

AValiação da Rotação da Corda de acordo com a 2ª Geração do Eurocódigo 8 Parte 1-1 Utilizando Análise Não Linear

MARANHÃO, HELDER

Estudante de
Doutoramento
Construct – LESE
Faculdade de
Engenharia da
Universidade do Porto

VARUM, HUMBERTO

Professor Catedrático
Construct – LESE
Faculdade de
Engenharia da
Universidade do Porto

MELO, JOSÉ

Investigador Doutorado
Construct – LESE
Faculdade de
Engenharia da
Universidade do Porto

SUMÁRIO

Nas últimas décadas, a engenharia sísmica evoluiu com base em pesquisas teóricas e experimentais, bem como no feedback dos projetistas. Os avanços tecnológicos dos materiais, soluções estruturais e metodologias de projeto impulsionaram a evolução de códigos sísmicos, como o Eurocódigo 8, que está atualmente em revisão. Este artigo analisa e compara a rotação da corda das vigas em duas estruturas porticadas de betão armado, regulares no plano em altura e não torsionalmente flexíveis. A comparação é feita avaliando a rotação das cordas nas extremidades das vigas por meio de análise não linear para as classes de ductilidade DC2 e DC3 e comparando com as expressões preconizadas no Eurocódigo 8 de segunda geração parte 1-1. O estudo revela uma forte correlação das rotações da corda calculadas usando o Eurocódigo 8 de segunda geração e aquelas obtidas por meio de análise não linear para as vigas,

ABSTRACT

In recent decades, seismic engineering has progressed based on theoretical and experimental research, as well as feedback from designers. Technological advancements in materials, structural solutions, and design methodologies have propelled the evolution of seismic codes, such as Eurocode 8, currently undergoing revision. This article analyses and compares the chord rotation of beams in two reinforced concrete frame structures. The comparison involves evaluating the chord rotation at the ends of beams through nonlinear analysis for ductility classes DC2 and DC3 and comparing it with the expressions recommended in Eurocode 8 second-generation part 1-1. The study reveals a strong correlation in the calculated chord rotations using second generation of Eurocode 8 and those obtained through nonlinear analysis for the beams.

PALAVRAS-CHAVE: Rotação das cordas, Eurocódigo 8 segunda geração, Análise não-linear, Classes de ductilidade

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, os avanços nas metodologias de investigação têm tido um grande impacto no domínio do projeto de estruturas. Este progresso engloba formulações teóricas bem como investigações experimentais e numéricas.

A colaboração entre investigadores e profissionais de engenharia tem sido fundamental para estes esforços, levando à introdução de novas soluções estruturais inovadoras e à evolução das abordagens de projeto estrutural.

Simultaneamente, avaliar os efeitos dos recentes eventos sísmicos em estruturas existentes é de suma importância, oferecendo valiosas perspetivas sobre o seu comportamento e a identificação de potenciais riscos. Esta compreensão orienta subsequentemente a formulação de estratégias para a conceção de estruturas sismo-resistentes.

Esta evolução contínua tem exigido a revisão dos Eurocódigos, com um foco particular no Eurocódigo 8, levando à necessidade de desenvolver a sua segunda geração. Posto isto, é crucial comparar valores e restrições associados a diversos parâmetros, particularmente nas secções dedicadas ao projeto de edifícios em betão armado. O objetivo deste estudo é comparar a rotação da corda em cedência (θ_y) e a capacidade de rotação da corda em fase plástica (θ_u^{pl}) preconizadas na (FprEN 1998-1-1:2024 [1]) com a rotação da corda em cedência ($\theta_{y,NL}$) e a capacidade de rotação da corda em fase plástica ($\theta_{u,NL}^{pl}$) estimadas através análise não linear.

Conforme (prEN 1998-1-2:2023 [2]), é necessário garantir uma ductilidade suficiente para a dissipação de energia sísmica em todas as regiões críticas dos elementos estruturais. Para atingir esse objetivo, o produto do coeficiente de ductilidade de deslocamento global, calculado como o produto dos componentes do coeficiente de comportamento q_R e q_D , e a rotação da corda em cedência (θ_y) de cada extremidade dos membros (pilar, vigas e paredes) não deve exceder a rotação da corda para o Estado Limite de Danos Severos (θ_{SD}).

Para a verificação de Estado Limite de Danos Severos (SD), a resistência dos mecanismos dúcteis deve ser considerada conforme expressão (1), conforme definido em (FprEN 1998-1-1:2024 [1]):

$$\theta_{SD} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot (\theta_y + \alpha_{SD,\theta} \cdot \theta_u^{pl}) \quad (1)$$

Note-se que SD vem da terminologia Anglo-Saxónica “Significant Damage”.

O parâmetro $\alpha_{SD,\theta}$ é a porção capacidade de rotação da corda em fase plástica $\theta_u^{pl} = \theta_u - \theta_y$ que corresponde à obtenção do estado limite (SD), e γ_{Rd} é o coeficiente parcial na resistência para esse estado limite.

Para fornecer uma representação visual da rotação da corda nas estruturas, a Fig. 1 mostra o diagrama vetorial da rotação da corda nas extremidades esquerda (θ_a) e direita (θ_b) das vigas.

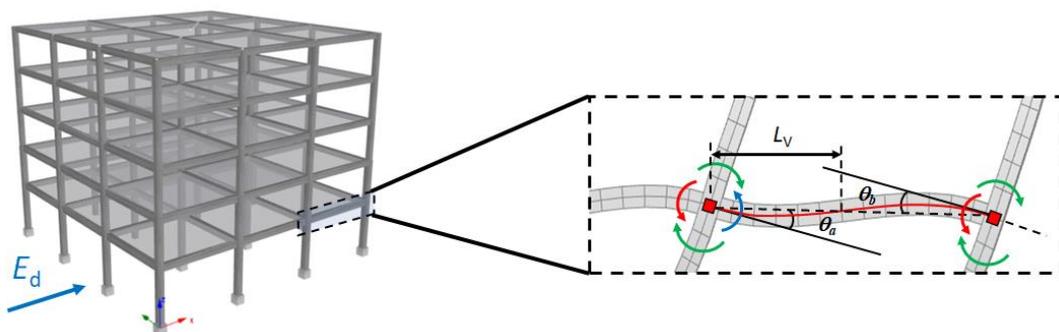


Fig. 1 – Representação esquemática da rotação da corda na viga (adaptado de Maranhão et al. [3])

A rotação da corda em cedência (θ_y), para vigas e pilares retangulares, pode ser avaliada de acordo com a expressão (2) conforme proposto na norma (FprEN 1998-1-1:2024 [1]):

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V + a_l}{3} + \frac{\phi_y \cdot d_{bL} \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} + 0,0019 \cdot \left(1 + \frac{h}{1,6 \cdot L_V}\right) \quad (2)$$

O parâmetro ϕ_y é a curvatura no ponto de cedência nas extremidades das vigas. O parâmetro (a_l) é a distância de translação do diagrama de momentos fletores definido (EN 1992-1-1:2001 [4]), sendo a mesma preconizada pela (EN 1992-1-1:2004 [5]). Os parâmetros (d_{bL}) e h representa o diâmetro dos varões de armadura longitudinal e a altura da secção, respetivamente; ($L_V=M/V$) é definido como vão de corte. Os parâmetros f_y e f_c são os valores médios da resistência de tração do aço e de compressão do betão aos 28 dias, respetivamente. De acordo com a (FprEN 1998-1-1:2024 [1]), a capacidade de rotação da corda em fase plástica é definida de acordo com a equação (3):

$$\theta_u^{pl} = \kappa_{conform} \cdot \kappa_{axial} \cdot \kappa_{reinf} \cdot \kappa_{concrete} \cdot \kappa_{shearspan} \cdot \kappa_{confinement} \cdot \theta_{u0}^{pl} \quad (3)$$

Onde θ_{u0}^{pl} é o valor básico da capacidade rotação da corda em fase plástica de um elemento, que toma o valor de 0,039 rad, se o elemento for uma viga ou um pilar com uma secção composta por partes retangulares. O coeficiente de conformidade $\kappa_{conform}$ é um coeficiente de correção conforme seja DC1, DC2 ou DC3; κ_{axial} é o coeficiente de correção para uma força axial diferente de zero; κ_{reinf} é o coeficiente de correção para armadura assimétrica; $\kappa_{concrete}$ é o coeficiente de correção para resistência do betão diferente de 25 MPa; $\kappa_{shearspan}$ é o coeficiente de correção do vão de corte (L_V), e $\kappa_{confinement}$ é o coeficiente de correção tendo em consideração o confinamento do betão devido a armaduras transversais.

2. OBJECTO DE ANÁLISE

Para realizar este estudo, foi feita uma seleção de quatro estruturas porticadas tridimensionais em betão armado. Estas estruturas foram projetadas em estrita conformidade com os padrões delineados em (FprEN 1998-1-1:2024 [1]), (prEN 1998-1-2:2023 [2]) e (EN 1992-1-1:2004 [5]). Adicionalmente, os espectros de resposta de projeto foram obtidos de acordo com a (EN 1998-1:2004 [6]) para estabelecer uma base de dados abrangente para análise de vigas. As estruturas incluídas neste estudo consistem em dois edifícios de cinco pisos, regulares no plano em altura e não torsionalmente flexíveis, projetados para as classes de ductilidade DC2 e DC3, conforme ilustrado na Fig. 2.

O sistema estrutural dos edifícios é composto por uma série de pórticos espaçados de 6,0 m. A altura entre pisos é de 3,0 m, exceto para o primeiro piso, que é de 4,0 m. A espessura das lajes maciças é de 15,0 cm para cada piso. Os parâmetros sísmicos de cada edifício estão resumidos na Tabela 1.

Os edifícios foram dimensionados com betão C30/37 e aço B500.

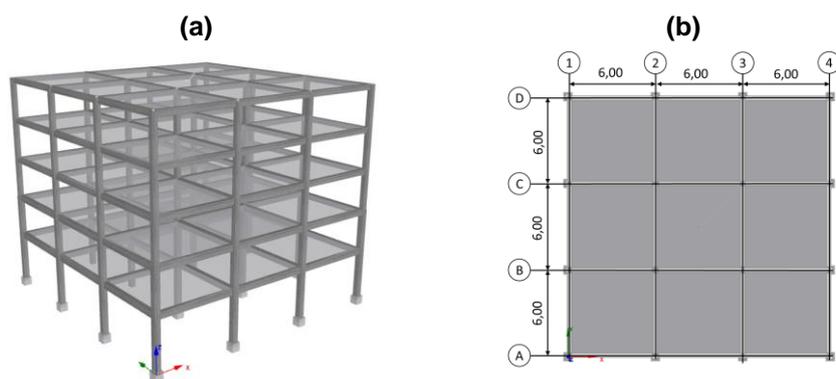


Fig. 2 – Modelo utilizado na análise

Tabela 1 - Parâmetros sísmicos das estruturas em análise

Estrutura	Classe de ductilidade	Número de pisos	Altura total (m)	T_1 (s)	$S_d(T_1)$ (m/s ²)	V_b (kN)	$d_{e,topo}$ (m)
DC2-0,5g	DC2	5	16	1,43	0,69	866,51	0,051
DC3-0,5g	DC3			1,49	0,43	532,37	0,033

3. METODOLOGIA DE ANÁLISE

Conforme mencionado anteriormente, este estudo tem como propósito os seguintes objetivos:

- Comparar a rotação da corda no ponto de cedência (θ_y) calculada através (FprEN 1998-1-1:2024 [1]) com a rotação da corda no ponto de cedência ($\theta_{y,NL}$) obtida através de análise não-linear
- Comparar a capacidade rotação da corda em fase plástica (θ_u^{pl}) e a capacidade rotação da corda em fase plástica ($\theta_{u,NL}^{pl}$), obtida por meio de análise não linear.

Para calcular esses dois últimos parâmetros, foram empregados modelos não lineares de elementos finitos.

3.1. Análise não linear adotada - Pushover adaptativo

A análise não linear realizada é conhecida como análise *pushover* adaptativo, utilizando o software de elementos finitos SeismoStruct da (Seismosoft [7]). De acordo com a Seismosoft [7], neste tipo de análise, as cargas são aplicadas à estrutura de maneira semelhante à análise *pushover* convencional.

No caso da análise de *pushover* adaptativo baseada em forças, é importante distribuir adequadamente a massa nos nós onde as forças incrementais serão aplicadas, garantindo que essas mesmas forças possam ser determinadas com precisão.

O termo “adaptativo” refere-se à capacidade do método de ajustar seus parâmetros ou critérios de análise conforme necessário, com base nas mudanças nas condições. Isso pode incluir a capacidade de lidar com variações das forças aplicadas, redistribuição de esforços, deformações não lineares, entre outros.

Os procedimentos de controlo de força adaptativa e/ou controlo de resposta adaptativa são empregados em vez das “fases” de controlo de força e/ou controlo de resposta de um Pushover convencional, conforme referido pela (Seismosoft [7]).

3.2. Definição dos modelos não lineares de elementos finitos

Os modelos não lineares foram desenvolvidos usando o SeismoStruct (Seismosoft [7]), como mostrado na Fig. 3. A análise, por meio da abordagem de formulação de plasticidade distribuída, é realizada combinando 5 seções de integração por elemento com 150 fibras em cada seção de integração.

Na formulação de plasticidade distribuída, as seções de integração estão localizadas ao longo dos pilares e vigas, conforme ilustrado na Figura 3.

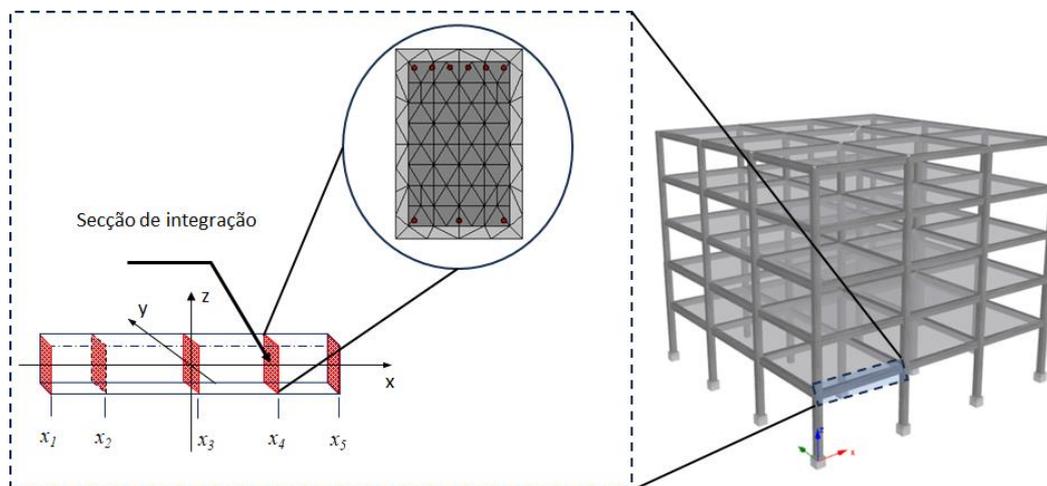


Fig. 3 – Modelo utilizado na análise não linear

A plasticidade distribuída nos elementos usando a abordagem baseada em força foi implementada de acordo com a formulação de (Neuenhofer e Filippou [8]). Num elemento baseado em força, o equilíbrio é estritamente satisfeito, e nenhuma restrição é colocada no desenvolvimento de deformações inelásticas ao longo do membro. Por razões de precisão, foi implementada a quadratura Gauss-Lobatto, uma vez que os modelos numéricos analisados são definidos como baseados em força, conforme referido por (Maranhão et al. [9]).

3.3. Leis Constitutivas dos Materiais

Para a análise não linear, foram considerados os seguintes modelos constitutivos para os seguintes materiais.

3.3.1. Modelo constitutivo do betão

Para o betão, a relação constitutiva proposta por (Mander et al [10]) é um modelo constante de confinamento uniaxial não linear representada na Fig. 4(a). Os efeitos de confinamento fornecidos pelo confinamento lateral transversal são incorporados, sendo assumida uma pressão de confinamento constante em toda a faixa tensão-deformação. A resistência à compressão do betão considerada na análise é a resistência média, que, no caso de um betão C30/37, toma o valor de $f_{cm}=38$ MPa, e sua lei constitutiva é representada na Fig. 4(b).

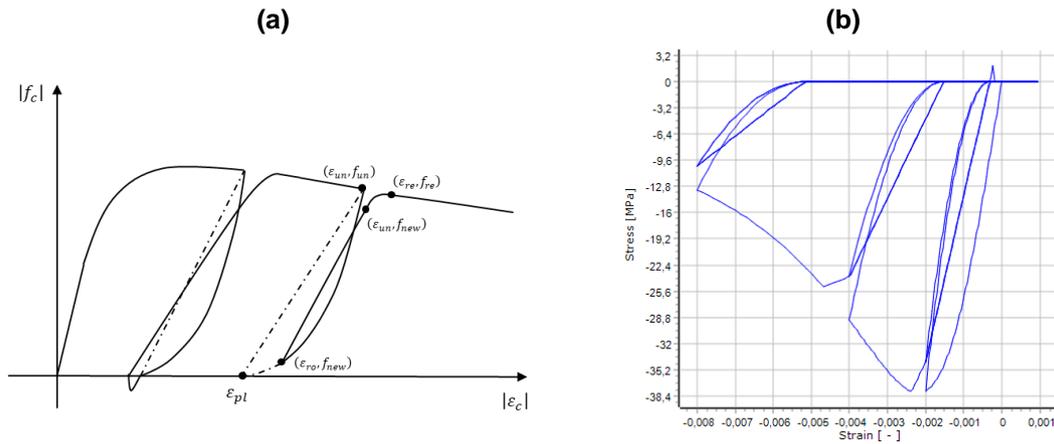


Fig. 4 – Lei constitutiva do betão (a)Proposto por (Mander et al [10]) (b) Modelo utilizado na análise

De acordo com (Mander et al [10]), o modelo permite a aplicação de uma carga cíclica incluindo a deformação acumulada ao longo da aplicação dessa mesma carga. A influência de vários tipos de confinamento é considerada ao definir uma tensão confinamento lateral eficaz, que depende da configuração das armaduras transversais e longitudinais.

3.3.2. Aço da armadura

A lei constitutiva para o aço utilizada na presente análise é a proposta por (Menegotto e Pinto [11]), combinada com as regras de endurecimento isotrópico propostas por (Taucer et al. [12], como ilustrado na Fig. 5(a). O modelo uniaxial de aço reproduz com boa aproximação o comportamento para diferentes tipos de aço. A constante b define a inclinação da linha de endurecimento. O expoente R , que varia após cada inversão, afeta a curvatura do diagrama, representando assim efeito de Bauschinger (Menegotto e Pinto [11]). A Fig. 5(b) mostra a curva tensão-deformação do aço utilizada na modelação não-linear na presente análise.

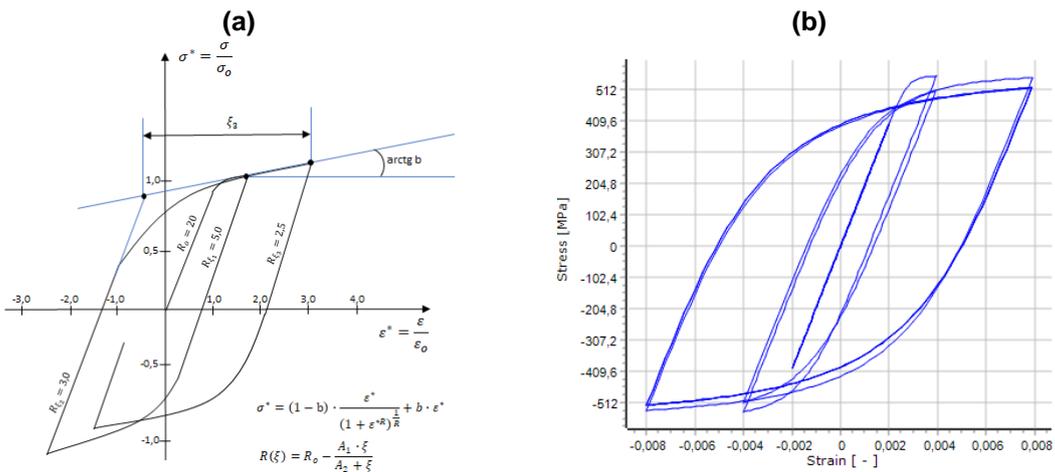


Fig. 5 – Lei constitutiva do aço (a)Proposto por (Menegotto e Pinto [11]) (b) Modelo utilizado na análise

A tensão resistente de cedência considerada na presente análise é a tensão de resistente de cedência média para o aço B500, e toma o valor médio de $f_{ym}=555$ MPa.

3.4. Critérios de cálculo dos parâmetros da rotação da corda por análise não linear

Os parâmetros em análise como rotação da corda em cedência ($\theta_{y,NL}$) de cedência, a capacidade última de rotação (θ_u) e capacidade de rotação da corda em fase plástica ($\theta_{u,pl}$), obtidos através de análise não-linear, foram estimados através da metodologia proposta por (FprEN 1998-1-1:2024 [1]). A rotação da corda no ponto de cedência ($\theta_{y,NL}$) foi determinada correspondendo à obtenção de uma resistência de cedência efetiva, M_y^* ; estando relacionada à rigidez elástica, K_e , conforme delineado na (FprEN 1998-1-1:2024 [1]).

A capacidade última de rotação da corda ($\theta_{u,NL}$) é definida como a rotação na qual a resistência à rotação (momento fletor resistente) diminui em 20% em relação à resistência máxima (M_{max}), como ilustrado na Fig. 6(a).

Nos casos em que não houve queda na resistência lateral, ($\theta_{u,NL}$) é definida o ponto onde a resistência à rotação (momento fletor) atinge sua capacidade máxima (M_{max}), conforme representado na Fig. 6(b).

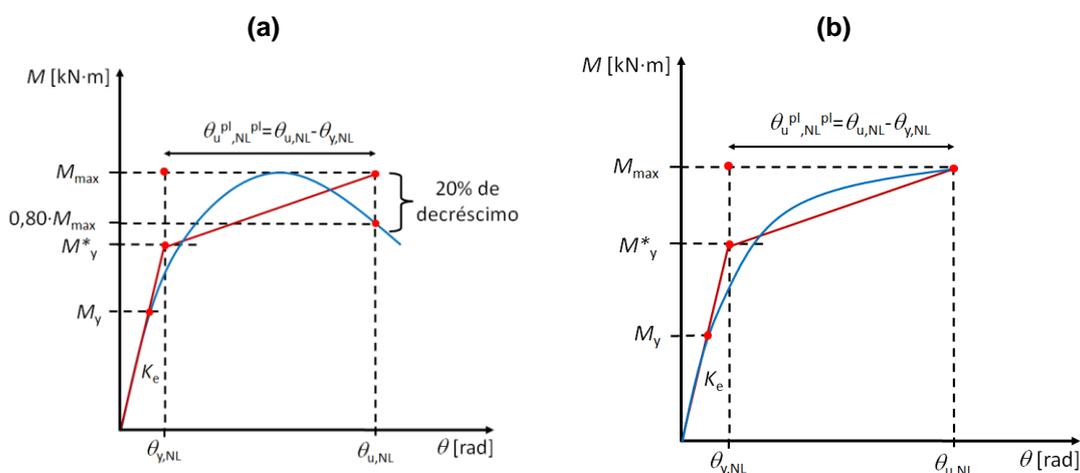


Fig. 6 – Idealização bilinear das respostas dos elementos (a) com e (b) sem perda na resistência lateral após atingir a resistência máxima.

O cálculo da capacidade de rotação da corda em fase plástica ($\theta_{u,NL}^{pl}$) é calculado como sendo a diferença entre a capacidade última da rotação última ($\theta_{u,NL}$) e a rotação da corda no ponto de cedência ($\theta_{y,NL}$), conforme definido pela expressão (4).

$$\theta_{u,NL}^{pl} = \theta_{u,NL} - \theta_{y,NL} \quad (4)$$

4. RESULTADOS E CONCLUSÕES

Os gráficos a seguir mostram a comparação entre a rotação da corda no ponto de cedência (θ_y) e a parte plástica do valor de capacidade última da rotação corda ($\theta_{u,pl}$) preconizadas pelo (FprEN 1998-1-1:2024 [1]) com a rotação da corda no ponto de cedência ($\theta_{y,NL}$) e a capacidade rotação da corda em fase plástica ($\theta_{u,NL}^{pl}$) avaliadas por análise não linear para as vigas.

É importante notar que o conjunto de dados neste artigo é relativamente limitado. Para obter resultados mais precisos, o universo de dados deve ser expandido. O primeiro autor está atualmente a construir um conjunto de dados significativamente mais amplo, abrangendo vários tipos de edifícios.

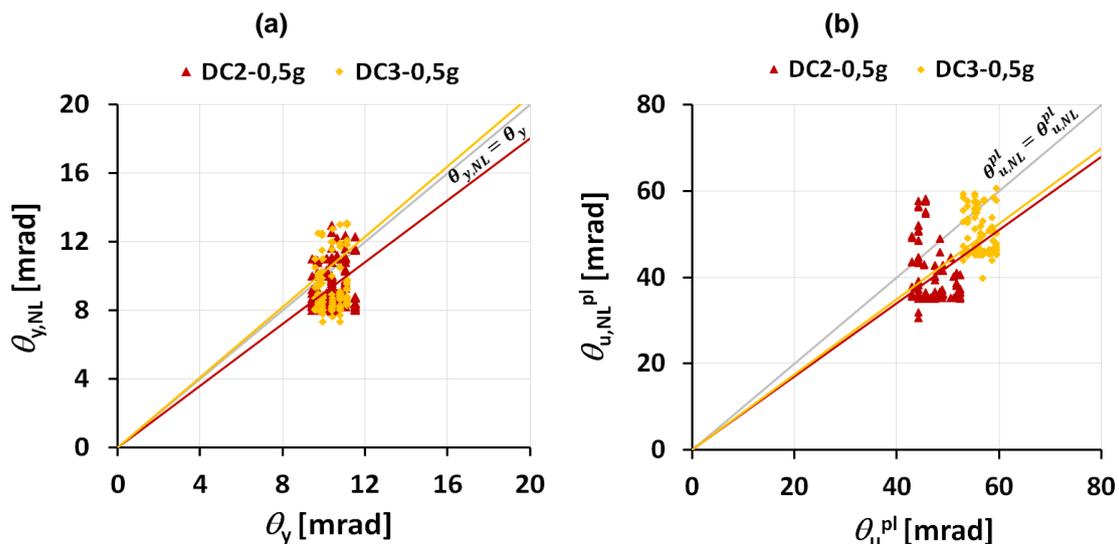


Fig. 7 –Idealização bilinear das respostas (a) θ_y vs $\theta_{y,NL}$ (b) θ_u^{pl} vs $\theta_{u,NL}^{pl}$

Em relação à rotação da corda das vigas, conforme ilustrado na Fig. 7(a) e (b), podemos tirar as seguintes conclusões:

A dispersão dos pontos para os componentes da rotação das cordas, calculados de acordo com as expressões (2) e (3) preconizadas pelo (FprEN 1998-1-1:2024 [1]), e os componentes de rotação da corda estimadas através de análise não-linear devem-se hipoteticamente a várias razões:

- Simplificações e suposições: As expressões (2) e (3) são expressões analíticas simplificadas. Por outro lado, a análise não linear tende a considerar aspetos mais complexos e realistas da estrutura, levando a diferenças nos resultados.
- Precisão na modelagem: A análise de não-linear envolve uma modelação mais detalhada e precisa da estrutura, considerando fatores como a não linearidade do material, não linearidades geométricas e condições de fronteira. As expressões analíticas (2) e (3) podem negligenciar certas complexidades, resultando em disparidades nos resultados.
- Métodos numéricos: A análise não-linear frequentemente emprega métodos numéricos para resolver as equações não lineares que regem a resposta estrutural. A equação analítica pode não considerar todas as complexidades capturadas por esses métodos numéricos.
- Efeitos dinâmicos: A análise-não linear também pode considerar efeitos dinâmicos, como participação de massa e amortecimento, podem influenciar nos resultados.

Considerado a Fig. 7(a), as seguintes observações e conclusões podem ser tiradas:

- para DC2-0,5g, os coeficientes de correlação são aproximadamente 0,91 para DC2-0,5g e 0,96 para DC3-0,5g. Esses valores indicam uma forte relação linear positiva entre θ_y e $\theta_{y,NL}$. Ao comparar os coeficientes de correlação, vemos que ambos os conjuntos de dados têm uma forte relação linear positiva, mas DC3-0,5g tem uma correlação ligeiramente mais forte.
- Ao comparar como os pontos de dados estão distribuídos em relação à linha de 45 graus $\theta_y = \theta_{y,NL}$, as linhas de tendência mostram que, para DC2-0,5g, a diferença é de cerca de 5%, e 10% para DC3-0,5g. Os conjuntos de dados têm seus pontos agrupados moderadamente em torno da linha de 45 graus sugerindo uma relação linear moderada próxima ao ideal.

Relativamente à Fig. 7(b), pode-se concluir o seguinte:

- O coeficiente de correlação para DC2-0,5g é aproximadamente 0,89, indicando uma forte relação linear positiva entre θ_u^{pl} e $\theta_{u,NL}^{pl}$, e para DC3-5-0,5g é

aproximadamente 0,99. Ao comparar os coeficientes de correlação, vemos que ambos os conjuntos de dados têm uma forte relação linear positiva, mas DC3-5-0,5g tem uma correlação ligeiramente mais forte.

- b) Ao comparar como os pontos de dados estão distribuídos em relação à linha de 45 graus $\theta_u^{pl} = \theta_{u,NL}^{pl}$, as linhas de tendência para DC2-0,5g diferem cerca de 11%, e para DC3-0,5g, a diferença é cerca de 12% da inclinação da linha de 45 graus. Os conjuntos de dados têm seus pontos agrupados em torno da linha de 45 graus; sugerem uma relação linear moderadamente próxima ao ideal.
- c) Pode-se observar que DC3-5-0,5g tem uma tendência linear do par $(\theta_u^{pl}; \theta_{u,NL}^{pl})$ o DC2-0,5g. Portanto, é razoável afirmar que DC3-0,5g é mais dúctil do que DC2-0,5g com base nos dados ilustrados na Fig. 7(b).

Em resumo, comparando rotação da corda na cedência (θ_y) e a capacidade rotação da corda em fase plástica (θ_u^{pl}) obtidas a através das expressões (2) e (3) preconizadas pelo (FprEN 1998-1-1:2024 [1]) e os seus homólogos (θ_y) e (θ_u^{pl}) obtidos por análise não linear, conclui-se para DC2-0,5g e DC3-0,5g, ambos os conjuntos de dados apresentam uma forte relação linear positiva entre estes parâmetros. DC3-0,5g mostra uma correlação ligeiramente mais forte e menor dispersão em comparação com DC2-0,5g. Os coeficientes de correlação para ambos os casos são próximos da unidade, indicando uma correlação significativa entre as variáveis.

Com base na análise, DC3-5-0,5g demonstra tendência linear do par $(\theta_u^{pl}; \theta_{u,NL}^{pl})$ mais elevada com DC2-5-0,5g. Isso sugere que DC3-5-0,5g possui uma ductilidade mais elevada, corroborando com as provisões de cálculo e detalhe do EN 1998-1-2:2023 [2].

5. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

6. REFERÊNCIAS

- [1] FprEN 1998-1-1, *Eurocode 8: — Design of structures for earthquake resistance — Part 1-1: General rules and seismic action*, vol. N 1283. Brussels: CEN/TC 250/SC 8, 2024.
- [2] prEN 1998-1-2, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Rules for new buildings*, vol. N 3493. Brussels: CEN/TC250/SC8, 2023.
- [3] H. Maranhão, H. Varum, J. Melo, and A. Correia, 'Comparative analysis of the impact of design and detailing provisions for RC moment resisting frames under the first- and second-generation of Eurocode 8', *Eng. Struct.*, 2023, doi: (Not yet published).
- [4] prEN 1992-1-1, *Eurocode 2: Design of concrete structures*, vol. N 1896. Brussels: CEN/TC 250/SC 2 N 1896, 2021.
- [5] EN 1992-1-1, *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels: CEN-European Committee for Standardization, 2004.
- [6] EN 1998-1, Brussels: CEN-European Committee for Standardization, 2004.
- [7] Seissoft, 'SeismoStruct 2022 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures'. Seissoft, 2022. [Online]. Available: <https://seissoft.com/>
- [8] A. Neuenhofer and F. C. Filippou, 'Evaluation of Nonlinear Frame Finite-Element Models', *J. Struct. Eng.*, 1997, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1997)123:7(958).
- [9] H. Maranhão, H. Varum, and M. Pimentel, 'Nonlinear finite element model calibration of a reinforced concrete column with distributed plasticity', *UPorto J. Eng.*, vol. 7, no. 3, 2021, doi: 10.24840/2183-6493_007.003_0010.

- [10] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, 'Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete', *ASCE J. Struct. Eng.*, 1988, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:8(1804).
- [11] M. Menegotto and P. E. Pinto, 'Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending', in *Proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Loads*, 1973, pp. 15–22. doi: <http://doi.org/10.5169/seals-13741>.
- [12] F. F. Taucer, E. Spacone, and F. C. Filippou, 'A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures', *UcbEerc-9117*, 1991.