

Rigidez de Impacto em Colisões Estruturais entre Sistemas Não-lineares tendo em conta o Efeito Sísmico: Variação Paramétrica

Impact Stiffness in Structural Collisions between Non-linear Systems accounting for the Seismic Effect: Parametric Variation

Pedro Folhento¹

 orcid.org/0000-0002-2715-6246

Rui Barros²

 orcid.org/0000-0002-9510-144X

Manuel Braz-César³

 orcid.org/0000-0001-5640-0714

¹ CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
E-mail: up201811645@edu.fe.up.pt

² CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

³ CONSTRUCT, Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, Portugal.

DOI: 10.25286/rep.v8i1.1757

Esta obra apresenta Licença Creative Commons Atribuição-Não Comercial 4.0 Internacional.

Como citar este artigo pela NBR 6023/2018: Pedro Folhento; Rui Barros; Manuel Braz-César. Influência do tipo de argamassa e da superfície do substrato na resistência de aderência do revestimento cerâmico em blocos de gesso. Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada, Recife, v. 8, n. 1, p. 48-58.

RESUMO

Um dos fenômenos verificados em eventos sísmicos moderados a severos é o de impactos estruturais entre edifícios adjacentes. Estas colisões geram forças que poderão levar as estruturas dos edifícios a estados limites não considerados na fase de dimensionamento. Assim, o presente artigo procura estudar a influência de um parâmetro dos elementos de contato, a rigidez de impacto, realizando um número significativo de simulações de dois edifícios adjacentes sujeitos a impactos induzidos por sismos, com comportamento não-linear e propriedades dinâmicas substancialmente diferentes, e representados por modelos simplificados de um grau de liberdade. Considera-se o efeito sísmico através do ajuste de três sinais sísmicos reais a um espectro de resposta caracterizador de uma região sísmica de Portugal. Verifica-se que a estrutura flexível é mais sensível a variações da rigidez de impacto. O efeito sísmico fica marcado pela variabilidade nas respostas do edifício flexível em termos de deslocamentos e velocidades.

PALAVRAS-CHAVE: Análises dinâmicas; Comportamento não-linear estrutural; Efeito sísmico; Modelos de impacto; Rigidez de impacto;

ABSTRACT

One of the phenomena observed in moderate to severe seismic events, is that of structural impacts between adjacent buildings. These collisions generate forces that can lead the building structures to limit states not considered in the design phase. Thus, this paper seeks to study the influence of a parameter of contact elements, the impact stiffness, performing a significant number of simulations of two adjacent buildings under earthquake-induced structural pounding, with non-linear behavior and substantially different dynamic properties, and represented by simple one-degree-of-freedom models. The seismic effect is considered through the adjustment of three real seismic signals to a response spectrum characterizing a seismic region of Portugal. It appears that the flexible structure is more sensitive to variations in the impact stiffness. The seismic effect is marked by the variability in the flexible building responses in terms of displacements and velocities.

KEY-WORDS: Dynamic analysis; Nonlinear structural behavior; Seismic effect; Impact models; Impact stiffness;

1 INTRODUÇÃO

Eventos sísmicos são catástrofes naturais imprevisíveis e inevitáveis, que libertam quantidades substanciais de energia. Esta energia é em parte absorvida pelas estruturas dos edifícios abrangidos pelos terremotos. Sismos como o que ocorreu no México em 1985 [1], o sismo de Loma Prieta em 1989 [2], o sismo de Lorca em Espanha em 2001 [3], o sismo Tabanlı-Van na Turquia em 2011 [4], o sismo de Christchurch na Nova Zelândia [5], o sismo de Gorkha no Nepal em 2015 [6], entre outros, provocaram além de perdas de vida inestimáveis, danos significativos em edifícios, assim como colapso total de estruturas de edifícios.

Um dos fenômenos verificados nestes acontecimentos e em parte responsável pelas consequências negativas referidas, é o fenômeno de impactos estruturais entre edifícios adjacentes.

A ocorrência de sismos provoca vibrações nos edifícios, que se construídos muito próximos uns dos outros ou até mesmo juntos, levará eventualmente a colisões estruturais, que se tornam mais prováveis, quanto mais diferentes forem as suas propriedades dinâmicas (massa, rigidez, etc.). Estas colisões geram forças de impacto que poderão levar as estruturas dos edifícios a estados limites não considerados na fase de dimensionamento estrutural e sísmico. Assim, torna-se relevante o estudo do impacto que estas colisões induzidas por sismos têm no comportamento dinâmico global de sistemas estruturais de edifícios.

O comportamento não-linear inelástico das estruturas durante sismos é inerente a este tipo de acontecimentos, portanto, a sua consideração em análises dinâmicas é fundamental para a obtenção de resultados e conclusões mais próximas da realidade.

Tendo isto, o presente artigo procura estudar a influência de um parâmetro incluído em elementos de contato, a rigidez de impacto, realizando para o efeito um número significativo de simulações de dois edifícios adjacentes com comportamento não-linear, representados por modelos simplificados de um grau de liberdade (1GDL). Considera-se o efeito sísmico através do ajuste de três sinais sísmicos reais a um espectro de resposta elástico de dimensionamento caracterizador de uma região sísmica de Portugal.

Tendo em conta o objetivo supramencionado, o presente documento divide-se na presente introdução; numa breve revisão bibliográfica acerca

de elementos de contato e estudos paramétricos realizados; a apresentação da metodologia que inclui o ajuste dos sinais sísmicos, o modelo histerético utilizado para modelar o comportamento não-linear dos sistemas estruturais, e o elemento de contato usado para a modelação dos impactos; a apresentação e discussão de resultados; e por fim as conclusões gerais.

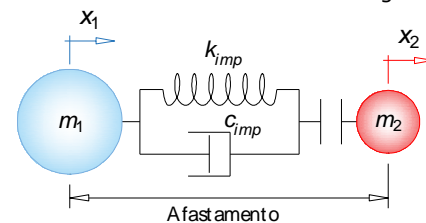
2 ELEMENTOS DE CONTATO

Elementos de contato ou modelos de impacto permitem a simulação das forças de impacto com uma precisão aceitável, sendo a sua eficácia dependente, nomeadamente, dos seus parâmetros, i.e., rigidez de impacto, rácio de amortecimento de impacto e coeficiente de restituição (CR).

O fenômeno de impactos é bastante complexo e envolve diversas não-linearidades. Contudo, e uma vez que se está a lidar com impactos estruturais, o uso destes elementos unidimensionais é suficiente para estimar com precisão aceitável a magnitude das forças de impacto geradas pelas colisões entre edifícios adjacentes [7].

Contrariamente à abordagem clássica ([8], [9]), que considera a duração do impacto desprezável e as forças de impacto dependentes das velocidades pré- e pós-impacto, a utilização de modelos de impacto baseia-se em considerações e simplificações da mecânica de contatos [10]. Desta última resulta a criação de modelos unidimensionais compostos genericamente pela associação em paralelo de uma mola e um amortecedor, respetivamente, simulando as propriedades elásticas e dissipativas da colisão. A Figura 1 apresenta um modelo de contato linear viscoelástico, comumente designado por Kelvin-Voigt.

Figura 1 – Elemento de contato Kelvin-Voigt.



Diversos investigadores dedicaram-se à criação e melhoria destes modelos de impacto. As melhorias concentraram-se principalmente em modificações às expressões analíticas dos referidos parâmetros

destes elementos. Referem-se os trabalhos de Wolf e Skrikerud [11], Anagnostopoulos ([12], [13]), Jankowski ([14], [15]), Muthukumar e DesRoches [16], Ye et al. ([17], [18]), Mahmoud e Jankowski [19], Naderpour et al. ([20] - [22]), Bamer et al. ([23] - [25]), e Khatami et al. ([26], [27]), cuja criação, calibração e aplicação destes modelos de impacto em edifícios e pontes contribuiu para o estado atual da modelação de colisões estruturais entre as referidas estruturas. Atualmente, estes elementos são capazes de simular adequadamente a magnitude dos impactos, podendo ter entre outras as seguintes características: consideração dos ínfimos períodos de impacto, capacidade para modelar a variação não linear da força de impacto com a distância de interpenetração dos edifícios, capacidades dissipativas de energia localmente associadas às vibrações nas estruturas induzidas pelos impactos, degradação do local de impacto devido a várias colisões estruturais.

Relativamente a estudos paramétricos, nomeadamente, referentes a um dos parâmetros caracterizadores dos modelos de impacto, a rigidez de impacto, diferentes investigações numéricas e experimentais foram realizadas tendo em conta diferentes cenários dos corpos adjacentes sujeitos a excitações sísmicas e consequentes impactos. Realça-se os estudos pioneiros de Anagnostopoulos [12], verificando que com a variação da rigidez de impacto os deslocamentos são de alguma forma insensíveis, contrariamente às respostas de velocidade e aceleração. Ainda, este parâmetro está sujeito a diversas incertezas estando intrinsecamente ligado à geometria e material do local de impacto, e possui geralmente valores da mesma ordem de grandeza da rigidez axial do piso mais rígido [28], no caso de impactos entre edifícios. Vasconcelos [29] estudou o efeito da rigidez de impacto em colisões entre pisos e pilares, observando pouca influência na magnitude das forças de impacto.

Em termos de resultados experimentais e calibração do respetivo valor da rigidez de impacto, salienta-se os resultados de van Mier et al. [30] que revelam a dependência deste parâmetro na geometria do local de contato entre sistemas de concreto variando entre $1,2 \times 10^9 \text{ N/m}^{3/2}$ e $2,6 \times 10^9 \text{ N/m}^{3/2}$ (considerando a lei de Hertz, i.e., uma mola não linear); os resultados de Jankowski [31], que procurou igualar o valor máximo das forças de impacto observado experimentalmente com o obtido numericamente através do uso de diferentes

modelos de contato. Para a rigidez de impacto no modelo de impacto linear viscoelástico o autor obteve o valor de $1,40 \times 10^9 \text{ N/m}$, baseado na colisão de duas torres metálicas à escala reduzida, e o valor de $2,07 \times 10^7 \text{ N/m}$ baseado numa esfera de aço em queda livre contra uma superfície de aço rígida.

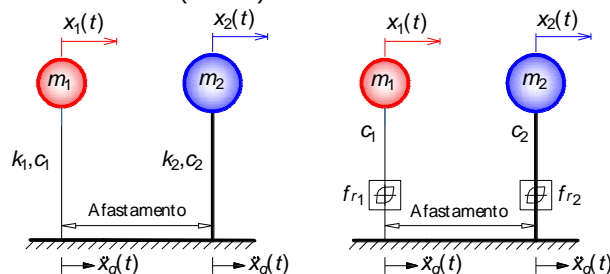
3 MODELAÇÃO NUMÉRICA

O seguinte procedimento numérico foi realizado com recurso ao *software MATLAB* [32], através da programação dos respetivos algoritmos. As equações diferenciais do movimento foram resolvidas usando o método de Runge-Kutta de quarta ordem de passo fixo com $5 \times 10^{-4} \text{ s}$, e recorrendo à formulação de espaço-estado.

3.1 CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS E DINÂMICAS DOS EDIFÍCIOS

No presente estudo adotam-se modelos simplificados com o objetivo de representar com precisão aceitável a resposta dinâmica de dois sistemas estruturais de edifícios, e por forma a facilitar a realização de um número significativo de simulações adequado ao presente estudo paramétrico. Consideram-se, assim, dois sistemas de 1GDL adjacentes com comportamento não-linear e afastados de 3 cm (*Gap*). A Figura 2 mostra um desenho dos referidos modelos dos edifícios.

Figura 2 - Modelos simplificados dos sistemas estruturais em estudo: comportamento elástico (esquerda) e não-linear inelástico (direita).



Optou-se por considerar sistemas estruturais com propriedades dinâmicas substancialmente diferentes (Quadro 1) [9], aumentando assim, a probabilidade de impactos induzidos por sismos.

A resposta dinâmica de cada sistema estrutural considerado é obtida resolvendo passo a passo a equação fundamental da dinâmica

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -f_p(t) - m\ddot{x}_g(t) \tag{1}$$

onde m , c , e k , são a massa, coeficiente de amortecimento e rigidez do sistema, respetivamente; \ddot{x} , \dot{x} , e x são a aceleração, velocidade e deslocamento da estrutura, respetivamente; e \ddot{x}_g é a aceleração sísmica e f_p a força de impacto gerada na colisão com o edifício adjacente.

Quadro 1 – Sistemas estruturais considerados – características dinâmicas.

Propriedades estruturais e dinâmicas	Sistema flexível (Edifício 1)	Sistema Rígido (Edifício 2)
Massa (kg)	$m_1=75000$	$m_2=3000 \times 10^3$
Rigidez (kN/m)	$k_1=2056$	$k_2=1,316 \times 10^6$
Período natural (s)	$T_1=1,2$	$T_2=0,3$
Coeficiente de amortecimento (kg/s)	$c_1=39270$	$c_2=6,283 \times 10^6$
Rácio de amortecimento (%)	$\xi_1=5$	$\xi_2=5$

3.2 MODELO HISTERÉTICO UTILIZADO

O comportamento não-linear dos sistemas estruturais em estudo é considerado pela utilização de um modelo histerético [33] que modifica a rigidez elástica original dos sistemas. A rigidez total, k_{Total} , divide-se agora em duas componentes uma elástica, $k_{pós-cedência}$, e uma histerética, k_{hyst} , que é por sua vez modificada por uma rigidez que controla o efeito de *pinching*, $k_{slip-lock}$, tendo-se então

$$k_{total} = k_{pós-cedência} + \frac{k_{hyst} k_{slip-lock}}{k_{hyst} + k_{slip-lock}} \tag{2}$$

Esta rigidez relaciona a força de restituição total, f_r , com a velocidade da seguinte forma

$$\dot{f}_r = k_{total} \dot{x} \tag{3}$$

sendo esta força incluída na Equação 1

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + f_r[\dot{x}(t), x(t)] = f_p(t) - m\ddot{x}_g(t) \tag{4}$$

Este modelo histerético desenvolvido por Sivaselvan e Reinhorn [33] é uma modificação do conhecido modelo de Bouc-Wen, com uma interpretação física adaptada ao comportamento não linear de sistemas estruturais como estruturas de engenharia civil, i.e., tem a capacidade de simular degradação de rigidez, de resistência e o efeito de *pinching*. A sua formulação detalhada encontra-se em [33], e os parâmetros histeréticos adotados para a modelação do comportamento não-linear das estruturas em estudo (Figura 2) são escolhidos de forma a representar aproximadamente o comportamento de uma estrutura metálica, e encontram-se no Quadro 2.

Quadro 2 – Parâmetros adotados para a definição do comportamento histerético (Força de cedência e respetivo deslocamento do edifício 1: $F_{Y1}=70kN$, $x_{Y1}=3,4cm$; Força de cedência e respetivo deslocamento do edifício 2: $F_{Y2}=7000kN$, $x_{Y2}=0,53cm$; Fator de ductilidade: $\mu=8$).

Parâmetros histeréticos	Valor
Rácio entre a rigidez pós- e pré-cedência (a)	0,05
Parâmetro controlador da suavidade da transição entre pré- e pós-cedência (n_{BW})	5
Parâmetros controladores da forma da descarga (η_1, η_2)	0,50
Parâmetro que controla a degradação de rigidez (α)	5
Parâmetro controlador da degradação de resistência baseado nas demandas de ductilidade (β_1)	0,40
Parâmetro controlador da degradação de resistência baseado nas demandas de energia (β_2)	0,20
Comprimento de escorregamento (R_s)	0,01
Parâmetro que controla a parte da força lateral de cedência onde o escorregamento ocorre (σ_s)	0,40
Parte que controla a força lateral de cedência média para cada lado a partir de onde o escorregamento ocorre (λ_s)	0

3.3 EFEITO SÍSMICO

É importante a seleção adequada de um conjunto de sinais sísmicos que representem as características do local, por forma a ter em conta a variabilidade do efeito sísmico nas análises dinâmicas não-lineares.

Assim, de acordo com as disposições presentes no Eurocódigo 8 [34], considera-se um conjunto de três sismos reais com as respetivas histórias de aceleração disponíveis na base de dados PEER

ground motions [35], com o objetivo de ajustar os seus espectros de resposta por forma a coincidir com um espectro de resposta elástico de dimensionamento, caracterizador de uma determinada região sísmica. A região sísmica considerada é a de Portimão em Portugal, considerando um terreno do tipo A, um sismo do tipo 1, uma classe de importância II e um amortecimento de 5%.

Para o ajuste dos acelerogramas reais usou-se o software *SeismoMatch* [36], que modifica o conteúdo em termos de frequência dos acelerogramas através de técnicas de processamento de sinais que visam reproduzir determinados espectros de resposta, nomeadamente, espectros de dimensionamento. O algoritmo usado por este *software* baseia-se na adição de ondas pequenas ou *wavelets* no sinal de aceleração no domínio do tempo, por forma a atingir o resultado espectral ajustado ao espectro alvo ([37], [38]). A adição de *wavelets* apresenta as mesmas vantagens que os métodos de Fourier, mas apresenta uma correção mais focada no domínio do tempo, em que menos energia é introduzida no sinal sísmico, preservando as suas características não-estacionárias [39].

Quadro 3 – Características dos sismos reais e ajustados considerados no presente estudo.

Nome e estação		Loma Prieta WAHO-0 RSN811	Northridge A.NF-360 RSN949	El Centro Sta9-180 RSN6
Mw		6,93	6,69	6,95
PGA (g)	R	0,3730	0,3080	0,2810
	M	0,2484	0,3006	0,3039
PGV (cm/s)	R	27,3479	22,9106	30,9709
	M	24,4212	25,1114	30,6040
PGD (cm)	R	3,7751	9,7690	8,8655
	M	8,3956	10,7164	58,8046
IA (cm/s)	R	3,7043	1,1720	1,5561
	M	1,1573	1,7726	2,5670
DEE (cm ² /s)	R	859,55	1333,40	1498,94
	M	1204,17	2510,49	2135,55
IH (cm)	R	109,1342	106,5825	129,2346
	M	123,3005	130,5734	134,6232
PD (s)	R	0,12	0,24	0,46
	M	0,36	0,24	0,46
DS (s)	R	10,47	13,46	24,19
	M	11,04	20,48	24,69

Mw – Magnitude; PGA – Aceleração máxima; PGV – Velocidade máxima; PGD – Deslocamento máximo; IA – Intensidade Arias; DEE – Densidade de energia

específica; IH – Intensidade Housner; PD – Período dominante; DS – Duração significativa.

Os sinais sísmicos considerados no presente estudo encontram-se caracterizados no Quadro 3, cujos valores foram obtidos com o software referido, sendo as componentes horizontais na direção Norte-Sul dos sismos de Loma Prieta em 1989, Northridge em 1994, e El Centro em 1940.

Juntamente com o espectro de resposta elástico de dimensionamento mencionado apresentam-se na Figura 3 os espectros de resposta dos sinais sísmicos reais considerados, e na Figura 4 os espectros de resposta dos sinais sísmicos ajustados.

Figura 3 – Representação dos espectros de resposta dos sinais sísmicos reais e do espectro de resposta elástico de dimensionamento.

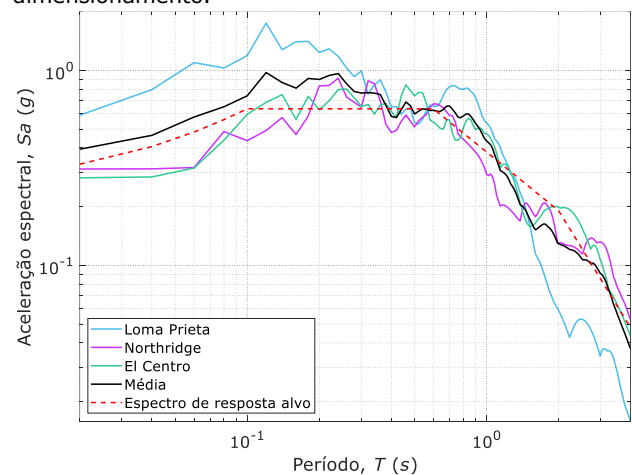
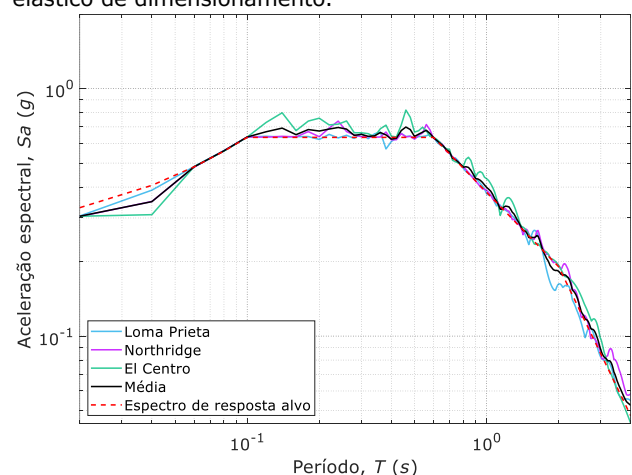


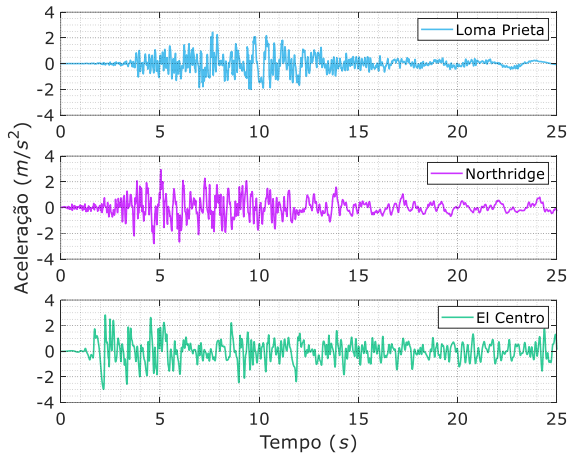
Figura 4 – Representação dos espectros de resposta dos sinais sísmicos ajustados e do espectro de resposta elástico de dimensionamento.



Na Figura 5 apresentam-se as acelerações dos sinais sísmicos ajustados a utilizar como excitação sísmica dos dois sistemas estruturais considerados.

As simulações serão realizadas para 25,0 s dos sinais sísmicos, uma vez que as durações significativas dos sinais sísmicos considerados e presentes no Quadro 3 se situam abaixo deste valor.

Figura 5 – Acelerogramas dos sinais sísmicos ajustados.



3.4 ELEMENTO DE CONTATO UTILIZADO

É utilizado o modelo de impacto linear viscoelástico, ou Kelvin-Voigt, representado na Figura 1, e de acordo com as expressões analíticas desenvolvidas por Anagnostopoulos [13]. Assim, a força de impacto presente na Equação 4 é calculada de acordo com a seguinte expressão

$$f_p(t) = \begin{cases} k_{imp} \delta(t) + c_{imp} \dot{\delta}(t), & \text{para } \delta(t) > 0 \\ 0 & \text{para } \delta(t) \leq 0 \end{cases} \quad (5)$$

em que k_{imp} é a rigidez de impacto, δ é a distância de interpenetração entre os sistemas, ditando a condição de impacto, e c_{imp} é o coeficiente de amortecimento dado por [13]

$$c_{imp} = 2 \xi_{imp} \sqrt{k_{imp} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad \text{onde} \quad (6)$$

$$\xi_{imp} = \frac{-\ln(CR)}{\sqrt{\pi^2 + [\ln(CR)]^2}}$$

onde ξ_{imp} é o rácio de amortecimento de impacto.

Uma vez que o modelo de Kelvin-Voigt possui a limitação de considerar uma dissipação uniforme de energia durante os períodos de aproximação e restituição do impacto, levando a uma força de impacto negativa, i.e., de tração, imediatamente antes da separação dos edifícios, considera-se uma modificação, semelhante à praticada por Komodromos et al. [40]. Assim, a Equação 6 é modificada da seguinte forma

$$f_p(t) = \begin{cases} k_{imp} \delta(t) + c_{imp} \dot{\delta}(t), & \text{para } f_p(t) > 0 \\ 0 & \text{para } f_p(t) \leq 0 \end{cases} \quad (7)$$

Ainda, o coeficiente de restituição necessário para o cálculo do rácio de amortecimento de impacto e que depende essencialmente do material dos corpos em colisão, pode ser obtido em função da velocidade imediatamente antes do impacto, \dot{x}_{imp} , durante as análises dinâmicas no tempo, tendo em conta a seguinte expressão [31], para o caso de impactos entre estruturas metálicas,

$$CR = -0.0039 \dot{x}_{imp}^3 + 0.0440 \dot{x}_{imp}^2 - 0.18670 \dot{x}_{imp} + 0.7299 \quad (8)$$

A rigidez de impacto será assim, variada entre o valor de $1,00 \times 10^6 \text{ N/m}$ e $1,00 \times 10^{11} \text{ N/m}$, realizando mais de um milhar de simulações numéricas para cada excitação sísmica considerada, objetivando perceber a influência deste parâmetro nas respostas de deslocamentos, velocidades, acelerações, forças de impacto, distâncias de interpenetração e forças laterais não-lineares dos sistemas de 1GDL considerados.

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Nesta secção apresentam-se os resultados das referidas simulações, assim como uma breve discussão dos mesmos.

Figura 6 – Deslocamentos máximos absolutos em função da rigidez de impacto.

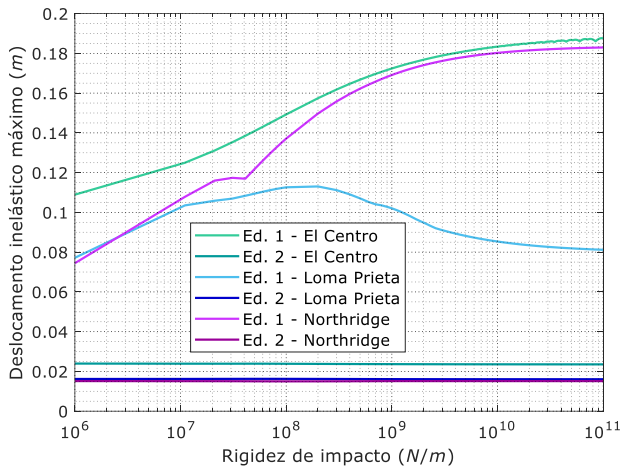


Figura 7 – Velocidades máximas absolutas em função da rigidez de impacto.

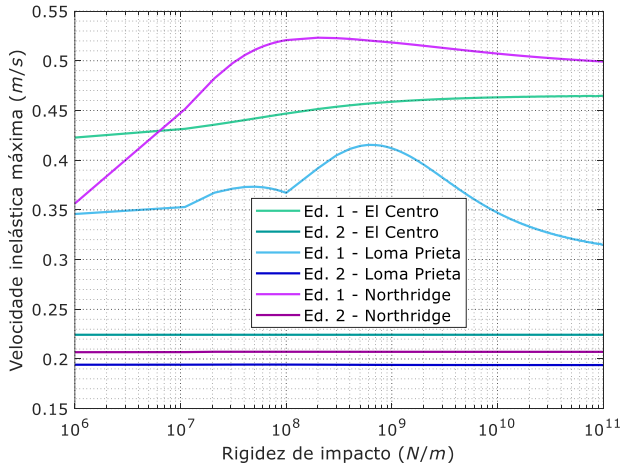


Figura 8 – Acelerações máximas absolutas em função da rigidez de impacto.

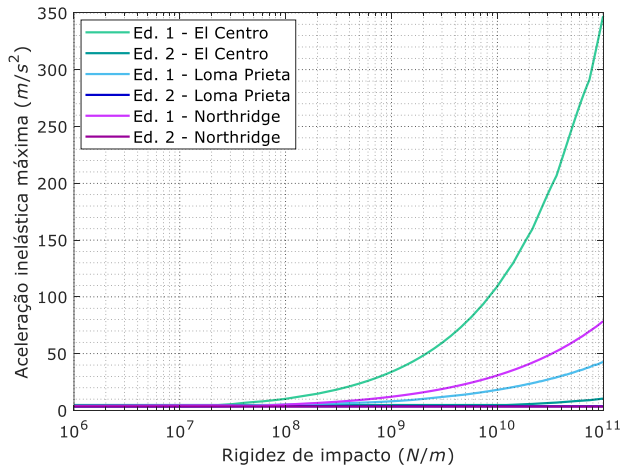
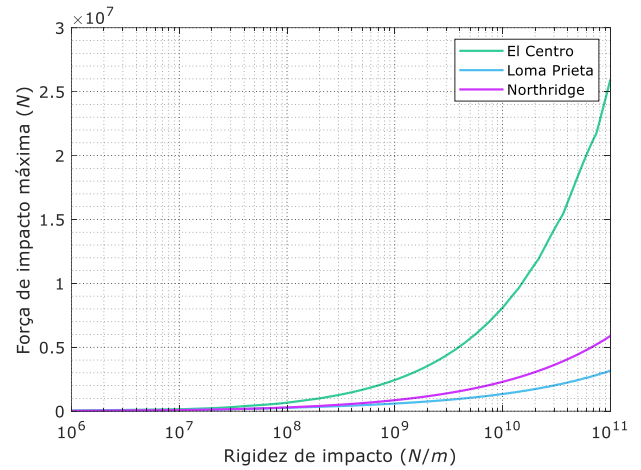


Figura 9 – Forças de impacto máximas absolutas em função da rigidez de impacto.



As Figuras 6, 7 e 8 apresentam as respostas máximas absolutas em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações, respetivamente, em função dos valores da rigidez de impacto considerados e para os três sinais sísmicos ajustados.

As Figuras 9, 10 e 11, por sua vez apresentam as forças de impacto, distâncias de interpenetração e forças laterais inelásticas, respetivamente, para os vários valores da rigidez de impacto do elemento de contato considerado e para os três sinais sísmicos ajustados.

Figura 10 – Distâncias de interpenetração máximas absolutas em função da rigidez de impacto.

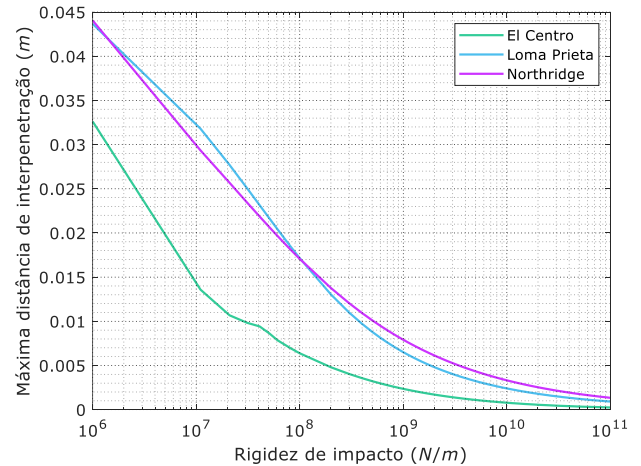
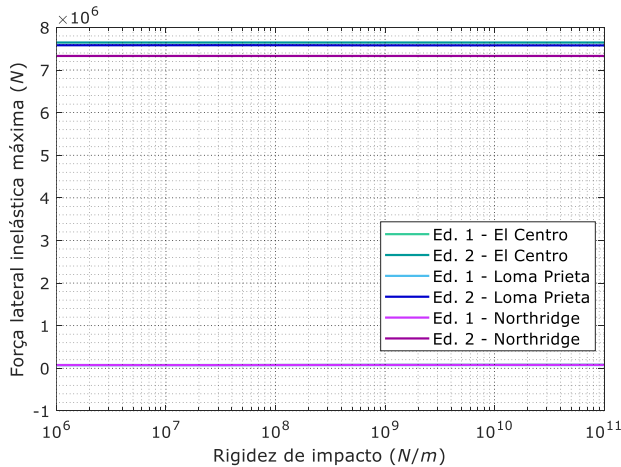


Figura 11 – Forças inelásticas laterais máximas absolutas em função da rigidez de impacto.



Pela observação das várias respostas estruturais e dinâmicas em função da rigidez de impacto, verifica-se que o edifício flexível é mais sensível a variações deste parâmetro, quando comparado com o edifício mais rígido. Os deslocamentos, velocidades, acelerações e forças laterais inelásticas experienciadas pelo o sistema mais rígido apresentam valores constantes em toda a gama de valores considerada para a rigidez de impacto. É possível apenas verificar nas respostas de acelerações consequentes da aplicação do sismo El Centro ajustado, um pequeno aumento para valores maiores da rigidez de impacto.

As respostas do sistema flexível revelam no geral padrões claros de aumentos com o aumento da rigidez de impacto. A exceção prende-se com as respostas face à excitação sísmica ajustada de Loma Prieta, que para as respostas de deslocamentos e velocidades mostram diminuições dos seus valores máximos absolutos a partir de valores da rigidez de impacto entre 10^8 e 10^9 , o que coincide com alguns dos valores adotados na literatura para sistemas nas condições estudadas. Ainda, a resposta em termos de velocidades da estrutura flexível sujeita ao sismo Northridge também revela uma diminuição para valores maiores da rigidez de impacto. Esta variabilidade está intrinsecamente ligada com o objetivo do presente estudo, onde o efeito sísmico revela-se claramente importante na variabilidade das respostas globais dos sistemas estruturais em colisão. Na consideração dos sismos ajustados, modificados para possuir a mesma identidade em termos de região e perigosidade sísmica e reduzir a variabilidade na consideração de diferentes sinais sísmicos, verifica-se alguma inconsistência, nomeadamente, nas respostas de deslocamentos e velocidades do sistema flexível (Figuras 6 e 7), que

não demonstram evoluções consistentes para diferentes sinais de entrada.

As restantes respostas, particularmente, em termos de forças de impacto, acelerações e distância de interpenetração revelam evoluções consistentes para diferentes cenários sísmicos, demonstrando-se insensíveis a este efeito. Contudo, o sismo ajustado de El Centro apresenta no geral valores das respostas mais extremos, particularmente, aceleração maiores, forças impacto maiores e consequentes distâncias de interpenetração menores. Isto deve-se ao facto de o sismo ajustado possuir uma duração significativa maior, maior *PGA* e um período dominante mais próximo do período fundamental da estrutura mais flexível, situando-se entre os períodos fundamentais das estruturas.

Refere-se ainda, que no presente estudo foram utilizados modelos simplificados com o objetivo de realizar uma quantidade substancial de simulações, objetivando perceber a influência da rigidez de impacto. Estes modelos representam satisfatoriamente o comportamento dinâmico global de edifícios sujeitos a cargas laterais como sismos, em que os pisos são considerados infinitamente rígidos, e são normalmente utilizados nos estudos de colisões estruturais. Estudos futuros deverão incluir modelos com mais GDLs, validação com modelos mais detalhados usando por exemplo o método dos elementos finitos, e influência de outros parâmetros, como a variação das propriedades dinâmicas dos edifícios em colisão.

5 CONCLUSÕES

O presente estudo aborda uma variação paramétrica da rigidez de impacto, um dos parâmetros caracterizadores dos elementos de contato, usados para determinar a magnitude das forças de impacto entre edifícios adjacentes sujeitos a eventos sísmicos. Considera-se o uso de modelos simplificados de 1GDL com a massa concentrada ao nível dos pisos rígidos.

Utilizou-se três sinais sísmicos reais ajustados a um espectro de resposta elástico de dimensionamento, caracterizador da região de Portimão em Portugal, para um sismo tipo 1, terreno tipo A, e classe de importância II. A consideração de mais sismos objetivou perceber a influência do efeito sísmico na variabilidade dos resultados.

Verificou-se que a estrutura flexível é mais sensível a variações da rigidez de impacto, observando-se variações das respostas máximas absolutas, com exceção das forças laterais inelásticas que se mantêm constantes.

O efeito sísmico fica marcado pela variabilidade nas respostas do edifício flexível em termos de deslocamentos e velocidades. O que não acontece com as respostas de acelerações, forças de impacto e distância de interpenetração que revelam evoluções e padrões claros e consistentes entre os sinais sísmicos considerados.

AGRADECIMENTOS

Este artigo foi desenvolvido no âmbito do doutoramento, em curso, do primeiro autor, e financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/139570/2018 no âmbito do programa POCH (N2020 - P2020), e financiado pelo Fundo Social Europeu (FSE) e fundos nacionais do MCTES. Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - 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).

REFERÊNCIAS

- [1] M. Degg, "Some implications of the 1985 Mexican earthquake for hazard assessment", *Geohazards*, Springer, pp. 105–114, 1992.
- [2] K. Kasai, e B. Maison, "Building pounding damage during the 1989 Loma Prieta earthquake", *Engineering Structures*, vol. 19(3), pp. 195–207, 1997.
- [3] X. Romão, A. Costa, E. Paupério, H. Rodrigues, R. Vicente, H. Varum, A. Costa, "Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake", *Engineering Failure Analysis*, vol.34, pp.670–692, 2013.
- [4] B. Taskin, A. Sezen, U. Tugosal, e A. Erken, "The aftermath of 2011 Van earthquakes: evaluation of strong motion, geotechnical and structural issues", *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 11, pp. 285–312, 2013.
- [5] G. Cole, R. Dhakal, e N. Chouw, "Building Pounding Damage Observed in the 2011 Christchurch Earthquake", In: *Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering*. Lisbon, Portugal, 2012.
- [6] K. Sharma, L. Deng, e C. Noguez, "Field investigation on the performance of building structures during the April 25, 2015, Gorkha earthquake in Nepal", *Engineering Structures*, vol. 121, pp. 61–74, 2016.
- [7] P. Polycarpou, L. Papaloizou, e P. Komodromos, "An efficient methodology for simulating earthquake-induced 3D pounding of buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 43, pp. 985–1003, 2014.
- [8] Goldsmith, W. *Impact: The Theory and Physical Behaviour of Colliding Solids*. Edward Arnold (Publishers) LTD: London. 1960.
- [9] R. Jankowski, e S. Mahmoud, *Earthquake-Induced Structural Pounding*, Switzerland: Springer, 2015.
- [10] K. Johnson, "Contact Mechanics," Cambridge university press, 1987.
- [11] J. Wolf, e P. Skrikerud, "Mutual pounding of adjacent structures during earthquakes," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 57, pp. 253-275, 1980.
- [12] S. Anagnostopoulos, "Pounding of buildings in series during earthquakes," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 16, pp. 443-456, 1988.
- [13] S. Anagnostopoulos, "Equivalent viscous damping for modeling inelastic impacts in earthquake pounding problems," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 33, pp. 897-902, 2004.
- [14] R. Jankowski, "Non-linear viscoelastic modelling of earthquake-induced structural pounding," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.34, pp.595-611, 2005.
- [15] R. Jankowski, "Analytical expression between the impact damping ratio and the coefficient of restitution in the non-linear viscoelastic model of structural pounding," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 35, pp. 517-524, 2006.
- [16] S. Muthukumar, e R. DesRoches, "A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation," *Earthquake Engineering*

and Structural Dynamics, vol. 35, pp. 811-829, 2006.

- [17] K. Ye, L. Li, e H. Zhu, "A modified Kelvin impact model for pounding simulation of base-isolated building with adjacent structures," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 8, pp. 433-446, 2009.
- [18] K. Ye, L. Li, e H. Zhu, "A note on the Hertz contact model with nonlinear damping for pounding simulation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 38, pp. 1135-1142, 2009.
- [19] S. Mahmoud, e R. Jankowski, "Modified linear viscoelastic model of earthquake-induced structural pounding," *Iranian Journal of Science and Technology*, vol. 35, no. C1, pp. 51-62, 2011.
- [20] H. Naderpour, R. Barros, e S. Khatami, "A new model for calculating impact force and energy dissipation based on the CR-factor and impact velocity," *Scientia Iranica A*, vol. 22, pp. 59-68, 2015.
- [21] H. Naderpour, S. Khatami e R. Barros, "Creation of a new equation of motion to calculate dissipated energy between two adjacent buildings," in *COMPADYN 2015, 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Crete Island 25-27 May, 2015.
- [22] H. Naderpour, R. Barros, R. Khatami, e R. Jankowski, "Numerical Study on Pounding between Two Adjacent Buildings under Earthquake Excitation," *Hindawi Publishing Corporation: Shock and Vibration*, vol.2016, 2016.
- [23] F. Bamer, "A Hertz-pounding formulation with a nonlinear damping and a dry friction element," *Acta Mechanica*, vol.229, pp.4485-4494, 2018.
- [24] F. Bamer, e B. Markert, "A nonlinear visco-elastoplastic model for structural pounding," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 47(12), pp. 2490-2495, 2018.
- [25] F. Bamer, N. Strubel, J. Shi, e B. Markert, "A visco-elastoplastic pounding damage formulation," *Engineering Structures*, vol.197, 2019.
- [26] S. Khatami, H. Naderpour, e R. Barros, "A New Theory of Pounding between two Bodies considering Link Element by having Nonlinear Stiffness of Spring", *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul, Aug. 25-29, 2014
- [27] S. Khatami, H. Naderpour, R. Barros, A. Jakubczyk-Gałczyńska, e R. Jankowski, "Effective Formula for Impact Damping Ratio for Simulation of Earthquake-induced Structural Pounding," *Geosciences*, MDPI, vol. 9, no. 8: 347, 2019.
- [28] G. L. Cole, R. P. Dhakal, A. J. Carr, e D. K. Bull, "Building pounding state of the art: Identifying structures vulnerable to pounding damage," in *New Zealand Society of Earthquake Engineering (NZSEE) Conference*, 26-28 March, Wellington, NZ, 2010.
- [29] H. Vasconcelos, "Estudo da Colisão entre Edifícios de Betão Armado e Comparação das suas Envolventes de Resistência via Análise "Pushover"," M.Sc. Dissertation, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.
- [30] J. van Mier, A. F. Pruijssers, H. Reinhardt, e T. Monnier, "Load-Time Response of Colliding Concrete Bodies," *Journal of Structural Engineering*, Vols. 117, No. 2, no. 25544, pp. 354-374, 1991.
- [31] R. Jankowski, "Experimental study on earthquake-induced pounding between structural elements made of different building materials," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.39, pp.349-354, 2010.
- [32] MATLAB, 9.6.0.1072779 (R2019a), Natick, Massachusetts, USA: The MathWorks, Inc., 2019.
- [33] M. V. Sivaselvan, e A. M. Reinhorn, "Hysteretic models for deteriorating inelastic structures," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 126, no. 6, pp. 633-640, 2000.
- [34] European Committee for Standardization, Eurocode 8, EN1998-1-1: Design of structures for earthquake resistance - Part1: General

rules, seismic actions, and rules for buildings (EN1998-1), Brussels, Belgium, 2004.

- [35]** Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) strong ground motion data base. Disponível online: <https://peer.berkeley.edu/peer-strong-ground-motion-databases>. Acesso em: 17 jun. 2021 às 20h33min.
- [36]** Seismosoft (2021). SeismoMatch version 2021. Disponível online: <http://www.seismosoft.com>. Acesso em: 17 jun. 2021 às 20h33min.
- [37]** N. Abrahamson, "Non-stationary spectral matching," *Seismological Research Letters*, vol. 63(1), pp. 30, 1992.
- [38]** J. Hancock, J. Watson-Lamprey, N. Abrahamson, J. Bommer, A. Markatis, E. McCoy, e R. Mendis, "An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 10, pp. 67-89, 2006.
- [39]** S. Raheem, M. Fooly, A. Shafy, A. Taha, Y. Abbas, e M. Latif, "Numerical simulation of potential seismic pounding among adjacent buildings in series," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 16(10), pp. 1-33, 2019.
- [40]** P. Komodromos, P. Polycarpou, L. Papaloizo, e M. Phocas, "Response of seismically isolated buildings considering poundings," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 36, pp. 1605-1622, 2007.