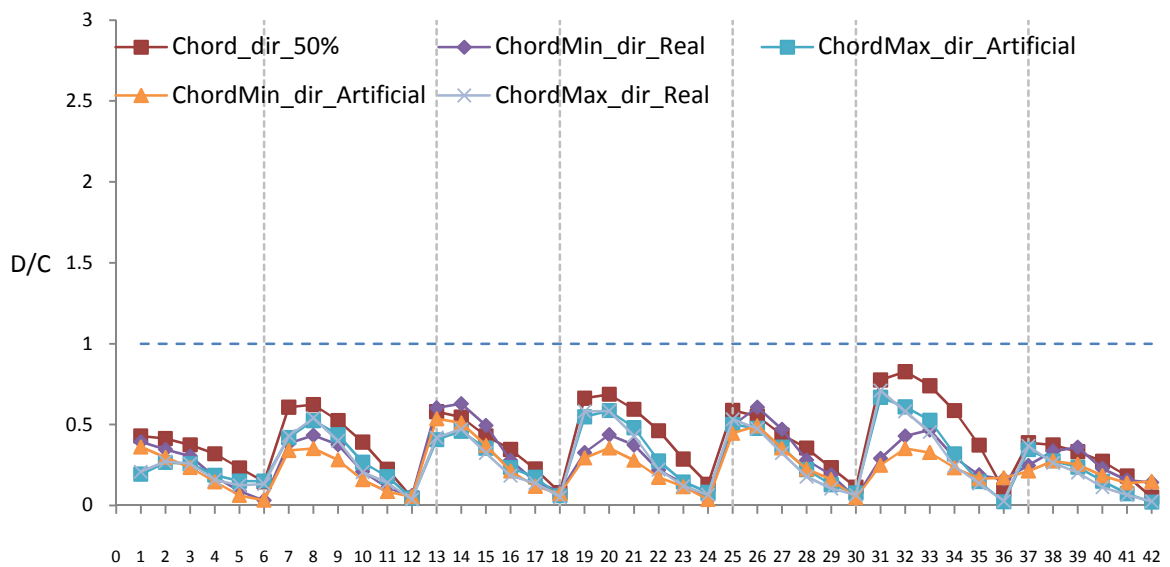


Figura 4.63 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de $E=16.5$ GPa (Rotações Dir.) – LS - SD.

Tal como no anterior verificam-se valores muito semelhantes de ρ para verificações em termos de rotações, no entanto, mantém-se o mesmo problema ao nível de momentos. Esta situação é explicada anteriormente, no início do Ponto 4.3.

4.5.3 ESTADO LIMITE NC

Neste ponto, volta-se a repetir a mesma análise mas para o Estado Limite NC, apresentando-se seguidamente os resultados obtidos (Figura 4.64, Figura 4.65, Figura 4.66 e Figura 4.67) para o modelo com módulo de elasticidade E igual a 33 GPa.

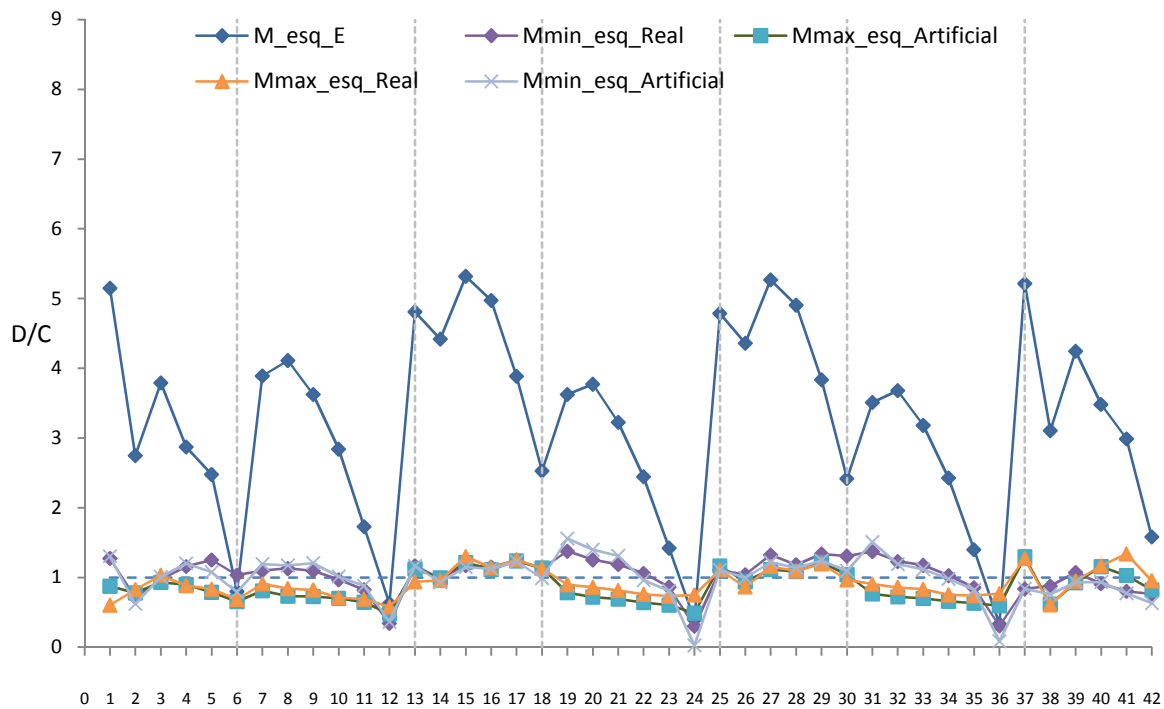


Figura 4.64 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=33 GPa (Momentos Esq.) – LS - NC.

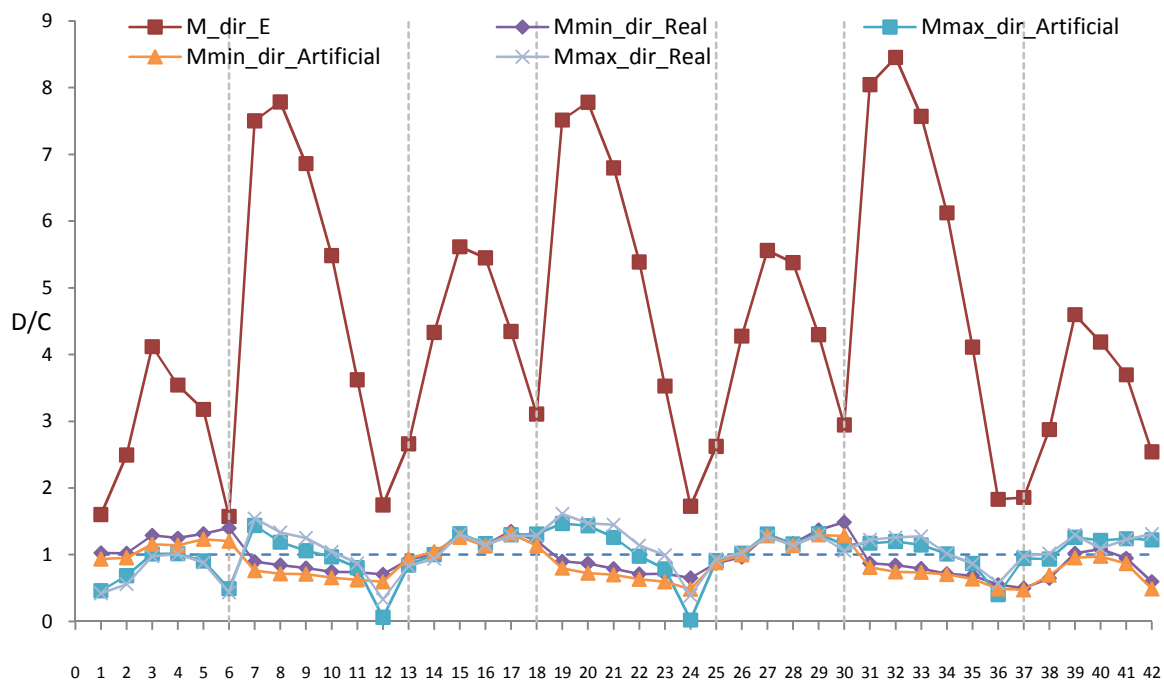


Figura 4.65 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=33 GPa (Momentos Dir.) – LS - NC.

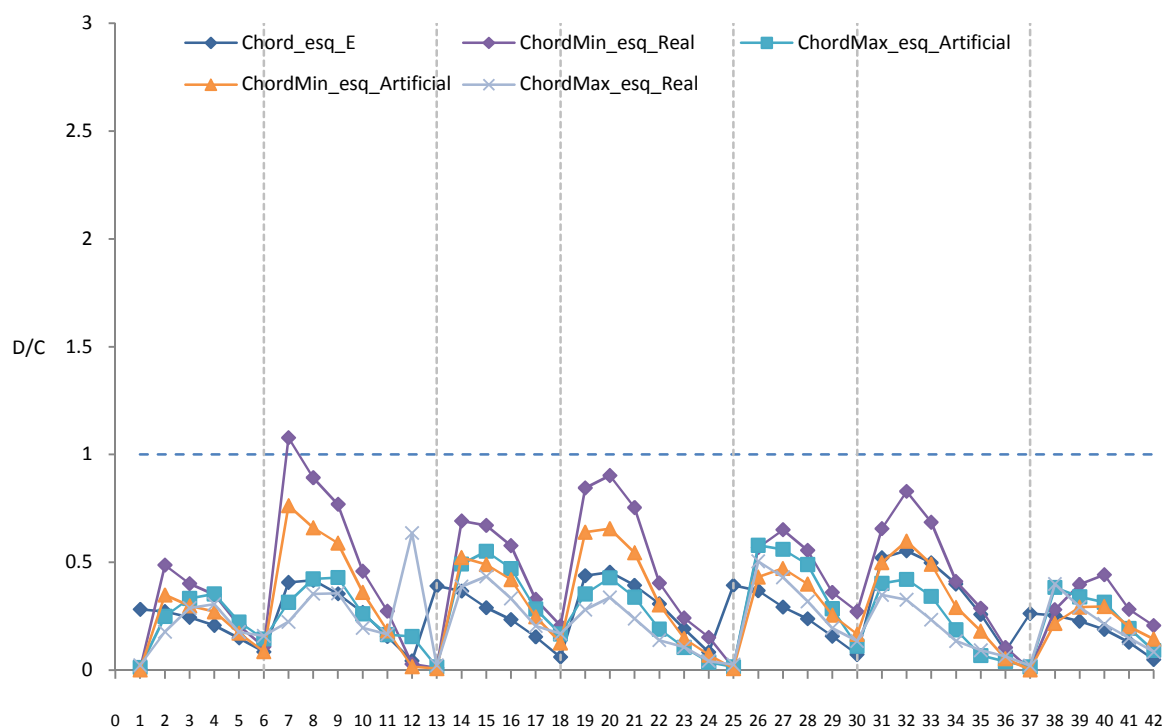


Figura 4.66 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=33 GPa (Rotações Esq.) – LS - NC.

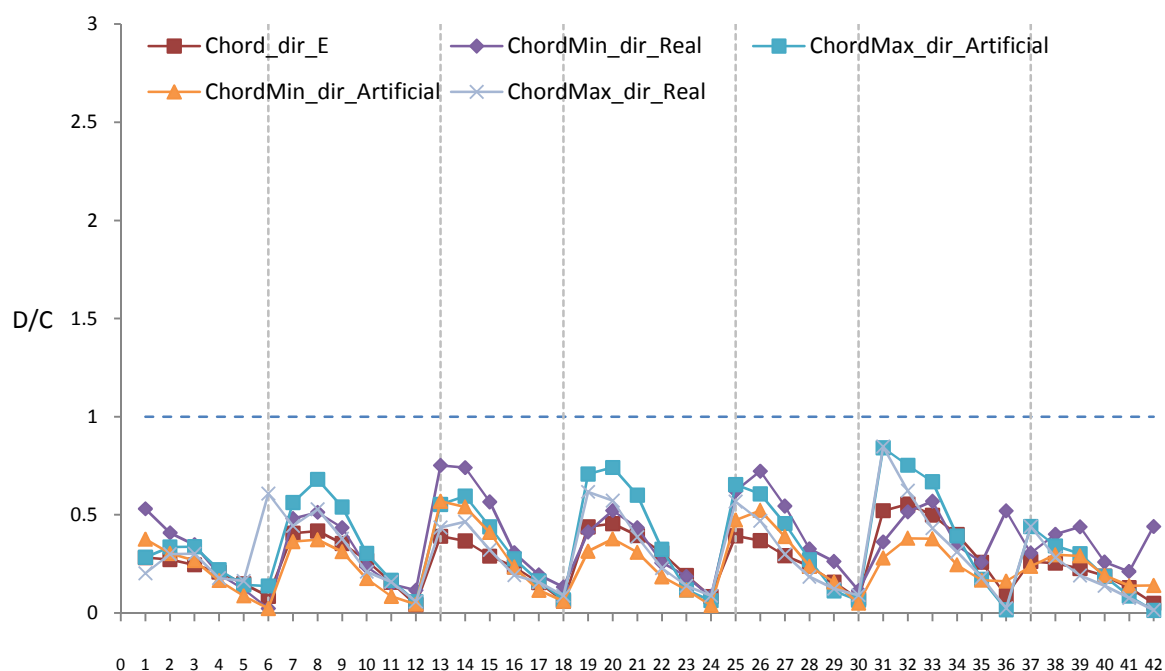


Figura 4.67 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=33 GPa (Rotações Dir.) – LS - NC.

Mais uma vez, é possível verificar através da Figura 4.66 e Figura 4.67 que a verificação ao nível de rotações apresenta resultados bastante coerentes entre as diversas análises efectuadas. No entanto a nível de verificação em momentos acontece o contrário.

Apresenta-se, de seguida, na Figura 4.68, Figura 4.69, Figura 4.70 e Figura 4.71, os valores obtidos considerando a redução de rigidez do módulo de elasticidade de 50%.

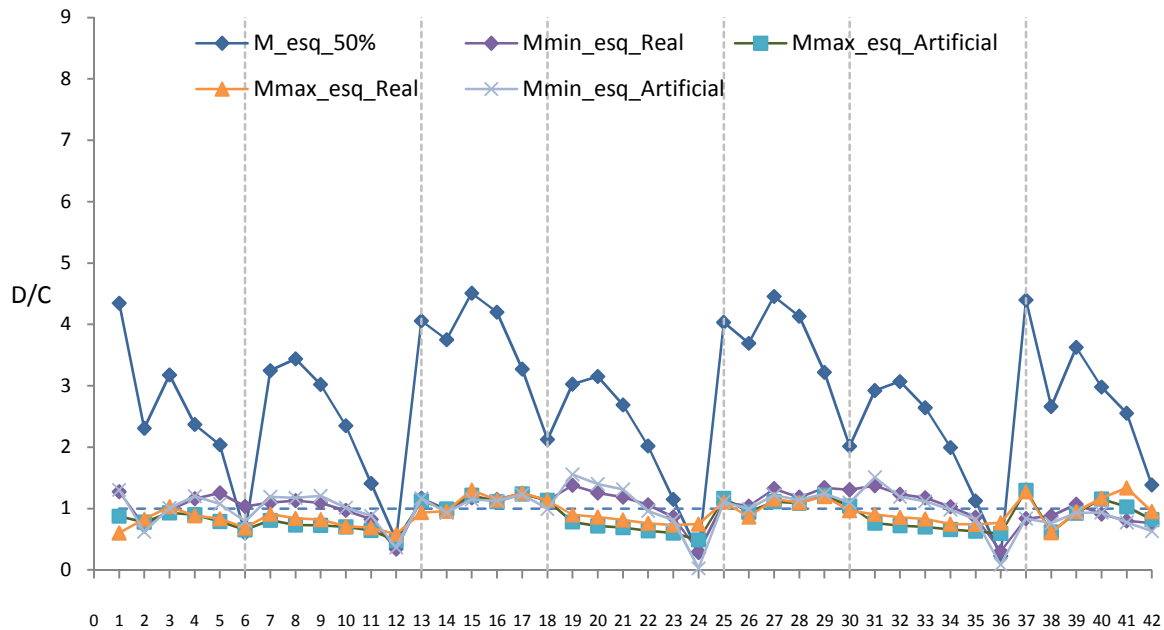


Figura 4.68 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de $E=16.5$ GPa (Momentos Esq.) – LS - NC.

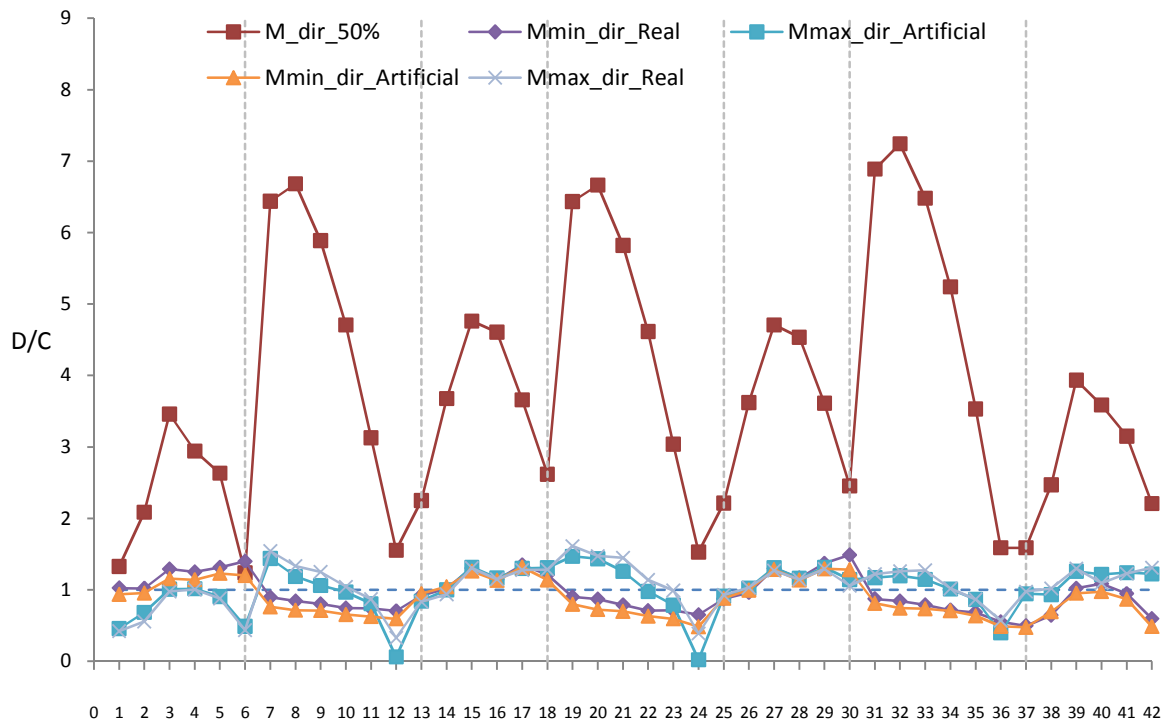


Figura 4.69 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de $E=16.5$ GPa (Momentos Dir.) – LS - NC.

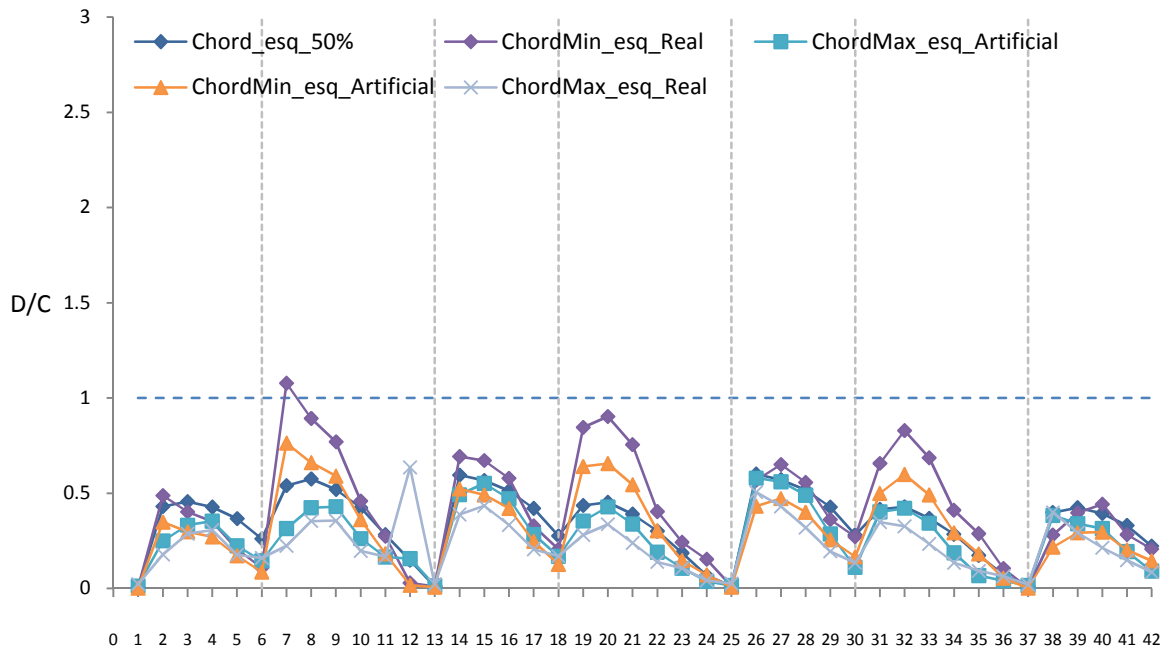


Figura 4.70 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=16.5 GPa (Rotações Esq.) – LS - NC.

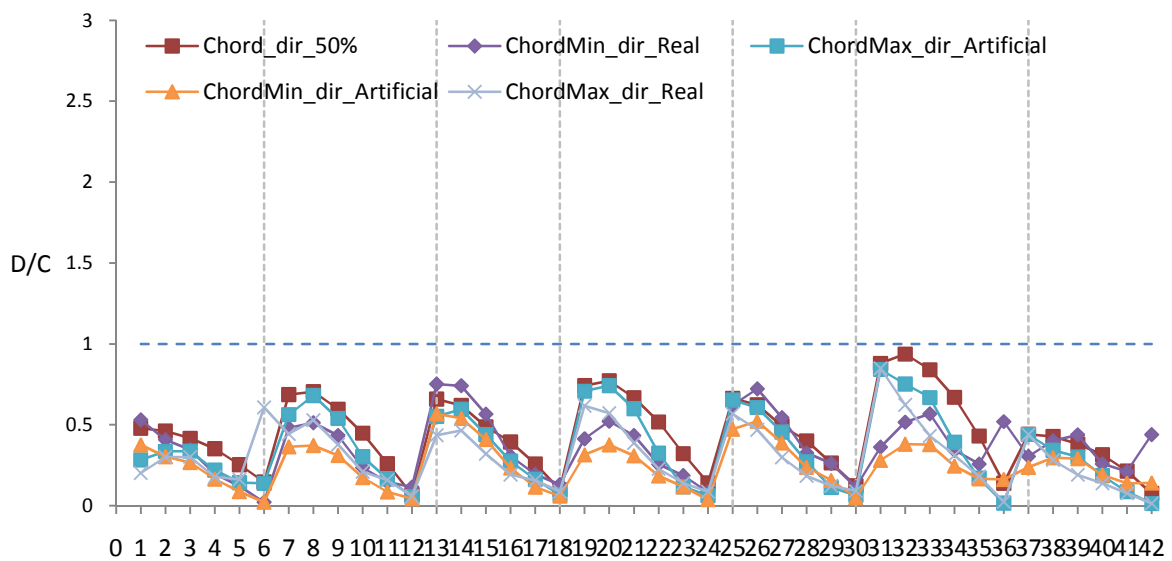


Figura 4.71 - Comparação das análises não-lineares com a análise elástica de E=16.5 GPa (Rotações Dir.) – LS - NC.

Neste modelo não se verifica um aumento significativo dos valores de ρ para a verificação em rotações, portanto, os resultados obtidos são semelhantes aos anteriores com a exceção das rotações à esquerda nos elementos 31 a 35, que se revelam um pouco superiores aos valores obtidos na análise não-linear dinâmica.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objectivo estudar as limitações dos vários processos de análise de estruturas existentes pelo Eurocódigo 8 – Parte 3. Este capítulo será ordenado aproximadamente como o anterior fazendo as considerações finais sobre cada aspecto anteriormente exposto.

Começando pela admissibilidade da análise elástica, verifica-se que o processo proposto pelo EC8-3 se revela bastante complexo pois será sempre necessário um conhecimento prévio de quais as secções onde é expectável que se formem rótulas plásticas. O processo proposto por Romão *et al.* (2010), simplifica bastante esta questão pois, embora sejam necessárias iterações, é de fácil aplicação e os resultados obtidos são os mesmos. Logo, este procedimento é uma boa alternativa face ao proposto pelo EC8-3.

Falando particularmente das análises elásticas, e para o Estado Limite DL, há uma admissibilidade para o modelo que considera a redução de 50% do módulo de elasticidade e para o modelo de módulo de elasticidade total verifica-se que o valor de $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ é igual a 2.792, que está próximo de 2.5, valor sugerido pelo EC8-3, e que se encontra no intervalo entre 2 e 3. Em relação ao modelo de rigidez reduzida, proposto pelo EC8-3, verifica-se que a análise elástica é admissível, apresentando um valor de $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ igual a 1.295. Para os Estados Limite SD e NC, não se verifica ser admissível a análise elástica, em ambos os modelos, mas tal como explicado no ponto 4.3, isto não significa que a estrutura não esteja em segurança para estes LSs.

No entanto, foi feita uma verificação de segurança com a análise elástica, em que o principal objectivo era comparar os resultados obtidos pelos diferentes modelos. Inicialmente, verifica-se que, para o modelo de rigidez reduzida K_{EC8} , os rácios de segurança em termos de rotações apresentam valores superiores aos obtidos para verificação em momentos. Nos outros dois modelos (com $E = 33$ GPa e $E = 16.5$ GPa) verificou-se o oposto, a avaliação da segurança em momentos apresenta, em geral, piores resultados que a verificação de segurança em rotações; esta tendência está presente nos três Estados Limite.

Para a comparação dos resultados obtidos pelos três diferentes modelos, para o Estado Limite DL, verificou-se que a hipótese mais adequada para comparação seria entre os rácios de momentos para os modelos de rigidez $E = 33$ GPa e $E = 16.5$ GPa, com os rácios de segurança em termos de rotações para o modelo de rigidez reduzida. No entanto, não há coincidência de valores nesta comparação, sendo os valores de ρ no modelo de K_{EC8} quase opostos aos valores dos restantes modelos.

Passando agora para as análises não-lineares dinâmicas, verificaram-se valores bastante semelhantes entre os rácios obtidos com acelerogramas reais e os rácios obtidos para acelerogramas artificiais. Não há uma tendência clara sobre qual a situação mais desfavorável, se acelerogramas reais ou artificiais.

Para o Estado Limite DL, verifica-se que os rácios de momentos são bastante semelhantes entre sismos reais e artificiais, não havendo uma situação claramente mais desfavorável. Para as rotações, verificamos que os rácios obtidos por acelerogramas artificiais conseguem englobar os acelerogramas reais, pois para rotações máximas de corda estes apresentam os rácios mais elevados e para valores mínimos de rotações de corda este apresentam os resultados mais baixos.

Para o Estado Limite SD, verifica-se que existe quase coincidência de valores, para verificação em momentos, entre acelerogramas reais e artificiais, sendo que os rácios para acelerogramas artificiais apresentam valores um pouco mais altos. Na verificação em termos de rotações mínimas, verificam-se valores mais elevados para acelerogramas reais enquanto para rotações máximas verifica-se o oposto.

Analisando agora os resultados obtidos para o Estado Limite NC, para verificações em momentos, é visível que se mantém a tendência do LS anterior de uma quase coincidência de valores. No entanto já não existe padrão para a situação mais desfavorável pois esta é diferente entre as secções à esquerda e da direita dos elementos sendo também diferente para valores máximos e mínimos de momentos. Nas verificações em termos de rotações de corda, já se identifica o padrão do LS anterior, ou seja, para rotações máximas, são predominantes os acelerogramas artificiais, enquanto para rotações mínimas se verifica o oposto.

É possível concluir que é razoável fazer a análise só com acelerogramas artificiais, pois os resultados obtidos são muito semelhantes. Isto deve-se à limitação imposta pelo EC8-3 para os acelerogramas utilizados, como explicado no Capítulo 2.

Comparando agora os resultados obtidos para análises elásticas com análises não-lineares, verifica-se que, para o Estado Limite DL, há alguma semelhança de valores, à excepção dos valores obtidos para a verificação em termos de momentos para as secções da direita, que pode ser explicado pela soma dos diagramas de momentos flectores das cargas horizontais e verticais. Estes resultados confirmam a admissibilidade da análise elástica.

Verificou-se, também, que para todos os Estados Limite, não há semelhança entre os rácios de momentos obtidos nas análises lineares com os rácios de momentos das análises não-lineares, apresentando as análises elásticas rácios de segurança em momentos bastante elevados.

No entanto, em rotações, isto já não acontece, pois para os Estados Limite SD e NC verifica-se uma grande coerência de valores, sendo visível um bom enquadramento dos rácios obtidos das análises elásticas com os rácios das análises não-lineares dinâmicas.

Pelos resultados obtidos, verifica-se que a melhor abordagem para fazer análises elásticas é através de rotações, compreendendo assim o ênfase dado pelo EC8-3 a esta questão.

5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Neste ponto serão feitas algumas considerações sobre possíveis desenvolvimentos futuros a este trabalho. Em primeiro lugar, os resultados obtidos neste estudo são meramente indicativos pois não houve um estudo exaustivo desta metodologia, sendo necessário no futuro a aplicação deste trabalho a diferentes estruturas porticadas, alterando a altura, números de pisos e número de vãos, de modo a verificar os resultados obtidos neste trabalho.

Também seria importante o recurso a outros tipos de análises elásticas para ver se os resultados obtidos são os mesmos ou se são visíveis grandes diferenças. Também ajudará a dar maior confiança no resultados obtidos, verificando de seguida a admissibilidade da análise elástica de modo a verificar ambas as abordagens utilizadas em 4.2.

Por fim, seria necessário explorar melhor a implementação da rigidez reduzida preconizada no EC8-3, pois apresentou algumas dificuldades na elaboração deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Eurocode 8. (2004, December). *Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN.
- Eurocode 8. (2004, December). *Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. CEN.
- Fernandes, Ana (2008). *Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes no Contexto do Eurocódigo 8*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2007/2008 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto, Portugal, 2008.
- Ferracuti, B., Pinho, R., Savoia, M., Francia, R. (2009). *Verification of displacement-based adaptive pushover through multi-ground motion incremental dynamic analyses*. Engineering Structures, Elsevier, Março 2009.
- Gomes, J.M. (2009). *Dimensionamento Sísmico de Edifícios Hospitalares Segundo o Eurocódigo 8*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2008/2009 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto, Portugal, 2009.
- Iervolino, I., Maddaloni, G., Cosenza, E. (2006). *Unscaled Real Recorded Sets Compliant With Eurocode 8*. The 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 3 a 8 de Setembro de 2006, Geneva, Switzerland.
- Masi, A., Vona, M., Manfredi, V. (2008). *A PARAMETRIC STUDY ON RC EXISTING BUILDINGS TO COMPARE DIFFERENT ANALYSIS METHODS CONSIDERED IN THE EUROPEAN SEISMIC CODE (EC8-3)*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 12 a 17 de Outubro de 2008, Pequim, China.
- Mpampatsikos, V., Nascimbene, R., Petrini, L. (2008). *SOME CONSIDERATIONS ABOUT THE EUROCODE 8 R.C. FRAME BUILDING ASSESSMENT PROCEDURE*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 12 a 17 de Outubro de 2008, Pequim, China.
- Mpampatsikos, V. (2008). *A CRITICAL REVIEW OF THE R.C. FRAME EXISTING BUILDING ASSESSMENT PROCEDURE ACCORDING TO EUROCODE 8 AND ITALIAN SEISMIC CODE*. Dissertação de Mestrado, ROSE SCHOOL.
- OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Romão, X., Delgado, R., Guedes, J., Costa, A. (2010). *A comparative application of different EC8-3 procedures for the seismic safety assessment of existing structures*. Bulletin of Earthquake Engineering, Springer Science.
- Romão, X., Delgado, R., Costa, A. (2009). *Practical aspects of demand and capacity evaluation of RC members in the context of EC8-3*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Wiley InterScience.
- Silvia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H. Scott, Gregory L. Fenves, et al. *OpenSees Command Language Manual*, July 2007.

http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/risco_sismico.html. 26 de Maio 2009