

# VALIDAÇÃO DE MODELOS SIMPLIFICADOS DE PREVISÃO DO TEMPO DE LIQUEFAÇÃO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CENTRIFUGADORA

## Validation of liquefaction prediction models from geotechnical centrifuge tests results

Sara Rios<sup>a</sup>, Maxim Millen<sup>b</sup>, António Viana da Fonseca<sup>a</sup>, Pedro Santos<sup>c</sup>, Giuseppe Mudanò<sup>c</sup>

<sup>a</sup> CONSTRUCT-GEO, Dep. de Eng. Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

<sup>b</sup> Departamento de Engenharia Civil e Recursos Naturais, Faculdade de Engenharia, Universidade de Canterbury, Christchurch, Nova Zelândia

<sup>c</sup> Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

**RESUMO** – Os danos resultantes da ocorrência de sismos podem resultar da combinação da excitação sísmica e/ou de incrementos de pressão neutra no solo (liquefação). Estes dois efeitos estão interligados, uma vez que a redução da rigidez do solo por efeito da diminuição da tensão efetiva altera o comportamento mecânico do solo, nomeadamente a sua resposta sísmica. Assim, o nível e o tipo de danos são dependentes da velocidade de aumento da pressão neutra e do tempo para o qual a liquefação é desencadeada no solo, associada à energia sísmica libertada ao longo do tempo. No entanto, a maioria dos métodos simplificados de previsão da liquefação foca-se na identificação desse desencadeamento e não no tempo para o qual esta se desenvolve. Assim, é fundamental melhorar e desenvolver estes métodos para que possam fornecer estimativas confiáveis do efeito deste processo de aumento de pressão neutra e consequente progresso da liquefação nos horizontes sensíveis. Nesse sentido, os ensaios de centrifugadora são uma excelente oportunidade para validar esses métodos. Este artigo apresenta dois métodos simplificados de previsão da liquefação, e valida-os através da sua utilização para prever o aumento da pressão neutra numa série de ensaios de centrifugadora.

**SYNOPSIS** – The damage resulting from earthquakes can result from the combination of seismic excitation and/or due to a build-up of excess pore pressure in the soil (liquefaction). These two effects are related, since the reduction in soil stiffness due to a decrease in effective stress changes the mechanical behaviour of the soil namely its seismic response. Therefore the expected level and type of damage is dependent on the rate of pore pressure build-up and time of liquefaction triggering in the soil, with respect to the release of seismic energy with time. However, most simplified liquefaction assessment methods are focused on liquefaction triggering and not on the time at which it occurs. Therefore, the improvement and development of these methods is essential so that they can provide reliable estimates of the effect of pore pressure increase and consequent liquefaction of sensitive layers. In that sense, centrifuge tests are an excellent opportunity to validate these methods. This paper presents two simplified liquefaction assessment methods, which are used to predict the pore pressure build up in a series of centrifuge tests.

**Palavras Chave** – liquefação, ensaios de centrifugadora, métodos simplificados, métodos baseados na energia.

**Keywords** – liquefaction, centrifuge tests, simplified methods, energy based methods.

---

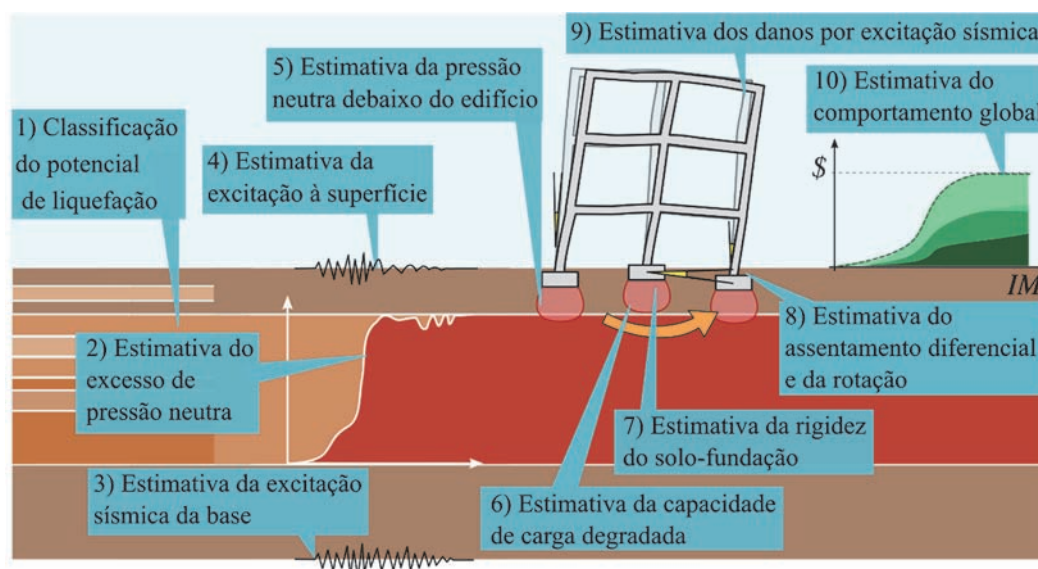
E-mails: sara.rios@fe.up.pt (S. Rios), maxim.millen@canterbury.ac.nz (M. Millen), viana@fe.up.pt (A. Fonseca), psantiago.santos8.8@gmail.com (P. Santos), peppe.mdm@gmail.com (G. Mudanò)

ORCID: orcid.org/0000-0002-2625-1452 (S. Rios), orcid.org/0000-0001-6731-2584 (M. Millen), orcid.org/0000-0002-9896-1410 (A. Fonseca), orcid.org/0000-0002-0546-9938 (P. Santos), orcid.org/0000-0002-8863-8660 (G. Mudanò)

## 1 – INTRODUÇÃO

A liquefação induzida por sismos pode provocar danos significativos nas estruturas e infraestruturas neles assentes, como verificado em 1999 em Adapazari na Turquia, como resultado do sismo de Kocaeli (Bray et al., 2004), nos eventos sísmicos de 2010/2011 em Christchurch na Nova Zelândia (Cubrinovski et al., 2011; Bray et al., 2017) ou no sismo Tohuko no Japão em 2011 (Yamaguchi et al., 2012). Estes fenómenos tornam-se mais visíveis pelas deformações que provocam à superfície em termos de assentamentos em fundações diretas (muitas vezes diferenciais provocando a rotação dos edifícios); deslocamentos laterais, cuja grandeza pode ser significativa em superfícies inclinadas, seja em taludes ou estruturas de contenção e diques nas proximidades das linhas de água, mas também em fundações com carregamentos transversais; ou ainda, erupções de areia (muitas vezes levando ao levantamento e consequente rotura de tubagens das infraestruturas de água, saneamento, telecomunicações).

No âmbito do projeto LIQUEFACT ([www.liquefact.eu](http://www.liquefact.eu)) foi desenvolvida uma metodologia racional para a estimativa dos danos em edifícios assentes em maciços terrosos com suscetibilidade à liquefação em condições sísmicas, baseada na abordagem de um sistema com interação solo-estrutura, considerando o solo como parte do modelo, em vez de considerar a liquefação como uma ação que a estrutura tem que suportar. Como ilustrado na Figura 1, este procedimento consiste numa abordagem sub-estruturada que foi desenvolvida para ser uma ferramenta eficiente para avaliar o impacto da liquefação no comportamento dos edifícios.



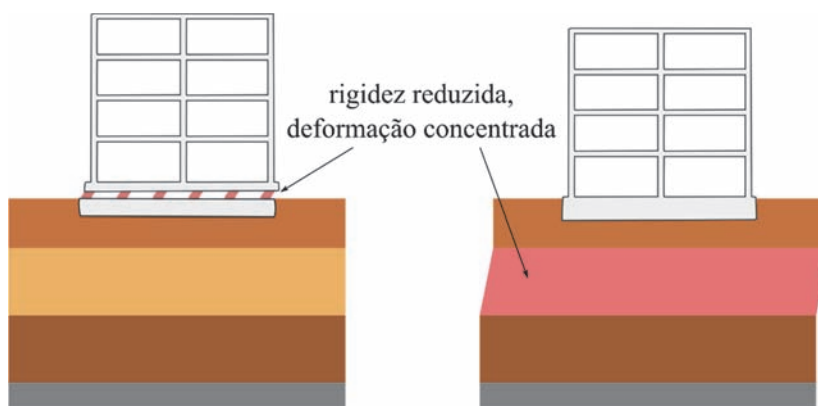
**Fig. 1** – Abordagem sub-estruturada para avaliar o impacto da liquefação no comportamento dos edifícios através da consideração dos vários mecanismos envolvidos (Viana da Fonseca et al., 2018)

Esta abordagem tem como base os seguintes pressupostos: i) a magnitude da excitação sísmica depende da extensão e da profundidade da liquefação (a liquefação pode reduzir significativamente ou nalguns casos amplificar a excitação sísmica); ii) a extensão da liquefação depende da presença do edifício (a elevada tensão vertical estática debaixo da fundação dos edifícios pode inibir a ocorrência da liquefação total); iii) tanto a excitação sísmica como a liquefação causam a deformação não linear dos edifícios (nomeadamente, assentamentos diferenciais que causam plastificação prematura, modificando a resposta dinâmica e a extensão dos danos); iv) a

manifestação da liquefação perto de um edifício pode modificar as propriedades dinâmicas do sistema solo-fundação-edifício.

Pelo exposto se percebe que os danos referidos acima resultam de dois fatores complementares que atuam de forma associada: a liquefação do solo e a excitação sísmica. Conceptualmente, a redução da rigidez do solo até pode funcionar como uma proteção do edifício semelhante às técnicas de isolamento da base usadas na engenharia de estruturas, sendo usualmente designada como isolamento sísmico natural (Figura 2). A redução da rigidez aumenta o período característico do local, o que significa que as ondas de corte dissipam mais energia numa mesma distância, uma vez que a velocidade de propagação reduziu. Isto é particularmente evidente para ondas de elevada frequência. Por outro lado, a dissipação da energia por ciclo aumenta porque o amolecimento do solo conduz a elevadas deformações não lineares e, conseqüentemente, a camada que liquefaz pode funcionar como um filtro passa alto. Embora este efeito possa ser benéfico é normalmente pouco credível e por isso não é desejado. No entanto, Karatzia et al. (2019) propuseram recentemente uma forma de estabilizar um edifício utilizando uma espécie de laje de cascalho compacto imediatamente por baixo do edifício, mas deixando o solo liquefazer em profundidade, beneficiando assim da dissipação de energia associada à liquefação.

A importância do tempo para o qual a liquefação é desencadeada foi recentemente salientada no trabalho de Millen et al. (2019a) mostrando que a resposta sísmica de um local com depósitos liquidificáveis pode ser aproximada usando propriedades lineares equivalentes que representem as propriedades do solo antes e depois da ocorrência de liquefação. A resposta à superfície pode ser estimada através de uma série de funções de transferência aplicadas no domínio do tempo, usando a transformada de Stockwell, que pode ser ajustada com base no incremento de pressão neutra, e em que se assume um valor elevado para o amortecimento do solo pós liquefação (25%) e uma redução do módulo de rigidez do solo de 0.01 relativamente ao valor antes da ocorrência da liquefação de acordo com Bouckovalas et al. (2017).



**Fig. 2** – Isolamento sísmico natural devido à liquefação

## **2 – MÉTODOS SIMPLIFICADOS DE PREVISÃO DO TEMPO DE LIQUEFAÇÃO**

### **2.1 – Enquadramento dos métodos adotados e sua validação**

Pelo exposto acima se percebe que o tempo para o qual a liquefação é desencadeada (designado neste trabalho de tempo de liquefação) pode ter uma influência muito significativa nos danos observados à superfície. Por exemplo, se a liquefação ocorrer muito tarde (i.e, se o tempo de liquefação for por hipótese mais de metade da duração do sismo), a excitação sísmica pode provocar danos significativos antes do solo liquefazer. Por outro lado, uma liquefação parcial do solo, e

consequente redução da sua rigidez, pode ser suficiente para afetar significativamente a sua resposta dinâmica.

Nesse sentido, a estimativa da evolução da pressão neutra durante um evento sísmico é muito importante para identificar o tempo de desencadeamento do incremento de pressão neutra e a sua progressão e, quantificar a extensão da liquefação (parcial ou completa).

As análises numéricas acopladas, não lineares em tensões efetivas, são uma boa forma de obter essa estimativa. No entanto, este tipo de abordagem requer a calibração de um número importante de parâmetros geotécnicos, bem como fazer opções sobre as restrições do domínio da análise (por exemplo, a altura do modelo). Por outro lado, os métodos simplificados que têm sido desenvolvidos com vista à avaliação do fator de segurança relativamente ao desencadeamento da liquefação, muitas vezes têm simplificações que, podendo ser adequadas para a avaliação do fator de segurança, podem não o ser para a análise mais sensível da identificação do tempo de desencadeamento e evolução dos incrementos de pressão neutra, indutores de liquefação parcial ou total. Por esse motivo, é importante o desenvolvimento dos métodos simplificados com vista a melhorar a estimativa do “tempo de liquefação”. Os ensaios em centrífugadora podem ser uma boa oportunidade para validar esses métodos de previsão. No entanto, é preciso ter em conta que os ensaios em centrífugadora não traduzem integralmente a realidade, pelo que são necessários alguns ajustes para que estes possam ser comparáveis com as condições *in situ*.

Este trabalho apresenta os resultados de dois métodos de previsão da liquefação, um clássico, baseado na estimativa da tensão de corte cíclica equivalente, assumindo um comportamento de corpo rígido, e outro inovador, baseado em princípios da conservação da energia, em particular da energia de deformação, que foram usados para estimar o tempo de liquefação numa série de ensaios de centrífugadora, discutindo-se a sua aplicabilidade.

## 2.2 – Método baseado na tensão inicialmente proposto por Seed et al. (1975)

O método baseado na tensão foi inicialmente proposto por Seed et al. (1975) mas sofreu vários desenvolvimentos ao longo do tempo (ex., Boulanger e Idriss, 2012, 2016), sendo por isso o método simplificado mais usado para avaliação da suscetibilidade à liquefação induzida por sismos. O cálculo do fator de segurança resulta da razão entre a resistência cíclica do solo e a tensão cíclica aplicada pela ação do sismo. Para a definição da resistência cíclica do solo usa-se o parâmetro *CRR* (do inglês, *cyclic resistance ratio*) que pode ser obtido diretamente a partir de ensaios de laboratório, como ensaios triaxiais cíclicos ou ensaios de corte simples cíclico, ou através de correlações empíricas com parâmetros de ensaios *in situ*, como o SPT ou o CPTU. Para a tensão cíclica aplicada pelo sismo usa-se o parâmetro *CSR* (do inglês, *cyclic stress ratio*) que não é mais que a razão entre a tensão de corte cíclica e a tensão efetiva vertical de repouso. Naturalmente que sendo um sismo caracterizado por um carregamento cíclico irregular, este tem que ser convertido num carregamento uniforme equivalente, tanto para avaliação do *CRR*, através de ensaios de laboratório, como para a definição do *CSR*. Para este último, este método admite que o carregamento uniforme equivalente corresponde a uma solicitação sísmica uniforme, cuja razão de tensões cíclica é igual a 0,65 da aceleração máxima de pico à superfície do terreno (comumente designada por *PGA*, do inglês, *peak ground acceleration*), tal como se indica na equação:

$$CSR_{M=7.5} = 0,65 \cdot PGA \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \frac{1}{MSF} \quad (1)$$

em que  $\sigma_{v0}$  e  $\sigma'_{v0}$  representam respetivamente a tensão total e a tensão efetiva de repouso,  $r_d$  é um coeficiente para redução das tensões de corte e, *MSF* é um fator de escala da magnitude.

No entanto, como referido anteriormente, este trabalho pretende estimar a evolução dos excessos de pressão neutra ao longo do tempo, com vista à determinação do tempo de liquefação. Esta análise é geralmente feita através da razão de excesso de pressão neutra ( $r_u$ ) definida pela razão

entre o excesso de pressão neutra gerado e a tensão efetiva vertical de repouso. Para esse efeito, este método usa a expressão seguinte proposta por Booker et al. (1976):

$$r_u = \frac{2}{\pi} \arcsin \left[ \left( \frac{N}{N_L} \right)^{1/2\beta} \right] \quad (2)$$

em que  $N$  é o número de ciclos uniformes equivalentes,  $N_L$  é o número de ciclos necessários para haver liquefação e  $\beta$  é um parâmetro empírico que pode ser determinado pela equação seguinte proposta por Polito et al. (2008):

$$\beta = c_1 FC + c_2 Dr + c_3 CSR + c_4 \quad (3)$$

em que  $FC$  é a percentagem de finos,  $Dr$  é a densidade relativa e  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $c_3$  e  $c_4$  são constantes de regressão que variam consoante a percentagem de finos. Para  $FC < 35\%$ :  $c_1 = 0,01166$ ;  $c_2 = 0,007397$ ;  $c_3 = 0,01034$ ; e  $c_4 = 0,5058$ ; enquanto que para  $FC \geq 35\%$ :  $c_1 = 0,002149$ ;  $c_2 = -0,0009398$ ;  $c_3 = 1,667$ ; e  $c_4 = 0,4285$ .

O número de ciclos uniformes equivalentes pode ser obtido através da relação seguinte proposta por Seed et al. (1975) usada posteriormente por Idriss (1999), Boulanger e Idriss (2006), Kishida e Tsai (2014):

$$CSR = a \cdot N^{-b} \quad (4)$$

em que  $a$  e  $b$  são parâmetros de ajuste. Assim, para dois ciclos com  $CSR_A$  e  $CSR_B$ , o número relativo de ciclos que causam liquefação pode ser facilmente obtido pela expressão seguinte:

$$\frac{N_A}{N_B} = \left( \frac{CSR_B}{CSR_A} \right)^{1/b} \Leftrightarrow MSF = \frac{CSR_M}{CSR_{M=7,5}} = \left( \frac{N_{M=7,5}}{N_M} \right)^b \quad (5)$$

Assumindo um valor de referência para o número de ciclos equivalentes correspondente a uma magnitude de 7,5 ( $M=7,5$ ), a razão dos  $CSR$  corresponde à definição do fator de correção da magnitude (designado por  $MSF$  do inglês, *magnitude scaling factor*) usado por este método para calcular a ação sísmica que gera um potencial de liquefação – equação 1.

Neste trabalho, este método foi implementado considerando que a razão  $N/N_L$  da equação 2 pode ser calculada através da equação:

$$\frac{N_L}{N} = \sum N_{ref} * \left( \frac{CRR}{CSR} \right)^{1/b} \quad (6)$$

usando um  $N_{ref}$  igual a 15 ciclos, que foi o valor que Idriss (1999) indica para a magnitude de 7,5. O valor de  $CSR$  foi calculado através da equação:

$$CSR = |acc_{picos}| * \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} * r_d \quad (7)$$

em que um método de contagem dos picos (contando o pico máximo entre dois pontos de cruzamento do eixo das abcissas) é utilizado para identificar os picos de aceleração ( $acc_{picos}$ ).

Nesta expressão  $r_d$  foi calculado através das expressões seguintes em função da magnitude ( $M$ ) e da profundidade ( $z$ ):

$$r_d = e^{[f(z)+g(z)*M]} \quad (8)$$

$$f(z) = -1,012 - 1,126 * \sin\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right) \quad (9)$$

$$g(z) = 0,106 + 0,118 * \sin\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right) \quad (10)$$

### 2.3 – Método baseado na energia de deformação proposto por Millen et al. (2019b)

De forma a minimizar algumas das limitações do método baseado na tensão, têm sido desenvolvidos vários métodos baseados na energia (Davis e Berril, 1982; Green et al., 2000; Kokusho, 2013; Millen et al., 2019b). Estes métodos integram todo o espectro do sismo, através de variáveis como a energia dissipada ou a energia de deformação, evitando:

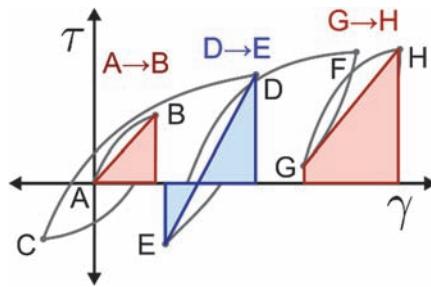
- parâmetros instantâneos como o *PGA* e privilegiando medidas de intensidade do sismo cumulativas (normalmente com menor dispersão, e que permitem avaliar o que acontece ao longo do tempo);

- a conversão num carregamento cíclico uniforme, uma vez que os métodos baseados na energia são independentes da amplitude das cargas. Note-se que, para cargas cíclicas de amplitude constante, as tensões decrescem e a pressão neutra aumenta, enquanto que a energia é conservada, o que é uma vantagem adicional dos métodos baseados na energia.

Neste trabalho foi avaliado o método recente apresentado por Millen et al. (2019b) baseado nos princípios da conservação da energia. A resistência à liquefação é medida em termos de energia de deformação absoluta acumulada (*CASE*, ou *NCASE* quando normalizada pela tensão efetiva de repouso), que mostra ser constante com a amplitude das cargas, mas sensível às propriedades do solo. O *CASE* define-se como o somatório do valor absoluto da variação da energia de deformação:

$$CASE = \sum_{j=0}^{n_{picos}} |\tau_{medio,j}| \cdot |\gamma_{j+1} - \gamma_j| \quad (11)$$

podendo ser obtido graficamente pelo somatório dos valores absolutos da variação da energia de deformação entre dois picos da resposta representados pelas áreas a sombreado indicadas no gráfico tensão de corte ( $\tau$ ) versus deformação distorcional ( $\gamma$ ) (Figura 3).



**Fig. 3** – Obtenção do CASE graficamente

Na estimativa da ação sísmica solicitante, a medida de intensidade sísmica selecionada foi a energia cinética absoluta acumulada (*CAKE*) que fornece uma solução exata do *NCASE* em profundidade para um maciço puramente elástico linear, através do espectro nodal de energia de superfície (NSSES). O *CAKE* é a energia cinética total recebida por um elemento de solo e é calculada através

do somatório da variação absoluta da energia cinética, como se indica na equação seguinte, em que  $\rho$  é a massa volumica do solo, e  $\dot{u}$  a velocidade das partículas numa onda sísmica:

$$CAKE = \rho \cdot \sum_{i=1}^n \Delta(\dot{u}_i \cdot |\dot{u}_i|) = \rho \int \left| \frac{d\dot{u}_i}{dt} \right|^2 dt \quad (12)$$

Para aplicação deste conceito à previsão da evolução da pressão neutra foi usada a expressão simples proposta por Millen et al. (2019b), embora tendo em conta que esta relação é dependente do tipo de solo:

$$r_{u,i} = \min \left( \sqrt{\frac{NCASE_i}{NCASE_{liq}}} \cdot r_{u,lim}; 1,0 \right) \quad (13)$$

em que  $NCASE_{liq}$  corresponde ao  $NCASE$  necessário para liquefazer o solo, sendo por isso a medida da resistência do solo, enquanto  $NCASE_i$  corresponde ao  $NCASE$  que chega a uma dada camada proveniente da ação induzida pelo sismo. O primeiro pode ser obtido através de ensaios laboratoriais (ensaio triaxiais cíclicos ou ensaios de corte simples cíclico, por exemplo) ou, neste caso, não estando disponíveis, optou-se pela expressão seguinte indicada em Viana da Fonseca et al. (2018):

$$NCASE_{liq} = \frac{2 \cdot CSR^2 \cdot \sigma'_{v0} \cdot n_{liq}}{G_i \cdot \left( 1 - \frac{CSR \cdot s_{r,ru=0}}{\tan(\phi)} \cdot (1 + s_{r,ru=0}) \right)} \cdot \kappa \quad (14)$$

em que,  $n_{liq}$  é o valor de referência para o número de ciclos até à liquefação, para um dado  $CSR$ , pelo que se tomou  $n_{liq}=15$  e  $CSR=CRR_{15}$ , sendo este último a razão de resistência cíclica para 15 ciclos.  $\kappa$  é um parâmetro de calibração;  $S_r$  é um factor de deformação que pode ser tomado igual a 40 (Millen et al., 2019b);  $\phi$  é o ângulo de resistência ao corte e  $G$  é o módulo de distorção do solo. O parâmetro  $r_{u,lim}$  corresponde ao critério definido para o desencadeamento da liquefação.

### 3 – ENSAIOS DE CENTRIFUGADORA DO ISMGEO

#### 3.1 – Descrição dos ensaios

Neste trabalho utilizaram-se os dados dos ensaios de centrifugadora realizados no âmbito do projeto LIQUEFACT ([www.liquefact.eu](http://www.liquefact.eu)) realizados pelo laboratório ISMGEO (Istituto Sperimentale Modelli Geotecnici, anteriormente ISMES, em Itália). No âmbito do projeto, estes ensaios tinham como objetivo servir de referência à análise das respostas sísmicas, utilizando ações sísmicas tipo e escalando-as de forma a levar os solos à liquefação, para depois testar diferentes técnicas de mitigação. Assim, 37 ensaios foram realizados variando-se o sismo introduzido, o perfil de solo, a presença ou não de um edifício, e a existência ou não de medidas de mitigação, em especial, drenos (verticais ou horizontais) ou indução de saturação parcial através da injeção de ar. Os perfis de solo têm cerca de 15 m de solo arenoso solto, saturado e homogéneo, por vezes sobreposto de uma camada de argila sobreconsolidada. Nesses perfis são colocados sensores de aceleração (acc), pressão neutra (pnt), deslocamento (d) em diferentes posições consoante o perfil de solo (ver exemplo na Figura 4).

A centrifugadora geotécnica da ISMGEO é uma centrifugadora com um braço metálico simétrico rotatório com 6 m de diâmetro, uma altura de 2 m e largura de 1 m. O aparelho possui um raio nominal de 2,2 m relativamente à base do modelo. A centrifugadora também é acompanhada por uma mesa vibratória fixa no seu braço, para simular o sismo, e proteção para reduzir o efeito da

resistência do ar e perturbações durante o funcionamento. Durante o funcionamento, o recipiente com o modelo roda 90°, da sua posição inicial, pelo que o eixo do modelo se torna perpendicular ao eixo de rotação do aparelho. Após atingir a aceleração desejada, o modelo entra em contacto com a mesa vibratória e o sismo é simulado.

**Fig. 4** – Exemplo de um modelo para ensaio na centrífugadora (ensaio 11). Note que as distâncias indicadas são à escala do modelo em mm (Airoldi et al., 2018)

A maioria dos ensaios foi realizada com a areia de Ticino, uma areia uniforme, de granulometria média a grossa, com partículas angulares a parcialmente arredondadas, composta por 30% quartzo, 65% feldspato e 5% mica (Fioravante e Giretti, 2016). A preparação da camada de areia foi realizada através da pluviação seca para o recipiente ESB a uma altura constante muito pequena (3 cm). A altura da queda foi calibrada de forma a obter uma densidade relativa de 40%, que aumentaria com os processos posteriores. Para simular o comportamento de uma camada superficial de argila foi utilizada a argila de Pontida previamente sobreconsolidada de acordo com a descrição em Airoidi et al., (2018).

centrifugadora, a ESB era coberta com uma placa de metal, selada e, ligada a uma bomba de vácuo. O recipiente com o fluido era então colocado a um nível superior ao da ESB e ligado a esta por dois tubos: um ligado à base do modelo para o fluido entrar e outro ligado ao topo do modelo para garantir que todo o modelo estava sob a mesma pressão de sucção. Esta configuração criava um escoamento vertical de fluido cuja velocidade era mantida contante até que o volume de fluido percolado fosse pelo menos igual ao volume de vazios estimado no solo. Após esse processo de saturação, que durava aproximadamente 7 horas, o assentamento da superfície era cuidadosamente medido.

Os sismos simulados nestes ensaios tiveram por base os sismos representativos da região de Pieve di Cento (Emilia Romagna, Itália) onde o projeto realizou um ensaio de indução da liquefação à escala real. No entanto, diversos sismos foram simulados de forma a reproduzir diversos níveis de intensidade sísmica, consoante o período de retorno considerado (474, 975, 2475 anos) e obtidos para uma profundidade de 15 m (correspondente à altura do modelo da centrifugadora à escala do protótipo).

### 3.2 – Tratamento dos dados

Os dados brutos dos ensaios de centrifugadora publicamente disponíveis em <https://www.zenodo.org/record/1281598#.W-mWVOhKjIU> foram tratados de forma a:

- converter as unidades do modelo para o protótipo;
- filtrar os resultados da aceleração.

A razão de escala utilizada para a conversão das unidades do modelo para o protótipo foi de  $N=50$  de acordo com a aceleração da centrifugadora. Dada a existência de um fluido mais viscoso que a água na saturação do modelo como referido anteriormente, pode-se aplicar uma única razão de escala ao tempo. Isto significa que 1 segundo no modelo corresponde a 50 segundos no protótipo. No Quadro 1 é possível visualizar os parâmetros que foram convertidos, assim como a correlação entre modelo e protótipo. Durante a conversão, os valores destes parâmetros foram também convertidos para as suas respetivas unidades SI.

**Quadro 1** – Resumo das características dos sismos

Parâmetro	Modelo	Protótipo
Tempo (s)	$t$	$t \times N$
Aceleração ( $\text{m/s}^2$ )	$a$	$a/N$
Tensão (kPa)	$\sigma$	$\sigma$
Deslocamento (m)	$d$	$d \times N$

No registo da aceleração foi necessário remover a média dos primeiros 5 segundos, de forma a corrigir erros relacionados com pequenas falhas de calibração do equipamento e a possível inclinação dos sensores antes do evento sísmico. Além disso, foram utilizados um filtro passa-alto a 0,1 Hz e um filtro passa-baixo a 20 Hz. O primeiro visa remover problemas causados pela inclinação dos sensores durante o processo e o segundo remove qualquer ruído de alta frequência relacionado com o aparelho de registo. Os registos também foram cortados de forma a deixar apenas a parte mais significativa do evento, assim como 10 segundos antes e 20 segundos depois. Como o registo tinha uma pequena aceleração de fundo oscilante, este corte no início causa uma irregularidade na aceleração inicial, resultando numa velocidade média diferente de zero. Isto foi removido calculando a aceleração e removendo-a num intervalo de 2 segundos no início do registo.

Assim, todos os gráficos apresentados de seguida neste artigo se referem aos dados já tratados com as unidades convertidas para o protótipo.

### 3.3 – Análise dos resultados dos ensaios

#### 3.3.1 – Análise da excitação sísmica

##### 3.3.1.1 – Transformada de Fourier

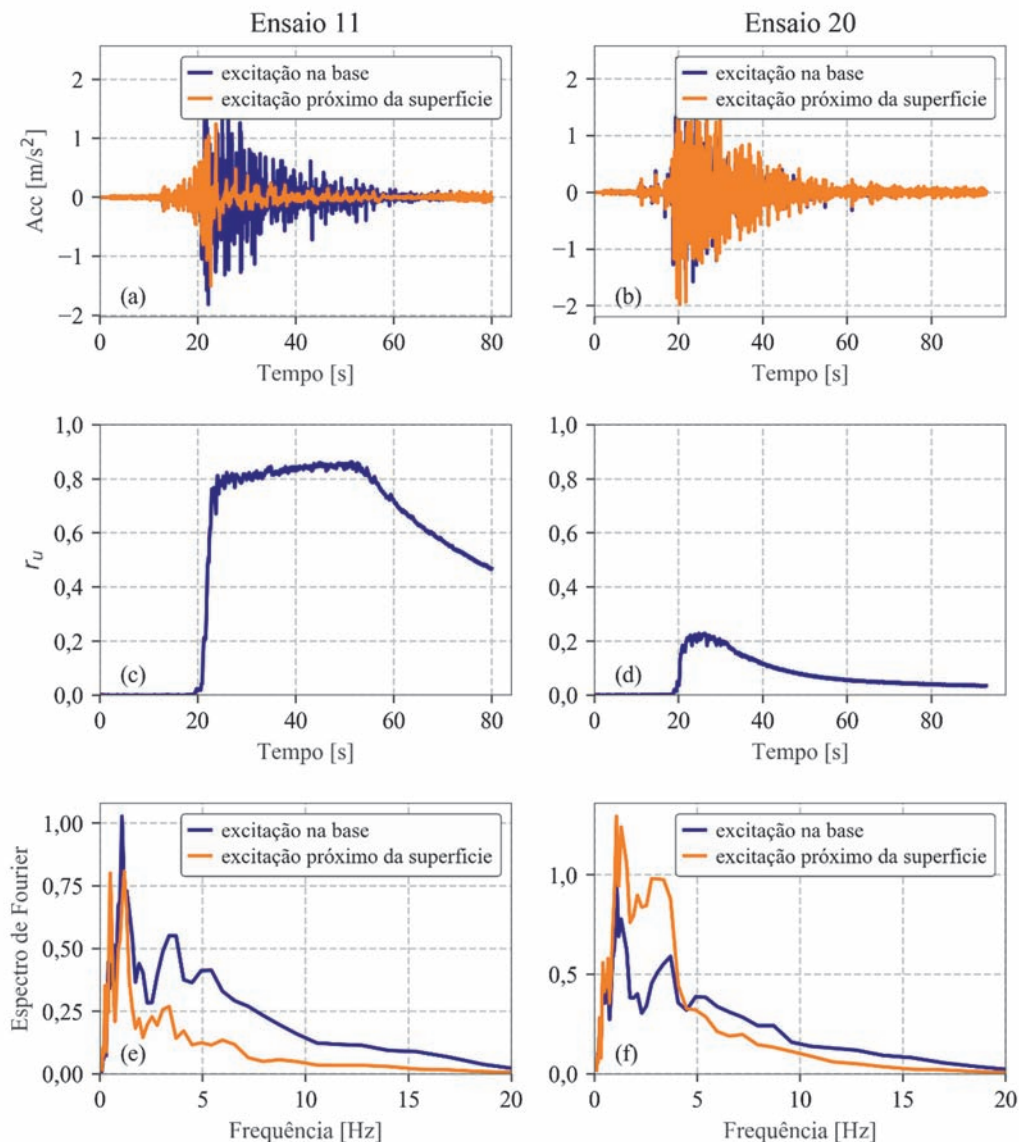
A influência do tipo de solo, e em especial do seu módulo de distorção e coeficiente de amortecimento, na resposta do solo em condições cíclicas está bem documentada (Kramer, 1996). Por esse motivo, dois maciços diferentes sujeitos à mesma excitação sísmica na base poderão registar à superfície ações sísmicas muito diferentes. Tendo em conta que o sismo induz um aumento da pressão neutra e da deformação por corte que levam a uma redução do módulo de distorção do solo, fica claro que a resposta sísmica de um dado maciço vai mudando mesmo durante o tempo de duração do sismo. Se alguma camada de solo liquefazer, esta alteração será ainda mais significativa. De acordo com Kramer et al. (2011) o aumento da pressão neutra altera os modos de vibração naturais do sistema afetando o conteúdo de frequência do sinal, aumentando a amplitude das componentes de frequências mais altas e aumentando a amplitude das componentes de período mais elevado.

Esta influência é especialmente notória na translação dos picos da função de amplificação de Fourier de frequências mais altas para frequências mais baixas, devido à proporcionalidade entre as frequências de pico da função e a velocidade das ondas de corte, que por sua vez é proporcional ao módulo de distorção máximo ( $G_0$ ). Portanto, quanto mais deformável o solo, maior será essa translação.

Neste caso, isto foi observado comparando o ensaio 11 e 20. Em ambos os ensaios, os modelos são compostos por uma camada de areia de Ticino com 14 m de espessura, à qual se sobrepõe uma camada de argila de Pontida com 1,5 m de espessura, tendo sido aplicado o mesmo sismo na base. A Figura 5 apresenta os resultados obtidos nos dois ensaios em termos de aceleração, razão de excesso de pressão neutra, e espectro de Fourier correspondente aos acelerogramas apresentados. Note-se que por simplicidade apenas se apresenta a evolução da razão do excesso de pressão neutra para o transdutor que forneceu valores mais elevados, sendo este situado na parte superior da camada de areia.

No ensaio 11 (Figura 5a) verifica-se uma clara diferença entre a aceleração no topo e na base especialmente a partir dos 25 s, altura em que o valor de  $r_u$  era máximo. O mesmo não se verifica no ensaio 20 (Figura 5b). No ensaio 11, não existe qualquer técnica de mitigação, e o  $r_u$  atingiu o valor máximo de 0,86, enquanto que no ensaio 20 a presença de drenos verticais impediu que o  $r_u$  subisse além de 0,27 (Figura 5c e d). Comparando os espetros de Fourier (Figura 5e e f), em ambos os ensaios houve uma alteração do conteúdo de frequências da base para o topo, devido à resposta sísmica do solo. No entanto, no ensaio 11 o conteúdo de frequências ficou condensado nas frequências mais baixas, ao contrário do que aconteceu no ensaio 20 onde as frequências intermédias (entre os 2Hz e os 4Hz) sofreram uma amplificação.

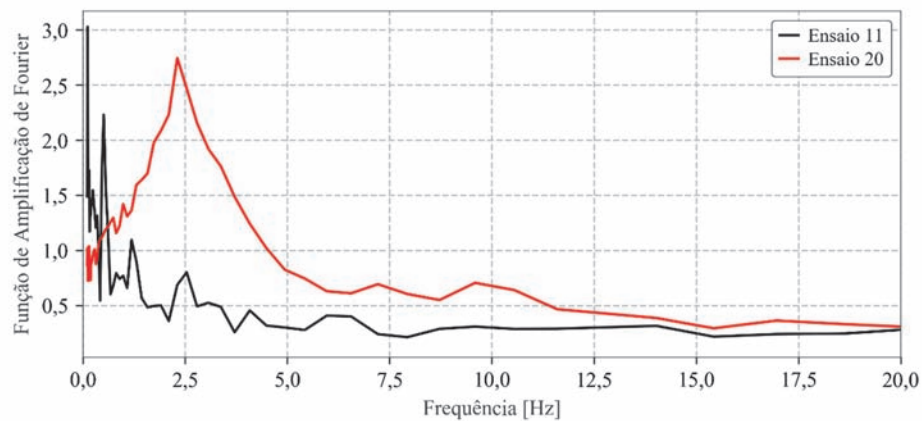
Foi ainda calculada a função de amplificação de Fourier (FAF) – Figura 6 - através da razão ponto a ponto entre os espetros suavizados de Fourier na superfície e na base apresentados na Figura 5e) e f). O algoritmo utilizado para suavização dos espetros de Fourier foi o de Konno e Ohmachi (1998). Verifica-se que tanto a amplitude da FAF como o conteúdo em frequência são substancialmente diferentes entre os dois ensaios. No solo que desenvolveu elevados valores de  $r_u$  (ensaio 11), os picos da FAF têm menor amplitude e estão em frequências menores do que no ensaio 20 onde o  $r_u$ , não foi além de 0,27.



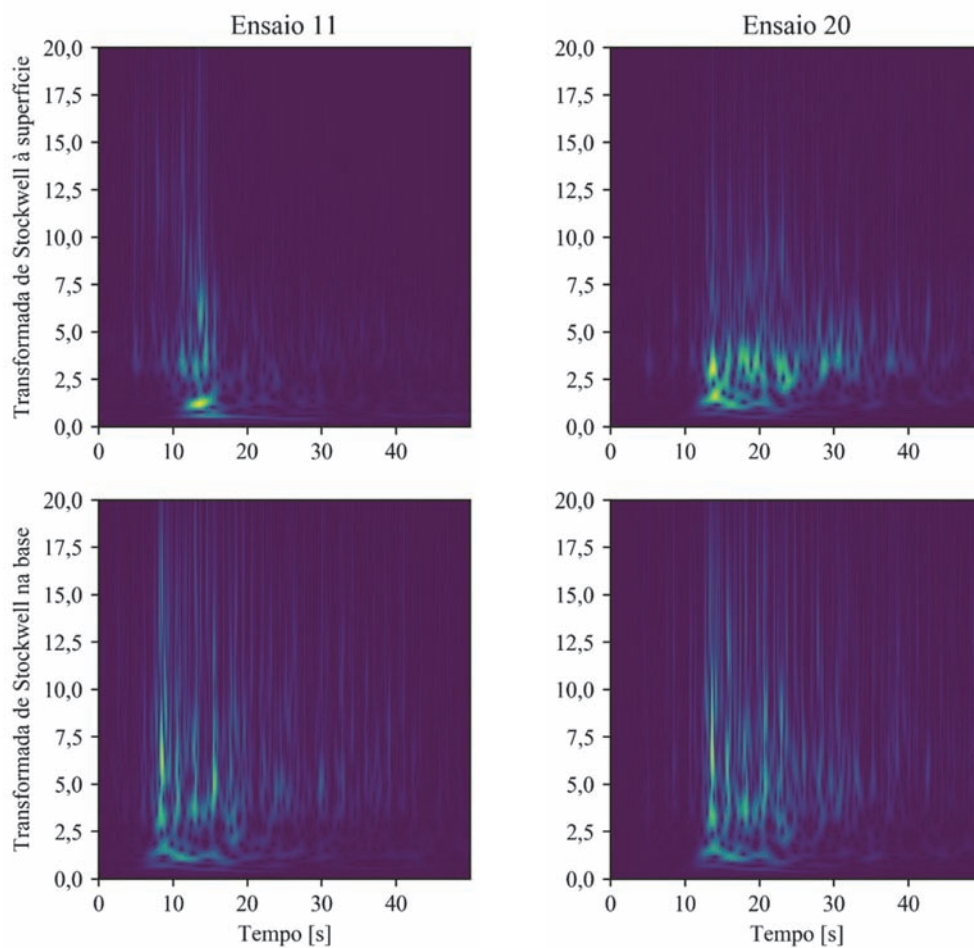
**Fig. 5** – Aceleração no topo e na base para os ensaios 11 (a) e 20 (b), razão de excesso de pressão neutra no transdutor localizado na parte superior da camada de areia para os ensaios 11 (c) e 20 (d), bem como os espectros de Fourier correspondentes (e) e (f)

### 3.3.1.2 – Transformada de Stockwell

Como a transformada de Fourier é baseada na hipótese de uma única onda harmónica caracterizada por amplitude, período e frequência constantes, a transformada de Stockwell é mais adequada para análise de sinais sísmicos, tipicamente irregulares. A transformada de Stockwell fornece o espectro local de um sinal sendo consistente num sistema não estacionário, o que permite a avaliação dinâmica do comportamento do sistema no domínio tempo-frequência.



**Fig. 6** – Funções de amplificação de Fourier obtidas para o ensaio 11 e ensaio 20.

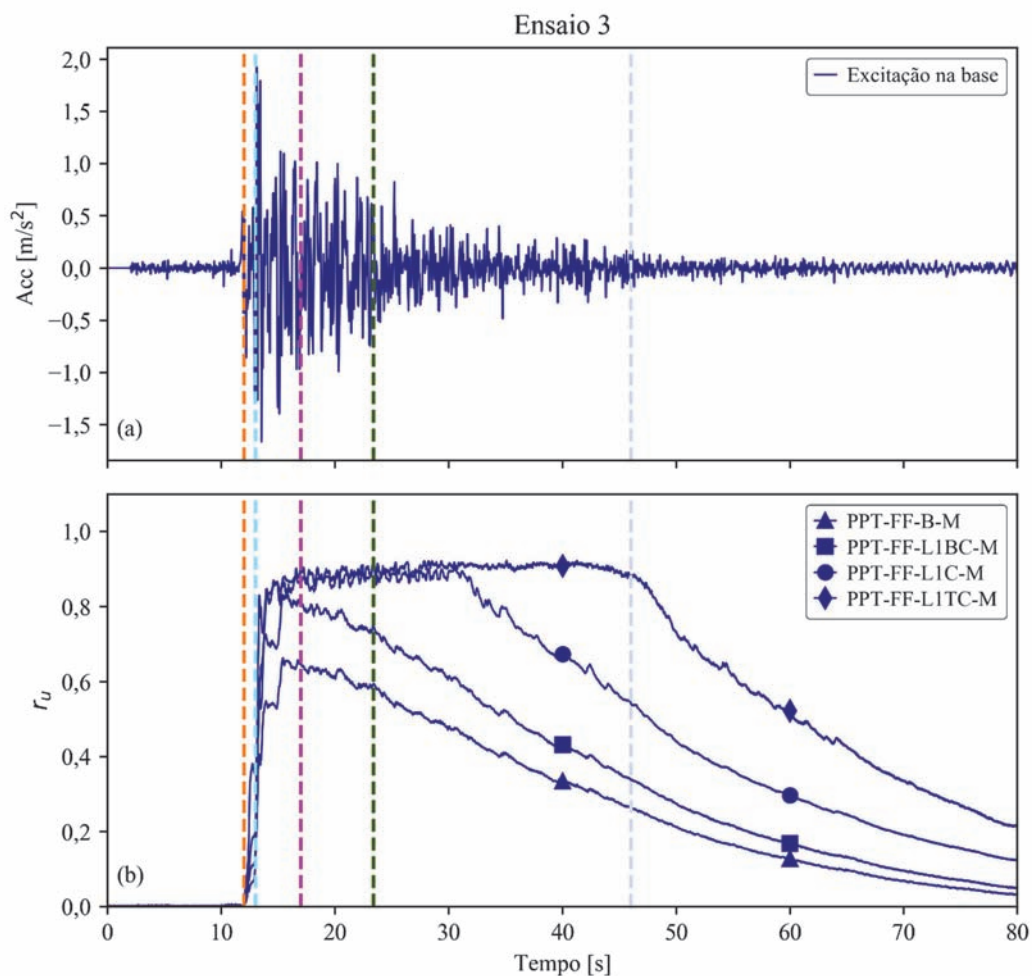


**Fig. 7** – Transformada de Stockwell no topo e na base para os ensaios 11 e 20

Na Figura 7 observa-se a transformada de Stockwell no topo e na base para os ensaios 11 e 20, verificando-se que, apesar das transformadas da base serem idênticas nos dois ensaios, as transformadas à superfície são substancialmente diferentes. Enquanto que no ensaio 11, a transformada de Stockwell registada à superfície contém picos elevados (confirmados pela presença de sombras azuis claras a frequências elevadas) e o sismo passa a conter apenas componentes de baixa frequência, no ensaio 20 os conteúdos de frequências elevadas estão presentes durante toda a excitação sísmica.

### 3.3.2 – Análise da pressão neutra

A análise dos vários ensaios mostrou ainda que a pressão neutra máxima se verificava maioritariamente nos sensores localizados na zona superior do modelo, como se pode ver no exemplo apresentado na Figura 8 para o ensaio 3. O ensaio 3 corresponde a um modelo simples com 14 m de areia de Ticino sem camada de argila, e sem medidas de mitigação ou edifícios. Os resultados apresentados na Figura 8 referem-se a 4 sensores de pressão neutra localizados sobre o

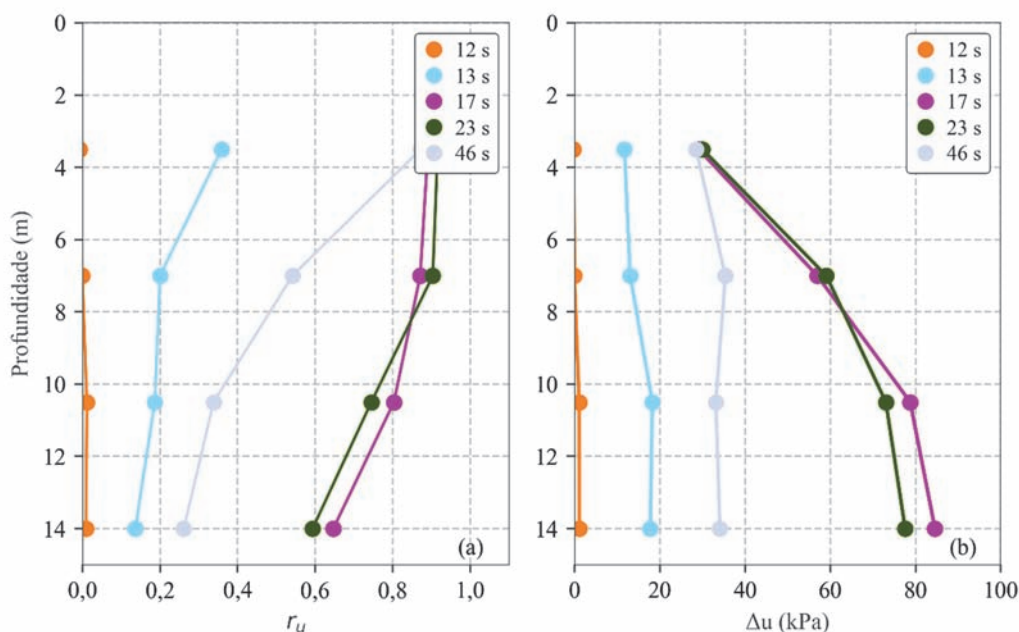


**Fig. 8** – Aceleração na base (a) e evolução de  $r_u$  para os vários sensores localizados na mesma vertical do modelo (b) do ensaio 3. As linhas verticais dizem respeito aos tempos seleccionados para a análise seguinte: 12 s, 13 s, 17 s, 23 s e 46 s.

mesmo eixo vertical e para os quais se adotou a seguinte nomenclatura: B-M significa que o sensor está na base do modelo, L1BC significa que o sensor está na parte inferior da camada de areia, L1C significa que o sensor está a meio da camada de areia, e L1TC significa que o sensor está na parte superior da camada de areia.

Para perceber melhor a razão pela qual o  $r_{u,max}$  é no topo do modelo e não a meio, foi representada na Figura 9 a evolução em profundidade dos excessos de pressão neutra (Figura 9b) bem como estes normalizados pela tensão efetiva de repouso (ou seja, o parâmetro  $r_u$  - Figura 9a), para os vários instantes. Os instantes selecionados foram os que se identificam na Figura 8 e que correspondem aos seguintes momentos:

- 12 s: início da excitação sísmica (condição hidrostática);
- 13 s: ponto de máxima aceleração;
- 17 s: ponto de máxima pressão neutra;
- 23 s: ponto de máximo  $r_u$ ;
- 46 s: fim da excitação sísmica.



**Fig. 9** – Evolução em profundidade do parâmetro  $r_u$  (a) e dos excessos de pressão neutra (b) para o ensaio 3.

Comparando as Figuras 9a) e b) é interessante notar que enquanto o  $r_u$  diminui em profundidade os excessos de pressão neutra aumentam. Essa diferença pode ser explicada pelo menor aumento da pressão neutra em profundidade em comparação com o aumento da tensão efetiva.

A Figura 9a) mostra que para 17 s a taxa de crescimento do excesso de pressão neutra em profundidade é maior na metade superior do modelo do que na metade inferior, uma vez que o gráfico segue na metade superior uma tendência de crescimento quase linear e depois a pressão neutra mantém-se aproximadamente constante. Esta diferença pode ser explicada pela percolação ascendente no modelo. Isso foi analisado calculando o gradiente hidráulico. Verificou-se que a diferença entre a carga hidráulica no topo e na base é superior à diferença de cotas entre os dois pontos, i.e., o gradiente hidráulico é positivo, pelo que há percolação (neste caso, ascendente). Se

esse mesmo cálculo for feito entre profundidades intermédias, continua a verificar-se uma percolação ascendente, mas na parte inferior do modelo o gradiente é ligeiramente menor.

Por outro lado, verifica-se nas Figuras 9a e b) que aos 46 s o excesso de pressão neutra  $e$ , consequentemente o  $r_u$ , já diminuiu na metade inferior do modelo, mas mantém-se elevado na metade superior. Este facto, tanto pode resultar da percolação ascendente já referida, como também pode resultar da reflexão das ondas sísmicas à superfície, o que aumenta o período de tempo em que o solo superficial sente a energia induzida pelo sismo. Note-se que a análise da percolação foi possível uma vez que foi utilizado um fluido mais viscoso que a água para a saturação do modelo, como mencionado atrás.

## **4 – COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA CENTRIFUGADORA COM MÉTODOS SIMPLIFICADOS DE PREVISÃO DA LIQUEFAÇÃO**

### **4.1 – Seleção dos sensores a usar na análise comparativa**

Nesta secção pretende-se comparar os resultados da evolução de pressão neutra previstos pelos métodos simplificados descritos na secção 2, com os resultados obtidos nos ensaios da centrifugadora do ISMGEO apresentados na secção 3. Note-se que os métodos simplificados foram desenvolvidos para situações em que não existem edifícios ou medidas de mitigação da liquefação, sendo a avaliação da pressão neutra normalmente feita a meio da camada mais suscetível de liquefazer, evitando assim as dificuldades inerentes à previsão da pressão neutra perto da superfície, onde a reflexão das ondas sísmicas torna o problema mais complexo. Por outro lado, estes métodos simplificados assumem condições não drenadas quando fazem a análise da liquefação, pelo que não consideram qualquer fluxo de água entre camadas, ao contrário do que demonstram os resultados dos ensaios de centrifugadora em que se verificou que existe uma drenagem da água da base do modelo para o topo.

Como neste trabalho se pretendia incluir o maior número possível de sensores de pressão neutra nestas condições, de forma a permitir uma comparação mais ampla dos dois métodos, foram apenas retirados os seguintes:

- sensores colocados a uma distância mínima da base do modelo;
- sensores colocados a uma profundidade correspondente a  $\sigma'_v < 15$  kPa;
- sensores colocados na camada de argila;
- sensores colocados imediatamente abaixo de edifícios ou muito perto de medidas de mitigação;
- sensores que registaram um  $r_{u,max} < 0,2$ ;
- sensores que por qualquer avaria não registaram qualquer pressão.

Restaram assim 56 sensores que serão analisados de seguida.

### **4.2 – Parâmetros usados nos métodos simplificados**

Um dos parâmetros usados nos métodos simplificados descritos acima é o  $CSR_{15}$ , definido como a razão de tensão cíclica para a qual o solo liquefaz com 15 ciclos. O valor deste parâmetro para a areia de Ticino, na gama de densidades relativas usadas nos ensaios de centrifugadora (46-57%), foi simplifadamente tomado igual a 0,24, de acordo com os trabalhos de Fioravante e Giretti (2016).

No caso da equação 14, do método baseado na energia de deformação (MBED), foi ainda considerado um valor de  $34^\circ$  para o ângulo de atrito da areia de Ticino (Mele et al., 2019) e um valor de 94,4 MPa para o módulo de distorção (Airolidi et al., 2018). Nesta expressão é ainda necessário um parâmetro  $k$ , dependente do solo, que relaciona o aumento da pressão neutra com a redução da rigidez. Embora Viana da Fonseca et al. (2018) tenham considerado que um valor de  $k=3$  era

adequado para a simulação do modelo constitutivo PM4Sand, neste estudo foi considerado mais apropriado a utilização de um valor de  $k=0,6$ . Por fim, considerou-se o ponto de desencadeamento da liquefação para uma tensão vertical efetiva de 5kPa, pelo que na expressão (13)  $r_{u,lim}$  é definido da seguinte forma:

$$r_{u,lim} = \frac{\sigma'_v - \sigma'_{v,liq}}{\sigma'_v} \quad (15)$$

em que  $\sigma'_{v,liq}$  é a tensão vertical efetiva atingida no ponto de desencadeamento da liquefação e neste caso considerada 5 kPa. Em 12 dos 56 sensores indicados acima, o  $r_u$  foi igual ou superior ao  $r_{u,lim}$  assumindo-se nesses casos a ocorrência de liquefação.

Para o método baseado na tensão (MBT), o parâmetro  $b$  das equações (4), (5) e (6) foi assumido igual a 0,34, de acordo com Idriss (1999). Para o cálculo do parâmetro  $\beta$  de acordo com a equação (3) foi admitido que o teor de finos era zero, por se tratar de uma areia limpa.

O MBT original usa a excitação sísmica à superfície, estimando, as tensões de cima para baixo, assumindo um comportamento de corpo rígido, sendo essa excitação sísmica também baseada no comportamento do solo em tensões totais (i.e., sem liquefação). No entanto, como em muitos dos ensaios não se registou a aceleração à superfície e muitos deles têm significativa geração de pressão neutra, a aceleração à superfície não pode ser usada nesses ensaios. Assim, a excitação sísmica na base foi assumida igual à aceleração na superfície. Esta hipótese foi validada usando os ensaios 4 a 9, onde havia registo da aceleração no topo e na base e onde não ocorreu liquefação. O  $CSR$  para uma magnitude de 7,5 ( $CSR_{15}$ ) desses seis ensaios foi calculado para a excitação sísmica da base e do topo, verificando-se que a razão entre esses valores era de 0,87, 1,25, 1,23, 0,91, 1,19 e 1,02 respetivamente. O parâmetro  $CSR_{15}$  (equações 1 a 7) é um parâmetro comum para a magnitude de 7,5, sendo usado para comparar as ações sísmicas desencadeadoras de liquefação (e.g., Idriss Boulanger, 2006).

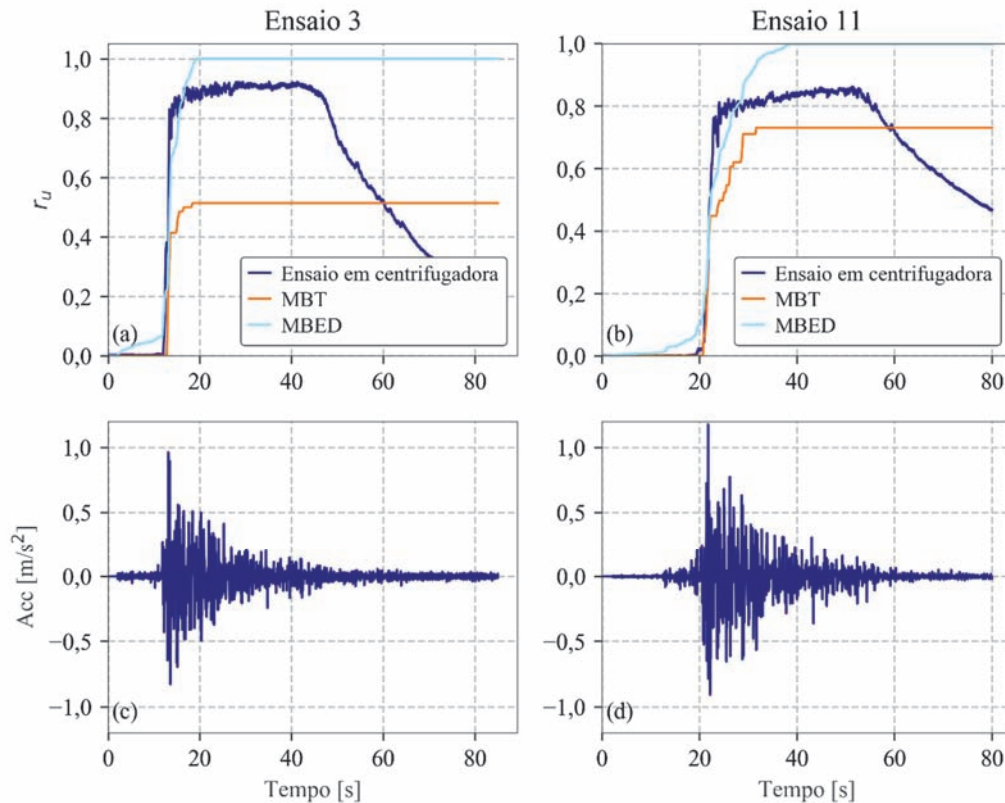
O método baseado na energia de deformação (MBED), desenvolvido por Millen et al. (2019b), usa a excitação sísmica tanto na base como na superfície do maciço terroso, mas foi desenvolvido para perfis de solo que tenham apenas variações pouco significativas nos módulos de distorção entre camadas. No entanto, os ensaios de centrífugadora tinham uma base metálica (essencialmente uma base rígida). Assim, a influência do contraste de impedâncias entre o solo e a base metálica teve que ser limitada. Os ensaios 4 a 9 referidos acima foram usados para determinar um fator limitativo de 2 para a influência da variação do módulo de distorção. Isto foi obtido equacionando a ação calculada pela aceleração no topo com a ação calculada pela excitação na base. Usando esse fator limitativo de 2 a razão entre a energia no topo e na base para esses seis ensaios foi de 1,00, 1,63, 1,26, 0,83, 1,39 e 0,91 respetivamente. Assim, um fator limitativo de 2 foi usado nas análises subsequentes.

### 4.3 – Comparação da evolução da pressão neutra

As Figuras 10a) e b) apresentam, a título de exemplo, a comparação entre o resultado obtido na centrífugadora e a estimativa dos métodos simplificados para os ensaios 3 e 11. Estes ensaios foram escolhidos por não terem edifícios ou medidas de mitigação. Para este exemplo, os sensores escolhidos em cada ensaio são sensores localizados na parte superior da camada de areia, onde os valores da pressão são geralmente superiores. Nas Figuras 10c) e d) apresenta-se a excitação sísmica da base, medida pelos sensores de aceleração colocados na base de cada modelo.

No ensaio 3, a densidade relativa da areia era 48%, enquanto que no caso do ensaio 11, a densidade relativa da areia era 51%, sendo este último modelo constituído por uma camada superior de argila. Para o ensaio 3, o método baseado na tensão (MBT) não prevê liquefação, estimando um  $r_{u,max}$  bastante baixo comparativamente com o resultado obtido na centrífugadora, ao contrário do método baseado na energia (MBED), que se aproxima mais do resultado do ensaio. Para o ensaio 11, as previsões dos métodos simplificados são mais próximas entre si e mais próximas do resultado

do ensaio de centrífugadora. Note-se que o objetivo dos métodos simplificados é somente o ajuste da parte inicial da curva da pressão neutra até ao ponto de liquefação ou de máximo  $r_u$ . A partir desse ponto, a evolução da pressão neutra depende da percolação da água e outros fenómenos que os métodos simplificados não consideram.



**Fig. 10** – Evolução da razão dos excessos de pressão neutra com o tempo para os vários métodos: a) e c) ensaio 3; b) e d) ensaio 11

#### 4.4 – Análise em detalhe do método baseado na energia de deformação

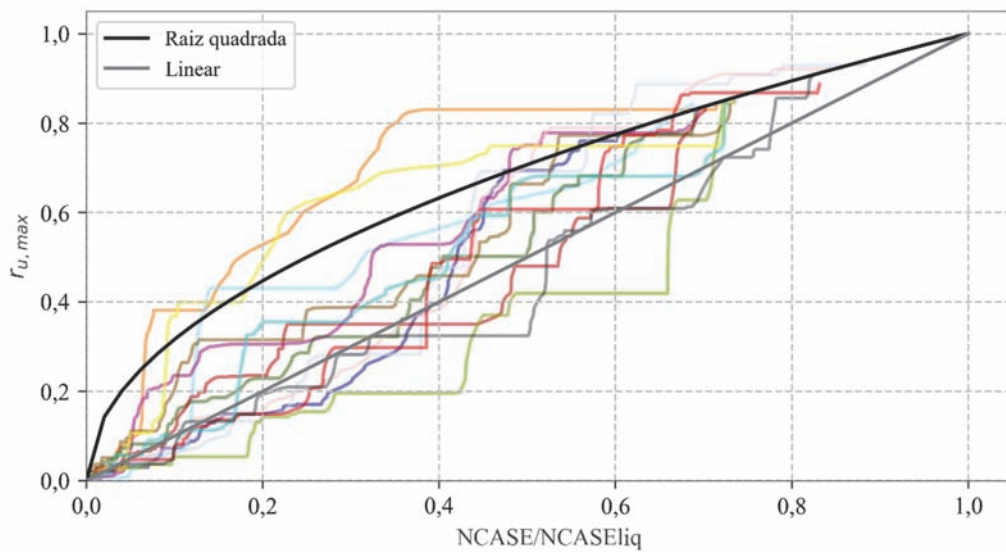
Como consta da equação (13), o método baseado na energia considera uma expressão para a previsão de  $r_u$  função da raiz quadrada da razão dos valores de NCASE. Ora, uma das questões que importa analisar é se de facto o solo dos ensaios da centrífugadora segue esta lei ou não. Na Figura 11, os resultados obtidos pelos sensores indicados na secção 4.1.1, são comparados com uma lei não linear (de raiz quadrada) e uma lei linear entre o  $r_u$  e a razão dos valores de NCASE. Como se pode ver nesta figura, muitos dos resultados obtidos aproximam-se mais de uma lei linear. Millen et al. (2019b) já tinham sugerido que esta relação é dependente do tipo de solo, pelo que neste trabalho a relação linear foi adotada, sendo usada nas análises seguintes.

Por outro lado, outra questão que vale a pena analisar é a validade da expressão (14) para a avaliação do  $NCASE_{liq}$ . Nesse sentido, a calibração direta do  $NCASE_{liq}$  foi realizada por retro-análise, calculando os valores de  $NCASE_{liq}$  que ajustam o valor de  $r_{u,max}$  obtido para cada um dos sensores dos vários ensaios, através da expressão:

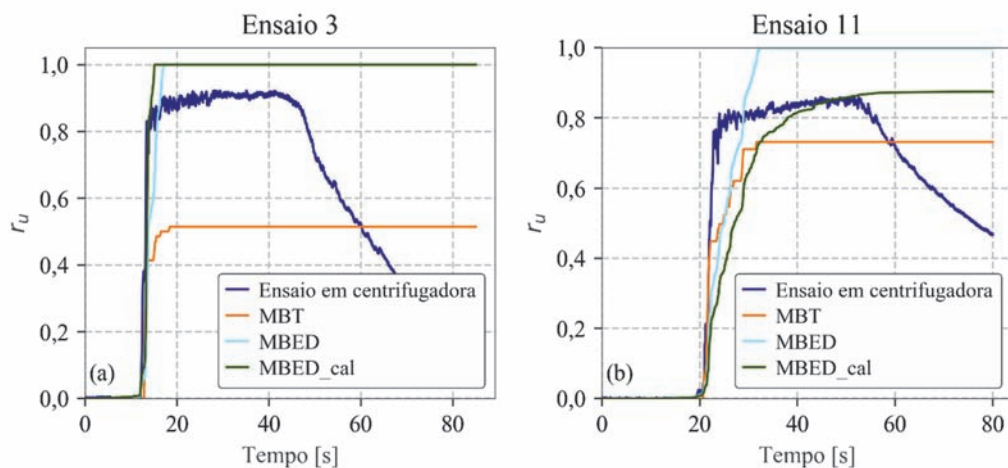
$$NCASE_{liq\_lin} = NCASE_{max} \cdot \frac{r_{u,lim}}{r_{u,max}} \quad (16)$$

em que  $NCASE_{max}$  e  $r_{u,max}$  são, respetivamente, os valores de  $NCASE$  e  $r_u$  obtidos no ensaio para o ponto de liquefação, no caso de esta ocorrer, ou para o ponto de  $r_{u,max}$ , caso contrário.  $r_{u,lim}$  é obtido pela expressão (15).

Como este parâmetro é função do tipo de solo, neste caso da areia de Ticino, foi tomada a média dos valores de  $NCASE_{liq}$  assim obtidos, o que deu 0,0035.



**Fig. 11** – Relação entre  $r_{u,max}$  e  $NCASE/NCASE_{liq}$  para os resultados da centrífugadora



**Fig. 12** – Evolução da razão dos excessos de pressão neutra com o tempo para os vários métodos, incluindo os métodos calibrados: a) ensaio 3; b) ensaio 11.

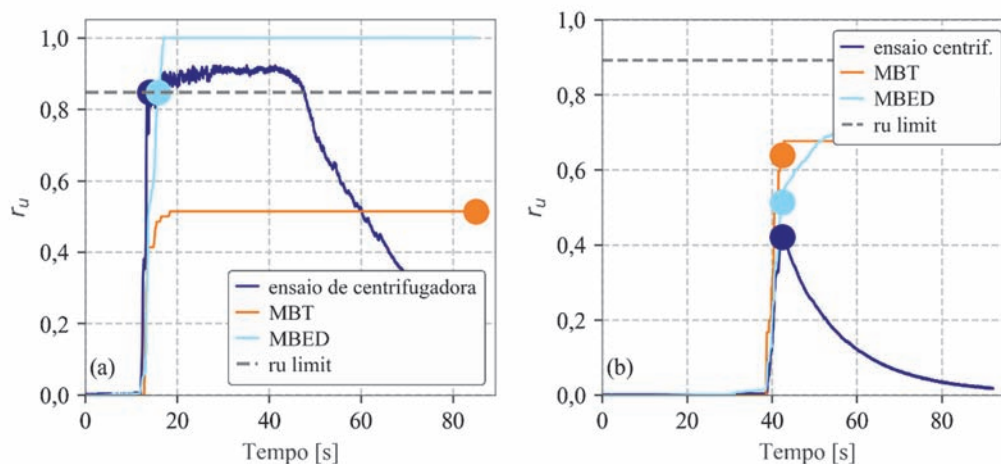
Estes valores foram usados novamente na expressão (13), para a obtenção do  $r_u$  previsto, tendo estes valores sido comparados com os valores do ensaio. A Figura 12 mostra essa comparação para um dos sensores dos ensaios 3 e 11 já apresentados na Figura 11, em que MBED\_cal corresponde ao método baseado na energia de deformação apresentado por Millen et al. (2019b), agora calibrado com a expressão (16), como indicado acima. Para o ensaio 3 o MBED\_cal apresenta-se muito próximo do MBED, enquanto no ensaio 11 o MBED\_cal tende a prever mais corretamente o valor máximo  $r_u$  do que o MBED.

#### 4.5 – Comparação do tempo de liquefação

Para comparar os métodos em todos os 56 sensores selecionados, de forma a fazer uma análise global dos métodos, os resultados foram separados da seguinte forma:

- casos em que o sensor dos ensaios da centrífugadora em questão registou liquefação, isto é, quando o  $r_{u,centrif} > r_{u,lim}$  ( $r_{u,lim}$  identificado na expressão (15)). Para esses casos determina-se o tempo de liquefação do ensaio e compara-se com o tempo de liquefação associado aos vários métodos ou no caso de nesses métodos o  $r_u$  ser inferior ao  $r_{u,lim}$ , determina-se o tempo máximo (por simplicidade em ambos os casos estes tempos designam-se por  $t_{liq}$ ). A Figura 13a) exemplifica como se identifica o  $t_{liq}$ . Como referido acima existem 12 sensores nestas condições.

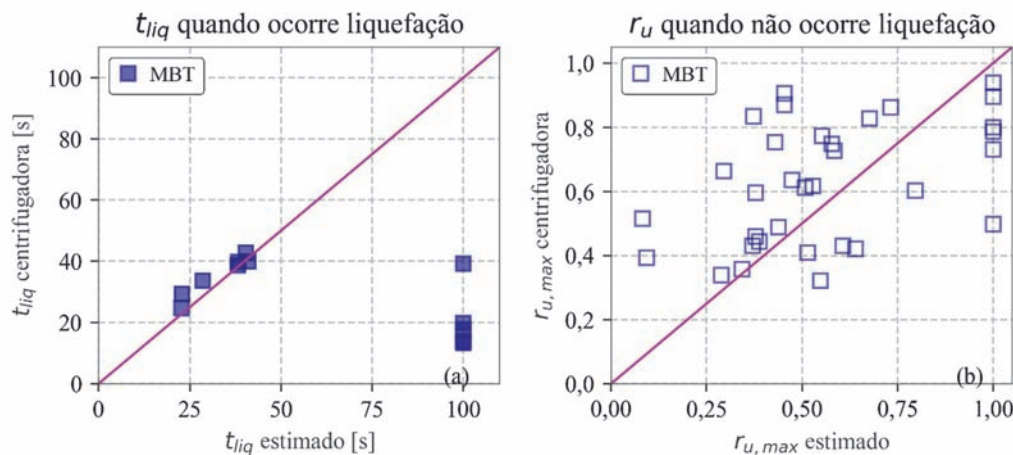
- casos em que o sensor dos ensaios da centrífugadora em questão não registou liquefação, isto é, quando o  $r_{u,centrif} < r_{u,lim}$ . Nesses casos, determina-se o  $r_u$  máximo do ensaio e compara-se com o  $r_u$  dos vários métodos no mesmo instante. A Figura 13b) exemplifica como se identifica o  $r_{u,max}$ . Existem 46 sensores nestas condições.



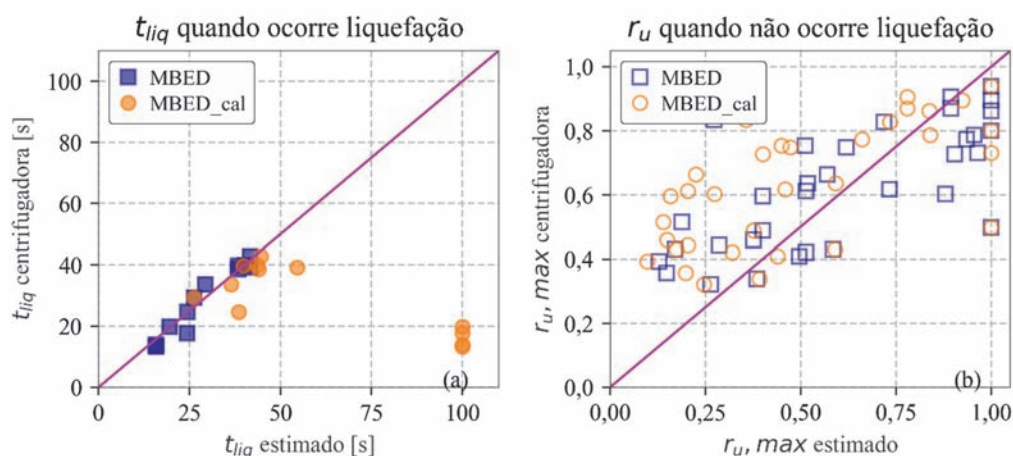
**Fig. 13** – Figura exemplificativa da forma de obter o tempo de liquefação (a) ou o  $r_u$  máximo (b).

Nas Figuras 14 e 15 apresenta-se a comparação dos resultados dos ensaios da centrífugadora com os métodos simplificados, para os dois casos indicados atrás (quando ocorre liquefação através do  $t_{liq}$  e para os casos em que não ocorre liquefação através do  $r_{u,max}$ ). Para simplificar a figura, nos casos em que o  $t_{liq}$  corresponde ao  $t_{max}$ , foi assumido um tempo de 100 s. No que se refere ao MBED (Millen et al., 2019b), apresenta-se ainda os resultados da calibração efetuada (MBED\_cal).

No Quadro 2 apresenta-se a comparação da percentagem de estimativas corretas, i.e., o número de casos em que a diferença entre o resultado estimado e o resultado do ensaio foi inferior a 20%, dividido pelo número de casos. Verifica-se que o método baseado na energia de deformação



**Fig. 14** – Comparação do método baseado na tensão (MBT) com os resultados dos ensaios da centrífugadora para os casos em que ocorre liquefação (a) e para os casos em que não ocorre (b)



**Fig. 15** – Comparação do método baseado na energia de deformação (MBED) de Millen et al. (2019b) com os resultados dos ensaios da centrífugadora para os casos em que ocorre liquefação (a) e para os casos em que não ocorre (b)

apresenta muito bons resultados, especialmente quando ocorre liquefação, sendo até melhores que a própria calibração (MBED\_cal).

**Quadro 2** – Percentagem das estimativas corretas

%	MBT	MBED	MBED_cal
$t_{liq}$	50	92	50
$r_{u,max}$	39	45	33

Isto pode ser explicado pelo facto da equação (14) ter em conta a variação de rigidez e a tensão efetiva, o que não acontece na calibração direta por retro análise. Como a MBED obtida pela equação (14) obteve melhores resultados, é provável que a rigidez e a tensão efetiva tenham modificado a energia correspondente à resistência do solo à liquefação. No entanto, mais estudos são necessários para obter valores de  $k$  e uma relação entre o parâmetro da pressão neutra e a energia de deformação normalizada para diferentes tipos de solos.

## 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os danos verificados nas estruturas por ação de um sismo são muito dependentes da ocorrência de liquefação nas camadas subjacentes e do tempo para o qual a liquefação é desencadeada. Isto ocorre porque a degradação da rigidez do solo, associada ao aumento da pressão neutra (ainda que haja liquefação parcial), altera a resposta sísmica do maciço e, consequentemente, a excitação sísmica que chega às estruturas. Por outro lado, havendo liquefação total do maciço de fundação, há perda de capacidade de carga a partir do momento em que essa liquefação ocorre. Por esse motivo, é fundamental o desenvolvimento de métodos simplificados de previsão do tempo de liquefação.

Neste trabalho, dois métodos de previsão do tempo de liquefação são validados através da estimativa do tempo de liquefação de uma série de ensaios de centrífugadora realizados no ISMGEO em Itália. Apesar de muitos desses ensaios terem sido feitos com a presença de edifícios ou medidas de mitigação da liquefação (como drenos ou injeção de ar), foi possível selecionar um conjunto de 56 sensores de pressão neutra para comparação com os métodos simplificados desenvolvidos para condições não drenadas e sem a presença de edifícios ou drenos. Os métodos abordados foram: uma adaptação do método baseado na tensão de Boulanger e Idriss (2016), bem como o método recente proposto por Millen et al. (2019b) baseado na energia de deformação. Note-se que a vantagem dos métodos baseados na energia consiste na possibilidade de integrarem todo o espectro sísmico, evitando a conversão para um carregamento cíclico uniforme, e a utilização de parâmetros representativos como o PGA (peak ground acceleration). Ambos os métodos se mostraram adequados para a estimativa do tempo de liquefação. Em particular, o número de estimativas corretas do tempo de liquefação (casos em que diferença entre o tempo estimado e registado no ensaio não difere mais de 20%) corresponde a 50% no método baseado na tensão e a 92% no método baseado na energia de deformação. No entanto, apesar destes resultados muito promissores do método baseado na energia de deformação, mais estudos são necessários para validar e melhorar este último método ainda bastante recente.

## 6 – AGRADECIMENTOS



O Projecto LIQUEFACT ([www.liquefact.eu](http://www.liquefact.eu)) recebeu financiamento do programa de investigação e inovação Horizonte 2020 da União Europeia através do contrato GAP-700748. Este trabalho foi também 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). Os autores agradecem a disponibilização dos resultados dos ensaios de centrífugadora realizados no ISMGEO, nas pessoas do Professor Vincenzo Fioravante e do Engenheiro Sergio Airoidi, que lideraram a equipa responsável.

## 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Airoidi, S.; Fioravante, V.; Giretti, D.; Moglie, J. (2018). *Deliverable D 4.2 - Report on validation of retrofitting techniques from small scale models*. LIQUEFACT Project, Horizon 2020 European Union funding for Research & Innovation, GA. N°: 700748 ([www.liquefact.eu](http://www.liquefact.eu))

- Booker, J. R.; Rahman, M. S.; Seed, H. B. (1976). *GADFLEA— A computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or earthquake loading*. Rep. No. EERC 76-24
- Boulanger, R. W.; Idriss, I. M. (2006). *Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(11), 1413–1426. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:11\(1413\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:11(1413))
- Boulanger, R. W.; Idriss, I. M. (2012). Probabilistic Standard Penetration Test–Based Liquefaction–Triggering Procedure. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138(10), 1185–1195. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000700](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000700)
- Boulanger, R. W.; Idriss, I. M. (2016). *CPT-Based Liquefaction Triggering Procedure*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 142(2), 04015065. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001388](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001388)
- Bouckovalas, G. D.; Tsiapas, Y. Z.; Zontanou, V. A.; Kalogeraki, C. G. (2017). *Equivalent Linear Computation of Response Spectra for Liquefiable Sites: The Spectral Envelope Method*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 143(4), 04016115–12. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001625](http://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001625)
- Bray, J. D.; Sancio, R. B.; Durgunoglu, T.; Onalp, A.; Youd, T. L.; Stewart, J. P.; Seed, R. B.; Cetin, O. K.; Bol, E.; Baturay, M. B.; Christensen, C.; Karadayilar T. (2004). *Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 130(7): 673–685
- Bray, J. D.; Markham, C. S.; Cubrinovski, M. (2017). *Liquefaction assessments at shallow foundation building sites in the Central Business District of Christchurch, New Zealand*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 92(10), 153–164. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.09.049>
- Brennan, A. J. (2003). *Vertical drains as a countermeasure to earthquake induced soil liquefaction*. Ph.D. Thesis, Cambridge University, United Kingdom
- Cubrinovski, M.; Bray, J.; Taylor, M.; Giorgini, S.; Bradley, B.; Wotherspoon, L.; Zupan, J. (2011). *Soil liquefaction effects in the central business district during the February 2011 Christchurch earthquake*. Seismol. Res. Lett., 82(6), 893–904
- Davis, R.; Berril, J. (1982). *Energy dissipation and seismic liquefaction in sands*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 10(1), 59–68. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290100105>
- Fioravante, V.; Giretti, D. (2016). *Unidirectional cyclic resistance of Ticino and Toyoura sands from centrifuge cone penetration tests*. Acta Geotech. 11: 953. <https://doi.org/10.1007/s11440-015-0419-3>
- Green, R. A.; Mitchell, J. K.; Polito, C. P. (2000). *An Energy-Based Excess Pore Pressure Generation Model for Cohesionless Soils*. Proceeding of the John Booker Memorial Symposium, 1–9
- Idriss, I. M. (1999). *An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential*. In TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction Publication No. FHWARD-99-165. Federal Highway Administration
- Idriss, I. M.; Boulanger, R. W. (2006). *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26(2-4), 115–130 <http://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.11.023>

- Karatzia, X.; Mylonakis, G.; Bouckovalas, G. (2019). *Seismic isolation of surface foundations exploiting the properties of natural liquefiable soil*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 121, 233–251 <http://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.009>
- Kishida, T.; Tsai, C.-C. (2014). *Seismic Demand of the Liquefaction Potential with Equivalent Number of Cycles for Probabilistic Seismic Hazard Analysis*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140(3), 04013023 [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001033](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001033)
- Kokusho, T. (2013). *Liquefaction potential evaluations: energy-based method versus stress-based method*. Canadian Geotechnical Journal, 50(10), 1088–1099 <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0456>
- Konno, K.; Ohmachi, T. (1998). *Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor*. Bulletin of the Seismological Society of America, 88(1), 228–241
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall, Inc
- Kramer, S.; Hartvigsen, A. J.; Sideras, S. S.; Ozener, P. T. (2011). *Site response modelling in liquefiable soil deposits*. In 4th IASPEI - Effects of surface geology on seismic motion (pp. 1–12)
- Lee, S. H.; Choo, Y. W.; Kim, D. S. (2013). *Performance of an equivalent shear beam (ESB) model container for dynamic geotechnical centrifuge tests*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 44, 102–114
- Mele L.; Lirer S.; Flora A. (2019). *The effect of densification on Pieve di Cento sands in cyclic simple shear tests*. VII Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica (CNRIG), Lecco (Italy))
- Millen, M.; Azerêdo, C.; Viana da Fonseca, A. (2019). *Time-frequency filter for Computation of Surface Acceleration for 2Liquefiable Sites: The Equivalent Linear Stockwell Analysis Method*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE), GTENG-8177 submetido 27Jun2019, resubmetido 19Dec2019
- Millen, M.; Rios, S.; Quintero, J.; Viana da Fonseca, A. (2019b). *Prediction of time of liquefaction using kinetic and strain energy*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105898>
- Polito, C. P.; Green, R. A.; Lee, J. (2008). *Pore Pressure Generation Models for Sands and Silty Soils Subjected to Cyclic Loading*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(10), 1490–1500 [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:10\(1490\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:10(1490))
- Seed, H.; Idriss, I.; Makdidi, F.; Nanerjee, N. (1975). *Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses* Report No. EERC 75–29. Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley
- Steedman, R. S.; Ledbetter, R. H.; Hynes, M. E. (2000). *The influence of high confining stress on the cyclic behavior of saturated sand*. ASCE Geotechnical Special Publication No.107, 35–57
- Viana da Fonseca, A.; Millen, M.; Romão, X.; Quintero, J.; Rios, S.; Ferreira, C.; Panico, F.; Azeredo, C.; Pereira, N.; Logar, J.; Oblak, M.; Dolsek, M.; Kotic, M.; Kuder, S.; Logar, M.; Oztoprak, S.; Kelesoglu, M.; Sargin, S.; Oser, C.; Bozbey, I.; Flora, A.; Billota, E.; Protá, A.; Ludovico, M.; Chiaradonna, A.; Modoni, G.; Paoletta, L.; Spacagna, R.; Lai, C.; Shinde, S.; Bozzoni, F. (2018). *Deliverable D 3.2 - Methodology for the liquefaction fragility analysis of*

*critical structures and infrastructures: description and case studies*. LIQUEFACT project, Horizon 2020 European Union funding for Research & Innovation, GA n°. 700748 ([www.liquefact.eu](http://www.liquefact.eu))

Yamaguchi, Y.; M. Kondo; T. Kobori (2012). *Safety inspections and seismic behavior of embankment dams during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake*. Soils and Foundations 52(5): 945-955

Zeng, X.; Schofield, A. N. (1996). *Design and performance of an Equivalent Shear Beam (ESB) model container for earthquake centrifuge modelling*. Geotechnique, 46(1), 83-102