

Ensaio sísmico de uma estrutura de taipa

**Antonio Romanazzi, Rui A. Silva, Daniel V. Oliveira, Paulo X. Candeias,
Alfredo Campos Costa, Alexandra Carvalho, Paulo B. Lourenço**

RESUMO

A taipa é uma técnica construtiva difundida mundialmente, representando a identidade local de muitas culturas, que importa ser preservada. Contudo, o património construído em taipa é também conhecido pela sua elevada vulnerabilidade sísmica. Apesar da crescente preocupação com este tema, têm sido realizadas poucas investigações sobre temática da resposta dinâmica de tais estruturas. Neste âmbito, foi desenvolvido um programa de ensaios na mesa sísmica do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, no qual se testou um componente estrutural com o propósito de investigar o comportamento para fora do plano de paredes de taipa. Os resultados principais são apresentados e discutidos neste artigo em termos de desenvolvimento de dano, envolvente de deslocamentos e corte basal.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio em mesa sísmica; construção de terra; taipa.

1. INTRODUÇÃO

A taipa é uma técnica de construção milenar que consiste na compactação de terra húmida no interior de uma cofragem [1]. Além da construção de monumentos [2], a terra tem sido utilizada extensivamente para a construção de habitações de baixo custo, como é o caso da região do Alentejo (Sul de Portugal), onde é possível encontrar um vasto património vernáculo construído em taipa [3]. Contudo, as construções de taipa são também conhecidas pela sua elevada vulnerabilidade sísmica, uma vez que o material apresenta propriedades mecânicas baixas, elevado peso próprio e as ligações entre elementos estruturais são fracas. Tais características são precursoras de fendilhação no plano e da formação de mecanismos de colapso para fora do plano das paredes resistentes na ocorrência de um sismo [4-5].

Os poucos estudos existentes sobre a vulnerabilidade sísmica das estruturas de taipa baseiam-se sobretudo em ensaios estáticos [6-8], uma vez que os ensaios dinâmicos [9-10] são mais demorados, dispendiosos e complexos, apesar de serem os mais adequados para investigar o comportamento sísmico de estruturas. Neste contexto, a presente investigação foca-se no comportamento para fora do plano de um modelo testado na mesa sísmica do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). O protocolo de ensaio incluiu duas tipologias de ensaios: (i) ensaios dinâmicos, em que o modelo foi solicitado para fora do plano com sinais sísmicos de amplitude crescente; (ii) ensaios de identificação dinâmica, realizados para caracterizar as alterações das propriedades dinâmicas do modelo ao longo dos ensaios sísmicos. Este artigo descreve o programa experimental e apresenta os principais resultados dos ensaios.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

A geometria do modelo foi definida de forma a simular o comportamento para fora do plano de uma parede de taipa. Assim, adotou-se um componente estrutural em forma de U (ver Fig. 1), cujas paredes de taipa apresentam uma espessura de 0,5 m e uma altura de 2,2 m. O comprimento adotado para a parede central (principal) é de 4,6 m, sendo o seu comprimento livre de 3,6 m. Já as paredes laterais, que serviram de travamento à parede central, apresentam um comprimento de 2.0 m. Note-se que as paredes de taipa foram construídas sobre uma base de 0,1 m de betão incorporando pedras calcárias salientes, cujo propósito foi o de promover a ligação com a base da mesa sísmica. Para a construção das paredes de taipa utilizou-se uma cofragem metálica completa, na qual se compactou uma mistura de solo com um compactador pneumático em camadas de aproximadamente 0,1 m de espessura, resultando num modelo monolítico. O modelo foi descofrado poucos

dias após a compactação das paredes, tendo a sua secagem ocorrido na nave do LNEC durante 5 meses, até ao seu ensaio.

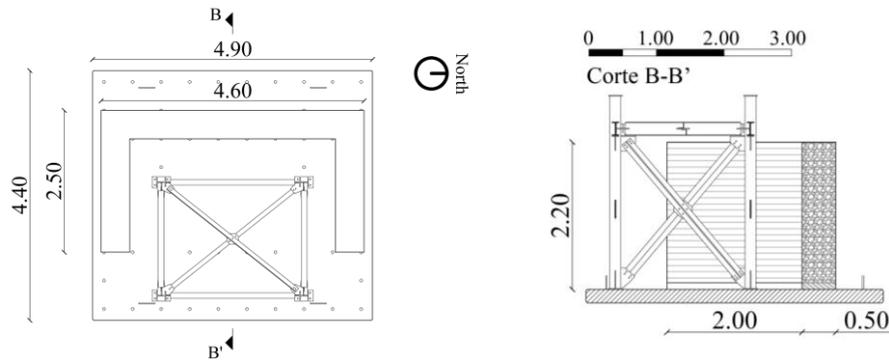


Fig. 1 – Geometria do modelo de taipa.

Os sinais sísmicos aplicados foram gerados com base em métodos estocásticos, usando um modelo sismológico de falha finita [11]. Assumiram-se os cenários do sismo próximo, considerando a falha de Messejana, e do sismo afastado, considerando a falha da Ferradura. Assumiu-se ainda que Odemira seria a localização da construção. Os acelerogramas gerados para cada caso foram escalados por incrementação progressiva dos fatores de amplificação para definição dos sinais, tal como ilustra a Tab. 1. Note-se que a execução de cada etapa envolveu a realização de algumas iterações de forma a reduzir a diferença entre os espectros de resposta idealizados e os medidos. Isto significa que, apesar de terem sido consideradas apenas 8 etapas, foram aplicados um total de 31 sinais sísmicos ao modelo. Assim, a Tab. 1 apenas indica o ensaio para o qual foi atingido o espectro de resposta idealizado (URE-ST-#nº do ensaio). Cada etapa foi finalizada com um ensaio de identificação dinâmica forçada (DI-URE-#nº do ensaio).

Tab. 1 – Sequência dos ensaios do modelo de taipa.

Etapa	Sinal sísmico	Acelerograma	Fator de escala	Ident. dinâmica
0	-	-	-	DI-URE-01
1	URE-ST-03	Messejana	1	DI-URE-02
2	URE-ST-08	Messejana	1	DI-URE-03
3	URE-ST-12	Ferradura	1	DI-URE-04
4	URE-ST-16	Ferradura	1	DI-URE-05
5	URE-ST-23	Ferradura	1	DI-URE-06
6	URE-ST-26	Ferradura	2	DI-URE-07
7	URE-ST-29	Ferradura	4	DI-URE-08
8	URE-ST-31	Ferradura	8	DI-URE-09

Caracterizaram-se os sinais sísmicos com base na aceleração de pico (*PGA*), velocidade de pico (*PGV*) e deslocamento de pico (*PGD*). Uma vez que estes parâmetros são apenas valores máximos de amplitude observados no tempo e não representam todo o histórico de amplitudes dos sinais, considerou-se ainda a velocidade absoluta acumulada (*CAV*), a intensidade de Arias (*AI*) e a energia do sinal (*IE*) [12-13] como parâmetros de análise adicionais. Os parâmetros referidos anteriormente são apresentados na Fig. 2.

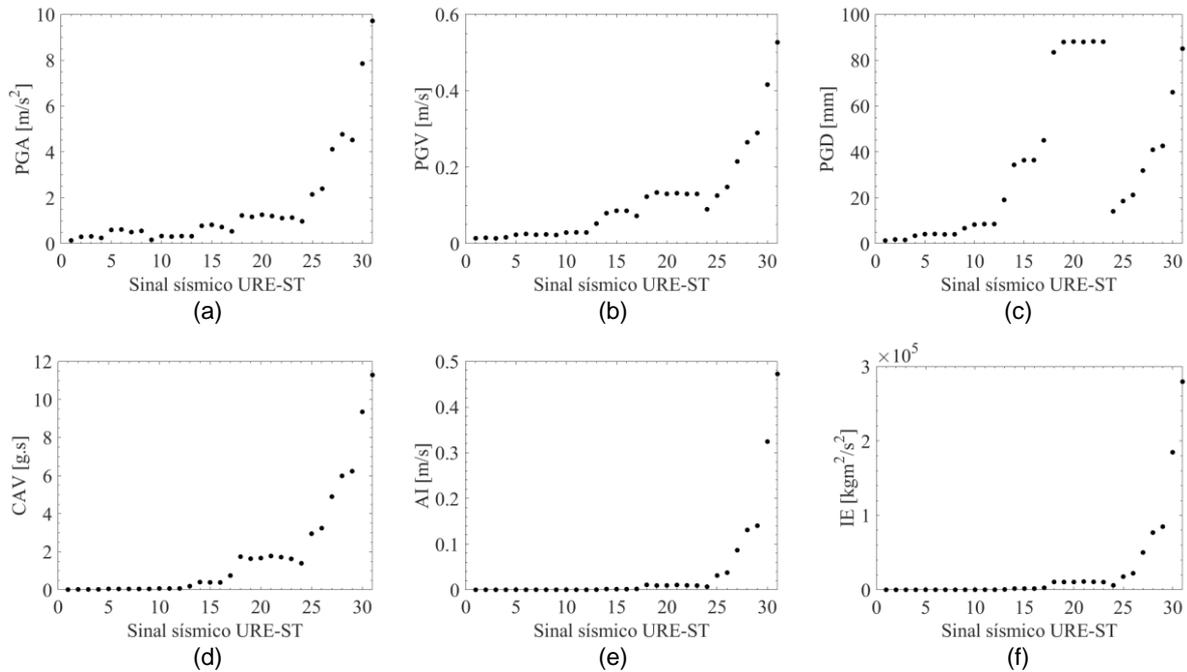
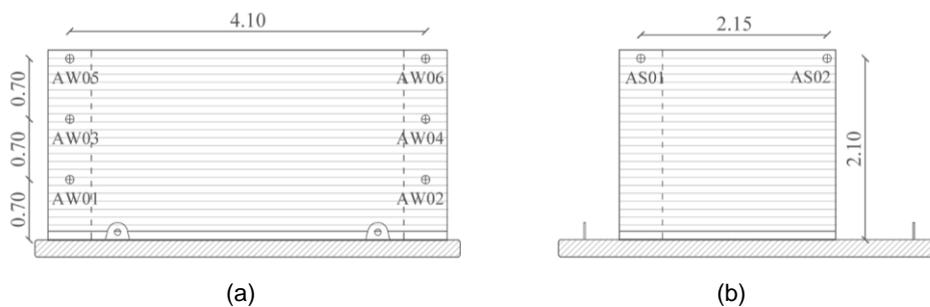


Fig. 2 – Parâmetros de caracterização dos sinais sísmicos aplicados: (a) *PGA*; (b) *PGV*; (c) *PGD*; (d) *CAV*; (e) *AI*; (f) *IE*.

Monitorizou-se a resposta do modelo durante os ensaios com 15 acelerómetros fixos no lado Oeste (*AW01* a *AW15*) e 6 acelerómetros fixos no lado Este (*AE01* a *AE06*). Adicionalmente, foram instalados 4 acelerómetros nos lados Sul (*AS01* e *AS02*) e Norte (*AN01* e *AN02*) para monitorizar a eventual rotura dos cunhais. A posição dos acelerómetros é ilustrada na Fig. 3.



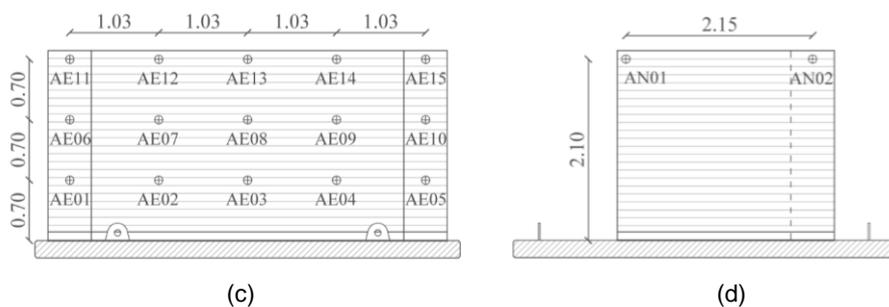


Fig. 3 – Posição dos acelerómetros utilizados para monitorizar o modelo no lado: (a) Oeste; (b) Sul; (c) Este; (d) Norte.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados dos ensaios de identificação dinâmica são apresentados na Tab. 2. Apesar da formação de fendas ter sido evidente, constata-se que a alteração dos valores das principais frequências naturais de vibração do modelo é pouco pronunciada, o que parece indicar uma perda residual de rigidez. Contudo, esta observação poderá ter sido condicionada pelo tipo de dano observado, uma vez que a fenda principal tinha uma orientação horizontal e localizou-se junto à base do modelo. Portanto, o peso próprio do modelo tendeu a fechar a fenda e a contrariar a excitação aplicada durante os ensaios de identificação dinâmica.

Tab. 2 – Valores das frequências naturais do modelo ao longo dos ensaios sísmicos.

Ident. dinâmica	Freq. 1 [Hz]	Freq. 2 [Hz]	Freq. 3 [Hz]	Freq. 4 [Hz]	Freq. 5 [Hz]
DI-URE-01	14,40	22,38	23,79	25,78	31,82
DI-URE-02	14,43	22,78	23,80	25,83	31,90
DI-URE-03	14,21	22,55	23,83	25,75	31,41
DI-URE-04	14,19	22,37	23,83	25,80	31,80
DI-URE-05	14,17	22,18	23,81	25,75	31,52
DI-URE-06	13,92	22,08	23,80	25,65	31,19
DI-URE-07	13,78	22,41	23,80	25,59	30,77
DI-URE-08	13,60	22,05	23,75	25,43	30,19
DI-URE-09	13,75	21,92	23,76	25,05	29,96

As envolventes dos deslocamentos do modelo para fora do plano são apresentadas na Fig. 4 e Fig. 5 para o alinhamento horizontal superior (AW11 a AW15) e alinhamento vertical central da parede central (AW03, AW08 e AW13), respetivamente. Note-se que o sentido positivo dos deslocamentos foi definido em direção a Oeste e que, para facilitar a visualização, apenas são apresentadas as envolventes dos últimos seis sinais sísmicos aplicados (URE-ST-26 a URE-ST-31), cujos valores são mais expressivos. Tal como

esperado, os deslocamentos aumentam com o incremento da ação sísmica, cujo valor máximo foi de 15 mm. Já o alinhamento vertical evidencia uma rotação rígida da parede central para fora do plano.

O corte basal (*BSF*) de um modelo com um grau de liberdade pode ser estimado com base na força resistente elástica ($F_S(t)$) em fase oposta com a força de inércia ($F_I(t)$), considerando que a força resistente de amortecimento ($F_D(t)$) é zero para o valor máximo de $F_S(t)$ [14-15]. Uma vez que as acelerações do modelo são registadas para diferentes pontos e assumindo que a massa se mantém constante ao longo dos ensaios, pode-se calcular *BSF* como o somatório das forças de inércia do correspondente sistema discreto de massas concentradas [14]:

$$BSF(t) = \sum_{i=1}^n -F_{I_i}(t) = - \sum_{i=1}^n m_i \ddot{u}_i(t) \quad (1)$$

onde $F_{I_i}(t)$ é a força de inércia, m_i é a massa concentrada correspondente e $\ddot{u}(t)$ é a aceleração registada no ponto i . O coeficiente de corte basal (*BSC*) é obtido através da normalização do corte basal pelo peso próprio do modelo. Os valores máximos de *BSC* são apresentados na Fig. 6 em função de *PGA*, *CAV*, *AI* e *IE*. Pode ser observada uma correlação linear consistente ($R^2=0,98 \sim 0,99$) de *BSC* com *PGA* e *CAV*, enquanto com *IA* e *IE* observa-se uma correlação aparentemente quadrática. Estes resultados parecem indicar que os parâmetros do sinal sísmico que consideram a duração e o conteúdo de frequências (como é o caso de *IA* e *IE*) são mais adequados para descrever a resposta não linear do modelo em termos de coeficiente de corte basal, que atingiu um valor máximo de 1,07.

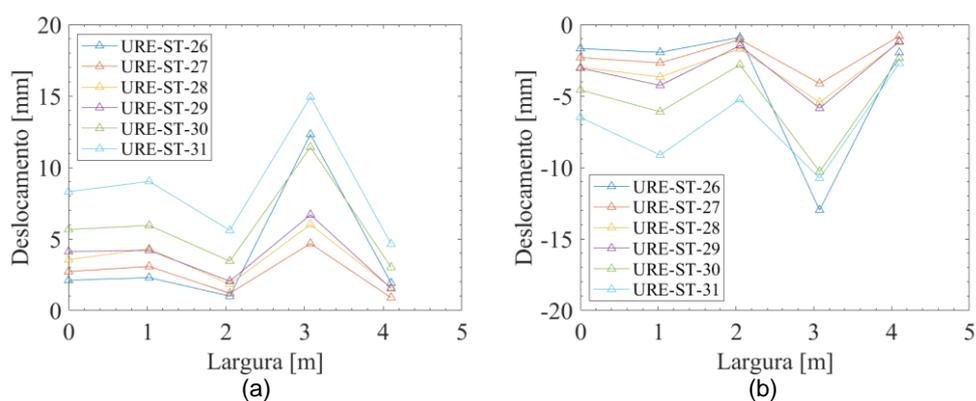


Fig. 4 – Envolvente de deslocamentos do alinhamento horizontal superior (AW11 a AW15):
(a) deslocamentos positivos; (b) deslocamentos negativos.

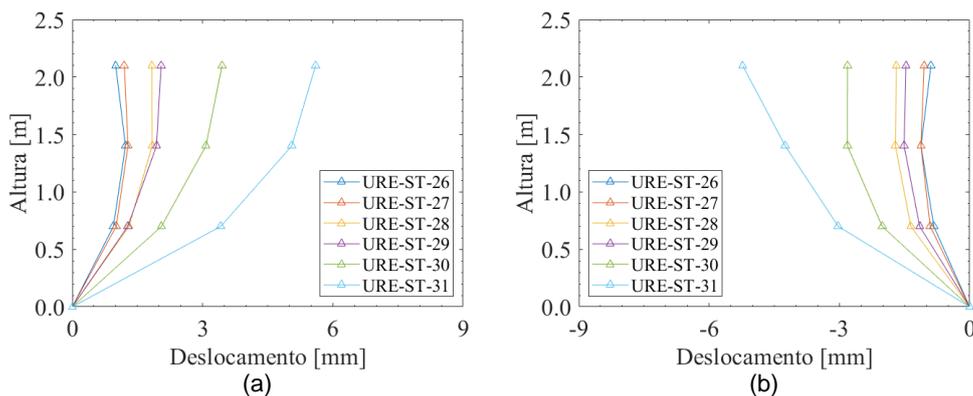
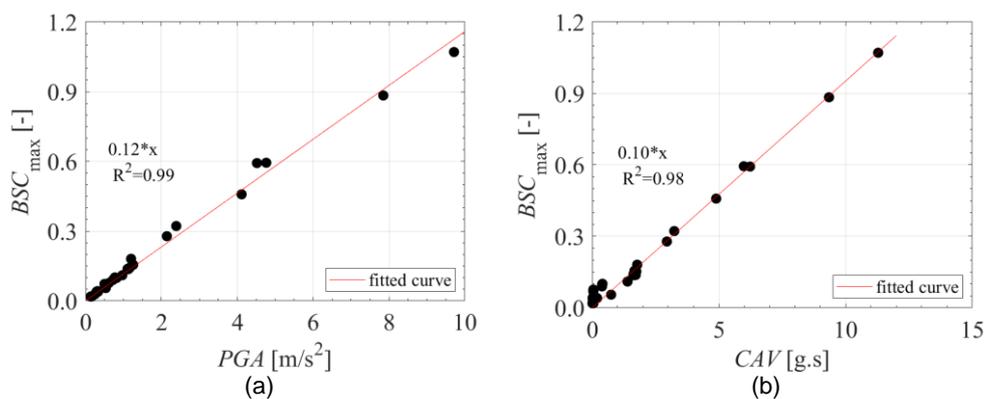


Fig. 5 – Envolvente de deslocamentos do alinhamento vertical central (AW03, AW08 e AW13):
 (a) deslocamentos positivos; (b) deslocamentos negativos.

4. CONCLUSÕES

Os ensaios de identificação dinâmica mostraram-se inadequados para a deteção e monitorização do desenvolvimento do dano no modelo com o aumento da intensidade da ação sísmica, uma vez que a alteração dos valores das frequências naturais foi residual, mesmo observando-se visualmente o dano. Possivelmente, esta observação terá sido condicionada pela tendência do elevado peso próprio do modelo em fechar a fenda horizontal desenvolvida junto à base do modelo e da incapacidade de o sinal de vibração forçada excitar adequadamente a estrutura durante os ensaios de identificação dinâmica. As envolventes de deslocamento dos alinhamentos analisados mostraram que o modelo se comportou como um corpo rígido rodando para fora do plano. Além disto, obtiveram-se correlações lineares ou quadráticas entre o coeficiente de corte basal e quatro parâmetros caracterizadores da ação sísmica.

Finalmente, os resultados apresentados servem de base a um trabalho em curso de calibração de modelos numéricos, que permitirá obter uma compreensão melhor do desempenho sísmico de estruturas de taipa.



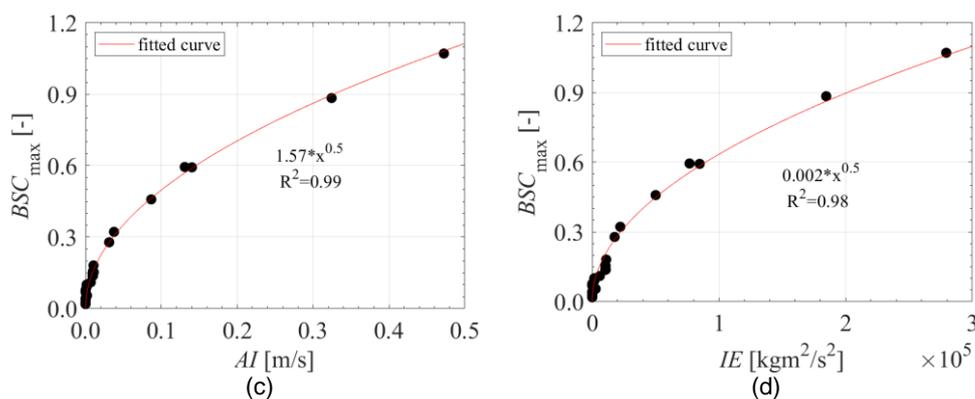


Fig. 6 – Valores máximos de BSC em função de: (a) PGA; (b) CAV; (c) AI; (d) IE.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado parcialmente pelo FEDER, através do Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (COMPETE 2020), e por fundos nacionais, através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), no âmbito do projeto SafEarth - PTDC/ECM-EST/2777/2014 (POCI-01-0145-FEDER-016737). Agradece-se ainda o apoio concedido através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/131006/2017. Finalmente, agradece-se a toda a equipa NESDE (LNEC) pelo apoio na realização dos ensaios, e às equipas das empresas João Bernardino, Lda. e TERRACRUA - Construções Ecológicas Unipessoal, Lda. pela construção do modelo de taipa.

REFERÊNCIAS

- [1] Silva, R.A., Oliveira, D.V., Miranda, T. et al. (2013). Rammed earth construction with granitic residual soils: The case study of northern Portugal. *Construction and Building Materials* 47, 181-191.
- [2] Jaquin, P. (2008). Analysis of historic rammed earth construction. PhD thesis, Durham University, United Kingdom.
- [3] Silva, R.A., Mendes, N., Oliveira, et al. (2018). Evaluating the seismic behaviour of rammed earth buildings from Portugal: from simple tools to advanced approaches. *Engineering Structures* 157, 144-156.
- [4] Bui, T.T., Bui, Q.B., Limam, A., et al. (2014). Failure of rammed earth walls: From observations to quantifications. *Construction and Building Materials*, 51, 295-302.

- [5] Costa, A.A., Varum, H., Rodrigues, H., et al. (2015). Seismic behaviour analysis and retrofitting of a row building. In Correia M, Lourenço PB, Varum H, Seismic Retrofitting: Learning from vernacular architecture. London, Taylor and Francis Group.
- [6] El-Nabouch, R., Bui, Q.B., Plé, O., et al. (2017). Assessing the in-plane seismic performance of rammed earth walls by using horizontal loading tests. *Engineering Structures* 145, 153-161.
- [7] Bui, T.T., Mesbah, A., Maximilien, S., et al (2016). Behavior of rammed earth walls under compression or shear stress. *Journal of Materials and Environmental Science* 7, 3584-3594.
- [8] Miccoli, L., Oliveira, D.V., Silva, R.A., et al (2015). Static behaviour of rammed earth: experimental testing and finite element modelling. *Materials and Structures* 48, 3443-3456.
- [9] Wang, Y., Wang, M., Liu, K., et al (2016). Shaking table tests on seismic retrofitting of rammed-earth structures. *Bulletin of Earthquake Engineering* 15.
- [10] Reyes, J.C., Smith-Pardo, P., Yamin, L.E., et al (2019). Seismic experimental assessment of steel and synthetic meshes for retrofitting heritage earthen structures. *Engineering Structures*, 198, 109477.
- [11] Carvalho, E.C., Bisch, P., Labbe, A., et al (1998). Seismic testing of structures. Proc. of the 11th European conference on earthquake engineering, Paris, France.
- [12] Cosenza, E., Manfredi, G. (2000). Damage indexes and damage measures. *Progress in Structural Engineering and Materials* 2, 50-59.
- [13] Kramer, S. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- [14] Beyer, K., Tondelli, M., Petry, S. et al. (2014). Seismic response of a 4-storey building with reinforced concrete and unreinforced masonry walls. Proc. of the 9th International Masonry Conference, Guimarães, Portugal.
- [15] Candeias, P.X. (2008). *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria*. PhD thesis, University of Minho, Portugal.