

INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE CENTRIFUGADORA PARA VALIDAÇÃO DE MODELOS DE PREVISÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

PEDRO FRANCISCO SANTIAGO LOURO SANTOS

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

Orientador: Professora Doutora Sara Rios da Rocha e Silva

Coorientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da
Fonseca

Coorientador: Doutor Maxim Damian Luxe Millen

JUNHO DE 2019

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miiec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

*I did my best,
And God did the rest.*
Hattie McDaniel

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho só foi possível graças a várias pessoas que, direta ou indiretamente, contribuíram para o sucesso alcançado, das quais algumas foram imprescindíveis e merecem que expresse aqui o meu profundo e sincero agradecimento.

Em primeiro lugar, obrigado à minha família. Os meus pais, criaram-me, educaram-me e proporcionaram-me com esta oportunidade. A eles eu devo tudo o que sou. Às minhas irmãs, obrigado por todo o apoio que me deram.

Muito obrigado à Professora Doutora Sara Rios da Rocha e Silva por ter orientado de forma incansável a presente dissertação. Uma palavra de apreço ainda por todo o acompanhamento, ajuda e paciência que demonstrou no decorrer deste trabalho.

Muito obrigado ao Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca, coorientador do presente trabalho, pela disponibilidade demonstrada para o esclarecimento de qualquer questão e por ter garantido todas as condições de trabalho e meios necessários para o sucesso desta dissertação.

Muito obrigado ao Doutor Maxim Damian Luxe Millen pela grande ajuda prestada, e por todos os seus contributos para o presente trabalho.

Um obrigado ao meu amigo e colega Giuseppe Mudanò por toda a paciência e apoio ao longo deste último semestre.

.

RESUMO

Recentemente, desastres de liquefação induzida por sismos têm sido responsáveis por danos económicos e sociais significativos. Infelizmente, enquanto as causas da liquefação são conhecidas, a sua previsão precisa ainda é incerta, tal como técnicas de mitigação ainda precisam ser implementadas para reduzir os seus danos.

Neste contexto, os resultados de trinta e sete ensaios de centrifugadora do laboratório ISMGEO são analisados em detalhe. Cada teste consiste num modelo à escala reduzida do comportamento real do solo quando sujeito a estimulação sísmica e, portanto, liquefação pode ser analisada. A resposta do solo ao sismo é descrita através da análise de três variáveis, correspondentes aos três tipos de sensores nos modelos: aceleração, pressão neutra e assentamento.

A análise da alteração das estimulações sísmicas com o aumento da pressão neutra é realizada através da função de amplificação de Fourier (FAF) e da transformada de Stockwell. Caso se atinjam valores elevados de r_u durante o sismo, a FAF é modificada em amplitude e conteúdo de frequência: os picos são atenuados e traduzidos para menores valores de frequência. Este decréscimo dos conteúdos de frequência alta também pode ser observado na transformada de Stockwell ao longo do tempo.

A razão de excesso de pressão neutra é calculada para solos sob condições diferentes e são analisadas as diferenças com o efeito das técnicas de mitigação. De seguida, a presença de percolação ascendente foi verificada, explicando algumas das tendências da distribuição da pressão neutra com a profundidade.

Quanto aos assentamentos é possível verificar a eficiência de técnicas de mitigação em termos da sua atenuação.

Dois modelos simplificados são analisados e comparados com os resultados da centrifugadora, o método baseado na energia da deformação (SEBM), proposto por Millen et al. (2019), e o método baseado na tensão (SBM), proposto por Seed et al. (1975). Ambos os métodos são analisados separadamente junto das suas calibrações de forma a verificar a sua precisão. Como estes métodos não têm em conta a percolação que pode ocorrer durante o sismo, esse fenómeno também é discutido ao comparar as previsões de pressão neutra destes modelos com os resultados da centrifugadora.

ABSTRACT

Recent events have demonstrated that Earthquake Induced Liquefaction Disasters are responsible for significant economic and social losses. Unfortunately, while the causes of liquefaction triggering are known, the accurate prediction of its occurrence is not always possible and, also, mitigations techniques still need to be implemented in order to reduce the consequences of the liquefaction triggering.

In this context, results from a set of thirty-seven centrifuge tests carried out at ISMGEO are treated in depth. On each test, consisting in a reduced-scale physical model, the behaviour of a real soil deposit subjected to a seismic motion is simulated and, thus, liquefaction triggering conditions can be analysed. The soil response to the seismic motion is described through the analysis of three main variables, corresponding to the three types of sensors used in the models: acceleration, pore pressure and settlements.

An analysis of the ground motion change with the increase of pore pressure is performed through the analysis of the Fourier amplification function (FAF) and the S-transform. In fact, if high values of the pore pressure ratio are reached during the motion, the FAF is modified in amplitude and frequency content: the peaks are attenuated and translated towards low values of frequency. The mentioned drop of the high frequency content is also observed on the Stockwell transformation function along the time.

The pore pressure ratio in free field was compared to the cases with mitigation measures. Afterwards, the presence of seepage toward the top of the model was verified explaining some trends of the pore pressure distribution along depth.

Concerning the settlement, the effectiveness of the mitigation techniques in terms of settlements attenuation is also analysed.

Two simplified pore pressure models are analysed and compared with the centrifuge data, the Strain Energy Based Method (SEBM), proposed by Millen et al. (2019), and the Stress Based Method (SBM), proposed by Seed et al. (1975). Both methods are also analysed separately along their calibrations in order to ascertain their accuracy. Since these methods do not take into account seepage that might occur during the earthquake this subject is also discussed when comparing the pore pressure predicted by these methods with the centrifuge results.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT	V
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1. ENQUADRAMENTO.....	1
1.2. OBJETIVOS	1
1.3. ESTRUTURA DA TESE.....	2
2 ESTADO DA ARTE	3
2.1. LIQUEFAÇÃO.....	3
2.1.1. LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA.....	4
2.1.2. LIQUEFAÇÃO CÍCLICA.....	5
2.2. SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO.....	7
2.2.1. CRITÉRIO HISTÓRICO.....	7
2.2.2. CRITÉRIO GEOLÓGICO	7
2.2.3. CRITÉRIO DE COMPOSIÇÃO	8
2.2.4. CRITÉRIO DE ESTADO	8
2.3. MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA INICIAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO	10
2.3.1. INTRODUÇÃO	10
2.3.2. MÉTODO BASEADO NA TENSÃO – “STRESS-BASED METHOD”	12
2.3.2.1. Razão de tensão cíclica	13
2.3.2.2. Razão de resistência cíclica.....	14
2.3.2.3. Avaliação de excessos de pressão neutra.....	17
2.3.3. MÉTODO BASEADO NA ENERGIA – “ENERGY-BASED METHOD”	19
2.3.4. ENSAIOS DE CENTRIFUGADORA	22
2.4. CONSEQUÊNCIAS DE LIQUEFAÇÃO	24
2.4.1. EXTENSÕES LATERAIS E DESLIZAMENTO DE FLUXO	24
2.4.2. ASSENTAMENTOS	25
2.4.3. FALHAS ESTRUTURAIS.....	25
2.4.4. ALTERAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO EM CONDIÇÕES CÍCLICAS	26
2.4.5. FORMAÇÃO DE ERUPÇÕES DE AREIA	28
2.5. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO	29
2.5.1. COMPACTAÇÃO DO SOLO.....	29
2.5.2. REFORÇO DO SOLO	30
2.5.3. TRATAMENTO DO SOLO	30

2.5.4. DRENAGEM DO SOLO.....	31
2.5.5. OUTRAS MEDIDAS	31
3 CASO DE ESTUDO – MODELOS DE CENTRIFUGADORA DO LABORATÓRIO ISMGEO	33
3.1. INTRODUÇÃO	33
3.2. DESCRIÇÃO DA CENTRIFUGADORA	35
3.3. PROPRIEDADES DOS SOLOS.....	36
3.4. PERFIS DO SOLO	38
3.5. ELEMENTOS ESTRUTURAIS	39
3.6. LOCALIZAÇÃO DOS SENSORES	40
3.7. INSTRUMENTAÇÃO DAS TÉCNICAS DE MITIGAÇÃO	44
3.7.1. DRENOS.....	44
3.7.2. INDUÇÃO DE SATURAÇÃO PARCIAL	46
3.8. SISMOS INDUZIDOS.....	47
3.9. TRATAMENTO DE DADOS	47
3.9.1. LEI DE ESCALA.....	47
3.9.2. DADOS FINAIS FILTRADOS.....	48
4 ANÁLISE DE DADOS	51
4.1. INTRODUÇÃO	51
4.2. ANÁLISE DA EXCITAÇÃO SÍSMICA	52
4.2.1. FUNÇÃO DE AMPLIFICAÇÃO DE FOURIER.....	52
4.2.2. TRANSFORMADA DE STOCKWELL	55
4.3. ANÁLISE DA PRESSÃO NEUTRA	58
4.3.1. DISTRIBUIÇÃO HIDROSTÁTICA	58
4.3.2. EXCESSO DE PRESSÃO NEUTRA.....	60
4.3.3. ANÁLISE DA PERCOLAÇÃO	62
4.4. ASSENTAMENTOS	66
5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA CENTRIFUGADORA COM MÉTODOS SIMPLIFICADOS ..	69
5.1. INTRODUÇÃO	69
5.2. MÉTODO BASEADO NA DEFORMAÇÃO-ENERGIA.....	69
5.2.1. VALIDAÇÃO DO MODELO	71
5.2.1.1. Casos afetados pela Liquefação	72
5.2.1.2. Casos não afetados pela liquefação	74

5.2.2. ANÁLISE DOS SENSORES COM ESPECIFICAÇÕES MAIS ADEQUADAS	76
5.2.2.1. Casos afetados por liquefação	76
5.2.2.2. Casos não afetados pela liquefação	77
5.3. MÉTODO BASEADO NA TENSÃO	78
5.3.1. VALIDAÇÃO DO MODELO	80
5.3.1.1. Casos afetados por liquefação	81
5.3.1.2. Casos não afetados por liquefação	81
5.3.2. ANÁLISE DOS SENSORES COM ESPECIFICAÇÕES MAIS ADEQUADAS	82
5.3.2.1. Casos afetados por liquefação	82
5.3.2.2. Casos não afetados por liquefação	83
5.4. COMPARAÇÃO DOS DOIS MÉTODOS	84
5.4.1. VALIDAÇÃO DOS MODELOS	85
5.4.1.1. Casos afetados por liquefação	85
5.4.1.2. Casos não afetados por liquefação	86
5.4.2. ANÁLISE DOS SENSORES COM ESPECIFICAÇÕES MAIS ADEQUADAS	87
5.4.2.1. Casos afetados por liquefação	87
5.4.2.2. Casos não afetados por liquefação	88
5.5. AJUSTE DO $R_{u,LIQ}$	89
5.5.1. CASOS AFETADOS POR LIQUEFAÇÃO	90
5.5.2. CASOS NÃO AFETADOS POR LIQUEFAÇÃO	91
5.6. EVOLUÇÃO DE R_u NUM MODELO	92
6 CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTO FUTURO	97
6.1. CONCLUSÃO	97
6.2. DESENVOLVIMENTO FUTURO	98
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Sismo Good Friday no Alaska -1964 ($M_w = 9.2$) (theatlantic.com).....	3
Fig. 2 – Sismo Niigata no Japão ($M_s = 7.5$) (depts.washington.edu/liquefy/html/quakes/niigata/niigata.html)	4
Fig. 3 - Liquefação estática (tailings.info).....	5
Fig. 4 - Liquefação estática (geosynthetic.wordpress.com)	5
Fig. 5 – Danos a edifícios devido a liquefação após o sismo de 1906 em S. Francisco (swri.org)	6
Fig. 6 – Correlação entre Magnitude de um sismo e a distância até onde foi visualizada liquefação (adaptado de Ambraseys, 1988)	7
Fig. 7 – Resultado típico de duas amostras da mesma areia, sendo uma compacta e outra solta: a) resistência crítica ; b) índice de vazios crítico (Adaptado de Casagrande, 1936)	9
Fig. 8 – Comportamento de solos soltos e densos sob carregamentos drenados e não drenados (Adaptado de Casagrande, 1936)	9
Fig. 9 – Comportamentos diferentes de solos sob as mesmas tensões (adaptado de Kramer, 1996)	10
Fig. 10 – Relação entre a razão de excesso de pressão neutra e a deformação cíclica para 10 ciclos de carga em ensaios com deformação controlada (adaptado de NASEM, 2016).....	11
Fig. 11 – Resultados de ensaios cíclicos de corte simples (adaptado de Seed and Lee, 1965)	12
Fig. 12 – Propagação de ondas de corte no solo a uma profundidade z	13
Fig. 13 – Relação entre o número de ciclos e a magnitude (adaptado de Seed et al., 1975).....	14
Fig. 14 – Relação entre CRR e resultados de CPT (adaptado de Youd et al., 2001)	16
Fig. 15 – Relação entre a energia dissipada normalizada e o CSR_{20} (adaptado de Kokusho, 2013) ..	20
Fig. 16 – Cálculo gráfico de NSE	22
Fig. 17 – Distorção do campo centrífugo (Airolti et al., 2018)	24
Fig. 18 – Exemplo de extensão lateral (www.eeri.org)	25
Fig. 19 – Função de amplificação de Fourier pré e pós liquefação	27
Fig. 20 – Acelerograma num solo liquefeito pelo sismo Niigata, 1964 (adaptado de Kramer, 1996)...	27
Fig. 21 – Erupções de areia devido à liquefação do solo (www.iamcivilengineer.com/what-is-soil-liquefaction-history-types)	28
Fig. 22 – Esquema de uma erupção de areia (adaptado de Sims and Garvin, 1995).....	28
Fig. 23 – Esquema de uma secção da centrifugadora geotécnica da ISMGEO (Airolti et al., 2018) ..	35
Fig. 24 - Modelo 1 composto por 3 submodelos (a, b, c) e Modelo 2.....	38
Fig. 25 – Modelo da estrutura (adaptado de Airolti et al., 2018).....	39
Fig. 26 – Sistema de eixos	40
Fig. 27 – Modelo 1 sem edifício	42
Fig. 28 – Modelo 1 com edifício	42

Fig. 29 – Modelo 2 sem edifício	43
Fig. 30 – Modelo 2 com edifício	43
Fig. 31 – Vista em planta do modelo com as coordenadas Z	44
Fig. 32 – Esquema do modelo com drenos verticais (Airoidi et al., 2018).....	44
Fig. 33 – Vista em planta do modelo com drenos verticais (adaptado de Airoidi et al., 2018)	45
Fig. 34 - Esquema do modelo com drenos horizontais (Airoidi et al., 2018)	45
Fig. 35 - Vista lateral do modelo com drenos horizontais (Airoidi et al., 2018).....	46
Fig. 36 – Esquema do modelo com IPS (Airoidi et al., 2018)	46
Fig. 37 – Ruído dos registos da aceleração.....	49
Fig. 38 – Histórico de aceleração e espectro de Fourier para o Ensaio 11	53
Fig. 39 – Histórico de aceleração e espectro de Fourier para o Ensaio 20	54
Fig. 40 – Representação e comparação das FAFs dos Ensaios 11 e 20.....	55
Fig. 41 – Influência do aumento de pressão neutra na excitação sísmica registada perto da superfície e na base.....	57
Fig. 42 – Eficácia de drenos verticais na prevenção do aumento de pressão neutra	58
Fig. 43 – Perfil do Ensaio 11	59
Fig. 44 – Gráfico da distribuição da pressão neutra hidrostática do protótipo e teórica.....	60
Fig. 45 – r_u ao longo do tempo para o Ensaio 3.....	61
Fig. 46 – r_u ao longo do tempo para o Ensaio 18.....	61
Fig. 47 – r_u ao longo do tempo para o Ensaio 18.....	62
Fig. 48 – Vibração na base do modelo do Ensaio 3	63
Fig. 49 – r_u ao longo do tempo para o Ensaio 3	63
Fig. 50 – Excesso de pressão neutra com a profundidade para diferentes instantes	64
Fig. 51 – r_u com a profundidade para diferentes instantes	65
Fig. 52 – Valores de assentamento ao longo do tempo para o Ensaio 3	66
Fig. 53 – Valores de assentamento ao longo do tempo para o Ensaio 18	67
Fig. 54 – Valores de assentamento ao longo do tempo para o Ensaio 30	67
Fig. 55 – Relação entre $r_{u,max}$ e $NCASE / NCASE_{liq}$ para os resultados da centrifugadora	71
Fig. 56 – Comparação entre r_u das três previsões do SEBM e dos resultados da centrifugadora.....	72
Fig. 57 – Comparação entre t_{liq} previsto pelas três curvas do SEBM e pelos resultados da centrifugadora	73
Fig. 58 – Subestimação do SEBM levando à diferença de t_{liq}	74
Fig. 59 – Comparação entre r_u previsto pelas três curvas do SEBM e $r_{u,max}$ dos resultados da centrifugadora.....	75

Fig. 60 – Velocidade das ondas de corte com a profundidade na escala do modelo (Airolti et al., 2018)	76
Fig. 61 – Comparação de t_{liq} apenas para os sensores mais adequados	77
Fig. 62 – Comparação de r_u apenas para os sensores mais adequados	78
Fig. 63 – Comparação entre o r_u das duas previsões do SBM e dos resultados da centrifugadora	80
Fig. 64 – Comparação entre t_{liq} previsto pelas duas curvas do SBM e pelos resultados da centrifugadora	81
Fig. 65 - Comparação entre r_u previsto pelas duas curvas do SBM e pelos resultados da centrifugadora	82
Fig. 66 - Comparação de t_{liq} apenas para os sensores mais adequados	83
Fig. 67 - Comparação de r_u apenas para os sensores mais adequados	84
Fig. 68 - Comparação entre o r_u do SEBM, do SBM e dos resultados da centrifugadora	85
Fig. 69 - Comparação entre t_{liq} previsto pelas duas curvas do SEBM e SBM e pelos resultados da centrifugadora	86
Fig. 70 - Comparação entre r_u previsto pelas duas curvas do SEBM e do SBM e pelos resultados da centrifugadora	87
Fig. 71 - Comparação de t_{liq} apenas para os sensores mais adequados	88
Fig. 72 - Comparação de r_u apenas para os sensores mais adequados	89
Fig. 73 – Ajuste de $r_{u,liq}$	90
Fig. 74 - Comparação de t_{liq} apenas para os sensores mais adequados	91
Fig. 75 - Comparação de r_u apenas para os sensores mais adequados	92
Fig. 76 – Vibração na base do modelo do Ensaio 3	93
Fig. 77 – Comparação entre o r_u do SEBM, do SBM e dos resultados da centrifugadora para o sensor localizado no topo-centro do Ensaio 3	93
Fig. 78 – Comparação entre o r_u do SEBM, do SBM e dos resultados da centrifugadora para o sensor localizado no centro do Ensaio 3	94
Fig. 79 – Comparação entre o r_u do SEBM, do SBM e dos resultados da centrifugadora para o sensor localizado na base-centro do Ensaio 3	94
Fig. 80 – Evolução de r_u pelo tempo e ao longo de um eixo vertical no Ensaio 3	95

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de f dependendo da densidade relativa (Youd et al., 2001)	17
Tabela 2 – Lei de escala para o modelo de centrifugadora (Adaptado de Schofield, 1981, e Madabhushi, 1994)	23
Tabela 3 - 37 ensaios e respetivos parâmetros do modelo (Airolti et al., 2018)	34
Tabela 4 - Propriedades dos 4 solos e origem dos dados	37
Tabela 5 - Modelo 1 composto por 3 submodelos (a, b, c) e Modelo 2	38
Tabela 6 - Propriedades da estrutura na escala do protótipo: a) Superestrutura; b) Fundação	40
Tabela 7 - Convenção dos códigos da coordenada X	41
Tabela 8 - Convenção dos códigos da coordenada Y	41
Tabela 9 - Convenção dos códigos da coordenada X	43
Tabela 10 - Convenção para os códigos dos drenos	46
Tabela 11 – Convenção dos códigos de IPS	47
Tabela 12 - Resumo das características dos sismos	47
Tabela 13 – Conversão dos parâmetros de modelo para protótipo	48
Tabela 14 – Número dos ensaios tratados na condição de campo livre	51
Tabela 15 - Número dos ensaios tratados na condição com estrutura	52
Tabela 16 – Valores de pressão neutra hidrostática do protótipo e teórica do Ensaio 11	59
Tabela 17 – Valores máximos de r_u para os ensaios na zona livre de estruturas	62
Tabela 18 – Valores máximos de r_u para os ensaios na condição de estrutura	62
Tabela 19 – Valores de assentamento máximos para os ensaios na condição de campo livre	68
Tabela 20 – Valores de assentamento máximos para os ensaios na condição com estrutura	68
Tabela 21 – Valores de CSR	70
Tabela 22 – Resultados estatísticos de t_{liq} para as três previsões do SEBM	73
Tabela 23 – Resultados estatísticos de r_u para as três previsões do SEBM	75
Tabela 24 – Resultados estatísticos de t_{liq} para os sensores mais adequados	77
Tabela 25 – Resultados estatísticos de r_u para os sensores mais adequados	78
Tabela 26 – Valores de $CSR_{M=7.5, médio}$	79
Tabela 27 – Resultados estatísticos para t_{liq} para as duas previsões do SBM	81
Tabela 28 - Resultados estatísticos para r_u para as duas previsões do SBM	82
Tabela 29 - Resultados estatísticos de t_{liq} para os sensores mais adequados	83
Tabela 30 - Resultados estatísticos de r_u para os sensores mais adequados	84
Tabela 31 - Resultados estatísticos de t_{liq} para o SEBM e o SBM	86
Tabela 32 - Resultados estatísticos de r_u para o SEBM e o SBM	87

Tabela 33 - Resultados estatísticos de t_{liq} para o SEBM e o SBM apenas para os sensores mais adequados.....	88
Tabela 34 - Resultados estatísticos de r_u para o SEBM e o SBM apenas para os sensores mais adequados.....	89
Tabela 35 – Novos casos liquefeitos	90
Tabela 36 - Resultados estatísticos de t_{liq} para o SEBM e o SBM apenas para os sensores mais adequados.....	91
Tabela 37 - Resultados estatísticos de r_u para o SEBM e o SBM apenas para os sensores mais adequados.....	92

SÍMBOLOS E ACRÔNIMOS

Nesta secção é apresentada uma lista dos símbolos e abreviaturas utilizadas na realização da presente dissertação. Em alguns casos, o mesmo símbolo poderá apresentar significados diferentes, devido ao extenso número de fórmulas, variáveis e parâmetros que foram utilizados. No entanto, cada símbolo está, normalmente, associado a um determinado assunto, sendo fácil a distinção do seu significado, tendo em conta o contexto em que se apresenta.

LETRAS LATINAS

a – Parâmetro de escala para o número de ciclos uniformes

A - Amplitude da onda [m]

b – Parâmetro de escala para o número de ciclos uniformes

C_Q – Fator de normalização da resistência de cone

D_R – Densidade relativa

e_c – Índice de vazios crítico

f – Frequência de onda

f – Parâmetro utilizado no cálculo do k_σ que depende da densidade relativa e da idade de um solo

g – Aceleração gravítica

G_0 – Módulo de distorção máximo

Δh - Diferença de carga hidráulica

i – Gradiente hidráulico

I_c – Índice de comportamento do solo

k – Parâmetro de calibração dependente do tipo de solo

k_c – Parâmetro corretivo da resistência de ponta do ensaio do cone penetrómetro

k_σ – Coeficiente de correção da resistência cíclica tendo em conta as tensões de confinamento

K_0 – Coeficiente de impulso em repouso

l – Distância entre dois pontos

M - Magnitude

N – Fator de escala do modelo de centrifugadora

N – Número equivalente de ciclos uniformes

N_L – Número de ciclos necessários para causar liquefação

p_a – Pressão atmosférica

P_L – Índice potencial de liquefação

q_c – Resistência de ponta do ensaio do cone penetrómetro

q_{1cN} – Resistência de ponta do ensaio do cone penetrómetro normalizada

r – Distância de um local até ao ponto onde a energia de um sismo foi libertada
 r_d – Coeficiente de redução da tensão para avaliação empírica da razão de tensão cíclica de corte uniforme equivalente para cada profundidade
 r_u – Razão de excesso de pressão neutra
 S_r – Fator de deformação
 t – Tempo [s]
 u – Pressão neutra
 $\dot{u}$ – Velocidade sísmica das partículas no sentido ascendente
 Δu – Excesso de pressão neutra
 V_S – Velocidade das ondas de corte
 W – Energia de deformação
 ΔW – Energia de deformação dissipada
 z – Cota de um ponto

LETRAS GREGAS

α – Coeficiente de correção do r_d para uma profundidade
 β – Coeficiente de correção do r_d para uma profundidade
 β – Parâmetro empírico utilizado no cálculo de r_u
 ε – Extensão
 ε_{DA} – Extensão de dupla amplitude
 σ – Tensão
 σ' – Tensão efetiva
 τ – Tensão de corte
 τ_{cyc} – Tensão de corte cíclica
 γ – Deformação de corte
 ρ – Massa volúmica da água [kg/m³]
 ω – Frequência angular [rad/s⁻¹]
 γ_w – Peso volúmico da água
 λ – Fator redutor do módulo de rigidez
 χ – Erro

ABREVIATURAS

BPT – Becker Penetration Test
CE – Correct Estimations

CPT – Cone Penetration Test
CRM – Centrifuge Reduced Model
CRR – Cyclic Resistance Ratio
CSR – Cyclic Stress Ratio
ESB – Equivalent Shear Beam
FAF – Fourier Amplification Function
FC – Fine Content
FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
FS – Fator de Segurança
GM – Ground Motion
IPS – Induced Partial Saturation
ISMGEO - Instituto Sperimentale Modelli Geotecnici
LL – Liquid Limit
MEF – Método de Elementos Finitos
MSF – Magnitude Scale Factor
NCASE – Normalised Cumulative Absolute Strain Energy
NSE – Normalised Strain Energy
OCR – Over Consolidation Ratio
PEC – Pseudo-Energy Capacity
PPT – Pore Pressure Transducer
PGA – Peak Ground Acceleration
SBM – Stress Based Method
SEBM – Strain-Energy Based Method
SPT – Standard Penetration Test

1

INTRODUÇÃO

1.1.ENQUADRAMENTO

A liquefação de solos induzida por sismos têm sido responsáveis por perdas significativas tanto a nível económico como social nos sismos recentes como o sismo de Adapazary na Turquia ou o sismo de Christchurch na Nova Zelândia. Recentemente tem se observado que os danos provocados por liquefação correspondem a cerca de metade dos danos totais causados por sismos (Airolidi et al., 2018).

Hoje em dia, os fatores indutores de liquefação são bem conhecidos. Contudo não é ainda possível saber com rigor onde é que a liquefação vai efetivamente ocorrer e quais os danos que vai causar. Um conhecimento mais completo das consequências da liquefação pode ser crucial no desenvolvimento de medidas de mitigação da liquefação.

Neste contexto, o projeto LIQUEFACT, financiado pela Comissão Europeia ao abrigo do Programa Horizonte 2020, pretende dar um contributo para a redução de danos decorrentes da liquefação induzida por sismos adotando uma abordagem holística para reconhecer os fatores que contribuem para a ocorrência de liquefação. Para esse efeito, um estudo aprofundado do fenómeno é realizado, incluindo a análise da eficiência de medidas de mitigação e a presença de estruturas no solo. Um dos muitos estudos realizados neste projeto consistiu na realização de ensaios de centrifugadora que serão objeto de análise no presente trabalho.

1.2.OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é tratar aprofundadamente os resultados de ensaios de centrifugadora geotécnica realizados pelo laboratório da ISMGEO (Istituto Sperimentale Modelli Geotecnici, anteriormente ISMES- Itália) para o projeto LIQUEFACT (Work Package 4, Task 4.2, “Small scale centrifuge modelling”).

Em particular, um grupo de trinta e sete ensaios foram analisados, cada um consistindo num modelo físico de escala reduzida que permite simular o comportamento de depósitos reais de solo. Além disso, a aplicação de uma mesa vibratória na base do modelo permite reproduzir a resposta sísmica de um depósito e, então, analisar o desencadear da liquefação.

Assim sendo, os resultados foram convertidos e analisados um a um e depois comparados com os seguintes objetivos:

- Produzir uma base de dados de resultados convertidos para as unidades do protótipo para ser utilizada como ponto de referência para análises futuras;
- Estudar as diferenças de assentamentos induzidos por liquefação em solos diferentes;

- Estudar o comportamento da água, através da análise dos excessos de pressão neutra e da percolação no solo;
- Analisar a alteração de vibrações sísmicas à medida que estas passam por solos liquefeitos;
- Caracterizar o uso de drenos e da dessaturação como medidas de mitigação da liquefação e explorar a possibilidade de otimização destas técnicas, variando a geometria ou localização;
- Comparar a evolução da pressão neutra observada nos ensaios com os valores dessa pressão obtidos por métodos simplificados de previsão.

1.3. ESTRUTURA DA TESE

No primeiro capítulo desta tese é introduzida a importância do fenômeno de liquefação assim como o objetivo da análise, tendo em conta os estudos realizados desde a sua descoberta.

No segundo capítulo, o fenômeno de liquefação é explicado em profundidade, assim como os fatores preponderantes que contribuíram para o seu desenvolvimento. Inicialmente existe uma caracterização do fenômeno, seguida por uma distinção das principais variantes, liquefação estática e cíclica, sendo que a segunda é explicada em maior detalhe visto ser o foco desta tese. Depois são explicados os fatores que aumentam a suscetibilidade à liquefação. São ainda descritos dois métodos simplificados de avaliação da iniciação da liquefação que serão utilizados no Capítulo 5. Por fim são descritas algumas das consequências da liquefação, assim como técnicas de mitigação.

O terceiro capítulo visa esclarecer e simplificar diversas denominações e suposições necessárias para a compreensão dos capítulos seguintes. Neste capítulo, a centrifugadora e diversos detalhes do modelo (propriedades do solo, perfis do solo, propriedades estruturais, sensores, técnicas de mitigação e vibrações sísmicas) são descritos e explicados.

No quarto capítulo é analisado o efeito que diferentes parâmetros do modelo têm na variação da pressão neutra, aceleração e assentamentos em ensaios diferentes.

No quinto capítulo, os resultados da centrifugadora foram comparados com dois métodos simplificados de previsão da evolução da pressão neutra durante um sismo.

No último capítulo são enumeradas as várias conclusões atingidas ao longo do trabalho e são referidas possíveis futuras análises.

2 ESTADO DA ARTE

2.1. LIQUEFAÇÃO

A liquefação é um dos fenômenos mais complexos e controversos na área da engenharia sísmica geotécnica. Após 2 grandes terremotos da década de 60, sismo Good Friday no Alaska em 1964 (Figura 1) e sismo Niigata no Japão em 1964 (Figura 2), a liquefação tornou-se um tópico de interesse crescente para engenheiros geotécnicos. Estes sismos foram responsáveis por incontáveis danos, diversificados entre deslizamentos, roturas de fundações de edifícios e de pontes, e movimento ascendente de estruturas enterradas. O contínuo estudo de sismos e as suas consequências, liquefação, tem levado a um grande aumento de conhecimento da área, apesar de ainda existir um longo caminho pela frente. Diversas terminologias, procedimentos e métodos de análise têm sido propostos e uma aproximação do fenômeno que é a liquefação tem sido alcançada (Kramer, 1996).



Fig. 1 – Sismo Good Friday no Alaska -1964 ($M_w = 9.2$) (theatlantic.com)



Fig. 2 – Sismo Niigata no Japão ($M_s = 7.5$) (depts.washington.edu/liquefy/html/quakes/niigata/niigata.html)

Ao longo dos anos, o termo liquefação tem sido usado para descrever inúmeros fenômenos relativos à liquefação: deformações causadas por perturbações monótonas, momentâneas ou repetidas, em solos saturados e sem coesão sobre condições não drenadas; a geração de excesso de pressões sobre carregamento não drenado; a tendência de solos secos e sem coesão densificarem sob carregamentos estáticos e cíclicos. Quando solos sem coesão são saturados, contudo carregamentos súbitos ocorrem em condições não drenadas, então a tendência para densificação do solo causa um aumento da pressão neutra e um decréscimo da tensão efetiva.

Consoante o estímulo que provoca este fenómeno, pode classificar-se a liquefação dividindo-a em dois grupos, liquefação estática ou liquefação cíclica.

A liquefação estática e a liquefação cíclica, são ambas de considerável importância e qualquer avaliação de perigos deve ter em conta ambas. Enquanto que a liquefação estática ocorre com muito menos frequência, os seus efeitos são muito mais severos. A liquefação cíclica pode ocorrer em solos e sob condições mais diversificados e os seus efeitos podem variar de insignificantes a muito gravesos (Kramer, 1996).

2.1.1. LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA

A liquefação estática é responsável pelos maiores danos relativos a qualquer fenómeno de liquefação. Quando a tensão de corte necessária para o equilíbrio estático do solo é maior que a resistência ao corte desse solo no seu estado liquefeito, ocorre liquefação estática. Uma vez desencadeadas, as grandes deformações produzidas pela liquefação são na verdade conduzidas por tensões de corte estáticas.

Roturas, devidas a liquefação estática, distinguem-se pela velocidade com que ocorrem pois tratam-se de acontecimentos súbitos que se podem prolongar por grandes áreas. Este fenómeno é comum em barragens de rejeitos de minas onde a rápida deposição de solo saturado resulta em elevadas pressões neutras para a reduzida resistência do solo. As Figuras 3 e 4 são exemplos de liquefação estática.



Fig. 3 - Liquefação estática (tailings.info)



Fig. 4 - Liquefação estática (geosynthetic.wordpress.com)

2.1.2.LIQUEFAÇÃO CÍCLICA

A liquefação cíclica em contraste com a liquefação estática, ocorre quando a tensão de corte é menor que a resistência ao corte do solo liquefeito. As deformações causadas por liquefação cíclica aumentam gradualmente com a duração do sismo e são causadas pelas tensões de corte cíclicas. Um dos tipos de deformações chamadas de extensão lateral, podem ocorrer em terrenos quase sem inclinação ou mesmo planos perto de corpos de água, como será descrito adiante.

Quanto mais superficial é a liquefação, mais graves são as consequências. Como as tensões de corte estáticas horizontais, que podem mitigar as deformações laterais, não existem, a liquefação à superfície produz grandes movimentos durante o sismo apesar de produzir deformações permanentes reduzidas. Erupções de areia, devidas a liquefação à superfície, são causadas pelo fluxo de água para a superfície quando o excesso de pressão neutra induzido pelo sismo se dissipa. Dependendo do tempo necessário para o equilíbrio hidráulico, a liquefação à superfície pode ocorrer bem depois do sismo ter terminado.

Na Figura 5 pode-se visualizar um dos exemplos de danos de liquefação cíclica.



Fig. 5 – Danos a edifícios devido a liquefação após o sismo de 1906 em S. Francisco (swri.org)

No caso de solos arenosos saturados, deve-se notar que devida à alta frequência da vibração, a água que, em situações normais fluiria para fora do solo enquanto este consolida, tem o seu caminho bloqueado pela tensão intersticial das partículas e então o solo tem dificuldade em compactar.

Com o aumento de excessos de pressão neutra (Δu) (Equação 1.1) com o tempo, a pressão neutra eventualmente torna-se equivalente à tensão vertical do solo em repouso (σ_{v0}) resultando numa tensão efetiva nula (Equação 1.2).

$$u = u_0 + \Delta u \quad (1.1)$$

$$\sigma_{v0}' = \sigma_{v0} - u \wedge \sigma_{v0} = u \Leftrightarrow \sigma_{v0}' = 0 \quad (1.2)$$

Uma outra forma de avaliar a diferença entre os excessos de pressão neutra e a tensão vertical efetiva inicial do solo é através da razão de excesso de pressão neutra (r_u) determinada pela Equação 2.

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma_{v0}'} \quad (2)$$

Em solos liquefeitos, i.e., com tensão efetiva nula, como não existe contacto entre as partículas, este comporta-se como um fluido e a sua resistência ao corte torna-se nula, como num fluido.

Quando a vibração termina, os excessos de pressão neutra dissipam e a condição geostática é restaurada, apesar de alguns parâmetros como o índice de vazios não retornarem aos valores iniciais devido ao rearranjo das partículas. O tempo que um solo permanece liquefeito depende de diversos parâmetros como a espessura da camada, a permeabilidade ou a duração da própria vibração.

Apesar do equilíbrio geostático solo retornar, após a liquefação, os efeitos do fenómeno podem ser permanentes, como se pode verificar nos danos a edifícios, originados pela redução do índice de vazios e consequente assentamento.

2.2.SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

Como nem todos os solos são suscetíveis de liquefazer, antes de avaliar o desenvolvimento e os efeitos da liquefação, é necessário saber quais os fatores que condicionam a sua suscetibilidade. De acordo com Kramer (1996), esta suscetibilidade pode ser avaliada segundo diversos critérios, sendo eles: históricos, geológicos, de composição ou de estado.

2.2.1.CRITÉRIO HISTÓRICO

Investigações de campo pós-terramoto mostram que liquefação tende a recorrer em locais onde as condições do solo se mantiveram inalteradas (Youd, 1984a). Consequentemente, casos históricos de liquefação podem ser usados para identificar locais, ou condições, onde existe suscetibilidade a liquefação aquando de futuros sismos. Youd (1991) descreveu diversos instantes onde provas históricas foram usadas para mapear a suscetibilidade a liquefação.

Investigações de campo pós-terramoto, realizadas por Ambraseys (1988), também levaram a uma correlação entre a magnitude de um sismo e a distância até à qual existe risco de liquefação (Figura 6), dado que esta distância aumenta exponencialmente com a magnitude.

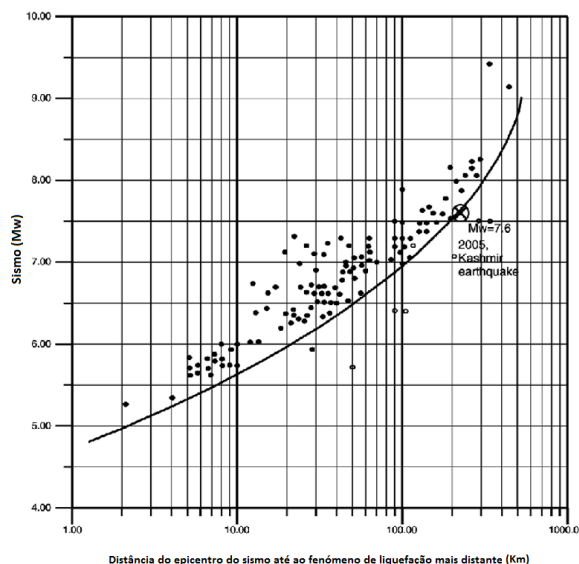


Fig. 6 – Correlação entre Magnitude de um sismo e a distância até onde foi visualizada liquefação (adaptado de Ambraseys, 1988)

2.2.2.CRITÉRIO GEOLÓGICO

Existem diversos fenómenos naturais que separam o solo consoante a sua granulometria e depois os depositam de forma solta resultando, quando saturados, em solos suscetíveis a liquefação. Estes depósitos podem ser de origem fluvial, aérea ou gravítica. Depósitos perto de outros corpos de água também poderem ser suscetíveis, embora menos prováveis.

A idade de um solo também é um fator preponderante pois um solo mais novo é usualmente mais suscetível a liquefação.

A liquefação ocorre apenas em solos saturados, portanto a profundidade é um fator relevante. As situações mais críticas são quando o nível da água se encontra perto da superfície. Se houver uma elevada variação do nível da água, os riscos também podem variar.

Os depósitos criados pelo Homem merecem uma atenção especial. Depósitos sem compactação, como rejeitos de minas, são solos cujas partículas são depositados livremente por meio de água, levando a solos muito suscetíveis a liquefação. Contudo, quando bem compactados, estes solos dificilmente satisfazem os critérios de estado para suscetibilidade a liquefação.

2.2.3. CRITÉRIO DE COMPOSIÇÃO

Como a liquefação requer o desenvolvimento de excessos de pressão neutra, a suscetibilidade à liquefação é influenciada pela composição do solo que afetará a sua variação de volume. Estas características associadas à variação de volume incluem o tamanho, forma e distribuição granulométrica das partículas.

Por muito tempo acreditava-se que o fenómeno de liquefação se resumia a areias pois solos finos eram considerados incapazes de gerar grandes pressões neutras, característicos do fenómeno de liquefação, e solos grossos eram considerados demasiado permeáveis para sustentar pressões neutras elevadas por tempo suficiente para desencadear liquefação.

Ishihara (1984, 1985) observou, em laboratório, liquefação em siltes não plásticos indicando a influência da plasticidade em vez da granulometria. Siltes grossos, sendo não plásticos e sem coesão, são facilmente suscetíveis à liquefação. Siltes mais finos e laminares, no entanto, mostram resistência ao fenómeno de liquefação.

Apesar de argilas permanecerem insuscetíveis a liquefação, argilas sensíveis podem demonstrar deformações semelhantes às de um solo liquefeito. Wang (1979) definiu alguns parâmetros para considerar um solo fino como suscetível a liquefação:

- Fração mais fina que $0,005 \text{ mm} \leq 15\%$
- Limite de liquidez, $LL \leq 35\%$
- Teor em água $\geq 0,9 \text{ LL}$
- Índice de liquidez $\leq 0,75$

Quanto a solos mais grossos, acredita-se que estes sejam resistentes à liquefação, a não ser quando se encontram sobrepostos de uma camada impermeável.

Solos bem graduados tendem a ser mais resistentes à liquefação porque conseguem atingir menores índices de vazios. Como menos vazios resultam numa menor potencial variação de volume sob condições drenadas e, conseqüentemente, num menor excesso de pressão neutra sob condições não drenadas, a liquefação é mais facilmente identificada em solos de granulometria uniforme.

A forma das partículas pode ser um fator preponderante na suscetibilidade à liquefação, como identificado no caso de siltes. O formato das partículas pode levar o seu comportamento a não ser o característico desse determinado solo. Como solos com partículas arredondadas são mais contráteis que solos com partículas angulares, também são mais facilmente liquefeitos. Além disso, deve-se notar que as partículas de solos aluviais e fluviais, representativas de solos facilmente liquefeitos, são redondas.

2.2.4. CRITÉRIO DE ESTADO

Ainda que um solo preencha todos os requisitos referidos anteriormente, é necessário avaliar o estado do solo no momento do sismo. Como a tendência para gerar grandes pressões neutras é fortemente influenciada pela densidade e pelas condições de tensão iniciais, a suscetibilidade à

liquefação depende fortemente do estado inicial do solo. As especificações para este parâmetro diferem entre a liquefação estática e cíclica.

A análise realizada por Casagrande (1936), considerada um dos pilares do estudo da resistência ao corte de solos, foi realizada em areias inicialmente soltas e densas, em ensaios triaxiais drenados e controlados em deformação. Os resultados, que possibilitaram o atual conhecimento do comportamento da resistência ao corte dos solos, mostram que quando tensões de corte causam grandes deformações, todas as areias tendem para a mesma tensão de confinamento. Amostras inicialmente soltas contraíram e amostras inicialmente densas, apesar de inicialmente contraírem, rapidamente dilataram. No final todos os solos tenderam para a mesma densidade e , consequentemente, para o mesmo índice de vazios, nomeado de índice de vazios crítico (e_c) (Figura 7).

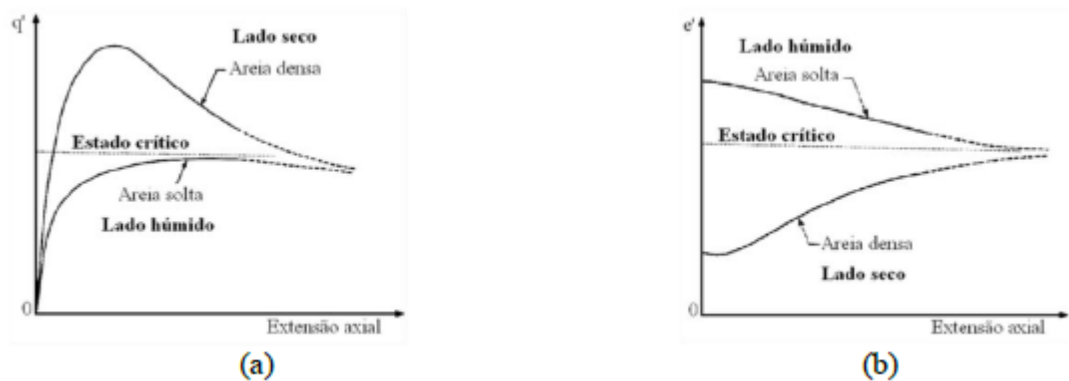


Fig. 7 – Resultado típico de duas amostras da mesma areia, sendo uma compacta e outra solta: a) resistência crítica ; b) índice de vazios crítico (Adaptado de Casagrande, 1936)

Ao realizar esta análise para diferentes tensões de confinamento, Casagrande (1936) descobriu uma relação entre o índice de vazios crítico e a tensão de confinamento, chegando assim uma linha de índices de vazios crítico chamada linha de estados críticos (Figura 8). Através desta linha, é possível diferenciar entre solos soltos, logo contráteis, e densos, portanto dilatantes.

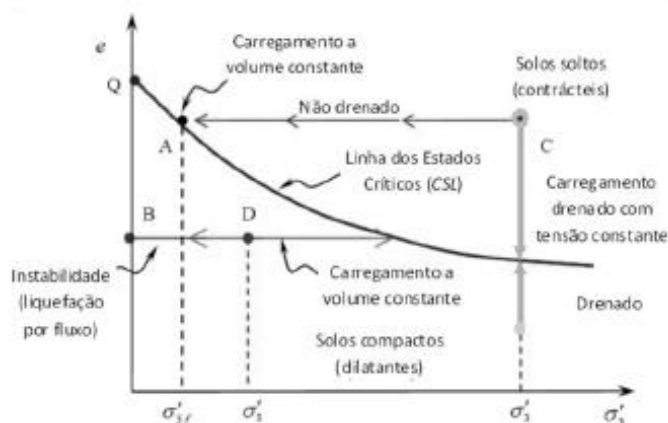


Fig. 8 – Comportamento de solos soltos e densos sob carregamentos drenados e não drenados (Adaptado de Casagrande, 1936)

Como a linha servia de fronteira entre solos com comportamento contrátil e dilatante, foi também considerado que ela separava solos suscetíveis ou não à liquefação.

Continuando o estudo de Casagrande, Castro (1969) realizou uma série de ensaios triaxiais de forma a avaliar o comportamento de solos consolidados anisotropicamente. Com este estudo ele observou 3 tipos de comportamento diferentes (Figura 9). Amostras muito soltas exibiram um pico de resistência não drenada sob uma tensão de corte baixa, colapsando de imediato e criando deformações e extensões elevadas. Este é o comportamento característico de liquefação de fluxo. Amostras densas inicialmente contraíram, mas depois dilataram até que atingiram uma tensão de confinamento relativamente alta e baixa resistência para grandes deformações. Na amostra com uma densidade intermédia a resistência de pico sob baixas deformações foi seguida de amolecimento, que acaba com o início de uma dilatação sob deformações intermédias. A continuação do carregamento provocou uma continuação da dilatação para tensões de confinamento mais elevadas e, conseqüentemente, maiores resistências a grandes deformações. Este tipo de comportamento foi chamado de liquefação parcial.

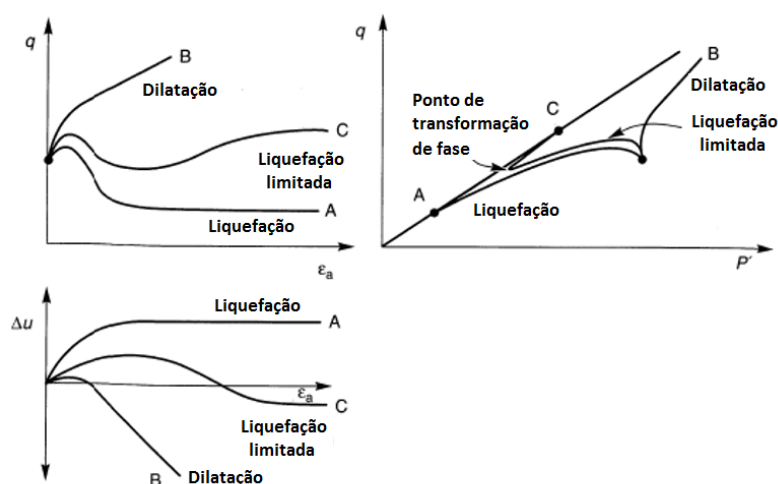


Fig. 9 – Comportamentos diferentes de solos sob as mesmas tensões (adaptado de Kramer, 1996)

2.3.MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA INICIAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO

2.3.1.INTRODUÇÃO

Os métodos de avaliação da iniciação da liquefação visam estimar o comportamento do solo durante a indução de tensões de corte induzidas por sismos. Há vários tipos de abordagens para esse efeito que podem ser separadas em: métodos simplificados, métodos baseados em ensaios laboratoriais, análises dinâmicas em tensões efetivas como o método dos elementos finitos (MEF) e modelos físicos a escala reduzida.

Os estudos realizados em laboratório demonstraram que a ocorrência de liquefação depende principalmente das condições do solo e das cargas aplicadas. As análises dinâmicas em tensões efetivas são bastante úteis, mas é preciso que os modelos constitutivos usados para a simulação do solo tenham sido adequadamente calibrados com ensaios laboratoriais. Em alternativa existem a métodos simplificados, como sugerido pelo Eurocódigo 8 (EN1998.5, 2005). Os métodos simplificados atuais

podem ser divididos em três tipos: métodos baseados na tensão (designados na literatura inglesa por “stress-based methods”); métodos baseados na energia (ou “energy-based methods”); métodos baseados na deformação (ou “strain-based methods”).

Um dos mais conhecidos métodos baseados na tensão foi idealizado por Seed and Idriss (1971) e foi desenvolvido com o tempo (Boulanger and Idriss, 2015). Este método transforma o sinal irregular de um evento sísmico num sinal equivalente uniforme, seguindo-se de uma comparação entre um índice de carga cíclica (regular) e um índice de resistência cíclica obtido através de correlações com ensaios *in situ* calibradas através de ensaios triaxiais. Desta forma determina-se um fator de segurança (FS) definido pela razão entre estes dois índices que indica se o fenómeno de liquefação ocorre ou não.

Os métodos baseados na energia foram essencialmente desenvolvidos como uma forma de evitar a conversão para um carregamento equivalente uniforme, tentando quantificar a ação da liquefação através de uma medida que reflita a natureza do carregamento sísmico. Relativamente à avaliação da resistência do solo à liquefação, muitos desses métodos utilizam uma abordagem semelhante à utilizada no método baseado na tensão, como a correlação de medições *in situ* de resistência à liquefação derivados de casos passados (NASEM, 2016).

Os métodos baseados na deformação consistem na previsão da geração de pressão neutra como resultado da deformação de corte resultante do sismo. Estes métodos tiram partido do facto da compressão cíclica (condições drenadas) e da geração de pressão neutra (condições não drenadas) estarem mais relacionadas com deformações do que tensões. Na Figura 10 é possível visualizar a relação entre a razão de excesso de pressão neutra e a deformação cíclica de corte para 10 ciclos de carregamento em ensaios de deformação controlada.

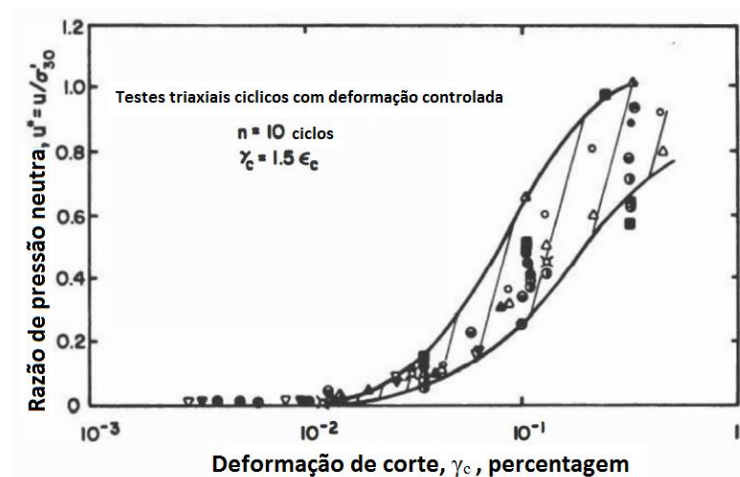


Fig. 10 – Relação entre a razão de excesso de pressão neutra e a deformação cíclica para 10 ciclos de carga em ensaios com deformação controlada (adaptado de NASEM, 2016)

Os ensaios laboratoriais consistem na realização de ensaios triaxiais cíclicos ou ensaios cíclicos de corte simples em amostras de solo. Estes ensaios são realizados sob condições não drenadas a sua duração depende do tempo necessário para atingir liquefação. Poderia ser possível submeter uma amostra ao carregamento irregular característico do local da amostra e avaliar a distribuição de pressão neutra. Contudo, esta aproximação apenas permite avaliar a ocorrência de liquefação para uma situação particular, tornando-a desapropriada para obter uma visão do local para qualquer outro histórico de

tensões desconhecido. Aliás, ao avaliar o desenvolvimento das pressões neutras para uma configuração de cargas, não se obtém o fator de segurança, e margem de segurança não é atingida. Então, é comum submeter amostras a diferentes tensões e explorar o comportamento do solo dentro de um intervalo aceitável de tensões. Ao realizar estes ensaios vezes suficientes, é possível delinear o comportamento do solo para diferentes tensões obtendo para cada uma o número de ciclos necessário para a amostra liquefazer (Figura 11). Com a interpolação dos pontos τ_{cyc} - N pode-se definir que, num dado solo, qualquer ponto localizado acima da curva sofre liquefação, enquanto que se localizado sob a curva, não sofre liquefação. As desvantagens deste método residem: na dificuldade de preservar a estrutura do solo em amostras de areias soltas; na reconsolidação das amostras dos ensaios triaxiais alterar a resposta do solo; na dificuldade de construir amostras homogêneas; na dificuldade de garantir saturação total, dado que a resposta do solo depende bastante do grau de saturação.

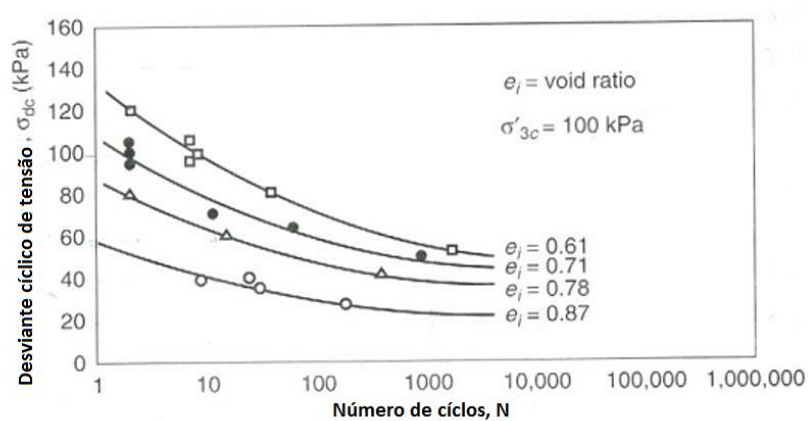


Fig. 11 – Resultados de ensaios cíclicos de corte simples (adaptado de Seed and Lee, 1965)

A avaliação da iniciação da liquefação num solo pode, também, ser realizada através do método de elementos finitos (MEF). A precisão deste método possibilita obter estimativas muito aproximadas de tensões, deformações e excessos pressão neutra no solo aquando do sismo. A exatidão das estimativas deve-se à igual exatidão dos dados fornecidos ao programa determinados através de ensaios *in situ* e laboratoriais.

Por fim, existem modelos de escala reduzida inseridos numa centrifugadora. Estes ensaios tiram partido da relação de escala entre os vários parâmetros do solo, no modelo e no protótipo, para obter resultados neste modelo que podem ser traduzidos em resultados reais (no protótipo).

2.3.2. MÉTODO BASEADO NA TENSÃO – “STRESS-BASED METHOD”

Um dos mais conhecidos métodos baseados na tensão, determinado pela relação entre a resistência cíclica não drenada e a tensão de corte sísmica, foi inicialmente proposto Seed e Idriss (1971). Como referido anteriormente, este método baseia-se na alteração do sinal irregular de aceleração para um sinal uniforme equivalente e comparação da sua amplitude com um parâmetro de resistência.

A análise do fator de segurança (FS) consiste na divisão da razão de resistência cíclica (CRR) pela razão de tensão cíclica (CSR) para uma dada atividade sísmica, como pode ser visualizado na Equação 3. Segundo o EC8 (EN1998.5, 2005), caso o fator de segurança seja inferior a 1.25, pode-se concluir que o solo sofrerá liquefação.

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (3)$$

2.3.2.1. Razão de tensão cíclica

O sismo provoca um aumento das tensões no solo e, no caso de assimetria, as tensões induzidas num elemento de solo devem ser analisadas pelas ondas de corte. De forma a obter a tensão num elemento do solo, para uma dada profundidade, é necessária a análise para toda a coluna de solo (Figura 12). Caso esta análise não seja realizada, a aceleração utilizada para o elemento deve ser a mesma em todo o solo.

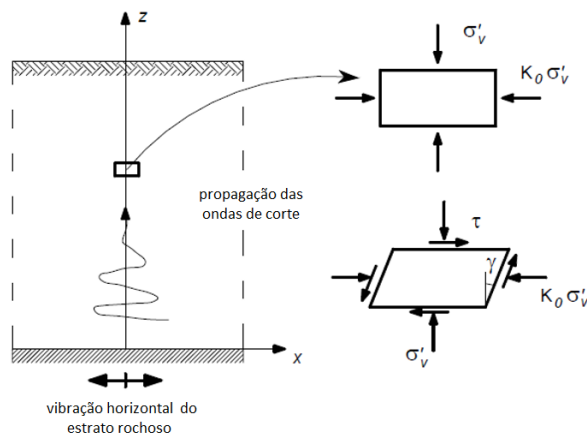


Fig. 12 – Propagação de ondas de corte no solo a uma profundidade z

A tensão aplicada pode ser determinada através da equação de equilíbrio dinâmico da coluna de solo sobreposto. Como a carga aplicada pelo sismo é irregular, o seu resultado é multiplicado por um fator corretivo, que torna a carga uniforme. Em laboratório, a análise de uma carga uniforme é mais fácil e comparando os resultados com diferentes sismos obteve-se o fator corretivo de 65%. A razão de tensão cíclica (CSR) é obtida dividindo a tensão aplicada pela tensão vertical efetiva (Equação 4):

$$CSR = 0,65 \cdot \frac{PGA}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d \quad (4)$$

Onde:

- PGA é a aceleração máxima do sismo;
- g é a aceleração gravítica;
- σ_{vo} é a tensão efetiva vertical inicial a uma profundidade z;
- σ'_{vo} é a tensão vertical inicial a uma profundidade z;
- r_d é um parâmetro que diminui o PGA consoante a profundidade e deve-se ao fenómeno de amplificação produzido pela reflexão total das ondas sísmicas na superfície do solo.

Segundo Idriss (1999), o parâmetro r_d pode ser determinado através da Equação 5 sendo dependente da profundidade e da magnitude:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M] \quad (5a)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 0.126 \sin(z/11.73 + 5.133) \quad (5b)$$

$$\beta(z) = +0.106 + 0.118 \sin(z/11.28 + 5.142) \quad (5c)$$

Por fim, o CSR deve ser calibrado de forma ao número de ciclos da solicitação irregular equivaler ao número de ciclos da solicitação uniforme. Assumindo que a magnitude dos ciclos está relacionada com a duração do sismo, Seed et al. (1975) estabeleceram uma relação entre o número de ciclos que produzem excessos de pressão neutra equivalentes aos da solicitação irregular e a sua magnitude (Figura 13). Portanto, definiram os parâmetros como característicos de um sismo de magnitude de 7.5, correspondente a 15 ciclos.

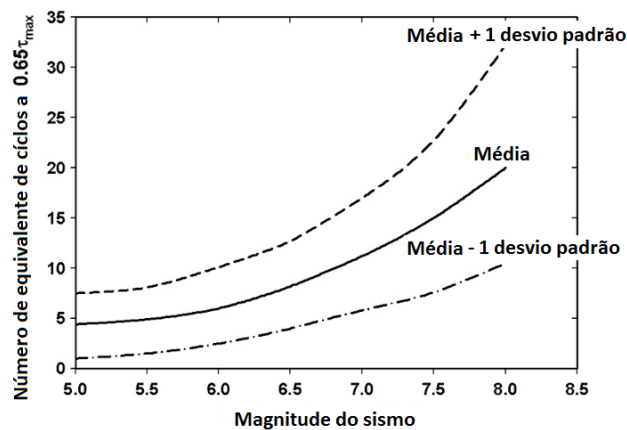


Fig. 13 – Relação entre o número de ciclos e a magnitude (adaptado de Seed et al., 1975)

2.3.2.2. Razão de resistência cíclica

A resistência cíclica do solo é normalmente determinada recorrendo a resultados empíricos de ensaios *in situ*. Os ensaios mais utilizados são o ensaio do cone penetrometro (CPT), o ensaio de penetração normalizado (SPT) e o ensaio de penetração de Becker (BPT). Apesar do ensaio SPT ter sido o mais utilizado, o CPT contém resultados muito mais exatos em maciços recentes de solos pouco soltos.

A resistência cíclica determinada pelo CPT baseia-se nos valores da resistência de cone normalizada (q_{c1N}), calculada por Robertson and Wride (1998) pela Equação 6, e correspondente à profundidade desejada.

$$q_{1cN} = C_Q \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \quad (6)$$

Onde:

- q_c é a resistência de ponta;
- p_a é a pressão atmosférica;
- C_Q é um fator de normalização da resistência de cone que é expresso na Equação 7.

$$C_Q = \left(\frac{p_a}{\sigma_{vo}} \right)^n \leq 1.7 \quad (7)$$

Onde n , determinado por Olsen (1997) pela equação 8, depende do tipo de solo.

$$\begin{cases} n = 0.5 \text{ para solos arenosos limpos} \\ n = 1.0 \text{ para solos argilosos} \\ 0.5 \leq n \leq 1.0 \text{ para silte e areias siltosas} \end{cases} \quad (8)$$

Para o caso de areais siltosas (com finos), é necessário introduzir o fator corretivo q_{1cN} , obtido pela Equação 9 que fornece o valor equivalente para areias limpas.

$$(q_{1cN})_{CS} = k_c \cdot q_{1cN} \quad (9)$$

Onde k_c foi definido por Robertson and Wride (1998) pela equação 10.

$$\begin{cases} k_c = 1.0 & \text{for } I_c \leq 1.64 \\ k_c = -0.403I_c^4 - 5.581I_c^3 - 21.630I_c^2 + 33.750I_c - 17.88 & \text{for } I_c \geq 1.64 \end{cases} \quad (10)$$

Onde o parâmetro I_c é um índice de comportamento do solo que pode ser determinado pelo processo expresso em Robertson (2009).

A partir de diversos valores de q_{1cN} de locais afetados por sismos e estabelecendo uma relação com sismos de magnitude $M=7.5$, Robertson e Campanella (1985) e Seed and DeAlba (1986), entre outros, determinaram uma relação entre valores de carga e resistência dos diversos locais. Ao analisar estes valores foi possível determinar uma curva que separa eventos onde se verificou ou não o fenômeno de liquefação. A curva composta pelos valores de tensão (CSR) máxima onde liquefação não ocorre para sismos de $M=7.5$ permitiu a determinação da resistência (CRR) para diversos locais com uma certa margem de segurança. Na Figura 14 é possível visualizar a curva representativa da Equação 11.

$$\begin{cases} CRR_{7.5} = 0.83 \cdot \left[\frac{q_{1cN}}{1000} \right] + 0.05 & \text{if } q_{1cN} < 50 \\ CRR_{7.5} = 93 \cdot \left[\frac{q_{1cN}}{1000} \right]^3 + 0.08 & \text{if } 50 < q_{1cN} < 160 \end{cases} \quad (11)$$

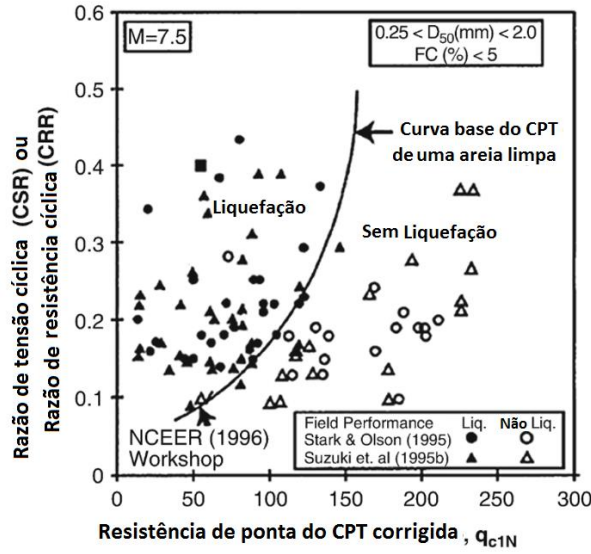


Fig. 14 – Relação entre CRR e resultados de CPT (adaptado de Youd et al., 2001)

Como o procedimento de avaliação do CRR é para um sismo de 7.5 de magnitude, equivalente a um sismo de 15 ciclos, isso leva a ter em conta o efeito desta magnitude no local. Como tal, o fator de escala de magnitude é introduzido (MSF). Boulanger and Idriss (2015) propuseram as Equações 12 e 13 para determinar o parâmetro:

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \cdot \left[8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325 \right] \quad (12)$$

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{1cN}}{180} \right)^3 \leq 2.2 \quad (13)$$

Onde q_{1cN} é a resistência de penetração de cone determinada anteriormente.

Ainda é necessária fazer outra correção ao parâmetro de resistência corresponde à profundidade do solo analisado. Ensaio laboratoriais demonstraram que quanto maior a profundidade, maior a resistência do solo à liquefação, portanto Youd et al. (2001) desenvolveram um fator de redução (Equação 14) aplicado em solos com elevadas tensões de confinamento:

$$\begin{cases} k_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{(f-1)} & \text{if } \sigma'_{vo} > p_a \\ k_{\sigma} = 1 & \text{if } \sigma'_{vo} \leq p_a \end{cases} \quad (14)$$

Onde f é um parâmetro que depende das condições do solo, da densidade relativa e da idade do depósito (Tabela 1).

Tabela 1 – Valores de f dependendo da densidade relativa (Youd et al., 2001)

f	D_R (%)
0.8	$\leq 40\%$
$0.5 - 0.005 \cdot (D_R - 40)$	$40 < D_R < 80$
0.6	$D_R > 80\%$

A Equação 15 corresponde à fórmula final do fator de segurança.

$$FS = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot k_\sigma \quad (15)$$

Também é necessário avaliar o efeito acumulativo da profundidade nas estruturas perto de solos onde ocorre liquefação, portanto o índice potencial de liquefação (P_L), inicialmente proposto por Iwasaki et al. (1978b), é calculado pela Equação 16. O potencial de liquefação varia de $P_L=0$, se não ocorrer liquefação a qualquer profundidade, até $P_L=100$, para o caso mais severo de liquefação. A partir de $P_L>15$, o potencial de liquefação já remete para danos significantes perto da superfície de acordo com casos históricos no Japão.

$$P_L = \int_0^{20} (1 - FS(z)) \cdot (10 - 0.5z) dz \quad (16)$$

Onde $FS(z)$ é o fator de segurança para a profundidade z ; $FS(z) = 1$ se $FS > 1$.

Como se pode confirmar pela segunda parte da equação $(10 - 0.5z)$, este fator só é calculado para uma profundidade máxima de 20 m pois a liquefação de um solo a profundidades superiores não tem efeitos perceptíveis à superfície.

2.3.2.3. Avaliação de excessos de pressão neutra

A previsão de excessos de pressão neutra tem sido estudada extensivamente devido à sua importância no desencadear da liquefação, levando ao desenvolvimento de diversos métodos empíricos.

Seed et al. (1975) propuseram a Equação 17 para o modelo de pressão neutra, que depois foi simplificado por Booker et al. (1976) para a Equação 18.

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left[2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{\beta}} - 1 \right] \quad (17)$$

$$r_u = \frac{2}{\pi} \arcsin \left[\left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{2\beta}} \right] \quad (18)$$

Onde:

- r_u é a razão de excesso de pressão neutra;

- N é o número equivalente de ciclos uniformes;
- N_L é o número de ciclos necessários para causar liquefação;
- β é um parâmetro empírico.

Tanto N_L como β podem ser obtidos através de ensaios triaxiais, dado que N_L aumenta com o aumento da densidade relativa e com o decréscimo da magnitude do incremento de carga, com o incremento de carga expresso em CSR. O uso de N_L tem as suas desvantagens dado que apenas pode ser aplicado para solos onde liquefação pode ocorrer (Polito et al., 2008). Em solos onde não ocorre liquefação, como areias densas ou solos com finos plásticos, ainda se pode verificar um grande aumento de pressão neutra e deformações como resultado de amolecimento do solo (Boulanger and Idriss, 2006). Para o valor de β , Booker et al. (1976) propôs o valor de 0.7, enquanto que Polito et al. (2008) propôs a Equação 19.

$$\beta = c_1 FC + c_2 D_r + c_3 CSR + c_4 \quad (19)$$

Onde:

- FC é o conteúdo de finos;
- D_r é a densidade relativa do solo;
- CSR é o rácio de tensão cíclica;
- c_1, c_2, c_3, c_4 são constantes da regressão linear que variam consoante o conteúdo de finos (para $FC < 35\%$: $c_1=0.01166$, $c_2=0.007397$, $c_3=0.01034$ e $c_4=0.5058$; e 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 (N) equivalente a um sismo com movimento do solo irregular pode ser obtido baseando na relação entre o número de ciclos e a razão de tensão cíclica, determinado por Seed et al. (1975), pela Equação 20.

$$CSR = a \cdot N^{-b} \quad (20)$$

Onde a e b são parâmetros de escala. Portanto, para dois ciclos de tensão individuais com CSR_A e CSR_B , o número relativo de ciclos que causam liquefação para estes rácios de tensão pode ser obtido pela Equação 21. Assumindo o valor de referência de ciclos uniformes de magnitude 7.5 ($N_{M=7.5}$), a razão dos CSRs corresponde à definição do fator de escala de magnitude (MSF) usado no método simplificado de Seed para calcular a exigência sísmica do potencial de liquefação na Equação 22. De acordo com Boulanger and Idriss (2015), o MSF pode ser determinado por equações dependentes do material (Equação 23). Existem várias propostas para o parâmetro b, como $b=0.34$ para areias (Idriss, 1999) e $b=0.135$ para argilas e siltes plásticos (Boulanger and Idriss., 2006).

$$\frac{N_A}{N_B} = \left(\frac{CSR_B}{CSR_A} \right)^{\frac{1}{b}} \Leftrightarrow MSF = \frac{CSR_M}{CSR_{M=7.5}} = \left(\frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b \quad (21)$$

$$CSR_{M=7.5} = 0.65 \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot \frac{PGA}{MSF} \cdot r_d \quad (22)$$

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \cdot \left[8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325 \right] \quad (23a)$$

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180} \right)^3 \leq 2.2 \quad (23b)$$

2.3.3. MÉTODO BASEADO NA ENERGIA – “ENERGY-BASED METHOD”

Os métodos baseados na energia baseiam-se em hipóteses um pouco diferentes do método, levando a diversas vantagens (Millen et al., 2019):

- Enquanto os métodos baseados na tensão apenas têm em conta valores instantâneos como PGA, métodos baseados na energia medem valores de intensidade acumulativos que usualmente têm menor dispersão;
- Métodos baseados na energia são tipicamente independentes da amplitude das cargas e, portanto, podem quantificar a resistência à liquefação como um único valor, ao contrário de métodos baseados na tensão que usam a relação entre a amplitude e o número de ciclos de tensão;
- Para cargas cíclicas de amplitude constante, as tensões decrescem e a pressão neutra aumenta, enquanto que a energia é conservada.

O desenvolvimento de um método baseado na energia para avaliação do desencadeamento de liquefação foi proposto pela primeira vez por Davis and Berril (1982) seguindo uma hipótese de Nemat-Nasser et al. (1979), onde se considera que a acumulação de pressão neutra é tem uma relação linear com o aumento de energia sísmica dissipada por unidade de volume de solo, em função do SPT, da tensão de sobrecarga efetiva inicial e da energia aplicada no local. Esta correlação pode ser visualizada na Equação 24:

$$\Delta u = \frac{C(N_1)}{r^2 \sqrt{\sigma'_0}} 10^{1.5M} \quad (24)$$

Onde:

- M é a magnitude do sismo;
- r é a distância do local ao ponto de onde a energia foi libertada;
- σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva inicial;
- $C(N_1) = c_1 \cdot c_2 \cdot \lambda(N_1) \cdot 10^{1.8}$ é determinado empiricamente a partir de casos de liquefação, sendo que N_1 é o valor médio obtida no ensaio SPT.

Mais tarde, Berril et al. (1985) propôs uma outra relação (Equação 25):

$$r_u = \beta \cdot W^\zeta \quad (25)$$

Onde W (Equação 26) é a energia dissipada por unidade de volume de solo normalizado pela tensão inicial efetiva de confinamento, definido por:

$$W = \frac{1}{\sigma'_0} \int_0^t \tau d\gamma \quad (26)$$

Sendo que: τ é a tensão de corte e γ é deformação de corte.

Para ensaios triaxiais cíclicos não drenados, W é a área acumulada delimitada pelos loops de tensão-deformação, que pode ser calculada pela Equação 27:

$$W = \frac{1}{2\sigma'_0} \sum_{i=1}^{n-1} (\sigma_{d,i+1} + \sigma_{d,i}) (\varepsilon_{a,i+1} - \varepsilon_{a,i}) \quad (27)$$

Onde: σ_d é a tensão de desvio aplicada no incremento de carga e ε_a é a deformação axial no incremento de carga.

Green et al. (2000) propôs uma relação simplificada (Equação 28) para estimar a razão de excesso de pressão neutra baseado na energia dissipada e na “capacidade de pseudo-energia” (PEC):

$$r_u = \sqrt{\frac{W}{PEC}} \leq 1 \quad (28)$$

Onde: PEC é a basicamente a energia dissipada na liquefação e pode ser determinada por dados de ensaios cíclicos, dividindo o valor de W por 0.4225 para $r_u=0.65$. Polito et al. (2008) propõe uma nova fórmula para calcular PEC.

Mais recentemente, Kokusho (2013) propôs um método simplificado. Para estimar a capacidade do solo relativamente à liquefação, o parâmetro CSR_{20} é avaliado através de correlações com as pancadas do SPT e a energia dissipada normalizada é estimada como indicado na Figura 15 por dois critérios diferentes definidos pela deformação axial de dupla amplitude (ε_{DA}) de 2% e 5%.

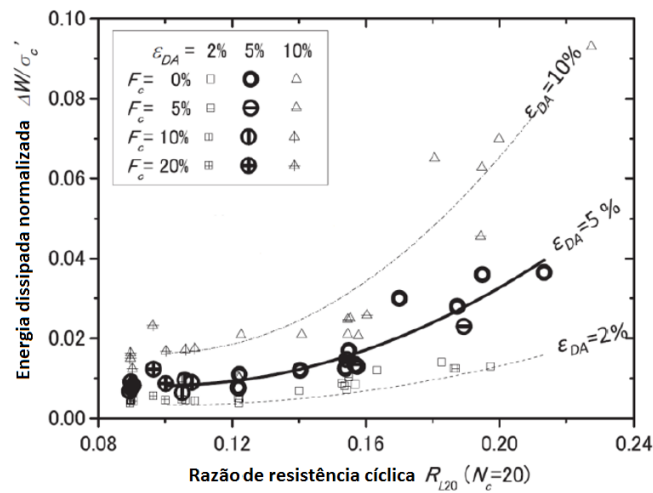


Fig. 15 – Relação entre a energia dissipada normalizada e o CSR_{20} (adaptado de Kokusho, 2013)

A energia dissipada (ΔW) é depois convertida em energia de deformação (W) pela Equação 29:

$$\frac{W}{\sigma_c} = 5.4 \cdot 10^{1.25 \cdot \log(\Delta W / \sigma'_c)} \quad (29)$$

Da energia de deformação, determina-se a capacidade de deformação do solo multiplicando-a pela espessura da camada, que é comparada com a energia da onda sísmica ascendente. Aliás, neste método a intensidade do sismo é estimada pela densidade de energia da onda ascendente calculada pela Equação 30:

$$E_u = \rho V_s \int (\ddot{u})^2 dt \quad (30)$$

Onde:

- $\ddot{u}$ é a velocidade sísmica das partículas a propagarem-se no sentido ascendente, obtida integrando a aceleração da base;
- ρ é a densidade do solo;
- V_s é a velocidade das ondas de corte.

Para identificar o ponto de início (de desencadeamento) da liquefação, as razões de energia de diferentes camadas são numeradas sequencialmente desde o valor inferior e somadas. De acordo com Kokusho (2013), a liquefação ocorre nessa sequência e nessas camadas onde a soma é menor que 1, porque a energia da onda ascendente pode liquefazer camadas individuais de areia na sequência mencionada até que a capacidade do solo seja usada totalmente.

Métodos que adotam a energia dissipada têm duas grandes desvantagens: uma é que a estimativa da energia dissipada, num perfil de solo devido a uma onda sísmica de corte, é longe de trivial e muito dependente das características do solo e das mudanças com o aumento da pressão neutra.; outra é que a energia dissipada aumenta rapidamente quando o solo se aproxima da liquefação, e então uma pequena mudança no critério de avaliação de liquefação (por exemplo mudar o valor do parâmetro r_u de 0.95 para 0.98) pode ter um grande impacto na capacidade do solo avaliada.

De forma a ultrapassar este problema, Millen et al. (2019) propôs um novo método para estimar o desenvolvimento de excessos de pressão neutra durante um sismo baseado nos princípios de conservação de energia. A resistência à liquefação é medida em termos de energia de deformação absoluta acumulada (NCASE), que mostra ser constante com a amplitude das cargas, mas sensível às propriedades do solo. O NCASE foi calculado como a acumulação do valor absoluto da variação da energia de deformação dividida pela tensão vertical efetiva (Equação 31). Graficamente, ele pode ser obtido pela soma do valor absoluto da variação da energia de deformação entre dois picos da resposta (Figura 16).

$$NSE = \sum_{j=0}^{n_{peaks}} |\tau_{av,j}| \cdot |\gamma_{j+1} - \gamma_j| / \sigma'_{vo} \quad (31)$$

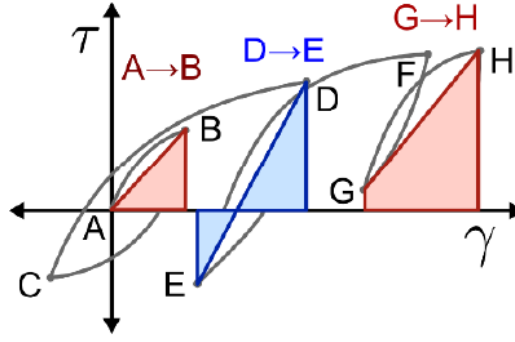


Fig. 16 – Cálculo gráfico de NSE

O parâmetro da pressão neutra pode ser determinado pela Equação 32 que resulta da relação entre o NCASE na liquefação (Equação 33) e do NCASE para cada ciclo (Equação 34):

$$r_{u,i} = \sqrt{\frac{NCASE_i}{NCASE_{liq}}} \cdot r_{u,liq} \quad (32)$$

$$NCASE_{liq} = \frac{2 \cdot CSR^2 \cdot \sigma'_{v0} \cdot n_{liq}}{G_i \cdot \left(1 - \frac{CSR \cdot s_r \cdot r_{u=0}}{\tan(\varphi) \cdot (1 + s_r \cdot r_{u=0})}\right)} \int_{n=0}^{N_L} \frac{1}{\lambda(r_u)} dn \quad (33)$$

$$NCASE_i = \frac{2 \cdot CSR^2 \cdot \sigma'_{v0} \cdot N_L}{G_i \cdot \left(1 - \frac{CSR}{\tan \varphi}\right)} k \quad (34)$$

Onde:

- $r_{u,liq}$ é o valor de r_u para o qual se considera que a liquefação foi desencadeada;
- k é um parâmetro de calibração que pode ser tomado igual a 1 (Kramer et al., 2016);
- N_L é o número de ciclos para a ocorrência de liquefação geralmente considerado 15;
- S_r é um fator de deformação;
- λ é um fator redutor do módulo de rigidez.

2.3.4. ENSAIOS DE CENTRIFUGADORA

Os ensaios de centrifugadora são um dos mais considerados métodos de análise de comportamento do solo, apesar da influência das tensões efetivas no comportamento do solo limitar o valor do ensaio em modelo físico em 1-g. Através de grandes acelerações, as tensões do modelo são aumentadas de forma a igualar as tensões no local. Como proposto por Craig (1995), modelos de centrifugadora possibilitam o estudo de grandes problemas geotécnicos combinando as vantagens de uma análise convencional com a habilidade de reproduzir as tensões e deformações no solo para a escala real (Coelho, 2007).

O princípio base no modelo dinâmico de centrifugadora consiste na análise do comportamento de um protótipo, que representa o problema real de forma simplificada, mas não reduzida, através da análise dos efeitos sísmicos no modelo reduzido. O protótipo e o modelo devem ter uma razão de

semelhança de $1/N$ com os materiais a comportarem-se com uma razão de semelhança baseada neste N , como foi compilado por Schofield (1981) e Madabhushi (1994). As principais razões de semelhança podem ser verificadas na Tabela 2. Ao estabelecer uma relação de semelhança entre todos os parâmetros físicos dos materiais, é esperado que tensões, deformações e outros comportamentos dos materiais mantenham o seu realismo, desde que as condições de fronteira sejam aplicadas corretamente. É necessário cuidado especial ao aplicar as condições de fronteira pois as paredes e o fundo rígido podem levar a incompatibilidades quando se trata de eventos sísmicos (Coelho, 2007).

Tabela 2 – Lei de escala para o modelo de centrifugadora (Adaptado de Schofield, 1981, e Madabhushi, 1994)

Parâmetro	Escala (modelo/protótipo) ^(a)	Dimensões
Distância	$1/N$	L
Massa	$1/N^3$	M
Tempo (evento de percolação)	$1/N^2$ ^(b)	T
Tempo (evento dinâmico)	$1/N$	T
Velocidade	1	LT^{-1}
Velocidade de percolação	N ^(b)	LT^{-1}
Aceleração	N	LT^{-2}
Frequência	N	$1/T$
Força	$1/N^2$	MLT^{-1}
Tensão	1	$ML^{-1}T^{-2}$
Deformação	1	1

^(a) Para uma aceleração da centrifugadora igual a $N \cdot g$

^(b) usando o mesmo fluido no modelo e no protótipo

Resumindo, se um parâmetro tem o fator de escala de $1/N$, então o seu valor unitário no modelo é N vezes inferior ao seu valor unitário na escala do protótipo. Parâmetros como a tensão, têm uma escala de $1/1$ devido ao equilíbrio dos seus componentes, como se pode visualizar na Equação 35.

$$(\sigma_v)_{prot} = \rho \cdot g \cdot z_p \approx \rho \cdot (N \cdot g) \cdot \left(\frac{z_p}{N} \right) \approx \rho \cdot N_g \cdot z_m = (\sigma_v)_{mod} \quad (35)$$

A maioria dos parâmetros físicos são escalados e, apesar de escalar esses parâmetros no solo ser relativamente simples, o comportamento da água apenas se mantém através da sua substituição por um outro fluido no modelo. A utilização deste outro fluido permite um aumento da viscosidade que, após aplicada a razão de semelhança protótipo-modelo, representa corretamente o comportamento real da água. Atualmente os fluidos mais utilizados são glicerol, metilcelulose ou o fluido de Delft pois o custo e o impacto ambiental do óleo de silicone levaram à sua retirada (Coelho, 2007).

Outro fator a ter em consideração neste tipo de modelos é que, como a aceleração produzida no modelo depende da distância do modelo ao eixo da centrifugadora, a aceleração num certo ponto necessita de um fator corretivo pois a distribuição de tensões verticais com a profundidade no modelo

têm uma distribuição parabólica, que não se verifica na realidade. As Equações 36, 37 e 38 dizem respeito a este fator corretivo e a Figura 17 representa o problema em questão.

$$N_g = \omega^2 \cdot R \quad (36)$$

$$d\sigma_v = \rho \cdot g \cdot N \cdot dR \quad (37)$$

$$\sigma_v = \int_{R_s}^{R_1} \rho \cdot \omega^2 \cdot R \cdot dR = \frac{1}{2} \rho \cdot \omega^2 [R_1^2 - R_s^2] \quad (38)$$

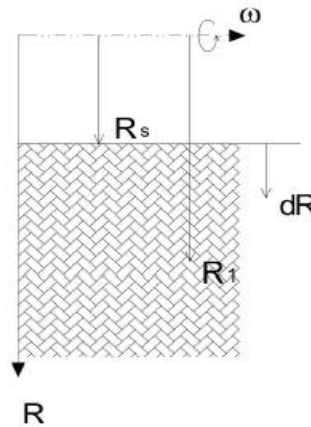


Fig. 17 – Distorção do campo centrífugo (Airoidi et al., 2018)

2.4. CONSEQUÊNCIAS DE LIQUEFAÇÃO

O fenómeno de liquefação pode afetar edifícios, pontes e outras construções, enterradas ou superficiais, de diversas formas assim como a própria natureza dos movimentos do solo. A liquefação de fluxo pode resultar em grandes movimentos de terra e contribuir para o afundamento ou a inclinação de grandes estruturas, rotura de estruturas de suporte de terras ou até mesmo de estruturas leves enterradas aflorarem à superfície. A liquefação cíclica resulta no assentamento de edifícios, extensão lateral e rotura de estruturas de suporte, assim como erupções de areia, assentamentos à superfície do terreno e perdas de estabilidade pós-sismo.

De seguida são descritas em maior pormenor consequências da liquefação.

2.4.1. EXTENSÕES LATERAIS E DESLIZAMENTO DE FLUXO

Quando as tensões de corte iniciais são menores que a resistência residual do solo, mas as tensões induzidas pelo sismo superam a resistência, ocorrem deslocamentos laterais que se acumulam incrementalmente durante o sismo e cessam no seu fim, resultando em extensões laterais, “Lateral Spreading” (Figura 18).



Fig. 18 – Exemplo de extensão lateral (www.eeri.org)

Quando a tensão estática de corte inicial é superior à resistência disponível no solo liquefeito, as deformações ocorrem, não só durante o sismo, como também após este parar. A este fenómeno chama-se deslizamento de fluxo, “Flow Sliding”.

Enquanto que as deformações da extensão lateral são limitadas o suficiente para se preverem no dimensionamento das estruturas circundantes, os deslocamentos causados por deslizamentos de fluxo não podem ser previstos e devem ser discutidos através de métodos de mitigação (NASEM, 2016).

2.4.2.ASSENTAMENTOS

Existem diversos mecanismos provocados por liquefação que podem desencadear assentamentos, sendo eles, extensão lateral com perda de volume nula, reconsolidação do solo liquefeito, re-sedimentação e perda de solo devido a ejeção do solo liquefeito.

Assentamentos devidos a extensões laterais podem ser previstos através da suposição de que o volume permaneceu inalterado no deslizamento e com base no deslocamento lateral estimado. Com o recurso a modelos computacionais é possível determinar com maior rigor o valor destes assentamentos.

Através de modelos simplificados é possível determinar assentamentos devido a reconsolidação, apesar do mesmo não se verificar para quantificar assentamentos associados a re-sedimentação ou perda de solo devido à ejeção do solo liquefeito, principalmente devido à grande variação do índice de vazios se verificar sob de uma camada com baixa permeabilidade.

Como a análise de assentamentos resultantes de reconsolidação de solo liquefeito são tipicamente assumidos em condições livres unidimensionais, portanto, a deformação volumétrica devida associada à dissipação da pressão neutra é igual à deformação vertical. O assentamento pode então se calculado integrando a deformação vertical pela profundidade (NASEM, 2016).

2.4.3.FALHAS ESTRUTURAIS

Na análise de danos estruturais devem-se ter em conta os danos diretamente ligados aos assentamentos ou a extensões laterais referidas anteriormente. No entanto também se devem notar os danos ligados à perda de resistência do solo que acontecem maioritariamente em fundações profundas dado que as fundações superficiais não tendem a cumprir os requisitos de dimensionamento em solos suscetíveis a liquefação.

No caso de fundações profundas, a capacidade de carga resulta na soma da resistência lateral com a resistência de ponta. Como um solo liquefeito sofre perda de resistência, a capacidade de carga dessas fundações reduz consideravelmente. Foi proposto que a reconsolidação de um solo envolvendo uma fundação iria contribuir para aumentar as tensões verticais na mesma quando a reconsolidação acontecesse, contudo isto apenas se verifica quando o plano neutro da estaca se encontra acima do solo liquefeito, devida à transferência de cargas aos solos mais profundos.

Além das roturas verificadas na superestrutura, a extensão lateral também pode levar a danos consideráveis numa fundação profunda. Como os deslocamentos em profundidade são diferentes dos superficiais, estacas podem não estar preparadas para os momentos e tensões de corte adicionais causados pela liquefação do solo.

No caso de estruturas de suporte, liquefação do solo resulta na perda de capacidade de carga e resistência de deslizamento devido à perda da resistência passiva da estrutura. Estas perdas de resistência podem resultar não só em danos na estrutura de suporte, como embarrilamento, inclinação ou deslizamento, mas também em possíveis danos nas estruturas na zona suportada.

No que toca a equipamentos (redes de água, gás, esgotos, etc.) podem verificar-se pequenos, mas dispendiosos danos. Como estes equipamentos se encontram dispersos por todas as zonas urbanas, é esperado que sempre que ocorre um sismo, existam roturas espalhadas por toda esta rede. Estes danos podem diretamente resultantes do sismo ou de efeitos colaterais (como a liquefação do solo e consequentes deslocamentos distorcionais que levam à rotura destas pequenas estruturas, e suas ligações) (NASEM, 2016). As roturas localizadas nestas redes são muito mais prejudiciais, uma vez que podem impedir o acesso a bens essenciais como a água por parte de estruturas de salvamento (hospitais, quartel de bombeiros, etc.) fulcrais no pós sismo, ou impedir as comunicações de agentes da proteção civil.

2.4.4. ALTERAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO SOLO EM CONDIÇÕES CÍCLICAS

A influência do módulo de rigidez e de amortecimento na resposta do solo em condições cíclicas está bem documentada e, como tal, sabe-se que solos com diferente rigidez se comportam de forma diferente perante a mesma excitação sísmica.

O desenvolvimento de excessos de pressão neutra leva à redução da rigidez do solo durante um sismo, portanto um solo inicialmente mais rígido fica mais deformável após liquefeito. Este comportamento surge devido à degradação do módulo de rigidez, acompanhado do aumento da deformação de corte induzidos pelo sismo e a redução da tensão vertical efetiva.

A degradação do módulo de rigidez traduz-se numa translação dos picos da função de amplificação de Fourier para menores frequências (Figura 19), 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 desvio para a esquerda terão os picos da função de Fourier.

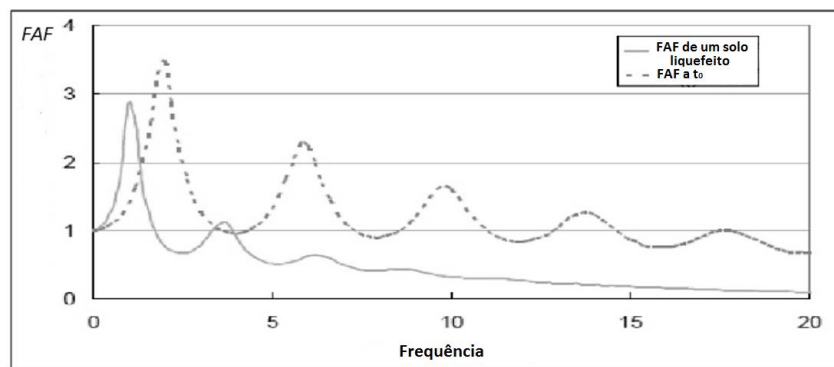


Fig. 19 – Função de amplificação de Fourier pré e pós liquefação

Na Figura 20 pode claramente destacar-se o efeito da liquefação na redução da rigidez do solo (dos 7 s aos 10 s), dado que tanto a amplitude da aceleração como a frequência alteram drasticamente. O facto de haver uma redução na amplitude da aceleração não indica, necessariamente, uma diminuição dos danos pois acelerações baixas a frequências baixas podem levar a grandes deslocamentos, nomeadamente em estruturas os equipamentos enterrados (Kramer, 1996).

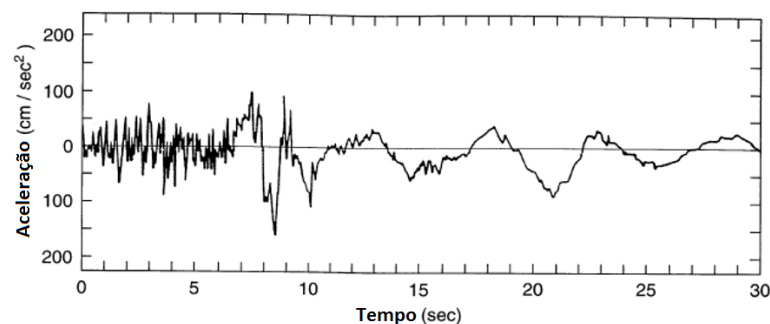


Fig. 20 – Acelerograma num solo liquefeito pelo sismo Niigata, 1964 (adaptado de Kramer, 1996)

Youd and Carter (2005) descobriram valores amplificados da frequência de vibração num intervalo de 1 a 1.5 Hz, analisando resultados obtidos de históricos de aceleração de solos liquefeitos. Por outro lado, Gingery et al. (201) descobriram picos de amplificação em frequências por volta dos 20 Hz. Este fenómeno está relacionado com o comportamento dilatante do solo, dado que o solo mostra um aumento de rigidez quando a dilatação ocorre.

Infelizmente, os dados de campo e estudos limitados no efeito de liquefação na vibração do solo não fornecem informações suficientes para desenvolver uma aproximação empírica ou semi empírica para prever o efeito de liquefação num solo antes ou após esta ocorrer.

Finalmente, ainda que se trate de um solo parcialmente liquefeito, o facto do pico da função de amplificação de Fourier (FAF) é reduzido não implica uma redução nos danos. Aliás, a amplificação de componentes de baixa frequência implica grandes oscilações no depósito de solo. Estes deslocamentos podem levar a grandes danos em estruturas enterradas como discutido anteriormente (Kramer, 1996).

2.4.5. FORMAÇÃO DE ERUPÇÕES DE AREIA

Durante e após um sismo, o excesso de pressão neutra induzido é dissipado, predominantemente pelo fluxo de água para a superfície. A força deste fluxo leva a partículas soltas no solo a acompanharem-se resultando nas “erupções de areia” (Figura 21). Se o gradiente hidráulico no fluxo de água chegar a um valor crítico, a tensão vertical torna-se nula e o solo atinge a condição movediça (“quick condition”). Na Figura 22 é possível visualizar como este fenómeno ocorre num perfil de solo.



Fig. 21 – Erupções de areia devido à liquefação do solo (www.iamcivilengineer.com/what-is-soil-liquefaction-history-types)

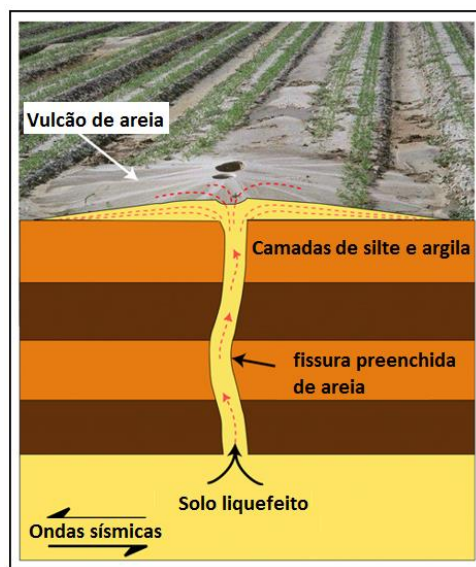


Fig. 22 – Esquema de uma erupção de areia (adaptado de Sims and Garvin, 1995)

A formação de erupções de areia é um processo um pouco aleatório, visto depender de diversos fatores; a magnitude do excesso de pressão neutra; a espessura, densidade e profundidade da zona com

excesso de pressão neutra; a espessura, permeabilidade e a intatibilidade dos solos sobrepostos à zona de excesso de pressão.

Existe um problema quanto à dependência da existência de erupções de areia como prova do fenómeno de liquefação. A liquefação de uma camada profunda e fina pode não mostrar resultados evidentes, mas uma camada pouco profunda e espessa pode ter menores excessos de pressão neutra e ainda assim mostra resultados. Além disso, a presença de materiais menos permeáveis, como areias siltosas, pode levar à ausência deste fenómeno, ainda que na presença de altas pressões neutras (Kramer, 1996).

2.5.MEDIDAS DE MITIGAÇÃO

Como os principais problemas são a perda de resistência do solo e a geração de excessos de pressão de água, as principais medidas de mitigação servem exatamente para reduzir estes efeitos.

Existe uma grande variedade de técnicas de mitigação de liquefação, variando em custo, aplicabilidade e eficácia. Os principais grupos de técnicas de mitigação são compactação, reforço, tratamento e drenagem.

2.5.1.COMPACTAÇÃO DO SOLO

A compactação de um solo solto é um dos métodos mais eficazes para melhorar a resistência de um solo à liquefação. Quanto mais compactas as partículas estão, maior a rigidez e a resistência de um solo. Como o índice de vazios se reduz, os excessos de pressão neutra, aquando da aplicação de uma carga cíclica, serão muito menores. É, no entanto, importante referir que a alteração da rigidez do solo irá alterar o seu comportamento com um sismo. Pode haver uma diminuição de assentamentos, contudo haverá um aumento das acelerações neste solo mais denso o que pode aumentar os danos à superfície (Kokusho, 2017).

A compactação de um solo resulta em grandes assentamentos à superfície. Diferentes métodos de compactação resultam em diferentes graus de assentamento sendo que em alguns é comum adicionar uma camada de solo de forma a minimizar este assentamento. Muitos destes métodos também estão limitados a zonas sem estruturas ou equipamentos pois os assentamentos iriam causar danos aos mesmos.

Uma das técnicas de compactação mais comuns é vibro-compactação, onde o solo é vibrado por secções por toda a sua espessura, até que toda a sua área esteja compactada. Existem duas técnicas principais de vibração, a vibração horizontal (vibro-flutuação) e a vibração vertical (vara vibratória).

Na vibro-flutuação, uma sonda é inserida até ao fundo da camada (ou fim do seu alcance) e depois vibra e injeta água, de forma a facilitar a compactação. A sonda é retraída, em intervalos de 60 a 90 cm, repetindo o processo de vibração e injeção de água. Após completamente retirada, todo o processo repete-se na área seguinte. Aquando da vibração também pode ser introduzida brita que, junto da vibração, torna o solo muito mais resistente.

A vara vibratória consiste num equipamento mais rudimentar, formado por uma vara vertical com “asas” horizontais, de comprimentos e larguras diferentes, espalhadas ao longo da vara. A vara vibra então verticalmente, compactando o solo. Mais uma vez o solo é compactado por fases e é necessário inserir o equipamento em diferentes áreas de forma a compactar todo o solo.

A segunda técnica de compactação é a compactação dinâmica, onde um grande peso é largado repetidamente de uma certa altura. A quantidade de energia libertada pelo impacto do peso no solo é o que vai condicionar a qualidade da compactação. Contudo, a camada superficial sofre muito mais compactação do que a camada mais profunda do estrato. A compactação dinâmica do solo não é então aconselhada para estratos muito espessos (menores que 12m) devido à sua perda de eficácia.

Uma terceira técnica de compactação é a explosão. Este método consiste na colocação de explosivos espaçados verticalmente e horizontalmente, cuja explosão leva à libertação de excessos de gás e água e consequente densificação do solo. Cada ronda de explosivos reduz a sua eficácia, contudo é comum usar duas ou três rondas para atingir os objetivos. Este método é mais eficaz em solos com poucos finos e totalmente saturados pois cada explosão provoca a liquefação temporária do solo ao redor dos explosivos. Apesar de ser económico, as vibrações causadas pelos explosivos condicionam o seu uso.

Por fim, a última técnica designa-se por “compaction grouting” na literatura inglesa. Através da injeção de caldas de cimento sobre grandes pressões é possível formar colunas de solo mais compacto e denso. É possível realizar o tratamento total do solo ou apenas por baixo das fundações, até uma camada rígida. Esta técnica pode ser utilizada em qualquer profundidade e em qualquer tipo de solo, garantindo-lhe muita adaptabilidade (Kokusho, 2017).

2.5.2. REFORÇO DO SOLO

Em certos casos é possível melhorar a resistência e rigidez de um solo através da introdução de reforços no solo. Estes reforços podem consistir em materiais estruturais, como aço, betão ou madeira, ou em por outro tipo de solo, como colunas de brita (Foti et al., 2009).

O recurso a estacas, pré-esforçadas de betão ou de madeira, cravadas e distribuídas em grelha no solo promovem resistência ao movimento do solo, densificam o solo devido às vibrações e deslocamentos causados ao serem cravadas e por fim aumentam a tensão lateral no solo envolvente.

No caso das colunas de brita, a introdução de colunas densas no solo não só melhora a resistência ao corte do solo, como pode servir como dreno. Existem várias formas de instalar estas colunas, por vibro-compactação, como referido anteriormente, ou inserindo o material em profundidade e depois compactando-o até à superfície. Este segundo método tem várias adaptações. O que destaca esta técnica é a sua plenitude pois esta técnica melhora o solo introduzindo a sua alta densidade, resistência e rigidez; serve como dreno, diminuindo excessos de pressão neutra; a sua introdução no solo compacta o solo circundante, reduzindo possíveis assentamentos; aumenta as tensões laterais no solo circundante (Foti et al., 2009).

2.5.3. TRATAMENTO DO SOLO

O tratamento de solos tem sido uma técnica muito utilizada na área da geotecnia. Ao misturar materiais como cimento em solos arenosos, reduz-se o índice de vazios e melhora-se a resistência do solo. Este processo pode ser concretizado com vibrações e assentamentos mínimos, mas é considerado caro, portanto o recurso ao mesmo surge quando outras técnicas não são possíveis.

Existem dois tipos principais de injeção de ligantes, permeação e intrusão. O primeiro consiste na injeção de uma calda de cimento com baixa viscosidade de forma a preencher os vazios no solo sem perturbar a sua estrutura. Este tipo de tratamento permite o aumento das tensões de contacto das partículas, produzindo um esqueleto mais resistente e rígido que o do solo não tratado. O segundo

consiste na injeção de uma calda de cimento sob pressão de forma a criar fissuras no solo e preenchê-las. Ao realizar várias injeções é possível criar uma estrutura rígida dispersa pelo solo (Foti et al., 2009).

2.5.4.DRENAGEM DO SOLO

Muitos dos danos causados por liquefação podem ser eliminados baixando o nível da água e, como tal, muitas técnicas de dessaturação do solo podem ser utilizadas. Um dos métodos mais comuns de reduzir a quantidade de água num solo consiste na utilização de drenos ou colunas de brita, referidas anteriormente. A velocidade de dissipação de excessos de pressão neutra num solo depende do diâmetro e espaçamento dos drenos, assim como a permeabilidade e compressibilidade do solo envolvente. Apesar de drenos reduzirem excessos de pressão neutra durante um sismo, isto não implica a ausência de assentamentos (Kokusho 2017).

2.5.5.OUTRAS MEDIDAS

A injeção de ar é uma das medidas de mitigação tratadas neste trabalho e consiste injeção de ar em profundidade de forma a reduzir o grau de saturação do solo e consequentemente aumentar a resistência à liquefação do solo.

3

CASO DE ESTUDO – MODELOS DE CENTRIFUGADORA DO LABORATÓRIO ISMGEO

3.1. INTRODUÇÃO

O foco desta dissertação é o tratamento e análise de resultados de ensaios de modelos de centrifugadora realizados pelo laboratório ISMGEO (Istituto Sperimentale Modelli Geotecnici, anteriormente ISMES – Itália). Como tal, neste capítulo são introduzidos os ensaios do projeto H2020-LIQUEFACT (www.liquefact.eu) através da descrição da centrifugadora, tipo de solos, tipo de modelos, os sensores de aceleração, assentamento e pressão neutra, ações sísmicas e elementos estruturais, assim como algumas considerações necessárias para a compreensão dos dados.

No enquadramento do projeto LIQUEFACT, os ensaios de centrifugadora têm como objetivo servir de referência na análise de respostas sísmicas, utilizando ações sísmicas tipo e escalando-as de forma a levar solos a um estado liquefeito e avaliar a eficiência de diferentes técnicas de mitigação.

Uma análise da resposta do solo foi realizada nos locais em estudo, de forma a reproduzir uma série de sismos representativos e adequados a serem utilizados nos modelos da centrifugadora.

Os 37 ensaios, representados na Tabela 3, podem ser divididos em 3 fases, uma primeira onde se investigam os fatores preponderantes no desencadeamento de liquefação e duas outras fases focadas na eficiência de algumas técnicas de mitigação. Na primeira fase são tratados 3 solos granulares, com 4 perfis diferentes e sujeitos a 5 intensidades sísmicas diferentes, e em alguns dos ensaios foi colocado um edifício à superfície, com fundações superficiais, de forma a avaliar a interação solo-estrutura. Na segunda fase é avaliada a eficiência de drenos verticais e horizontais, de forma a reduzir a pressão neutra. Na terceira fase utiliza-se Indução de Saturação Parcial (IPS) como forma de mitigação do fenómeno de liquefação, introduzindo bolhas de ar no fundo do modelo e reduzindo o grau de saturação. A análise realizada nos solos é representativa de perfis com cerca de 15m de solo arenoso solto, saturado e homogéneo, por vezes sobreposto de uma camada de argila sobre consolidada.

Tabela 3 - 37 ensaios e respectivos parâmetros do modelo (Airolti et al., 2018)

Fase	Número do Ensaio	Nome do Ensaio	Tipo de Modelo	Areia	Sismo	Estrutura	Drenos	IPS
1	1	M1_S1_GM17	1	1	17	-	-	-
	2	M1_S1_GM34	1	1	34	-	-	-
	3	M1_S1_GM31	1	1	31	-	-	-
	4	M1_S2_GM17	1	2	17	-	-	-
	5	M1_S2_GM23	1	2	23	-	-	-
	6	M1_S2_GM34	1	2	34	-	-	-
	7	M1_S3_GM17	1	3	17	-	-	-
	8	M1_S3_GM23	1	3	23	-	-	-
	9	M1_S3_GM34	1	3	34	-	-	-
	10	M2_S1_GM34	2	1	34	-	-	-
	11	M2_S1_GM31	2	1	31	-	-	-
	12	M2_S3_GM34	2	3	34	-	-	-
	13	M1F_S1_GM31	1	1	31	Sim	-	-
	14	M1F_S1_GM31+	1	1	31+	Sim	-	-
	15	M2F_S1_GM31+	2	1	31+	Sim	-	-
2	16	M1_S1_VD1_GM31	1	1	31	-	Vert. S=5D	-
	17	M1_S1_VD2_GM31	1	1	31	-	Vert. S=10D	-
	18	M1_S1_HD1_GM31	1	1	31	-	Horiz. S=5D	-
	19	M1_S1_HD2_GM31	1	1	31	-	Horiz. S=10D	-
	20	M2_S1_VD1_GM31	2	1	31	-	Vert. S=5D	-
	21	M2_S1_VD2_GM31	2	1	31	-	Vert. S=10D	-
	22	M2_S1_HD1_GM31	2	1	31	-	Horiz. S=5D	-
	23	M2_S1_HD2_GM31	2	1	31	-	Horiz. S=10D	-
	24	M1F_S1_VD1_GM31+	1	1	31+	Sim	Vert. S=5D	-
	25	M1F_S1_HD1_GM31+	1	1	31+	Sim	Horiz. S=5D	-
	26	M2F_S1_VD1_GM31+	2	1	31+	Sim	Vert. S=5D	-
	27	M2F_S1_HD1_GM31+	2	1	31+	Sim	Horiz. S=5D	-
3	28	M1_S1_IPS1_GM31	1	1	31	-	-	1 inj.
	29	M1_S1_IPS1_GM31+	1	1	31+	-	-	1 inj.
	30	M1_S1_IPS4_GM31	1	1	31	-	-	4 inj.
	31	M1_S1_IPS4_GM31+	1	1	31+	-	-	4 inj.
	32	M2_S1_IPS1_GM31	2	1	31	-	-	1 inj.
	33	M2_S1_IPS1_GM31+	2	1	31+	-	-	1 inj.
	34	M2_S1_IPS4_GM31	2	1	31	-	-	4 inj.
	35	M2_S1_IPS4_GM31+	2	1	31+	-	-	4 inj.
	36	M1F_S1_IPS4_GM31+	1	1	31+	Sim	-	4 inj.
	37	M1F_S1_IPS4_GM31++	1	1	31++	Sim	-	4 inj.

De ensaio para ensaio existem diferentes distribuições dos sensores de aceleração, pressão neutra e deslocamento, como é descrito ao longo do capítulo.

O capítulo é composto por uma descrição da centrifugadora, tal como uma descrição dos modelos, dividida em propriedades dos solos, perfis dos solos, distribuição dos sensores e instrumentação das técnicas de mitigação. Existe também uma secção onde são descritas as vibrações sísmicas utilizadas, concluindo com o tratamento dos dados analisados neste trabalho.

3.2.DESCRICÃO DA CENTRIFUGADORA

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 da 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. Na Figura 23 pode-se visualizar um esquema representativo da centrifugadora.

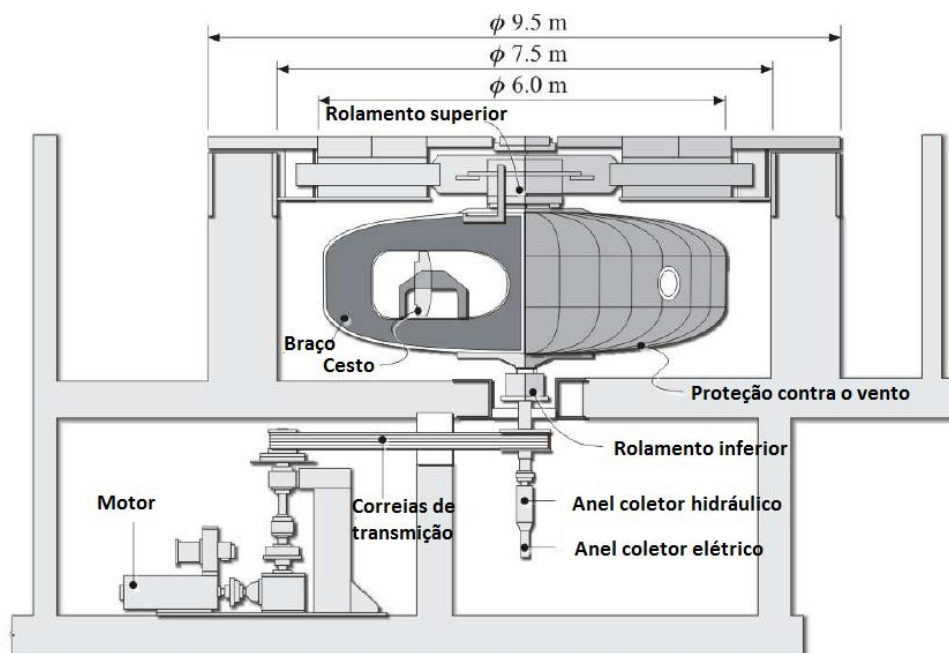


Fig. 23 – Esquema de uma secção da centrifugadora geotécnica da ISMGEO (Airoidi et al., 2018)

A centrifugadora tem uma capacidade de rotação de 240 g-ton (ex: consegue atingir 600g para uma massa de 400kg) e a sua forma incomum permite:

- Uma pequena distorção no campo centrífugo do modelo, como a sua dimensão principal é paralela ao eixo de rotação;
- Uma deflexão baixa no plano de suporte do cesto vibratório;

- Uma certa acessibilidade nos instrumentos perto do eixo de rotação devido à ausência de um eixo central ao longo do braço.

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.

Quanto ao recipiente do modelo, o seu propósito é permitir que o comportamento do solo seja semelhante a uma coluna de solo sujeita a um sismo, contudo, não é possível replicar o comportamento próximo das paredes do recipiente. A utilização da “Equivalent Shear Beam” (ESB) no projeto deve-se ao facto de, apesar de paredes laminares reproduzirem melhor as fronteiras para solos completamente liquefeitos, a sua resposta na fase pré-liquefação não é realista e pode influenciar o desencadear de liquefação. Como o objetivo da análise é o desencadeamento de liquefação sob o efeito de sismo, é necessário que as deformações laterais sejam negligenciáveis, apontando para a utilização do recipiente ESB. Este recipiente é então composto por corpos rígidos conectados por camadas de borracha para minimizar o efeito de fronteira.

3.3.PROPRIEDADES DOS SOLOS

Como referido anteriormente, a análise efetuada neste trabalho diz respeito a 3 solos granulares e a 1 solo argiloso, cujas propriedades podem ser visualizadas na Tabela 4, sendo eles:

- Areia de Ticino;
- Areia limpa de Pieve di Cento;
- Areia natural de Pieve di Cento composta por 12% de finos;
- Argila de Pontida.

A primeira areia, corresponde a uma areia limpa de Ticino, com parâmetros bem conhecidos devido ao seu extensivo estudo, ao longo dos últimos anos, em laboratórios geotécnicos. A areia de Ticino é uma areia uniforme, de granulometria média a grossa, com partículas angulares a parcialmente arredondadas, composta por 30% quartzo, 65% feldspato e 5% mica. Uma descrição mais completa pode ser encontrada em Fioravante & Giretti (2016). Quanto aos parâmetros necessários para a análise: as densidades secas e densidades relativas variam de ensaio para ensaio (na tabela é representado um intervalo para os valores); a permeabilidade (k), o índice de vazios máximo ($e_{\max}$), o índice de vazios mínimo ($e_{\min}$) e a velocidade das ondas de corte (V_s) foram obtidos na descrição geral do solo em Airolidi et al. (2018); o ângulo de atrito foi determinado por Mele et al. (2018); e o módulo de distorção máximo (G_0) foi obtido através da Equação (39), onde ρ é a densidade saturada do solo.

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (39)$$

A segunda areia corresponde a uma areia limpa adquirida no local em Pieve di Cento, localizada perto de San Carlo e Mirabello, onde ocorreu o fenómeno de liquefação durante o terramoto de Emilia Romagna em 2012. Esta areia foi obtida de uma areia natural de Pieve di Cento que depois foi peneirada por peneiro #200. Quanto aos parâmetros necessários para a análise: as densidades secas e densidades relativas, tal como na areia de Ticino, foram obtidas ensaio a ensaio (na tabela é representado um intervalo para os valores); a permeabilidade, o índice de vazios máximo, o índice de vazios mínimo

foram obtidos na descrição geral do solo em Airolti et al. (2018); o ângulo de atrito e o módulo de cisalhamento foi determinado por Mele et al. (2018).

A terceira e última areia corresponde a uma areia natural de Pieve di Cento, com 12% de finos. As propriedades adotadas para a areia limpa de Pieve di Cento foram adotados para a areia natural, com a exceção dos índices de vazios, a densidade seca e a densidade relativa (na tabela é representado um intervalo para os valores), cujos valores foram obtidos em Airolti et al. (2018).

A preparação de cada uma destas areias foi realizada através da pluviação seca das areias secas para o recipiente ESB a uma altura muito pequena (3 cm) constante. 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. A sua preparação no projeto foi a seguinte: foi colocada na argila uma quantidade apropriada de água de forma a atingir um teor de água de 42%; a mistura ficou duas horas sob um vácuo de 750 mm Hg; a lama foi depois depositada num consolidómetro até se obter uma camada de 50 mm de espessura de solo não consolidado; durante a consolidação, o solo sofre cargas de 6, 12.5, 25, 50, 100 e 200 kPa; após 13 dias para ser consolidada, a argila tinha cerca de 30 mm de espessura; as cargas por fim são retiradas e o solo é removido do consolidómetro e depositado no topo do modelo de areia antes do ensaio ser realizado. Sobre o campo centrífugo, a argila possuía um grau de sobreconsolidação (OCR) superior a 20. Quanto aos parâmetros, estes são representativos de solos argilosos utilizados para este tipo de análise (Fioravante and Jamiolkowski, 2005), exceto o valor da densidade seca que é fornecida por Airolti et al. (2018).

Tabela 4 - Propriedades dos 4 solos e origem dos dados

	Areia de Ticino	Areia Pieve di Cento Limpa	Areia Pieve di Cento Natural	Argila de Pontida
Densidade Seca ρ_d [kg/m ³]	1503 to 1552 ^[1]	1388 to 1491 ^[1]	1425 to 1500 ^[1]	2160 ^[1]
Densidade Relativa D_r [-]	0.46 to 0.57 ^[1]	0.46 to 0.7 ^[1]	0.46 to 0.7 ^[1]	[-]
Coeficiente de Poisson ν [-]	0.3 ^[3]	0.3 ^[3]	0.3 ^[3]	0.35 ^[3]
Coesão do Solo c' [kPa]	0 ^[3]	0 ^[3]	0 ^[3]	50 ^[3]
Dilatação do Solo Ψ [°]	0 ^[3]	0 ^[3]	0 ^[3]	[-]
Tensão do Solo σ_t [kPa]	0 ^[3]	0 ^[3]	0 ^[3]	[-]
Ângulo de Atrito ϕ_{cv} [°]	34 ^[2]	33 ^[2]	33 ^[2]	[-]
Permeabilidade k [m/s]	1.66 E-03 ^[1]	8.69 E-05 ^[1]	8.69 E-05 ^[1]	1.00 E-08 ^[2]
e_{min} [-]	0.574 ^[1]	0.674 ^[1]	0.674 ^[1]	[-]
e_{max} [-]	0.923 ^[1]	1.101 ^[1]	1.101 ^[1]	[-]
G [MPa]	94.4 ^[1]	45 ^[2]	45 ^[2]	50 ^[2]

[1]	Airolti et al. (2018)
[2]	Mele et al. (2018)
[3]	Valores Típicos

3.4.PERFIS DO SOLO

No relatório com os 37 ensaios, os ensaios estão divididos em 2 modelos: Modelo 1 composto por um solo granular homogêneo e o Modelo 2 composto por uma camada de solo granular homogêneo de 14 m sobreposto de uma camada de argila de 1.5 m. Como os ensaios com modelo 1 por vezes possuem diferentes profundidades, este foi dividido em 3 submodelos distintos, todos constituídos por um solo granular homogêneo, mas com profundidades de 12.5 m, 14 m e 15.5 m. Assim sendo os perfis do solo são compostos pela combinação dos 3 submodelos e pelo modelo 2. Na Tabela 5 pode-se visualizar mais facilmente a descrição anterior, assim como na Figura 24, onde estão representados os 3 submodelos e o modelo 2.

Tabela 5 - Modelo 1 composto por 3 submodelos (a, b, c) e Modelo 2

		Profundidade (m)	Solo
Modelo 1	Submodelo -a	12.5	Areia
	Submodelo -b	14	Areia
	Submodelo -c	15.5	Areia
Modelo 2		1.5	Argila
		14	Areia

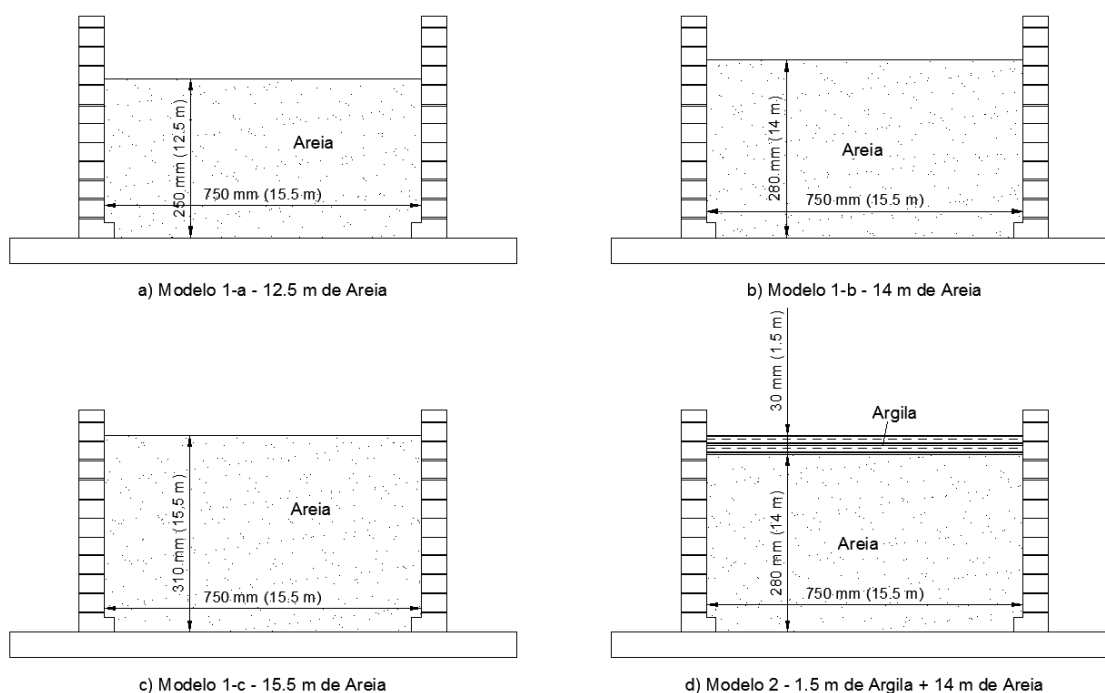


Fig. 24 - Modelo 1 composto por 3 submodelos (a, b, c) e Modelo 2

3.5.ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Alguns dos ensaios pretendiam simular a presença de um pequeno edifício utilizando para isso uma estrutura reduzida composta por dois materiais diferentes para a fundação e superestrutura. Esta estrutura foi desenhada com um grau de liberdade e é composta por um sistema oscilatório, a superestrutura, formado por colunas de aço soldadas a que por sua vez estão aparafusadas a duas fundações de alumínio. Na Figura 25 está representado o modelo reduzido da estrutura.

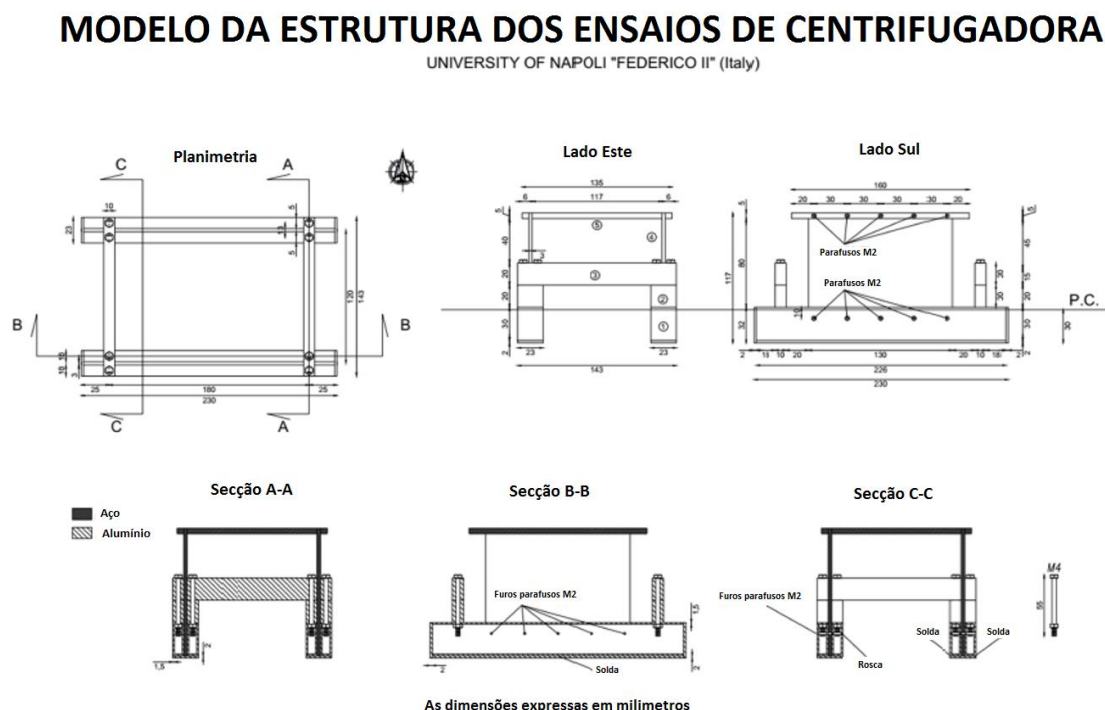


Fig. 25 – Modelo da estrutura (adaptado de Airoidi et al., 2018)

Como apenas foi disponibilizada informação sobre a estrutura como um todo e como não existia informação suficiente sobre as massas concretas para os diferentes componentes da estrutura, algumas considerações tiveram de ser tomadas. A partir da massa total da estrutura (2Kg) e da razão entre os volumes, foi determinada a massa da superestrutura e da fundação.

Os valores de dimensões para a fundação foram determinados a partir das imagens representativas da estrutura e o módulo de Young foi assumido.

Para a superestrutura considerou-se a altura do centro de massa no centro da chapa do topo e a razão de massa sísmica horizontal para massa vertical como unitária, enquanto que a frequência de vibração foi determinada pelo período de vibração ($f=T^{-1}$) fornecido por Airoidi et al. (2018).

Na Tabela 6 estão representadas as características e as propriedades da superestrutura e da fundação.

Tabela 6 - Propriedades da estrutura na escala do protótipo: a) Superestrutura; b) Fundação

Superestrutura		Fundação	
Altura efetiva [m]	4.25	Comprimento [m]	11.3
Massa efetiva [t]	140	Largura [m]	2.3
Período [s]	0.32	Altura [m]	1.5
Razão de massa [-]	1	Modulo de Young E [GPa]	200
		Profundidade enterrada [m]	1
		Massa [t]	93

a)

b)

3.6. LOCALIZAÇÃO DOS SENSORES

A nomenclatura dos sensores foi uniformizada para levar a uma melhor compreensão de onde os sensores se localizam, e para melhorar a comunicação entre diferentes investigadores com o defendido por Millen et al. (2018) e Rios et al. (2019). Assim sendo, uma série de nomes proposta em eng-tools (2018) foi adaptada para o presente caso como explicado abaixo.

Todos os sensores seguem o mesmo sistema de nomenclatura, “nome do sensor” - “coordenada X” - “coordenada Y” - “coordenada Z”, cujo sistema de eixos está representado na Figura 26.

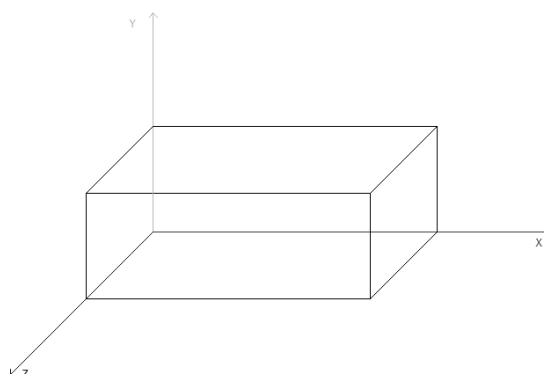


Fig. 26 – Sistema de eixos

Existem 3 tipos de sensores neste trabalho cujos códigos para os nomes se seguem: Transdutor de aceleração, nomeado de “ACCX” pois os valores de aceleração são determinados para o eixo x; Transdutor de pressão neutra, nomeado de “PPT”; Transdutor de assentamento, nomeado “DISPY” pois o valor de assentamento é determinado no eixo y.

Para a coordenada X, existe uma divisão entre os códigos correspondentes a um modelo com e sem estrutura. Assim sendo, o solo é dividido em colunas localizadas e nomeadas de Norte a Sul, incluindo o modelo composto por um edifício. Nas Figuras 27 e 29 pode se visualizar os modelos sem estrutura e nas Figuras 28 e 30 os modelos com estrutura. Nas figuras também é possível ver as percentagens da divisão dos modelos ao longo do seu comprimento e na Tabela 7 estão os nomes completos dos códigos utilizados para a coordenada X.

Tabela 7 - Convenção dos códigos da coordenada X

Coordenada X	
FF	Zona livre de estruturas
FFN	Zona livre de estruturas a Norte
FFS	Zona livre de estruturas a Sul
FFNW	Zona livre de estruturas perto da parede Norte
FFSW	Zona livre de estruturas perto da parede Sul
UB1	Debaixo do Edifício 1
UNB1	Debaixo da parte Norte do Edifício 1
USB1	Debaixo da parte Sul do Edifício 1
FFB1N	Zona entre FF e o Edifício 1 a Norte
FFB1S	Zona entre FF e o Edifício 1 a Sul

Para a coordenada Y, a divisão é feita para o caso de o solo ser sobreposto de uma camada de argila ou não. Estabeleceu-se uma divisão de cada camada em 6 ou 7 subcamadas diferentes, consoante se trate de um dos perfis com apenas uma camada de areia ou do perfil com a camada de argila sobreposta. Inicialmente, para os perfis apenas com areia, foram criadas as subcamadas superficial (S) e de fundo (B), correspondendo cada uma a apenas 5% do total da camada. Os restantes 90% foram divididos igualmente pelas restantes 5 subcamadas. Na comparação entre o modelo com uma camada e o modelo com duas camadas, de forma a que sensores situados na mesma posição relativa em ambos os modelos obtenham nomes semelhantes, as percentagens de cada são ajustadas, como indicado nas Figuras 27 e 29. Em particular, a percentagem associada ao fundo da camada de argila juntou-se ao imediatamente acima (L1B), bem como a percentagem associada à subcamada superficial de areia se uniu com a subcamada imediatamente abaixo (L2T). Desta forma as subcamadas centrais estão na mesma posição em ambos os modelos e, assim sendo, um sensor localizado na subcamada central está na mesma posição relativa em ambos os modelos.

Nas Figuras 27 e 28 pode se visualizar em pormenor os modelos apenas com areia e nas Figuras 29 e 30 os modelos com a camada de argila. Nas figuras também é possível ver as percentagens da divisão dos modelos ao longo da sua altura e na Tabela 8 estão os nomes completos dos códigos utilizados para a coordenada Y.

Tabela 8 - Convenção dos códigos da coordenada Y

Coordenada Y	
S	Superfície
L1T	Topo do Estrato 1
L1TC	Zona topo-centro do Estrato 1
L1C	Zona central do Estrato 1
L1BC	Zona base-centro do Estrato 1
L1B	Base do Estrato 1
B	Base



Fig. 27 – Modelo 1 sem edifício

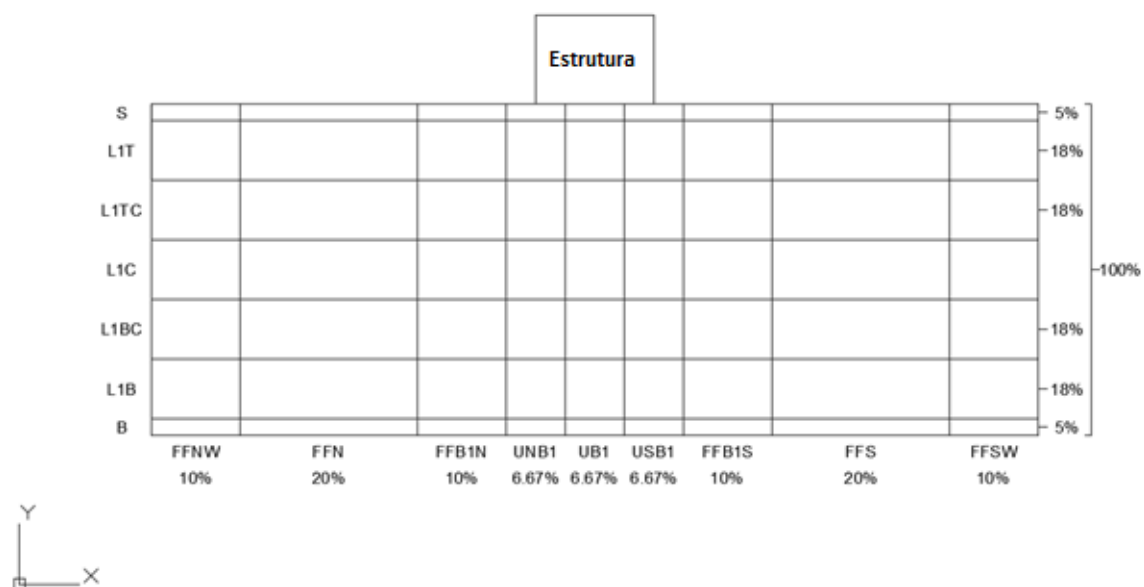


Fig. 28 – Modelo 1 com edifício

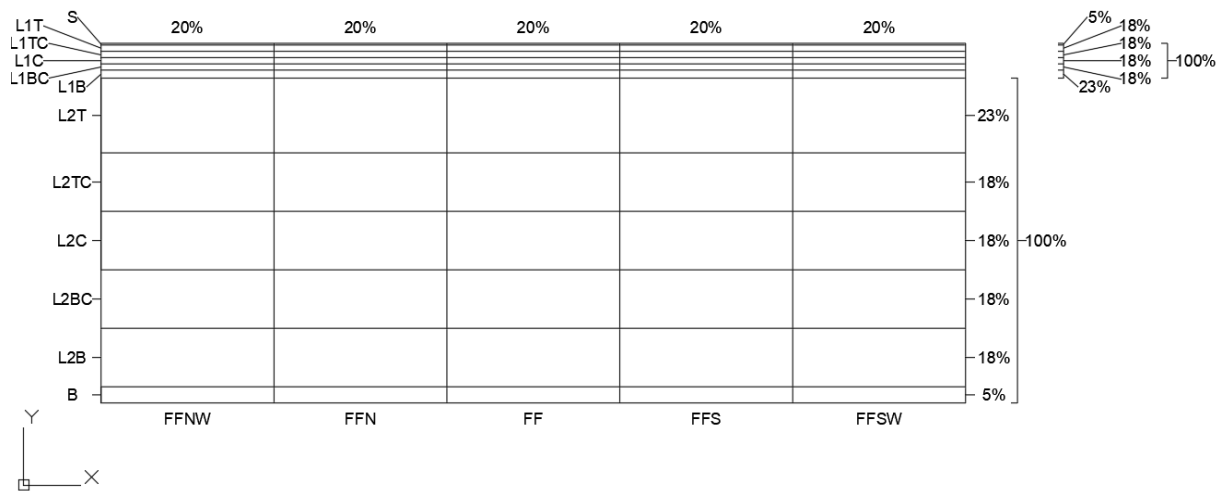


Fig. 29 – Modelo 2 sem edifício

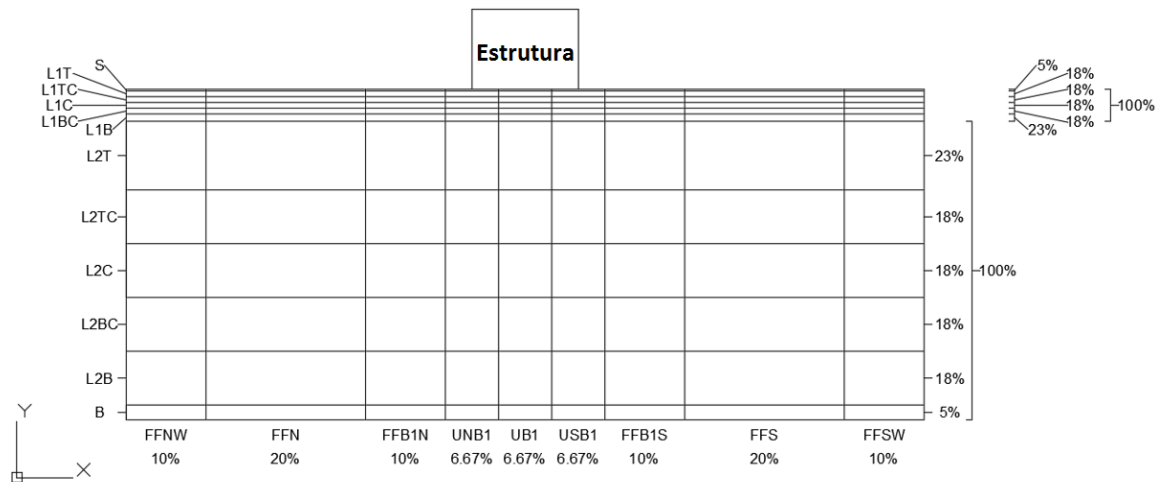


Fig. 30 – Modelo 2 com edifício

Quanto à coordenada Z, a maioria dos sensores encontravam-se dispostos num plano situado a meio da largura do perfil, com a exceção de 3 outros sensores de assentamento, um na frente e dois na retaguarda da estrutura. Sendo assim existem apenas 3 nomenclaturas para a largura, frente (F), meio (M) e retaguarda (B), como se pode visualizar na Figura 31 e Tabela 9.

Tabela 9 - Convenção dos códigos da coordenada X

Coordenada Z	
B	Retaguarda
M	Meio
F	Frente

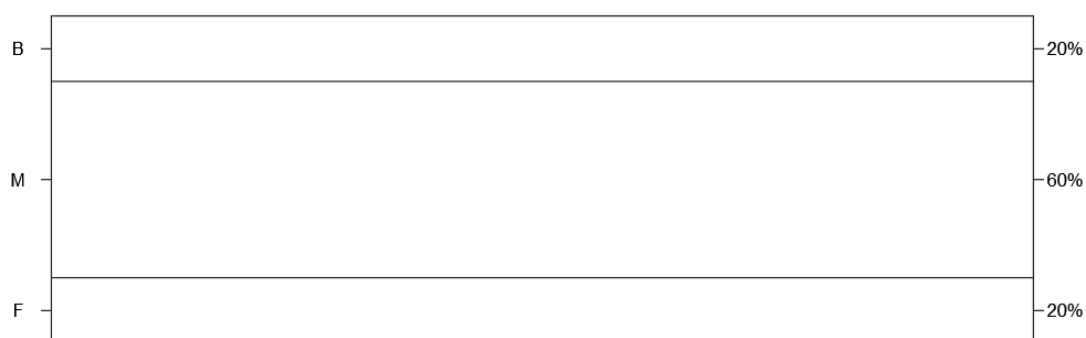


Fig. 31 – Vista em planta do modelo com as coordenadas Z

3.7. INSTRUMENTAÇÃO DAS TÉCNICAS DE MITIGAÇÃO

Como referido anteriormente, na introdução deste capítulo, existem 2 técnicas de mitigação avaliadas neste projeto: Drenos e Indução de Saturação Parcial.

3.7.1. DRENOS

Neste projeto são utilizados 2 tipos de drenos, Horizontal e Vertical, com disposições diferentes.

Os drenos foram simulados utilizando tubos de silicone com um diâmetro externo de 6 mm e diâmetro interno de 4 mm. Cada tubo leva furos de 0,5 mm de diâmetro em cada um dos seus lados, ao longo do seu comprimento, espaçados 5 mm.

A disposição dos drenos verticais foi em grelha com espaçamento de 5 ou 10 vezes o seu diâmetro (30 e 60 mm no modelo, correspondente a 1,5 m e 3 m na escala do protótipo), dependendo do ensaio. Na Figura 32 pode-se visualizar um esquema representativo dos drenos verticais e na Figura 33 pode-se visualizar a vista em planta da disposição dos drenos verticais, acompanhada das dimensões.

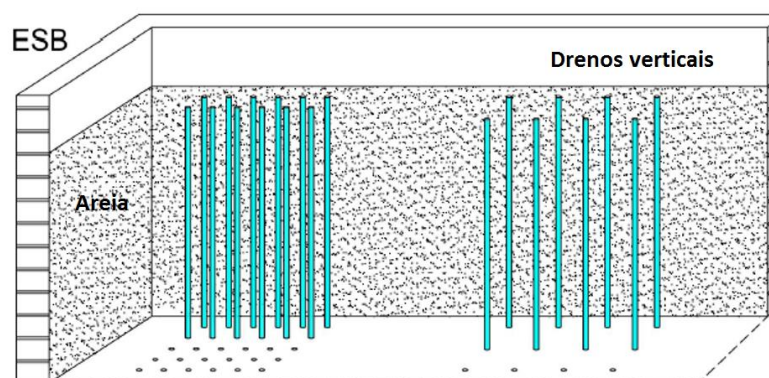


Fig. 32 – Esquema do modelo com drenos verticais (Airoldi et al., 2018)

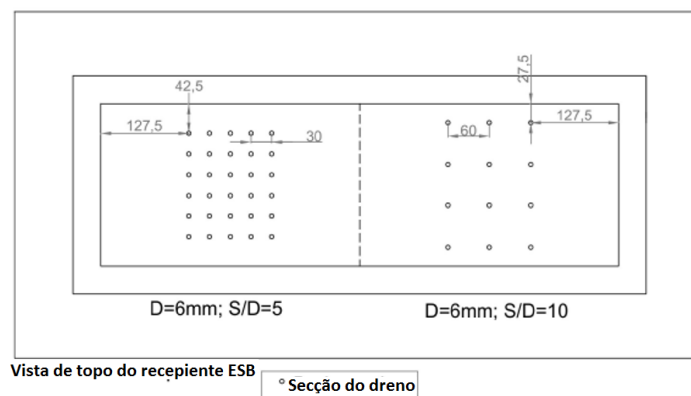


Fig. 33 – Vista em planta do modelo com drenos verticais (adaptado de Airoidi et al., 2018)

Os drenos horizontais foram instalados a uma profundidade pré-definida e ligados a três drenos horizontais com 12 mm de diâmetro instalados ao longo da largura do modelo, perpendicularmente aos drenos originais. Estes segundos drenos foram por sua vez ligados a quatro colunas verticais colocadas nos cantos do modelo que estão cheias de brita até à superfície.

A disposição destes drenos é em forma de quincôncio, com um espaçamento de 5 ou 10 vezes o seu diâmetro (correspondente a 1,5 m e 3 m na escala do protótipo), dependendo do ensaio. Na Figura 34 pode se visualizar um esquema da representativo dos drenos horizontais e na Figura 35 pode-se visualizar a vista frontal do modelo com a disposição dos drenos horizontais.

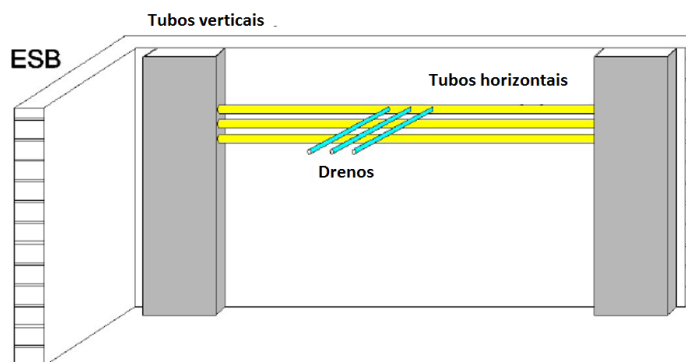


Fig. 34 - Esquema do modelo com drenos horizontais (Airoidi et al., 2018)

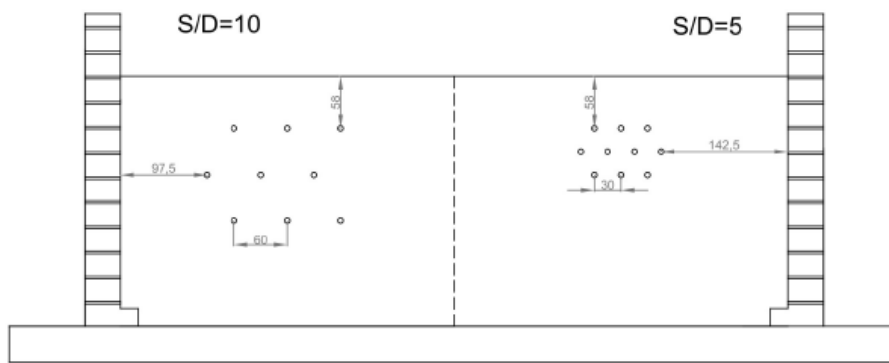


Fig. 35 - Vista lateral do modelo com drenos horizontais (Airoidi et al., 2018)

Nesta tese a nomenclatura dos drenos é simplificada pelos códigos expressos na Tabela 10.

Tabela 10 - Convenção para os códigos dos drenos

Drenos	
V1	Organização densa de drenos verticais
V2	Organização solta de drenos verticais
H1	Organização densa de drenos horizontais
H2	Organização solta de drenos horizontais

3.7.2. INDUÇÃO DE SATURAÇÃO PARCIAL

O sistema de injeção de ar era composto por dois reservatórios de ar, um transdutor de pressão de ar, uma válvula solenoide e tubos para levar o ar injetado para a base do modelo como se pode visualizar na Figura 36.

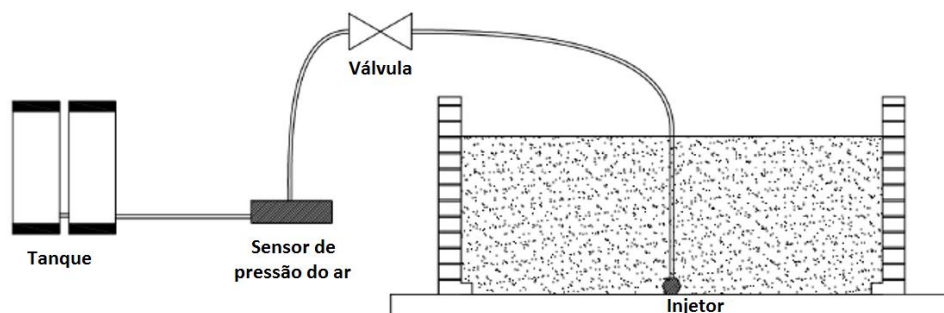


Fig. 36 – Esquema do modelo com IPS (Airoidi et al., 2018)

Neste projeto foram utilizadas duas configurações para o sistema de injeção de ar, injetor singular e conjunto de múltiplos injetores.

O injetor singular consistia numa agulheta de 1,3 cm de diâmetro com uma superfície de injeção de 1,33 cm². Este injetor foi colocado no centro do modelo.

O conjunto de múltiplos injetores, era composto por 4 agulhetas com diâmetro efetivo de 0,9 cm, espaçados de 6 cm e com uma superfície global de injeção de 2,54 cm². O conjunto foi colocado ao longo do comprimento do modelo, dispersos pelos 18 cm centrais.

Nesta tese a nomenclatura do sistema IPS é simplificada pelos códigos expressos na Tabela 11.

Tabela 11 – Convenção dos códigos de IPS

Indução de Saturação Parcial (IPS)	
IPS1	1 injetor
IPS4	4 injetores

3.8. SISMOS INDUZIDOS

É preciso salientar que, o projeto LIQUEFACT, incluiu também um ensaio à escala real in situ na zona de Pieve di Cento, com indução de liquefação através de uma máquina vibratória de grandes dimensões. Ou seja, os ensaios em centrifugadora foram preparados tendo em conta este local e serviram de preparação para os ensaios à escala real. Assim, os sismos simulados foram os representativos daquela região. No entanto, diversos sismos foram simulados, de forma a serem representativos de diversos níveis de intensidade sísmica consoante o período de retorno (475, 975, 2475 anos) e calculados para uma profundidade de 15m (base do depósito de areia simulado na centrifugadora).

Estes sismos necessitaram de alguma adaptação para serem utilizados consoante as especificações da mesa vibratória. A frequência e aceleração máximas utilizadas foram limitadas a 500Hz e 15g, 10Hz e 0,3g no protótipo.

De entre todas as atividades sísmicas simuladas apenas 4 foram escolhidas e escaladas para o modelo de forma a avaliar a suscetibilidade à liquefação. Uma delas, GM31, foi a única que verificou liquefação total, sendo escolhida como referência para outros ensaios. Por vezes foi necessário amplificar a GM31 de forma a atingir liquefação, criando um 5º sismo, GM31+.

Na Tabela 12 está uma versão resumida das características dos sismos utilizados.

Tabela 12 - Resumo das características dos sismos

Período de retorno T_R (anos)	ID do Sismo	Magnitude M_w
475	GM17	6.1
975	GM23	5.9
2475	GM31	6.9
2475	GM31+	6.9
2475	GM34	6.93

3.9. TRATAMENTO DE DADOS

3.9.1. LEI DE ESCALA

Nos diversos ensaios são registados valores de aceleração, pressão neutra e deslocamentos num determinado período de tempo. Todos estes valores são sujeitos à lei de escala descrita em pormenor

anteriormente (Capítulo 2, Secção 3.3), sendo que a razão de escala utilizada é de $N=50$ (Ex: 1 segundo no modelo corresponde a 50 segundos no protótipo). Na Tabela 13 é possível visualizar os parâmetros que neste trabalho são sujeitos à lei de escala, assim como a correlação entre modelo e protótipo. Durante a conversão, os valores destes parâmetros foram também convertidos para as suas respectivas unidades SI.

Tabela 13 – Conversão dos parâmetros de modelo para protótipo

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

3.9.2.DADOS FINAIS FILTRADOS

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. O maior ruído de fundo, apresentado na Figura 37, ocorre aos 4 Hz e não pode ser removido dado que apenas frequências bem acima das frequências importantes do sismo poderão ser removidas.

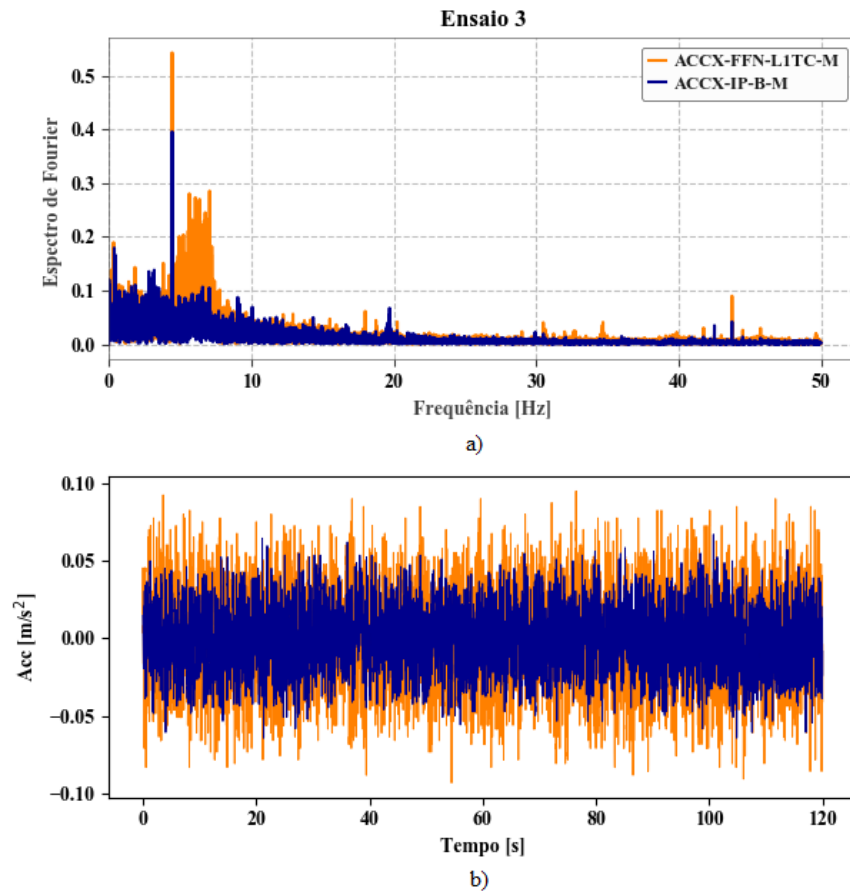


Fig. 37 – Ruído dos registos da aceleração

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. Neste intervalo de 2 segundos, a aceleração foi considerada zero e mantida no início do intervalo significativo para o registo poder ser utilizado na modelação numérica.

Além disso, para o caso do Ensaio 14, existia uma evidente falha no sensor da base do modelo por pequenos intervalos ($<0,03$ s), onde os valores de aceleração aumentavam espontaneamente para 45m/s^2 , ultrapassando facilmente o valor máximo negativo de -1.57m/s^2 (estes aumentos súbitos não se verificaram nos outros sensores do mesmo ensaio). Estes valores foram então substituídos por uma interpolação linear antes do filtro de forma a obter um histórico de aceleração realista.

4

ANÁLISE DE DADOS

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, será feita a apresentação e análise dos dados convertidos para a escala do protótipo tal como explicado no capítulo anterior. Apenas os aspetos mais relevantes são descritos.

Dos 37 ensaios disponibilizados, apenas 21 são tratados em profundidade de forma a simplificar a análise. Esta limitação resulta da necessidade de comparar pelo menos dois ensaios em que só se tenha feito variar um parâmetro de forma que cada diferença fosse facilmente identificada nos resultados. Assim sendo, os resultados analisados resultam da utilização do sismo GM31 nas zonas livres de estruturas e do sismo GM31+ aquando da presença de um edifício (condição com estrutura).

Na zona livre de estrutura (Tabela 14), são tratados os seguintes ensaios: 1 ensaio sem técnica de mitigação, 4 ensaios com drenos (2 verticais, com arranjo denso e solto, e 2 horizontais, com arranjo denso e solto) e 2 ensaios com IPS (1 injetor e 4 injetores), para ambos Modelo 1-b e Modelo 2, introduzidos do capítulo anterior, na Secção 3.4.

Tabela 14 – Número dos ensaios tratados na condição de campo livre

Análise na zona livre de estruturas							
Modelos	Sem Técnicas de Mitigação	Técnicas de Mitigação					
		Drenos				IPS	
		V1	V2	H1	H2	IPS1	IPS4
Modelo 1 - b	3	16	17	18	19	28	30
Modelo 2	11	20	21	22	23	32	34

Para a condição com estrutura (Tabela 15), são tratados os seguintes ensaios: 1 ensaio sem técnica de mitigação, 2 ensaios com drenos (1 vertical e 1 horizontal, ambos com arranjo denso), para ambos Modelo 1-b e Modelo 2, e ainda 1 ensaio com IPS (1 injetor) para o Modelo 1-b. Dos 37 ensaios não existia nenhum com edifício e IPS para o Modelo 2.

Tabela 15 - Número dos ensaios tratados na condição com estrutura

Análise com Estrutura				
Modelos	Sem Técnicas de Mitigação	Técnicas de Mitigação		
		Drenos		IPS
		V1	H1	IPS1
Modelo 1 - b	14	24	25	36
Modelo 2	15	26	27	-

Neste capítulo serão analisados 3 parâmetros, correspondentes aos 3 tipos de sensores utilizados nos modelos: aceleração, pressão neutra e assentamento.

Uma análise da alteração da vibração do sismo desde a base do modelo até à superfície é descrita de forma a comparar o comportamento com o que foi descrito teoricamente no Capítulo 2. Esta análise foi realizada apenas para a zona livre de estruturas onde a interpretação é mais fácil dado que não existem outros elementos a perturbar a excitação sísmica. Para os ensaios analisados, os parâmetros focados foram: o histórico de acelerações, o espectro de Fourier e a transformada de Stockwell. Inicialmente, a análise é feita sobre o espectro de Fourier, através da função de amplificação de Fourier (FAF), seguida da variação do conteúdo de frequência durante o sismo estudada na função de Stockwell.

A análise da pressão neutra é dividida em 3 partes: inicialmente, é realizada uma validação do modelo de centrifugadora através da comparação entre valores iniciais de pressão neutra no modelo e uma distribuição teórica da pressão neutra para o local; de seguida, é avaliado o excesso de pressão neutra através da razão de excesso de pressão neutra (r_u); por fim, é descrita a percolação no modelo durante e após a vibração sísmica.

Quanto aos assentamentos, são comparados os resultados entre modelos diferentes de forma a demonstrar a eficiência das medidas de mitigação na atenuação de assentamentos.

4.2. ANÁLISE DA EXCITAÇÃO SÍSMICA

4.2.1. FUNÇÃO DE AMPLIFICAÇÃO DE FOURIER

A variação da excitação sísmica apresentada na Figura 19 do Capítulo 2 é demonstrada na prática através da comparação entre a função de amplificação de Fourier calculada para os Ensaio 11 e 20, Figuras 38 e 39, respetivamente.

Ambos os modelos são compostos por uma camada de 14 m de areia de Ticino sobreposta por uma camada de 1.5 m de argila de Pontida e o sismo aplicado é o GM31.

Estes dois ensaios foram selecionados como representativos: no primeiro (Ensaio 11), sem técnicas de mitigação, a razão de excesso de pressão neutra aumentou, atingindo um valor máximo de $r_u=0.86$; no segundo (Ensaio 20), a presença do arranjo denso de drenos verticais impediu que o aumento de pressão neutra ocorresse, pelo que o valor de r_u ficou por $r_u=0.27$.

A Figura 38a refere-se aos acelerogramas medidos no topo e na base do ensaio 11, onde a pressão neutra máxima registada na areia (na zona central do topo) levou a um $r_u=0.86$. Pelo gráfico nota-se uma clara diferença na aceleração do topo e da base, especialmente a partir dos 25 s, altura que

o valor de r_u era máxima. O mesmo não se verifica na Figura 39a, relativa ao Ensaio 20 onde os valores da pressão neutra máxima não foram tão elevados devido à utilização de drenos.

Comparando agora os espectros de Fourier entre os ensaios 11 e 20 (Figura 38b e Figura 39b), verifica-se que em ambos os ensaios o espectro foi alterado entre a base e o topo, o que significa que o conteúdo em frequência do sinal sofreu uma alteração pelo facto da excitação sísmica passar pelo solo. No entanto, devido à redução da rigidez do solo induzida pelo aumento da pressão neutra verificada no ensaio 11, o conteúdo em frequência ficou condensado nas frequências mais baixas, ao contrário do que aconteceu no ensaio 20 onde as frequências intermédias, entre os 2 e os 4 Hz sofreram uma amplificação.

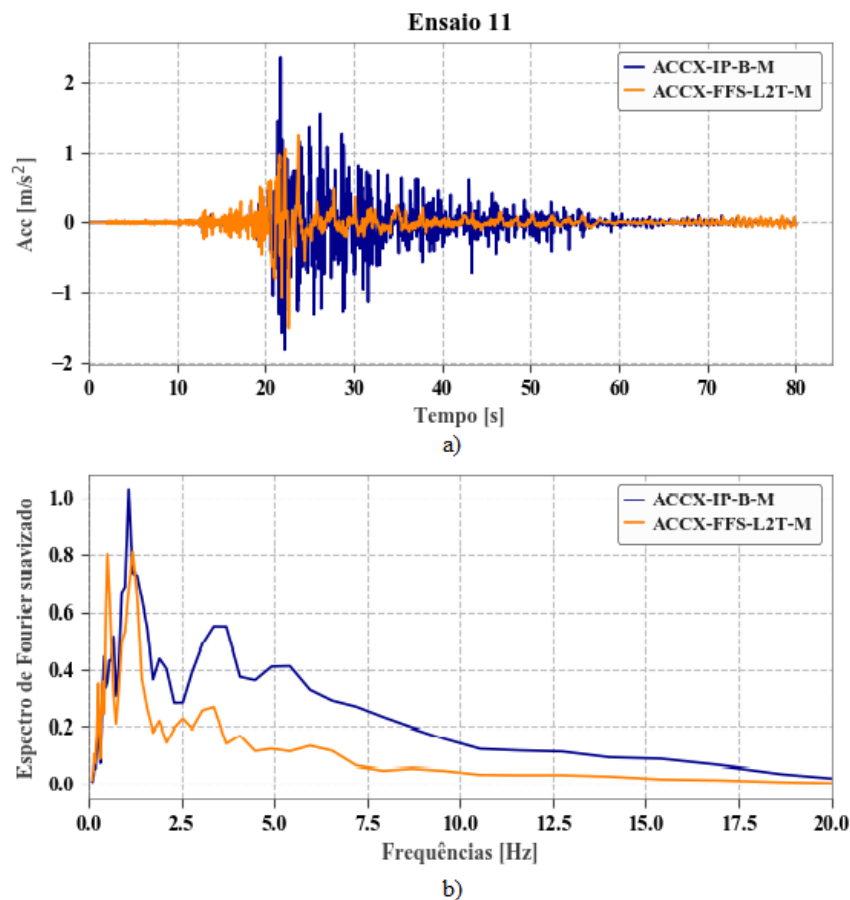


Fig. 38 – Histórico de aceleração e espectro de Fourier para o Ensaio 11

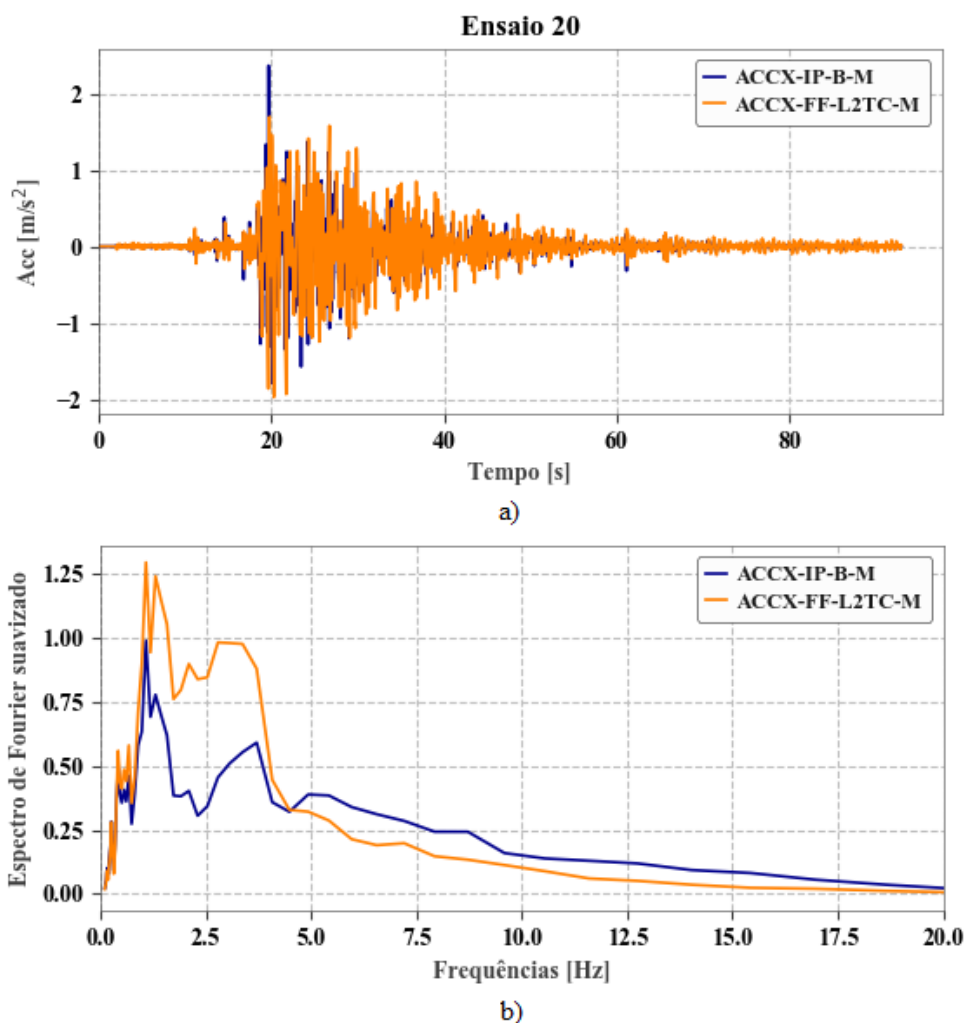


Fig. 39 – Histórico de aceleração e espectro de Fourier para o Ensaio 20

Quanto ao espectro de Fourier, as amplitudes de pico são atenuadas onde o solo atinge valores elevados de r_u . A razão por trás da atenuação pode ser encontrada pelo elevado valor do amortecimento no solo durante a vibração (>20%) devido ao aumento de deformações de corte.

De forma a obter a função de amplificação de Fourier, foram necessários os históricos de aceleração na base e perto da superfície do modelo e o espectro de Fourier correspondente. A função de amplificação de Fourier é calculada através da razão (ponto a ponto) dos espectros de Fourier calculados perto da superfície e na base do modelo apresentados anteriormente. Na Figura 40 encontram-se as FAFs, de ambos os ensaios, sobrepostas de forma a realçar a diferença entre elas.

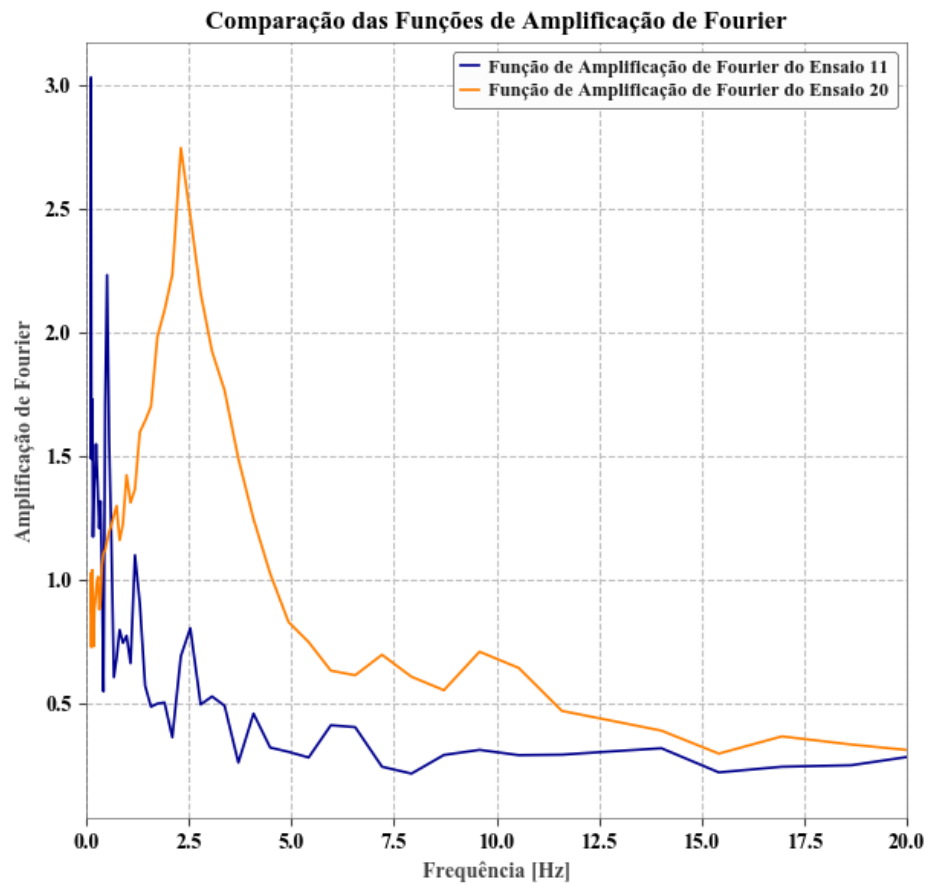


Fig. 40 – Representação e comparação das FAFs dos Ensaios 11 e 20

O comportamento descrito na Secção 2.4.4 era esperado: a amplitude da FAF é modificada assim como o conteúdo de frequência. Em particular, ao observar a FAF do solo que desenvolveu valores elevados de r_u , os seus picos são traduzidos para valores menores de frequência e, ao mesmo tempo, o comportamento dos picos é afetado por uma atenuação. Como descrito anteriormente, este comportamento é produzido pelo simultâneo decréscimo do módulo de rigidez e pelo aumento do amortecimento que desenvolve durante o corte cíclico e é, especialmente, mais pronunciado quando o solo é afetado por liquefação.

4.2.2. TRANSFORMADA DE STOCKWELL

A função de amplificação de Fourier analisada na Secção 4.2.1 pode não ser a mais apropriada para o estudo de sistemas não estacionários, como as vibrações sísmicas. De facto, a função de amplificação de Fourier é baseada na hipótese de que uma única onda harmónica é caracterizada pela amplitude, período e frequência constantes. Estas razões levaram a procurar uma alternativa mais adequada para uma análise de um sinal sísmico, como a transformada de Stockwell. Esta função fornece o espectro local de um sinal e também é consistente com um sistema não estacionário, permitindo a avaliação dinâmica do comportamento do sistema num domínio tempo-frequência, que não é fornecido pelo espectro de Fourier.

A transformada de Stockwell possui maior eficácia na descrição de como a liquefação modifica o sismo. Como mencionado na Secção 2.4.4, quando a liquefação ocorre, o histórico de aceleração altera rapidamente. Em particular, assim que o solo liquefaz, a função transformada do depósito torna componentes de frequência elevada nulos e, após o desencadeamento da liquefação, as vibrações sísmicas contêm apenas conteúdos de baixas frequências.

A mudança da vibração da base enquanto esta atravessa solo liquefeito pode ser visualizada através da comparação de dois parâmetros (histórico de aceleração e a transformada de Stockwell) medidos no fundo do modelo (input) e medidos perto da superfície do modelo (output). Tal como na Secção 4.2.1, os ensaios selecionados para a análise são o Ensaio 11 (Figura 41) e o Ensaio 20 (Figura 42).

No Ensaio 11, assim que se atingem valores elevados de r_u ($t=16s$), o histórico de aceleração (Figura 41a) sofre uma elevada atenuação: os picos são subitamente reduzidos. Esta mudança de forma pode ser visualizada mais claramente na transformada de Stockwell (Figura 41b) registada perto da superfície dado que inicialmente (10-16s) a função contém picos elevados (confirmados pela presença de sombras azuis claras a frequências elevadas) e, após atingir valores elevados de r_u , as frequências elevadas desaparecem (ausência de sombras azuis claras a frequências elevadas) e o sismo passa a conter apenas componentes de baixa frequência. A transformada calculada na base do modelo também é representada (Figura 41c) para comprovar que a vibração original contém componentes de frequência elevados durante toda a sua duração.

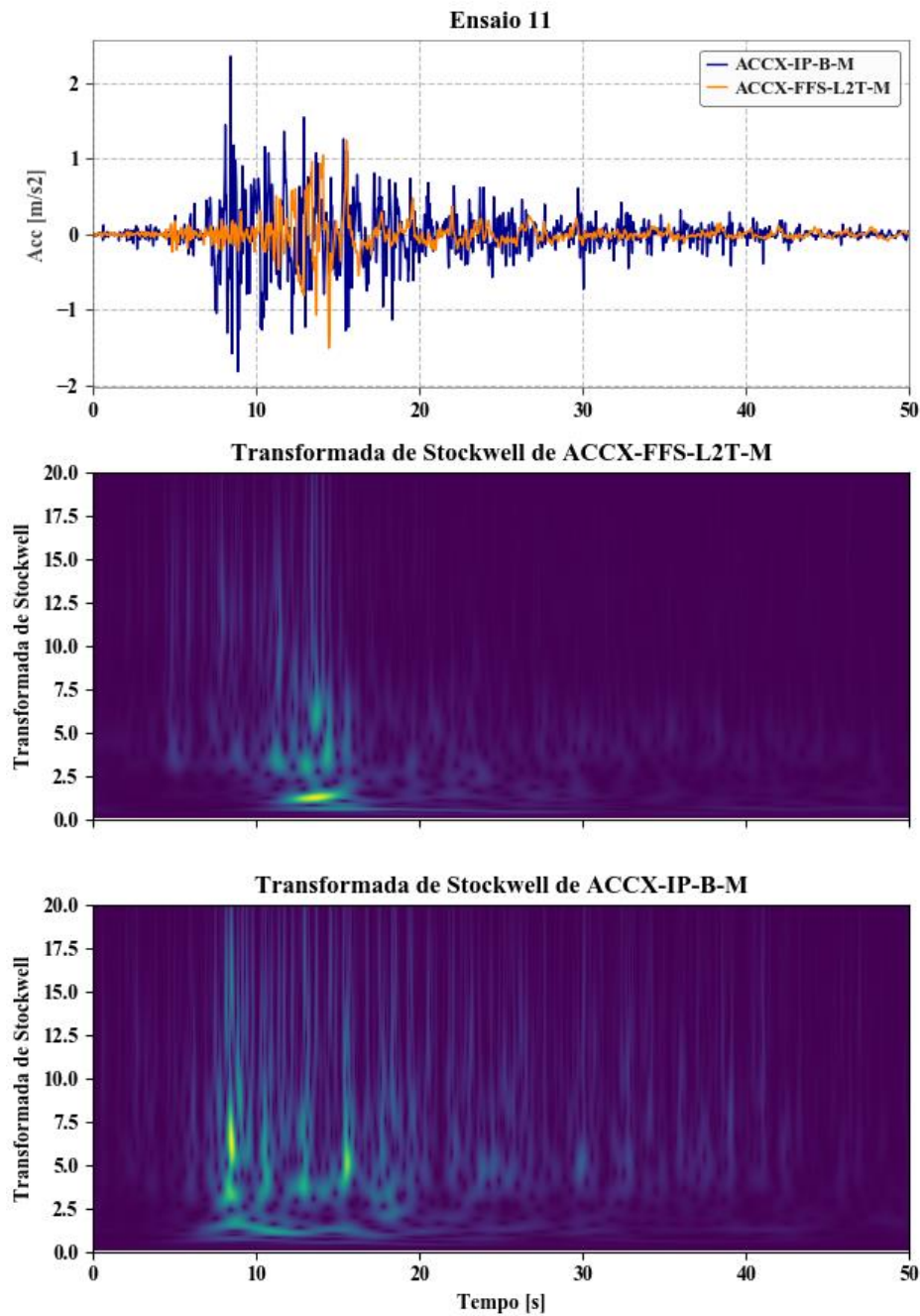


Fig. 41 – Influência do aumento de pressão neutra na excitação sísmica registada perto da superfície e na base

A mesma análise é realizada para o Ensaio 20, onde técnicas de mitigação (drenos verticais) impediram o aumento de pressão neutra. Como era esperado, o histórico de aceleração (Figura 42a), não sofre nenhuma mudança súbita perto da superfície e o conteúdo de frequência da vibração não é modificado pelo solo, portanto, os conteúdos de frequências elevadas estão presentes durante toda a vibração na transformada de Stockwell perto da superfície (Figura 42b).

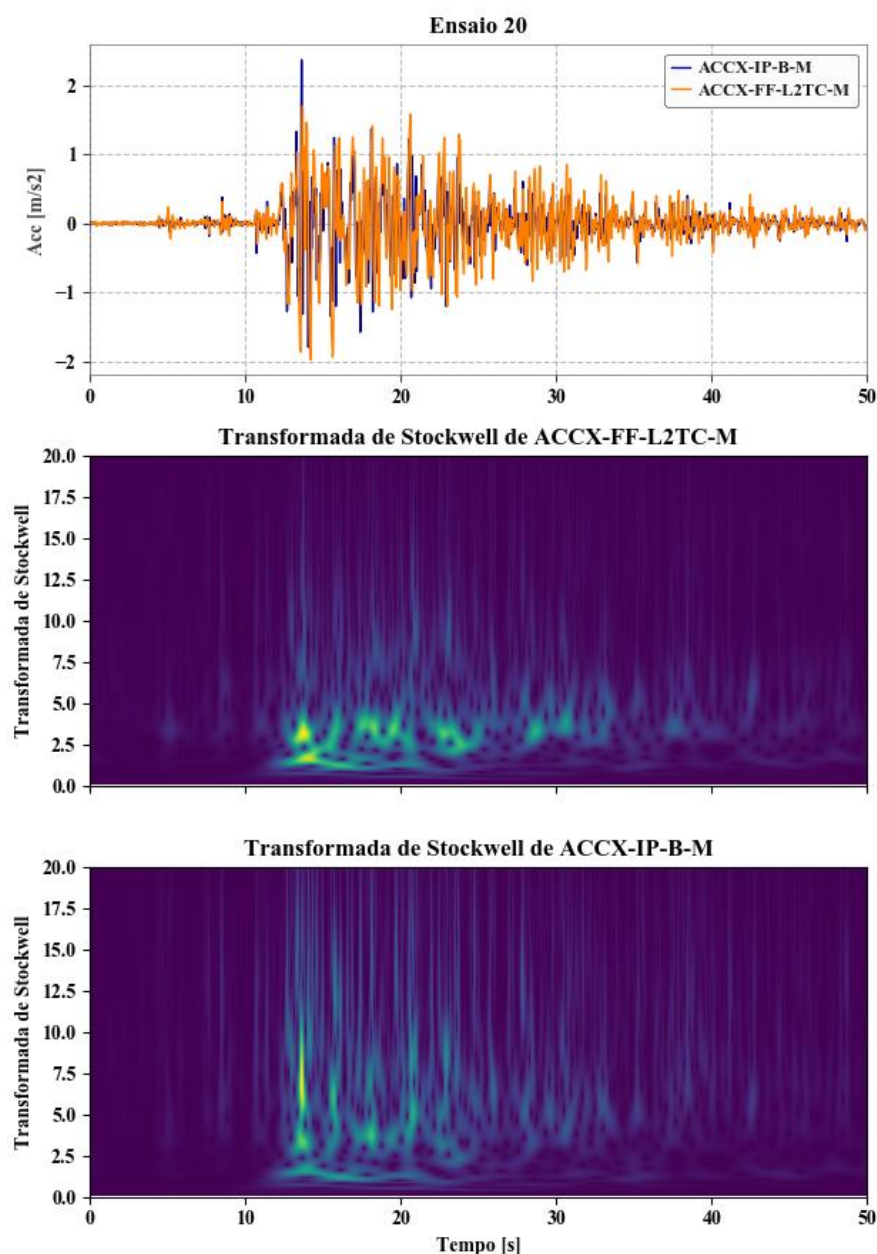


Fig. 42 – Eficácia de drenos verticais na prevenção do aumento de pressão neutra

4.3. ANÁLISE DA PRESSÃO NEUTRA

4.3.1. DISTRIBUIÇÃO HIDROSTÁTICA

Quanto à pressão neutra, inicialmente foram analisados 6 ensaios representativos do modelo 1-b e do modelo 2 (todos em zona livre de estrutura, 1 sem técnicas de mitigação, 1 com drenos e 1 com IPS, para cada modelo, sendo que o Ensaio 11, cujo perfil está representado na Figura 43, tem os resultados mais representativos).

Na Figura 44, estão representados os valores iniciais do histórico de pressão neutra ao longo da profundidade do modelo, e a linha de tendência que une os pontos. A distribuição da pressão neutra do protótipo segue uma distribuição hidrostática, exceto por uma pequena diferença. Aliás, a distribuição

da pressão neutra no protótipo é, na sua totalidade, menor que a distribuição teórica. A razão para este comportamento pode ser encontrada no facto da aceleração da centrifugadora de 50g refere-se apenas ao fundo modelo, onde o raio da centrifugadora é máximo ($R=2172\text{mm}$). Por outro lado, no resto do modelo, como o raio da centrifugadora é menor, a razão de escala (N) também é menor (Equação 36) e, portanto, a pressão neutra será menor.

Como exemplo, foi determinada a pressão neutra hidrostática tendo em consideração a variação da aceleração na centrifugadora, devido à variação do raio da centrifugadora. Na Tabela 16 estão representados os valores obtidos em cada sensor, com a exceção do ppt2 devido a um erro na aquisição dos dados, e os valores teóricos da pressão neutra (constante e dependente da variação do raio).

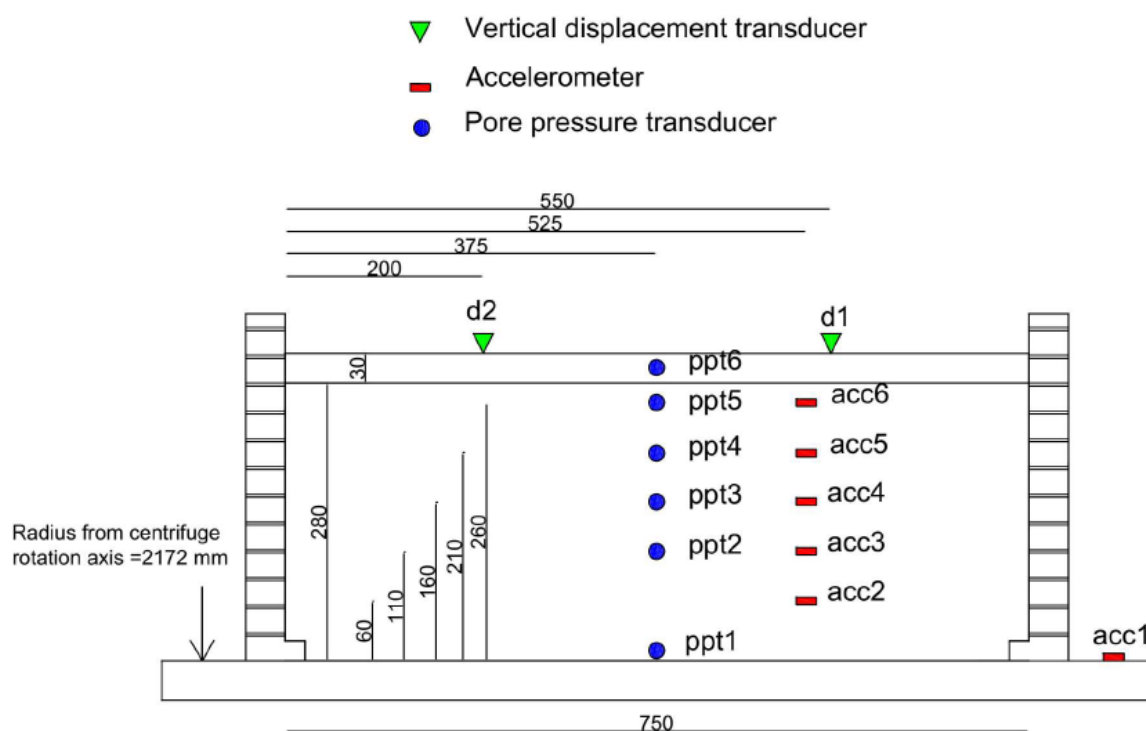


Fig. 43 – Perfil do Ensaio 11

Tabela 16 – Valores de pressão neutra hidrostática do protótipo e teórica do Ensaio 11

Sensor	Profundidade no protótipo (m)	Pressão neutra no protótipo (Pa)	Pressão neutra teórica (Pa)	Raio da centrifugadora (m)	Velocidade angular (rad/s)	N (g)	Pressão neutra teórica dependente do raio (Pa)
ppt1	15.50	124667.8	155000	2.17	15.08	50	156083
ppt2	10.00	(-)	100000	2.07	15.08	48	95747
ppt3	7.50	49852.3	75000	2.02	15.08	47	70120
ppt4	5.00	42718.3	50000	1.97	15.08	46	45620
ppt5	2.50	19231.5	25000	1.92	15.08	44	22248
ppt6	0.75	1251.5	7500	1.89	15.08	44	6556

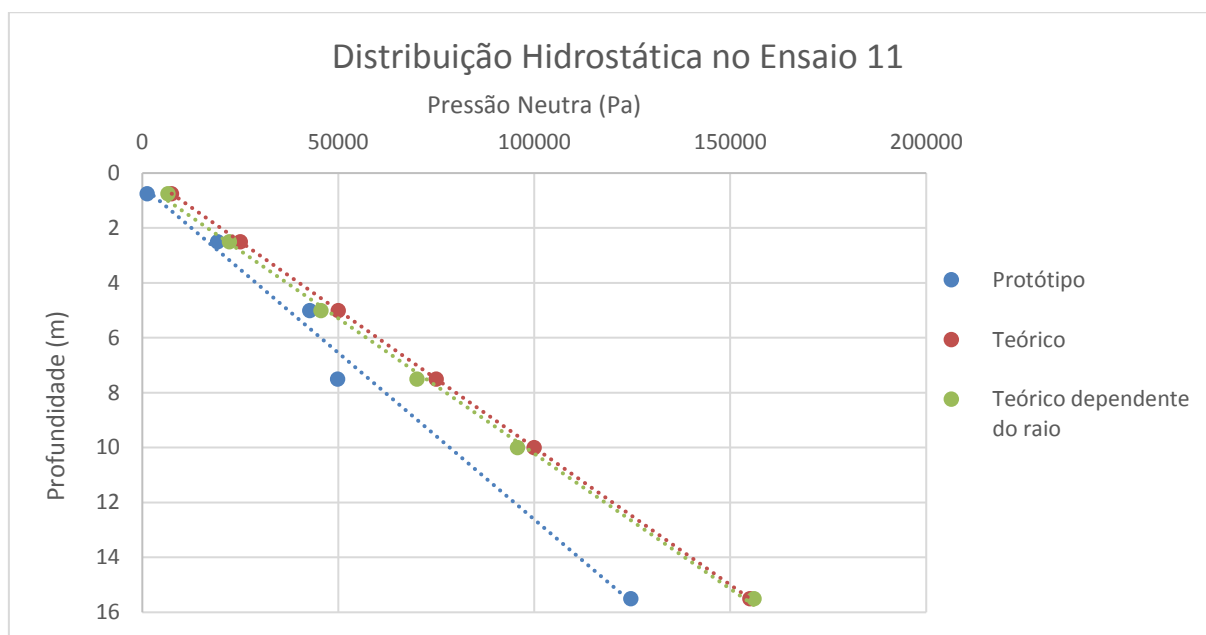


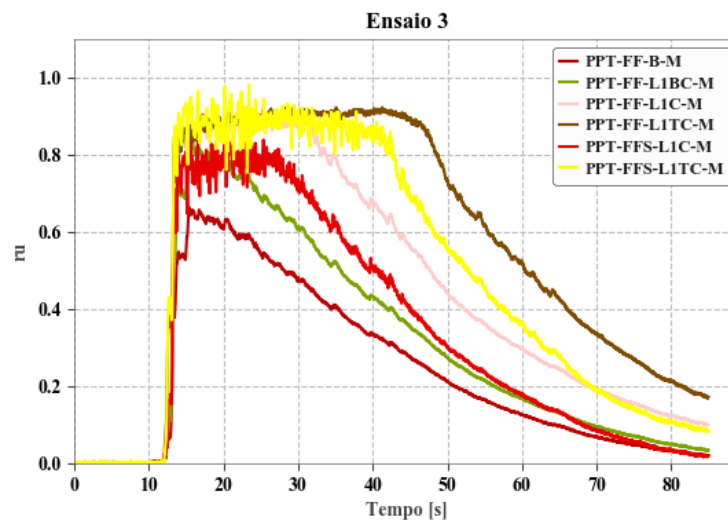
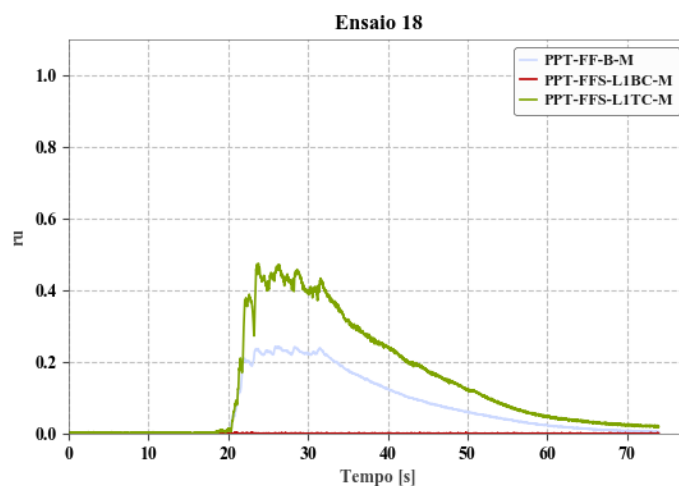
Fig. 44 – Gráfico da distribuição da pressão neutra hidrostática do protótipo e teórica

4.3.2. EXCESSO DE PRESSÃO NEUTRA

Outra avaliação da pressão neutra pode ser feita através do excesso de pressão neutra. Em particular, o excesso de pressão neutra é analisado através da razão de excesso de pressão neutra (r_u) obtido pelo sensor de pressão neutra perto da superfície (localizado no “Topo-Centro” da camada de areia, nomeadamente “PPT-FF-L*TC-M”), dado que o valor máximo de r_u é obtido nessa posição para a maioria dos ensaios.

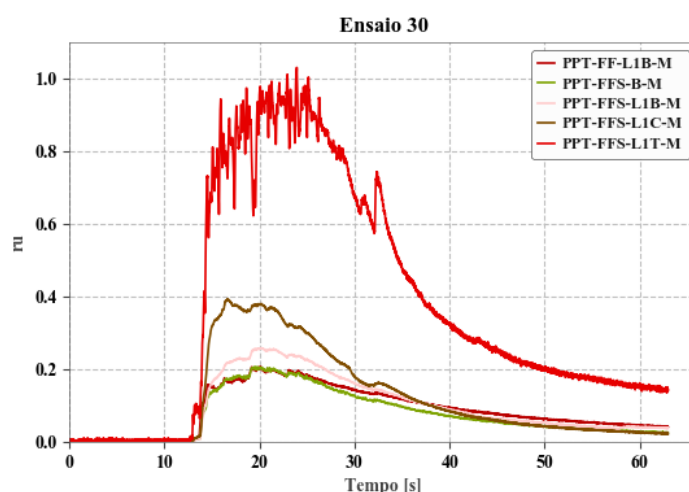
Nesta análise foram selecionados três ensaios para serem examinados com maior profundidade, todos em zona livre de estruturas, com o Modelo 1-b: um sem técnica de mitigação (Ensaio 3), um com um arranjo denso de drenos horizontais (Ensaio 18) e um com quatro injetores de IPS (Ensaio 30).

Quanto ao Ensaio 3 (Figura 45) e ao Ensaio 18 (Figura 46), é possível observar que a presença dos drenos horizontais tem um efeito duplo no modelo: o principal diz respeito à redução da razão de excesso de pressão neutra para cerca de metade, tornando o valor próximo de 1, no Ensaio 3, num valor de 0.48, no Ensaio 18; além disso, existe um decréscimo muito maior do valor máximo da razão de excesso de pressão neutra ao longo da sua profundidade no modelo. Deve-se realçar que apesar do Ensaio 18 apenas apresentar 2 registos, um deles está localizado na zona onde é esperado o seu valor máximo de r_u (L1TC) e o outro onde o seu valor é tendencialmente mínimo (B), apontando para todos os restantes valores possíveis a encontrarem-se no presente intervalo.

Fig. 45 – r_u ao longo do tempo para o Ensaio 3Fig. 46 – r_u ao longo do tempo para o Ensaio 18

De forma a mostrar o efeito de IPS no excesso de pressão neutra, o Ensaio 30 (Figura 47) é analisado, onde são utilizados 4 injetores de ar. Como esperado, nas profundidades da base até ao centro do modelo existe uma redução notável da razão de excesso de pressão neutra. Enquanto que no Ensaio 3 esses valores variavam entre 0.6 e 0.8, no Ensaio 30, a técnica de mitigação reduziu-os para 0.2 a 0.4. Apesar da melhoria significativa a maiores profundidades, acredita-se que a injeção de ar no fundo não é suficiente para chegar ao “Topo-Centro” do modelo, onde o valor máximo da razão de excesso de pressão neutra é atingido em ambos os ensaios.

Em suma, apesar do IPS se demonstrar efetivo na redução da liquefação em grande parte da área do modelo, ainda deixa a areia do topo do modelo liquefazer, portanto pode ser interessante avaliar o efeito de diversos injetores, não só espalhados no fundo do modelo mas também mais perto do topo, onde os valores de r_u são mais elevados e liquefação pode acontecer.

Fig. 47 – r_u ao longo do tempo para o Ensaio 18

Os valores máximos de r_u para os 21 ensaios, tanto para a zona livre de estruturas (Tabela 17) e para a condição de estrutura (Tabela 18) estão disponíveis abaixo.

Tabela 17 – Valores máximos de r_u para os ensaios na zona livre de estruturas

Análise da zona livre de estruturas							
Modelos	Sem Técnicas de Mitigação	Técnicas de Mitigação					
		Drenos				IPS	
		V1	V2	H1	H2	IPS1	IPS4
Modelo 1 - b	0.98	0.61	0.75	0.48	0.48	0.52	1
Modelo 2	0.86	0.27	0.48	0.21	0.25	1	0.66

Tabela 18 – Valores máximos de r_u para os ensaios na condição de estrutura

Análise com Estrutura				
Modelos	Sem Técnicas de Mitigação	Técnicas de Mitigação		
		Drenos		IPS
		V1	H1	IPS1
Modelo 1 - b	0.99	1	1	0.73
Modelo 2	0.98	0.77	1	-

4.3.3. ANÁLISE DA PERCOLAÇÃO

A análise da percolação foi realizada no Ensaio 3 de forma a compreender melhor porque é que os valores mais elevados da razão de excesso de pressão neutra se encontram no sensor localizado na zona “Topo-Centro” do modelo.

Na Figura 48 está representada a vibração na base do Ensaio 3.

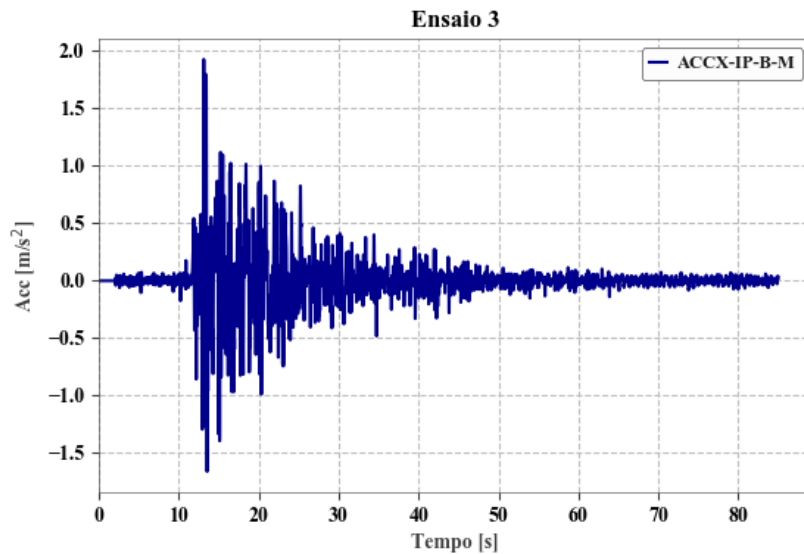


Fig. 48 – Vibração na base do modelo do Ensaio 3

É feita de novo uma representação gráfica do parâmetro de pressão neutra no Ensaio 3. Na Figura 49, ao contrário da Figura 45, apenas são apresentadas 4 curvas correspondentes aos sensores localizados ao longo de um eixo vertical pois só para estes é que é feita a análise da percolação. Como mencionado anteriormente, o maior valor de r_u é obtido no sensor de pressão neutra mais próximo da superfície (PPT-FF-L1TC-M).

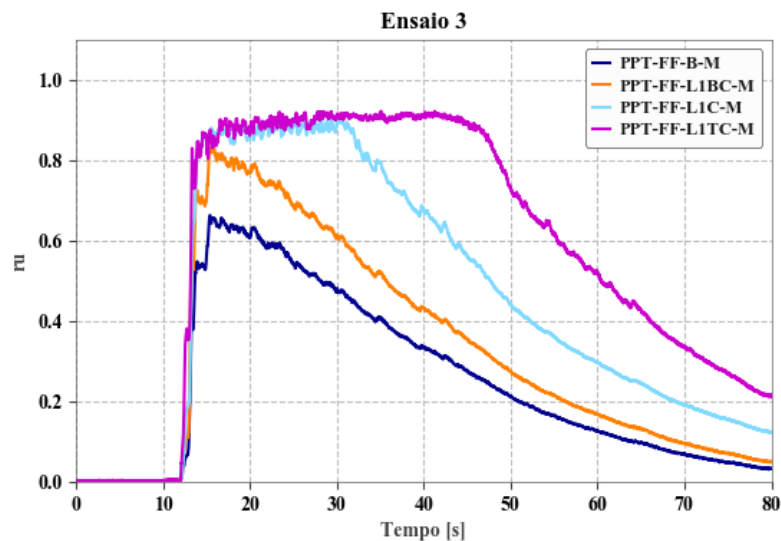


Fig. 49 – r_u ao longo do tempo para o Ensaio 3

Na Figura 50, o aumento da pressão neutra ao longo da profundidade é mostrado. As diferentes curvas representam os perfis de excesso de pressão neutra para diferentes tempos, consistentemente com as Figuras 48 e 49, onde:

- 12 s representa a condição hidrostática antes da vibração sísmica;
- 13-17 s corresponde ao intervalo de tempo desde o primeiro pico de vibração, correspondente ao aumento inicial de excesso de pressão neutra, até atingir o valor máximo.
- 25 s representa o decréscimo inicial de excesso de pressão neutra com a profundidade como a intensidade da vibração é reduzida para metade;
- 45 s corresponde ao fim da vibração.

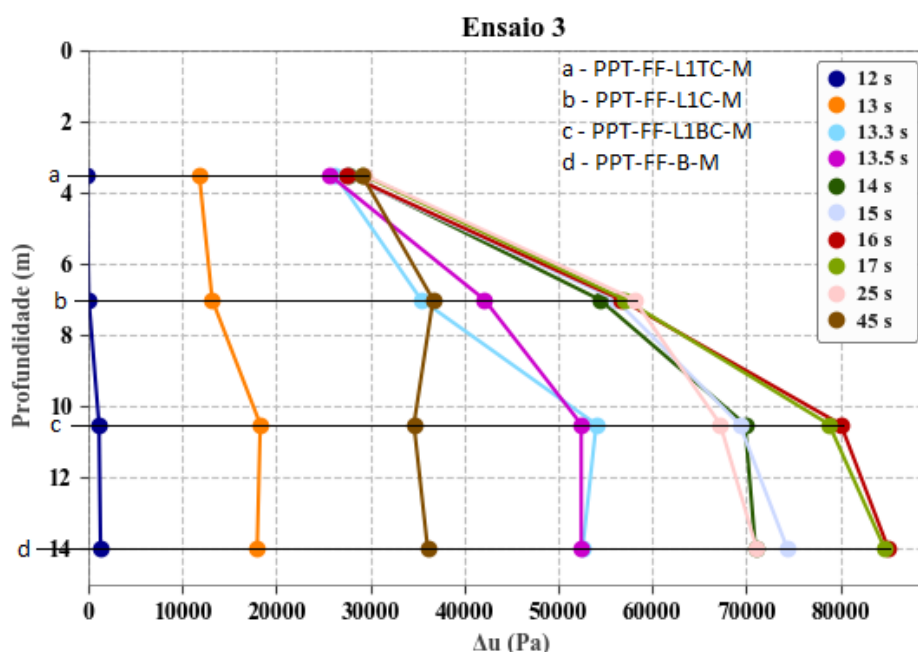


Fig. 50 – Excesso de pressão neutra com a profundidade para diferentes instantes

Um aumento inicial do excesso de pressão neutra pode ser observado. O aumento de pressão neutra com a profundidade é mais significativo perto da superfície do que no fundo do modelo. Esta tendência do excesso de pressão neutra pode ser justificada pela percolação que vai do fundo do modelo até à superfície. O fluxo de água pode ser analiticamente explicado pelo gradiente hidráulico, calculado entre dois pontos no modelo. Esta análise foi realizada entre o ponto (a), perto da superfície, e o ponto (d) para o tempo $t=16$ s, como este é representativo do comportamento da água ao longo da caixa durante o desencadear da liquefação. Como é demonstrado de seguida (Equação 40), como o gradiente hidráulico é positivo, a carga hidráulica é superior no fundo e a água flui para a superfície:

$$i = \frac{\Delta h}{l} > 0 \quad (40)$$

Onde Δh é a diferença de carga hidráulica e l é a distância (altura) entre os dois pontos, resultando na Equação 41 pode ser escrita da seguinte forma:

$$\Delta h > 0 \Leftrightarrow \frac{u_d - u_a}{\gamma_w} + z_d - z_a > 0 \Leftrightarrow \frac{u_d - u_a}{\gamma_w} > z_a - z_d \quad (41)$$

Onde u_a e u_d são os valores de pressão neutra registados pelos sensores nos pontos “a” e “d” para o tempo $t=16$ s, enquanto que z_a e z_d são as alturas dos sensores do fundo do modelo. Substituindo por valores obtém-se a Equação 42, onde se conclui que a altura da coluna de água determinada por $\Delta u/\gamma_w$ é superior à diferença das alturas, concluindo o fluxo de água para a superfície.

$$\frac{(185.62 - 47.48) \text{ kPa}}{9.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}} > (11.5 - 0) \text{ m} \Leftrightarrow 14.06 \text{ m} > 11.50 \text{ m} \quad (42)$$

Na Figura 51 pode visualizar o r_u com a profundidade para diferentes instantes.

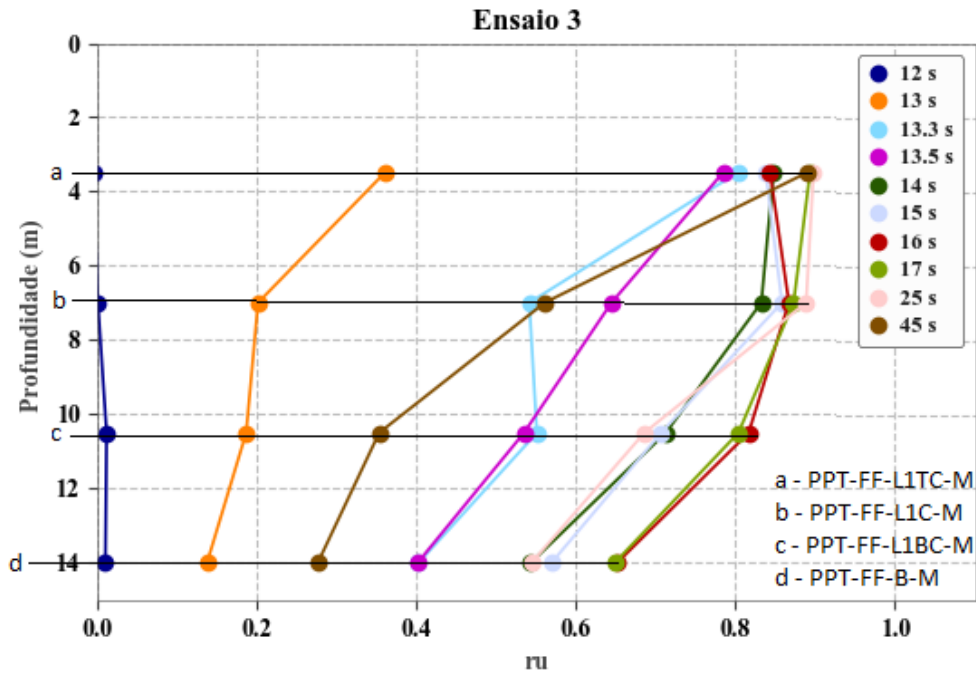


Fig. 51 – r_u com a profundidade para diferentes instantes

A Figura 51 mostra que depois do fim da excitação sísmica ($t=45$ s), enquanto que o r_u decresce no centro e fundo do modelo, à superfície ele permanece elevado por um maior período de tempo. Este comportamento pode ser explicado pela percolação vertical descrita anteriormente ou pela reflexão das ondas sísmicas perto da superfície levarem a um aumento da duração da vibração nessa camada superficial.

Também se deve realçar a diferença entre as tendências das curvas das Figuras 50 e 51, referentes ao excesso de pressão neutra e à razão de excesso de pressão neutra. Enquanto que o ru diminui com a profundidade, o excesso de pressão neutra aumenta. Esta diferença pode ser explicada pelo baixo aumento da pressão neutra com a profundidade quando comparado com o aumento da tensão vertical efetiva com a profundidade.

4.4. ASSENTAMENTOS

Quanto aos assentamentos, são analisados três ensaios compostos por uma camada de 14 m de areia de Ticino e sujeitos à vibração GM31. Os ensaios representados na Figura 52 (Ensaio 3), na Figura 53 (Ensaio 18) e na Figura 54 (Ensaio 30), correspondem a um modelo sem técnica de mitigação, a um modelo com arranjo denso de drenos horizontais e a um modelo com 4 injetores de IPS, respetivamente.

No Ensaio 3 pode-se notar um assentamento diferencial de 10 cm. A diferença deve-se ao facto de a liquefação apenas ocorrer em algumas partes do modelo, o seja, devido à possível heterogeneidade do modelo e/ou a possíveis erros na instrumentação dos sensores.

No Ensaio 18, existe uma redução significativa nos valores de assentamento, que atingem valores cerca de três vezes menores que na ausência de medidas de mitigação.

No Ensaio 30, apesar de também existir uma redução significativa, esta, ainda assim, é menor que a redução devida aos drenos.

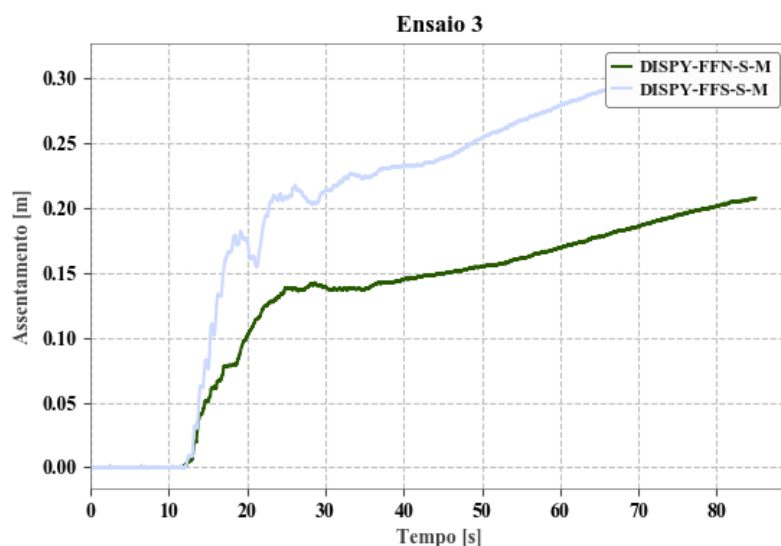


Fig. 52 – Valores de assentamento ao longo do tempo para o Ensaio 3

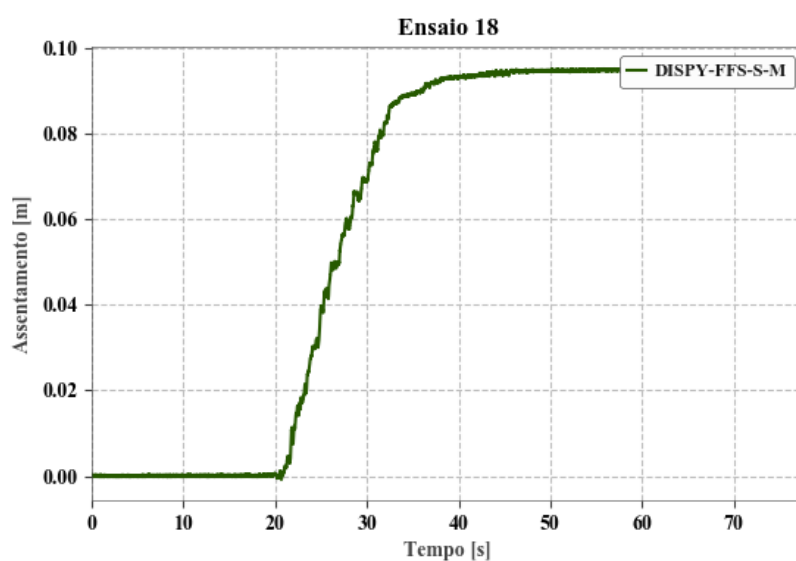


Fig. 53 – Valores de assentamento ao longo do tempo para o Ensaio 18

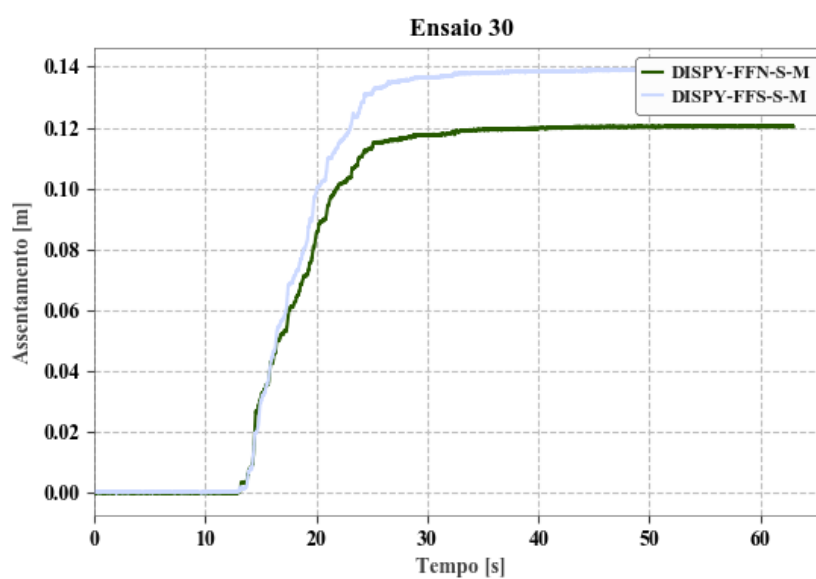


Fig. 54 – Valores de assentamento ao longo do tempo para o Ensaio 30

Os valores máximos dos assentamentos para os 21 ensaios, para a zona livre de estrutura (Tabela 19) e para a condição com estrutura (Tabela 20) estão representados abaixo.

Tabela 19 – Valores de assentamento máximos para os ensaios na condição de campo livre

Análise da zona livre de estrutura							
Modelos	Sem Técnicas de Mitigação	Técnicas de Mitigação					
		Drenos				IPS	
		V1	V2	H1	H2	IPS1	IPS4
Modelo 1 - b	0.31	0.43	0.25	0.1	0.13	0.33	0.14
Modelo 2	0.27	0.03	0.05	0.03	0.03	0.15	0.04

Tabela 20 – Valores de assentamento máximos para os ensaios na condição com estrutura

Análise com Estrutura				
Modelos	Sem Técnicas de Mitigação	Técnicas de Mitigação		
		Drenos		IPS
		V1	H1	IPS1
Modelo 1 - b	0.85	0.6	0.44	0.09
Modelo 2	0.31	0.27	0.24	-

5

COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA CENTRIFUGADORA COM MÉTODOS SIMPLIFICADOS

5.1. INTRODUÇÃO

No capítulo 4 foi necessário selecionar 21 dos 37 ensaios, por razões de consistência na análise entre os diversos ensaios. Contudo, neste capítulo, todos os 37 ensaios são tratados; aliás, o foco é analisar a precisão do método baseado na tensão (SBM) proposto por Seed et al. (1985) e do método baseado na energia de deformação (SEBM) proposto por Millen et al. (2019), ambos descritos no Capítulo 2, Seções 2.3.2 e 2.3.3, comparando-os com os resultados dos ensaios de centrifugadora.

O SBM e o SEBM são métodos simplificados para avaliar os excessos de pressão neutra numa zona livre de estrutura. Infelizmente, um grande número de sensores encontra-se colocado por baixo de edifícios, tendo de ser removidos da análise. Adicionalmente, estes métodos foram desenvolvidos para estimar o excesso de pressão neutra no meio de uma camada liquefeita, perdendo a sua precisão mais perto da superfície ou da base do modelo. Em particular, os sensores cujos fatores levaram à sua exclusão da análise foram:

- Sensores colocados na base do modelo;
- Sensores colocados na camada de argila;
- Sensores colocados debaixo de estruturas ou perto de medidas de mitigação;
- Sensores colocados a uma profundidade correspondente a $\sigma'_v < 15 \text{ kPa}$;
- Sensores a registar um $r_{u,\max} < 0.2$;
- Sensores com output nulo.

A análise do comportamento previsto pelo SEBM e pelo SBM é realizada com base nos resultados do modelo reduzido da centrifugadora (CRM).

5.2. MÉTODO BASEADO NA DEFORMAÇÃO-ENERGIA

Nesta secção, a validação do método baseado na energia de deformação implementado por Millen et al. (2019) é realizada. Inicialmente o r_u previsto pela Equação 31 é analisado, onde:

- $r_{u,liq}$ é definido pela Equação 42:

$$r_{u,liq} = \frac{\sigma'_{v,i} - \sigma'_{v,liq}}{\sigma'_{v,i}} \quad (42)$$

onde $\sigma'_{v,i}$ é a tensão inicial vertical e $\sigma'_{v,liq}$ é a tensão vertical atingida durante o ensaio para a qual liquefação é prevista, fixa a 5 kPa.

- $NCASE_{liq}$ é calculado pela Equação 32 da forma fechada, onde os valores S_r e k são respetivamente assumidos como 40 (Millen et al., 2019) e 1 (Kramer et al., 2016); os valores de CSR para as areias de Ticino e Pieve di Cento foram obtidos de ensaios realizados por Mele et al. (2019). Como o valor de CSR varia com a densidade, o valor CSR_{15} de cada solo corresponde ao resultante para um valor médio do intervalo de densidade relativa dos resultados da centrifugadora (Tabela 21). O valor de CSR para a areia limpa de Pieve di Cento foi considerado igual à natural.

Tabela 21 – Valores de CSR

	D_R	CSR
Areia de Ticino	40-57%	0.24
Areia Natural de Pieve di Cento	46-70%	0.14
Areia Limpa de Pieve di Cento	46-70%	0.14

- $NCASE_i$ é calculado para cada ciclo da Equação 33. Ele aumenta ciclo para ciclo devido ao decréscimo do módulo de rigidez durante o corte e por causa da acumulação da energia de deformação a cada ciclo.

De forma estimar o erro inerente da relação da forma fechada, uma calibração não linear do valor $NCASE_{liq}$ foi realizada. Assim, o $r_{u,max}$ da Equação 31 é substituído pelo $r_{u,max}$ obtido nos resultados da centrifugadora para que $NCASE_{liq,i}$ seja calculado para cada ensaio (Equações 43a e 43b):

$$r_{u,max,centrifuge,i} = \sqrt{\frac{NCASE_{max,i}}{NCASE_{liq,i}}} \cdot r_{u,liq,i} \quad (43a)$$

$$NCASE_{liq,i} = NCASE_{max,i} \cdot \left(\frac{r_{u,liq,i}}{r_{u,max,centrifuge,i}} \right)^2 \quad (43b)$$

Assim que o $NCASE_{liq,i}$ calibrado é obtido, a média do valor para todos os ensaios com uma areia específica ($NCASE_{liq,average}$) é calculado para n ensaios pela Equação 44:

$$NCASE_{liq,average} = \frac{\sum_{i=0}^n NCASE_{liq,i}}{n} \quad (44)$$

Finalmente, o $NCASE_{liq,average}$ é usado na Equação 31 e os resultados da calibração não linear são obtidos (Equação 45):

$$r_{u,predict,i} = \sqrt{\frac{NCASE_{max,i}}{NCASE_{liq,average}}} \cdot r_{u,liq,i} \quad (45)$$

A Equação 31 propõe uma relação quadrática. No entanto, ao traçar o r_u em função da razão $NCASE/NCASE_{liq}$ dos resultados da centrifugadora, a relação nem sempre aparenta ter esse aspeto. Aliás, em alguns casos, a relação parece ser mais perto de uma relação linear (Figura 55). Portanto, a mesma calibração foi realizada de novo utilizando a forma linear da Equação 31, entre $r_{u,predict,i}$ e $NCASE/NCASE_{liq}$, resultando no $NCASE_{liq}$ calculado linearmente (Equação 46):

$$NCASE_{liq,i} = NCASE_i \cdot \frac{r_{u,liq,i}}{r_{u,max,centrifuge,i}} \quad (46)$$

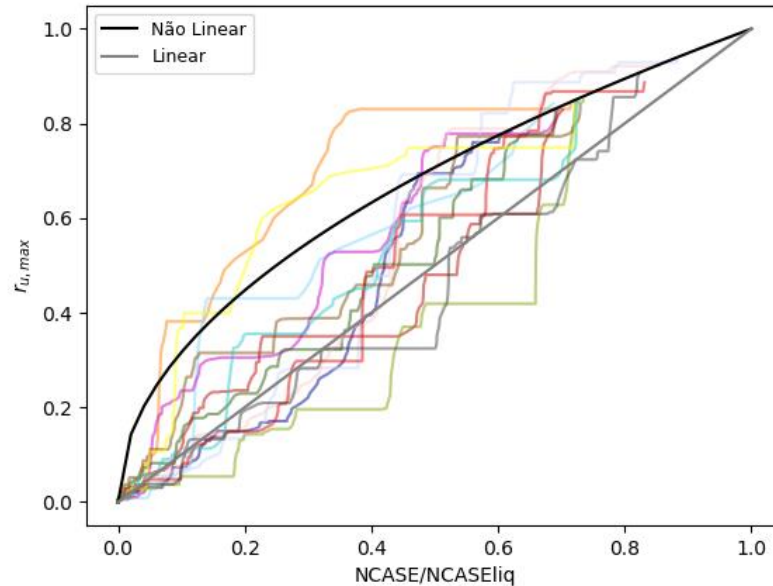


Fig. 55 – Relação entre $r_{u,max}$ e $NCASE / NCASE_{liq}$ para os resultados da centrifugadora

5.2.1. VALIDAÇÃO DO MODELO

A comparação entre os excessos de pressão neutra calculados pelas 3 implementações do SEBM e pelos resultados da centrifugadora está disponível na Figura 56. A única diferença entre estas implementações é o valor do $NCASE_{liq}$: na forma fechada do SEBM o valor é calculado pela equação 31; na calibração não linear do SEBM, $NCASE_{liq}$ é obtido pela relação quadrática; e na calibração linear do SEBM, $NCASE_{liq}$ é obtido pela relação linear. O Ensaio 1 foi selecionado como representativo por ser realizado numa zona livre de estrutura e sem técnicas de mitigação. Neste caso a implementação que melhor se ajusta aos resultados da centrifugadora é a calibração linear, contudo, como se poderá confirmar de seguida, a implementação que melhor se ajusta muda de caso para caso.

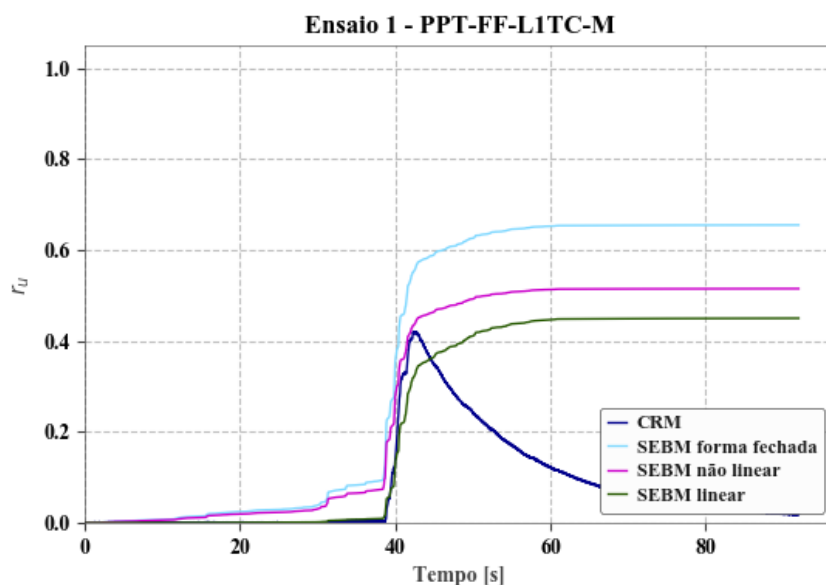


Fig. 56 – Comparação entre r_u das três previsões do SEBM e dos resultados da centrifugadora

Deve-se notar que os métodos não têm em conta a percolação e, como tal, depois dos resultados da centrifugadora atingirem o seu pico, os modelos têm valores irrealistas. No entanto, isto não afeta a qualidade dos resultados pois os parâmetros principais (t_{liq} e r_u) são determinados antes e no pico dos resultados da centrifugadora, como será explicado de seguida.

Assim que o comportamento dos sensores selecionados foi analisado, cada previsão de r_u foi comparada com a obtida nos resultados da centrifugadora. Para este fim, uma distinção clara foi feita: os sensores onde ocorreu liquefação foram estudados separadamente dos que não foram afetados pelo fenómeno.

5.2.1.1. Casos afetados pela Liquefação

Os casos afetados pela liquefação são os testes onde o $r_{u,max}$ obtido nos resultados de centrifugadora é superior ao $r_{u,liq}$ definido na Equação 42. Para cada sensor que regista r_u superior a $r_{u,liq}$, o tempo (t_{liq}) onde a linha de $r_{u,liq}$ intersesta com cada curva de cada modelo foi considerado e comparado com o da centrifugadora, tornando-se uma medida de avaliação dos modelos. Uma representação gráfica da discrepância entre o t_{liq} obtido pelos modelos e pela centrifugadora está representado na Figura 57.

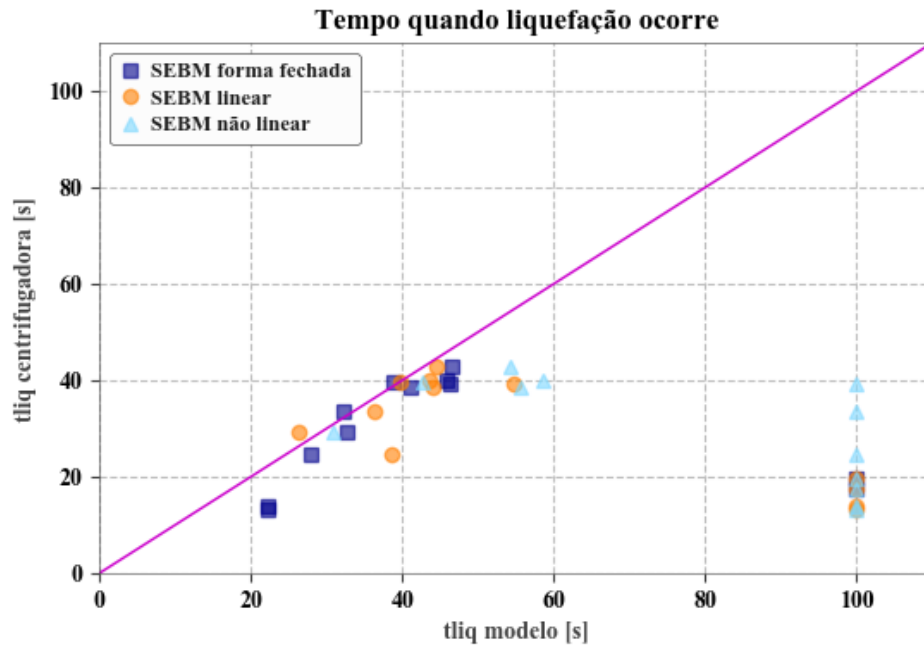


Fig. 57 – Comparação entre t_{liq} previsto pelas três curvas do SEBM e pelos resultados da centrifugadora

O t_{liq} estimado pela fórmula fechada é bastante preciso quando comparado com os resultados da centrifugadora, pois na sua maioria o modelo prevê tempos semelhantes para ambas as curvas. Ao comparar os resultados calibrados, os resultados obtidos da calibração linear são melhores que os da calibração não linear, apesar de ambos serem piores que os resultados da forma fechada. Como é óbvio, se o $NCASE_{liq}$ para cada caso fosse considerado (em vez da média para cada solo), ter-se-ia obtido uma correspondência perfeita e as estimativas corretas seriam 100%.

Adicionalmente, na Tabela 22 são apresentados dois parâmetros estatísticos: o primeiro é o erro médio ($\bar{\chi}$) do parâmetro t_{liq} , cujo erro χ é determinado pela Equação 47; o segundo é a percentagem de estimativas corretas (CE), determinado pela razão entre o número de resultados com um erro inferior a 20% e o número total de resultados, como indicado na Equação 48. Deve-se realçar que, dado estes parâmetros estatísticos, a melhor previsão será a que tiver menor $\bar{\chi}$ e maior CE.

$$\chi(\%) = \frac{t_{liq,pred} - t_{liq,centrif}}{t_{liq,centrif}} \cdot 100 \quad (47)$$

$$CE(\%) = \frac{n_{\chi < 20\%}}{n} \cdot 100 \quad (48)$$

Tabela 22 – Resultados estatísticos de t_{liq} para as três previsões do SEBM

	t_{liq} SEBM		
	Forma fechada	Não Linear	Linear
χ (%)	71	210	152
CE (%)	67	17	50

Um elevado erro médio nos resultados do t_{liq} pode ser observado nas calibrações: a razão por trás deste comportamento encontra-se na subestimação dos valores de t_{liq} para o SEBM quando este deveria ser afetado por liquefação, ou seja, quando liquefação é observada pela centrifugadora, mas não pelo modelo. Em particular, quando o $r_{u,max}$ do modelo é menor que o $r_{u,liq}$, o t_{liq} do modelo corresponde ao tempo do seu $r_{u,max}$, que é atingido no seu último instante. Adicionalmente, quando o t_{liq} do SEBM é considerado como o último instante, este também é influenciado pela duração do sismo.

Como foi observado, esta subestimação introduziu alguns *outliers* na previsão, que levaram ao aumento do valor do erro médio, portanto, o parâmetro CE é mais adequado como medida da precisão do método, dado que indica a percentagem de dados corretos. Adicionalmente, na comparação dos t_{liq} , foi considerado que quando este comportamento se verificava, era necessário distingui-lo dos restantes resultados, portanto adotou-se $t_{liq,modelo}=100s$ (graficamente), sem afetar a análise estatística realizada. Na Figura 58 é possível visualizar os resultados de um sensor onde alguns dos valores do SEBM foram subestimados, com os respetivos t_{liq} destacados.

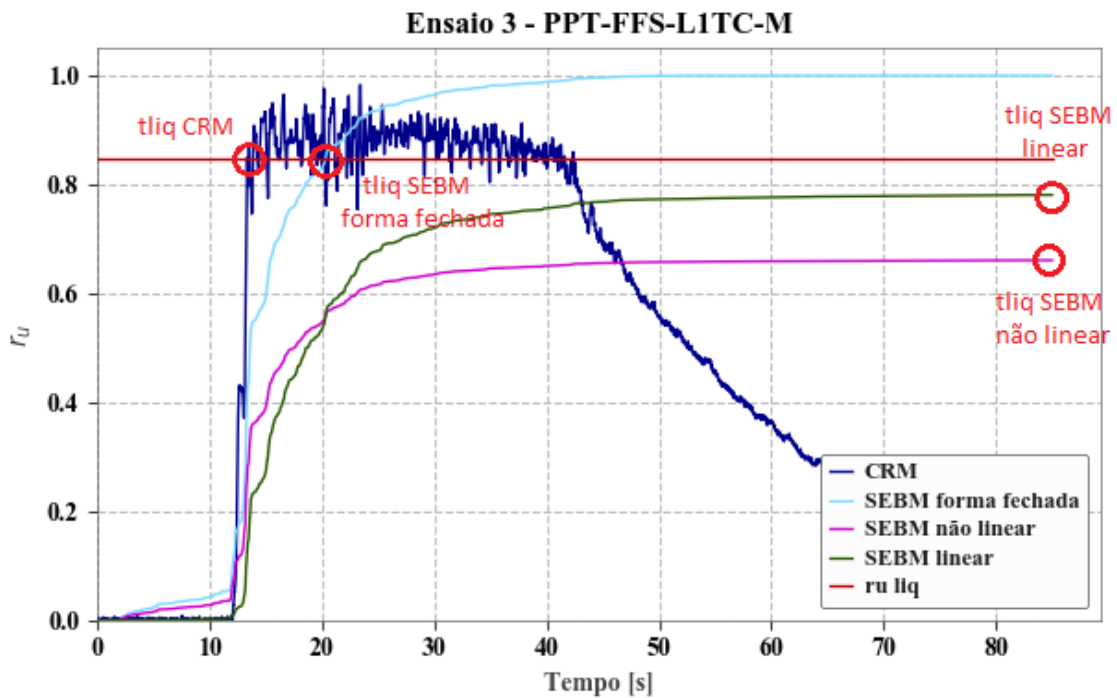


Fig. 58 – Subestimação do SEBM levando à diferença de t_{liq}

5.2.1.2. Casos não afetados pela liquefação

Nos sensores onde a liquefação não foi observada, o $r_{u,max}$ foi selecionado para avaliar a precisão do método. O $r_{u,max}$ dos resultados da centrifugadora foi obtido e comparado com o r_u previsto pelo SEBM para o mesmo instante. Portanto, na Figura 59 pode-se visualizar a discrepância entre o r_u estimado pelo SEBM e o $r_{u,max}$ obtido dos resultados da centrifugadora.

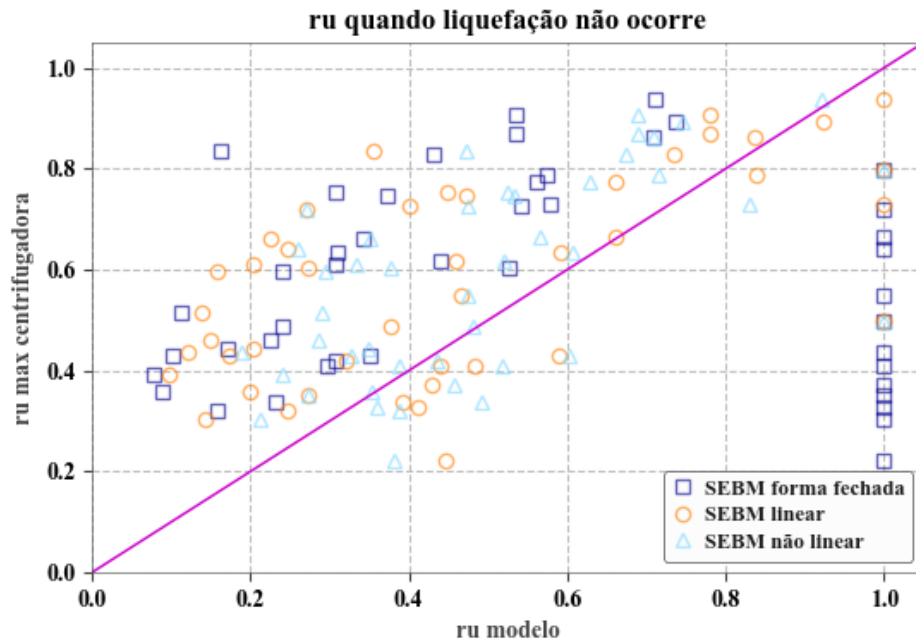


Fig. 59 – Comparação entre r_u previsto pelas três curvas do SEBM e $r_{u,max}$ dos resultados da centrifugadora

O parâmetro r_u é na sua maioria menor que os resultados da centrifugadora (exceto para casos onde o modelo prevê liquefação total e a centrifugadora demonstra resultados relativamente baixos). Quanto às aproximações linear e não linear, os resultados são mais semelhantes aos da centrifugadora, apesar de ainda se encontrarem relativamente dispersos. Neste parâmetro as duas calibrações mostram uma melhoria na previsão do r_u em relação à forma fechada.

Adicionalmente, na Tabela 23, os dois parâmetros determinados anteriormente para o t_{liq} são agora determinados para o r_u : a Equação 47 torna-se na Equação 49 e a Equação 48 permanece igual.

$$\chi(\%) = \frac{r_{u,pred} - r_{u,max,centrif}}{r_{u,max,centif}} \cdot 100 \quad (49)$$

Tabela 23 – Resultados estatísticos de r_u para as três previsões do SEBM

	r_u SEBM		
	Forma fechada	Não linear	Linear
χ (%)	71	29	38
CE (%)	9	36	34

Em conclusão, e com as Tabelas 22 e 23, pode-se afirmar que a forma fechada é a melhor para a previsão do t_{liq} para os casos onde liquefação ocorre, enquanto que para os casos onde liquefação não ocorre a melhor previsão é a calibração não linear. Portanto há dois possíveis pontos a fazer: se o t_{liq} for considerado o parâmetro estatístico mais importante, a melhor previsão é a forma fechada, enquanto se r_u for considerado o parâmetro estatístico mais importante, a melhor previsão é a calibração não linear.

Como o objetivo deste trabalho é prever com precisão quando liquefação ocorre, é seguro afirmar que a forma fechada é mais adequada.

Também se deve notar que num cenário real, o valor de $NCASE_{liq}$ pode ser melhor determinado por ensaios de calibração (em laboratório) aumentando a precisão das previsões.

5.2.2. ANÁLISE DOS SENSORES COM ESPECIFICAÇÕES MAIS ADEQUADAS

Este método foi desenvolvido para os pontos na camada central do solo, fora da perturbação associada à superfície e à base. Então, esta análise também foi realizada tendo apenas em conta os sensores localizados entre uma profundidade equivalente a $\sigma'_v = 50 \text{ kPa}$ da superfície e 3 m da base. Com esta limitação, muitos dos sensores localizados na parte superior dos modelos foram eliminados, reduzindo a amostra em tamanho, mas aumentando a sua precisão. A razão por trás do aumento da $\sigma'_{v,min}$ de 15 kPa para 50 kPa é porque é difícil para os métodos ter boas previsões perto da superfície. As razões por trás disto são: a rigidez do solo perto da superfície é difícil de avaliar, como se pode verificar pela alteração da velocidade das ondas de corte (Figura 60); as alterações do r_u devido à mudança da tensão de corte efetiva não ser seguida por uma mudança idêntica da pressão neutra a baixas profundidades. Aliás, perto da superfície o solo demonstra uma súbita variação destes parâmetros devido à dependência do módulo de rigidez e o do r_u com a tensão vertical efetiva.

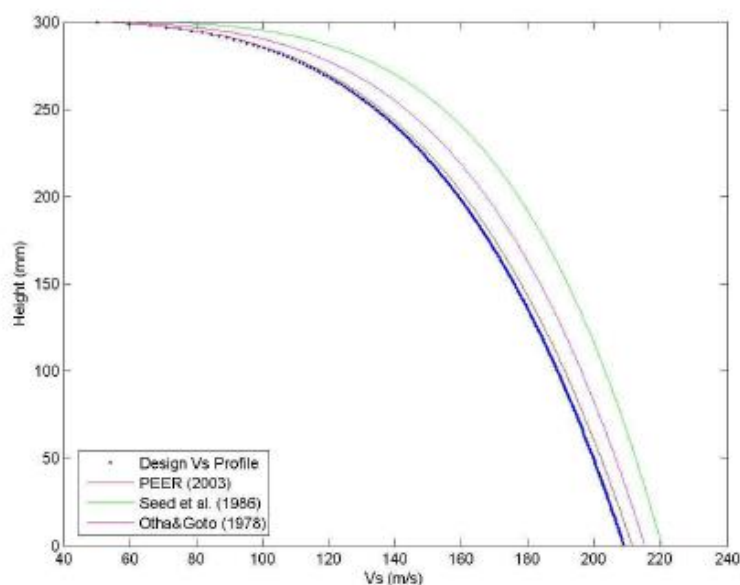
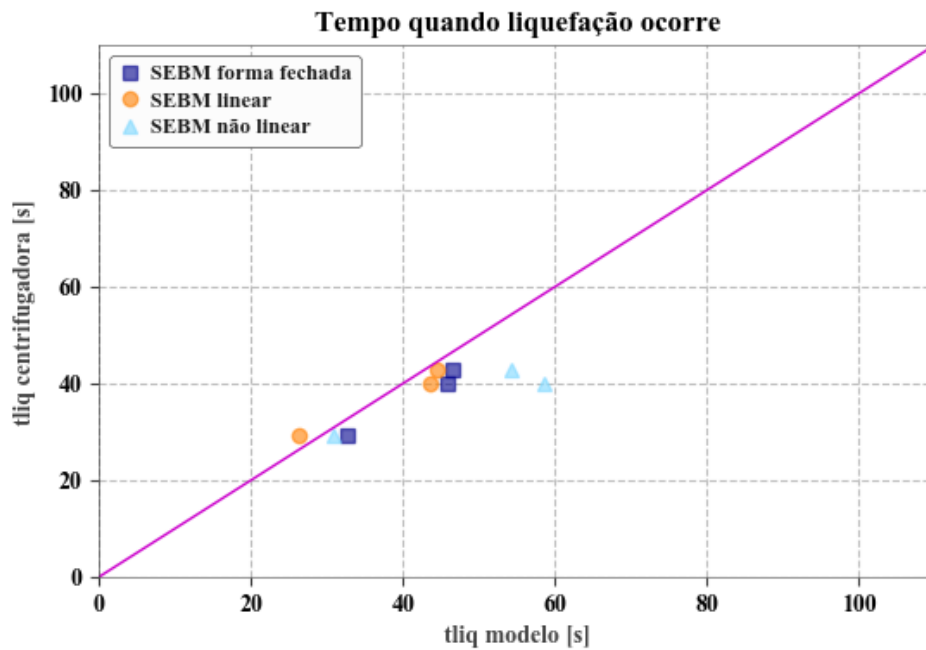


Fig. 60 – Velocidade das ondas de corte com a profundidade na escala do modelo (Airolidi et al., 2018)

5.2.2.1. Casos afetados por liquefação

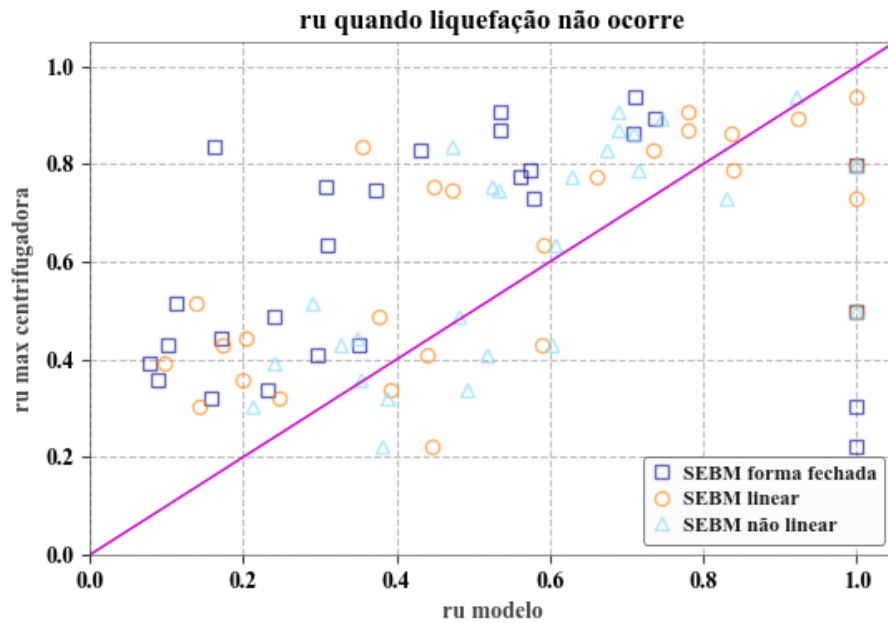
Como mostrado na Figura 61 e Tabela 24, ao reduzir o tamanho da amostra, tanto o erro médio como as estimativas corretas do t_{liq} melhoram para todas as previsões: na forma fechada e na calibração linear, o CE aumenta para 100%, enquanto na calibração não linear apenas aumenta para 33%. Como ambas têm o mesmo CE, o único fator decisivo é o erro médio, onde a calibração linear mostra os melhores resultados para t_{liq} .

Fig. 61 – Comparação de t_{liq} apenas para os sensores mais adequadosTabela 24 – Resultados estatísticos de t_{liq} para os sensores mais adequados

	t_{liq} SEBM		
	Forma fechada	Não linear	Linear
χ (%)	12	26	8
CE (%)	100	33	100

5.2.2.2. Casos não afetados pela liquefação

Quanto ao r_u , como mostra a Figura 62 e a Tabela 25, as alterações são menos significativas. Isto deve-se ao facto dos sensores onde não ocorre liquefação se situarem maioritariamente no meio do perfil do solo, onde o SEBM já é bastante preciso. Quanto à qualidade dos resultados, as alterações foram positivas nas três previsões, com a calibração não linear a ter o maior CE e a calibração linear a ter o menor erro médio.

Fig. 62 – Comparação de r_u apenas para os sensores mais adequadosTabela 25 – Resultados estatísticos de r_u para os sensores mais adequados

	r_u SEBM		
	Forma fechada	Não linear	Linear
χ (%)	65	27	35
CE (%)	11	37	41

Enquanto que nos casos onde liquefação ocorre preveem a calibração linear como a previsão mais precisa, os casos onde liquefação não ocorre consideram ambas calibrações como apropriadas. Como o parâmetro t_{liq} é mais importante que r_u por ser o parâmetro principal dos casos onde ocorre liquefação, a calibração linear é a mais adequada para avaliar a geração de liquefação.

5.3.MÉTODO BASEADO NA TENSÃO

Nesta secção é realizada a validação do método baseado na tensão, idealizado por Seed et al. (1975) e mais tarde simplificado por Booker et al. (1976). Inicialmente, o parâmetro r_u previsto por Booker et al. (1976) é analisado pela Equação 18, onde a razão N_L/N é determinada pela Equação 50:

$$\frac{N_L}{N} = \sum N_{ref} \cdot \left(\frac{CSR_{M=7.5}}{CSR} \right)^{1/b} \quad (50)$$

Onde:

- N_{ref} é o número de referência de ciclos uniformes, igual a 15 para magnitude de 7.5;

- $CSR_{M=7.5}$ está disponível na Tabela 21;
- CSR é calculado pela Equação 51, onde um método que conta picos (peak counting method) foi utilizado para identificar os picos de aceleração, contando a diferença máxima entre dois picos sucessivos da onda, positivo e negativo.

$$CSR = |acc_{peaks}| \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad (51)$$

Adicionalmente, de forma a estimar melhor o erro da forma fechada, foi realizada uma calibração do $CSR_{M=7.5}$. Assim, o $r_{u,max}$ determinado pelo SBM na Equação 18 e o $r_{u,max}$ obtido pelos resultados da centrifugadora são comparados e $(N/N_L)_{max,i}$ é determinado para cada caso (Equações 52a e 52b).

$$r_{u,max,centrifuge,i} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left[\left(\frac{N}{N_L} \right)_{max,i}^{\frac{1}{2\beta}} \right] \quad (52a)$$

$$\left(\frac{N}{N_L} \right)_{max,i} = \sin \left(\frac{\pi}{2} \cdot r_{u,max,centrifuge,i} \right)^{2\beta} \quad (52b)$$

Como o $(N/N_L)_{max,i}$ é obtido, o $CSR_{M=7.5,i}$ é calculado para cada caso tornando a Equação 50 na Equação 53, usando o valor de $(N/N_L)_{max,i}$ obtido pela Equação 52b.

$$CSR_{M=7.5,i} = \sum \left[\frac{1}{N_{ref}} \cdot \left(\frac{N}{N_L} \right)_{max,i} \right]^b \cdot CSR_i \quad (53)$$

Assim que o valor do $CSR_{M=7.5,i}$ é obtido para todos os n casos, o seu valor médio é determinado (Equação 54) resultando nos valores de CSR apresentados na Tabela 26. Ao comparar com os resultados da Tabela 21, pode-se verificar uma pequena redução do valor de CSR para a areia de Ticino e um aumento significativo do CSR para ambas areias de Pieve di Cento.

$$CSR_{M=7.5,average} = \frac{\sum_{i=0}^n CSR_{M=7.5,i}}{n} \quad (54)$$

Tabela 26 – Valores de $CSR_{M=7.5,médio}$

	CSR
Areia de Ticino	0.23
Areia Natural de Pieve di Cento	0.28
Areia Limpa de Pieve di Cento	0.30

De seguida o $CSR_{M=7.5, \text{médio}}$ é utilizado na Equação 18 e o novo valor da razão N_L/N é obtido (Equação 55).

$$\frac{N_L}{N} = \sum N_{ref} \cdot \left(\frac{CSR_{M=7.5}}{CSR_{M=7.5, average}} \right)^{1/b} \quad (55)$$

Finalmente, o valor de N_L/N é introduzido na Equação 18 e o comportamento de r_u para o SBM é obtido.

5.3.1. VALIDAÇÃO DO MODELO

Como foi realizado para o SEBM, a comparação entre os excessos de pressão neutra calculados pelas duas previsões do SBM e os resultados obtidos pela centrifugadora podem ser visualizados na Figura 63. O Ensaio 2 foi selecionado como representativo por ser realizado numa zona livre de edifício e sem técnicas de mitigação. Neste caso a curva que melhor se ajusta aos resultados da centrifugadora é a calibração, contudo, como se poderá confirmar de seguida, a curva que melhor se ajusta muda de caso para caso.

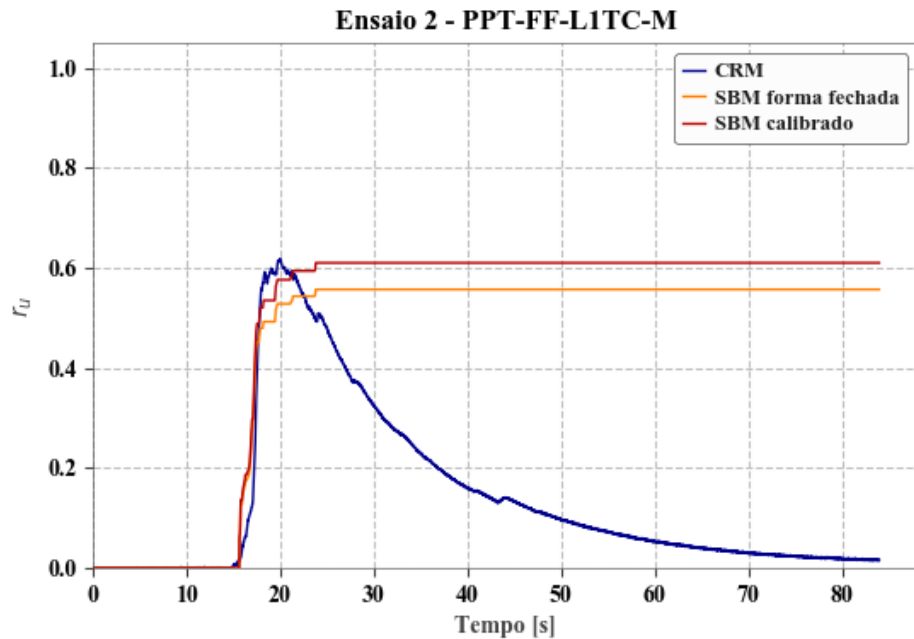


Fig. 63 – Comparação entre o r_u das duas previsões do SBM e dos resultados da centrifugadora

Assim que o comportamento nos sensores selecionados foi analisado para cada ensaio, cada previsão de r_u foi comparada com a obtida pelos resultados da centrifugadora. Assim, a mesma distinção anteriormente referida foi realizada: os casos onde liquefação ocorreu foram estudados separadamente dos casos onde o fenómeno não ocorreu.

5.3.1.1. Casos afetados por liquefação

Como está representado na Figura 64, o t_{liq} de ambas previsões é quase idêntico. Isto pode-se dever ao facto de os sensores onde liquefação ocorre estarem inseridos em modelos com areia de Ticino e o facto do CSR da areia de Ticino ser semelhante na forma fechada (0.24) e na calibração (0.23).

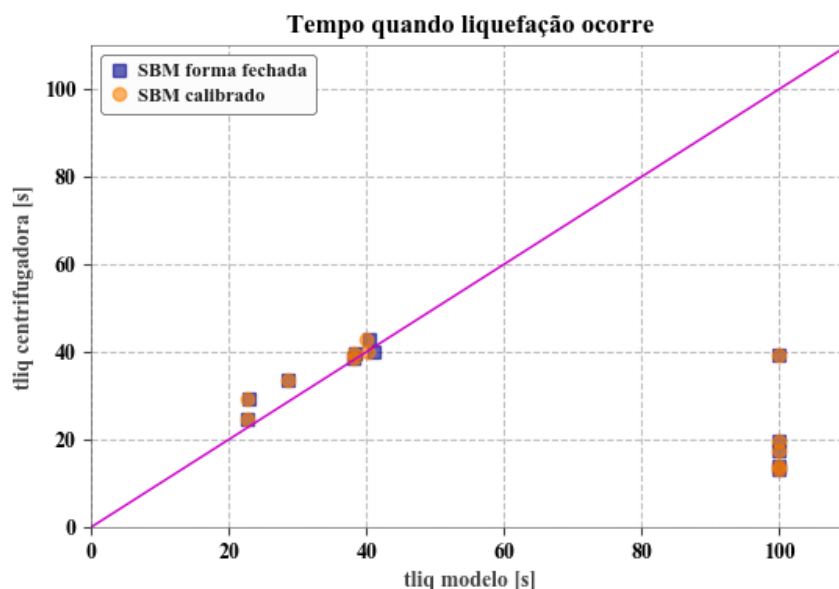


Fig. 64 – Comparação entre t_{liq} previsto pelas duas curvas do SBM e pelos resultados da centrifugadora

O erro médio ($\bar{\chi}$) dos resultados e as estimativas corretas (CE) também foram considerados como parâmetros estatísticos para o SBM (Tabela 27). Ambos os métodos mostram previsões semelhantes devido aos valores semelhantes de CSR como mencionado anteriormente.

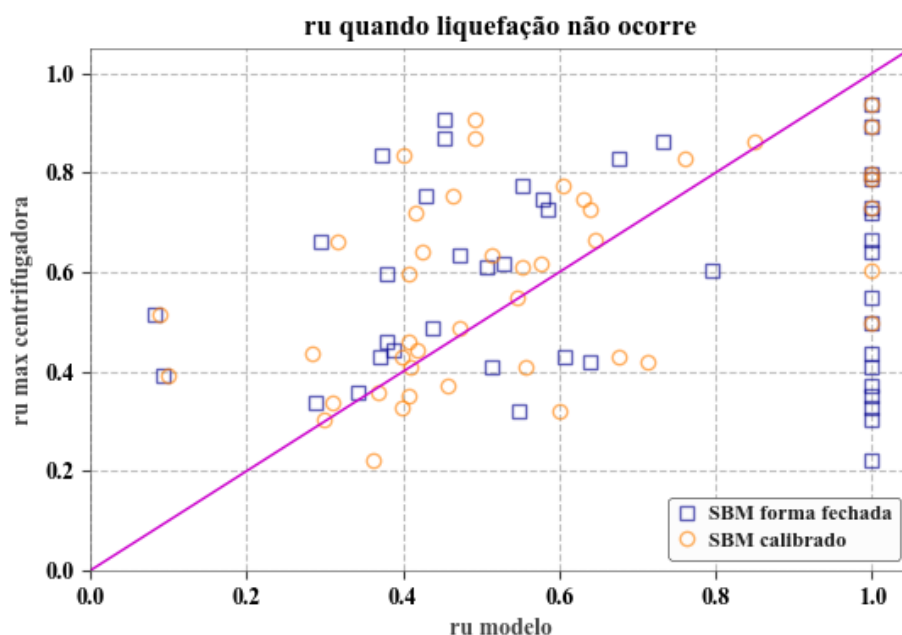
O comportamento explícito na Figura 58 também pode ser visto aqui, justificando os resultados onde o modelo e a centrifugadora são muito diferentes e o erro médio elevado, dado o CE aceitável.

Tabela 27 – Resultados estatísticos para t_{liq} para as duas previsões do SBM

	t_{liq} SBM	
	Forma fechada	Calibrado
χ (%)	165	165
CE (%)	50	50

5.3.1.2. Casos não afetados por liquefação

Quanto ao r_u , como se pode visualizar na Figura 65 e na Tabela 28, existem algumas diferenças entre as previsões. Aliás, pode-se observar uma melhoria dos resultados da forma fechada para calibração. A razão por trás desta melhoria é a previsão mais acertada para os sensores em ambas as areias, levando a concluir que os resultados de CSR se tornaram mais corretos.

Fig. 65 - Comparação entre r_u previsto pelas duas curvas do SBM e pelos resultados da centrifugadoraTabela 28 - Resultados estatísticos para r_u para as duas previsões do SBM

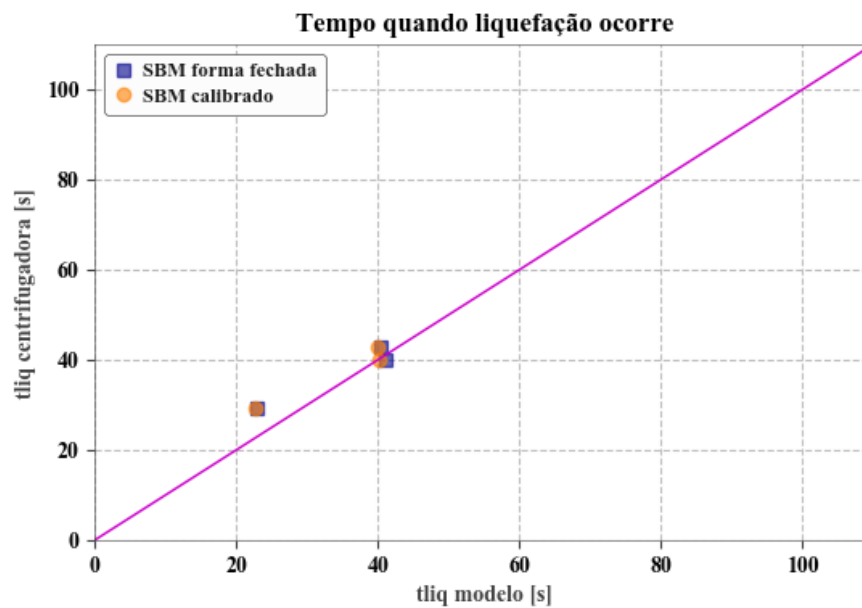
	r_u SBM	
	Forma fechada	Calibrado
χ (%)	63	30
CE (%)	30	45

5.3.2. ANÁLISE DOS SENSORES COM ESPECIFICAÇÕES MAIS ADEQUADAS

Como mencionado para o SEBM, a eficácia deste modelo reside na avaliação da camada central do solo, devido às perturbações na superfície e na base. Então, esta análise foi também realizada tendo apenas em conta os sensores localizados entre uma profundidade equivalente a $\sigma'_v = 50 \text{ kPa}$ da superfície e 3 m da base.

5.3.2.1. Casos afetados por liquefação

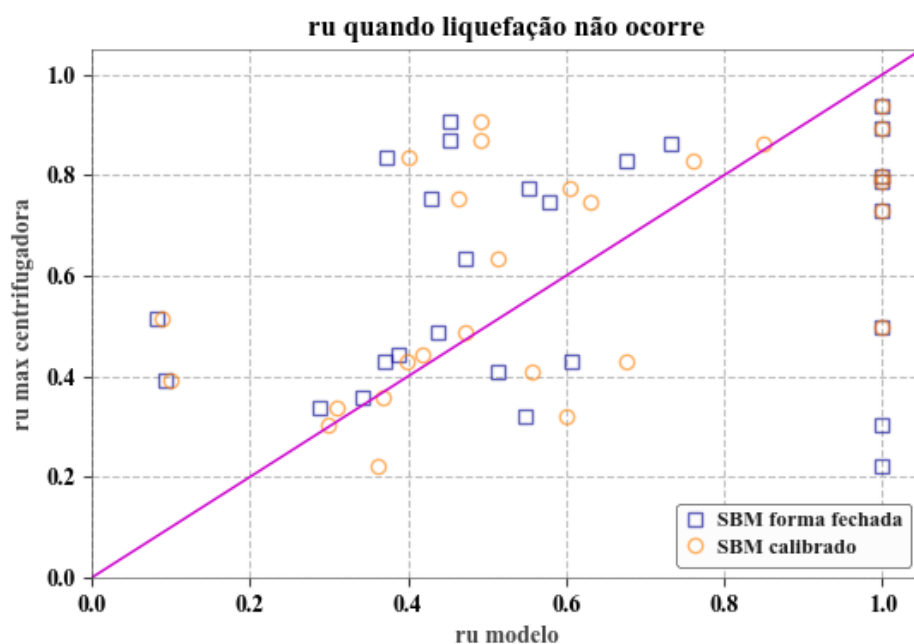
Como representado na Figura 66 e na Tabela 29, ao reduzir o tamanho da amostra, o erro médio de t_{liq} reduz significativamente. No entanto, tal como na Secção 5.3.1.1, os resultados de ambas as previsões que eram idênticos, são agora ligeiramente diferentes, com a calibração sendo melhor. As estimativas corretas melhoraram de 43% para 66%.

Fig. 66 - Comparação de t_{liq} apenas para os sensores mais adequadosTabela 29 - Resultados estatísticos de t_{liq} para os sensores mais adequados

	t_{liq} SBM	
	Forma fechada	Calibrado
χ (%)	10.5	10.1
CE (%)	67	67

5.3.2.2. Casos não afetados por liquefação

Quanto ao r_u , como é possível visualizar na Figura 67 e na Tabela 30, as alterações não foram muito significativas. Isto deve-se, mais uma vez, ao facto dos sensores onde a liquefação não ocorre, se localizarem no centro dos perfis. Quanto à qualidade dos resultados, a alteração foi positiva na forma fechada, mas um pouco negativa. Ainda assim a calibração permaneceu claramente melhor.

Fig. 67 - Comparação de r_u apenas para os sensores mais adequadosTabela 30 - Resultados estatísticos de r_u para os sensores mais adequados

	r_u SBM	
	Forma fechada	Calibrado
χ (%)	54	33
CE (%)	33	44

Como esperado, como os resultados de t_{liq} são muito semelhantes em ambas as previsões, o r_u torna-se o fator preponderante, levando a nomear a calibração como a melhor previsão do SBM e à necessidade de obter valores de CSR mais precisos para cada análise. Como mencionado para o SEBM, num caso real poderia determinar-se o CSR através de ensaios laboratoriais (se disponíveis) que melhorariam as previsões.

5.4.COMPARAÇÃO DOS DOIS MÉTODOS

Nesta secção, o aumento da pressão neutra para ambos SEBM e SBM são comparados nas suas formas fechadas. A Figura 68 representa a previsão do r_u para ambos os modelos junto dos resultados da centrifugadora. O Ensaio 2 foi selecionado como representativo por ser realizado numa zona livre de estrutura e sem técnicas de mitigação.

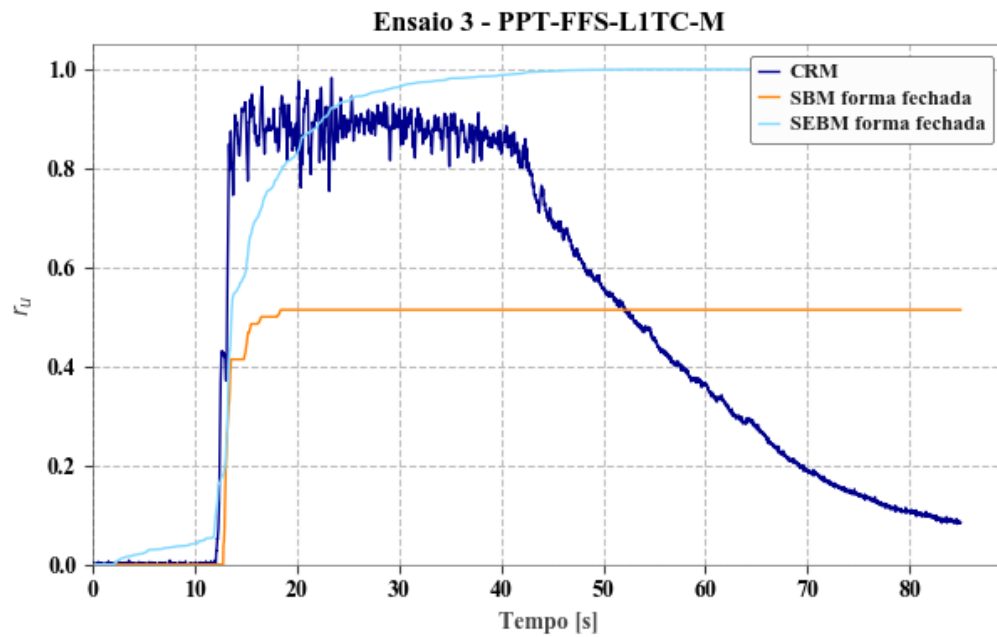


Fig. 68 - Comparação entre o r_u do SEBM, do SBM e dos resultados da centrifugadora

5.4.1. VALIDAÇÃO DOS MODELOS

A mesma análise estatística é realizada como anteriormente, determinando o erro médio e o CE para o t_{liq} e para o r_u .

5.4.1.1. Casos afetados por liquefação

Como representado na Figura 69, o t_{liq} de ambas as previsões para o SEBM e o SBM são razoavelmente diferentes. Aliás, nas suas formas fechadas, o SEBM é mais preciso. Na Tabela 31, é possível confirmar os elevados erros que, como mencionados anteriormente, devem-se à subestimação do $r_{u,max}$ dos modelos; não obstante, o este erro foi encontrado com maior frequência nos resultados do SBM, e portanto o número de estimativas corretas também é menor no SBM.

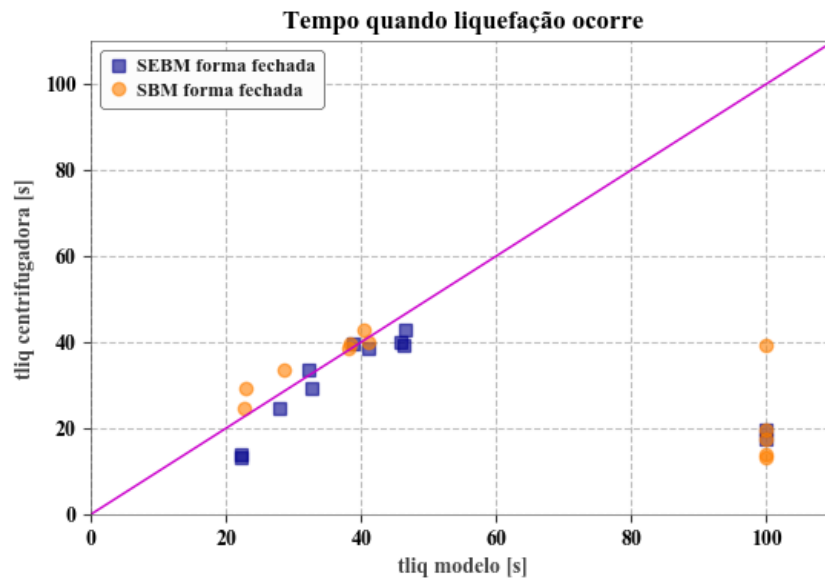


Fig. 69 - Comparação entre t_{liq} previsto pelas duas curvas do SEBM e SBM e pelos resultados da centrifugadora

Tabela 31 - Resultados estatísticos de t_{liq} para o SEBM e o SBM

	t_{liq}	
	SEBM	SBM
χ (%)	71	165
CE (%)	67	50

5.4.1.2. Casos não afetados por liquefação

Quanto ao r_u , como se pode visualizar na Figura 70 e na Tabela 32, existem algumas diferenças entre os métodos. Em particular, pode-se observar que o SBM prevê melhor os excessos de pressão neutra. Apesar do SBM ter mais casos onde incorretamente prevê liquefação total, na maioria dos casos, onde ambos os métodos subestimam o valor de r_u , os resultados do SBM são melhores.

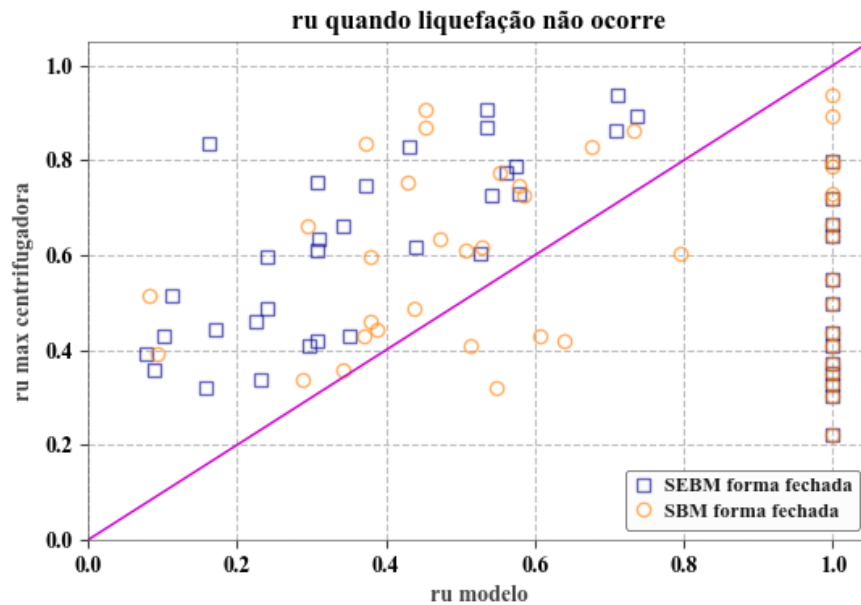


Fig. 70 - Comparação entre r_u previsto pelas duas curvas do SEBM e do SBM e pelos resultados da centrifugadora

Tabela 32 - Resultados estatísticos de r_u para o SEBM e o SBM

	r_u	
	SEBM	SBM
χ (%)	71	63
CE (%)	9	30

5.4.2. ANÁLISE DOS SENSORES COM ESPECIFICAÇÕES MAIS ADEQUADAS

Como mencionado em ambos os métodos, a eficácia destes modelos reside na avaliação da camada central do solo, devido às perturbações na superfície e na base. Então, esta análise foi também foi realizada tendo apenas em conta os sensores localizados entre uma profundidade equivalente a $\sigma'_v = 50 \text{ kPa}$ da superfície e 3 m da base.

5.4.2.1. Casos afetados por liquefação

Como representado na Figura 71 e na Tabela 33, ao reduzir o tamanho da amostra, o erro médio do t_{liq} diminui bastante em ambos os métodos, confirmando a eficácia do SEBM dado o seu erro médio reduzido (12%) e elevado CE (100%).

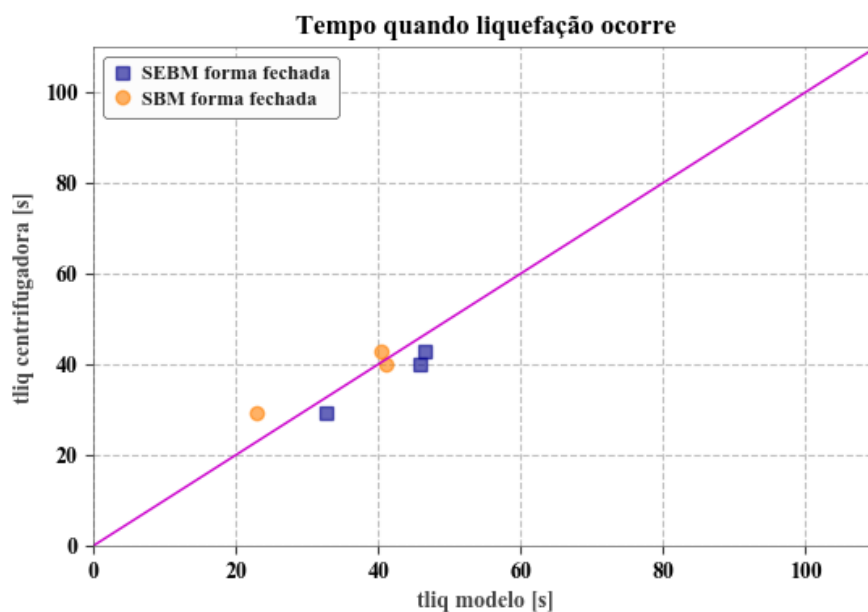


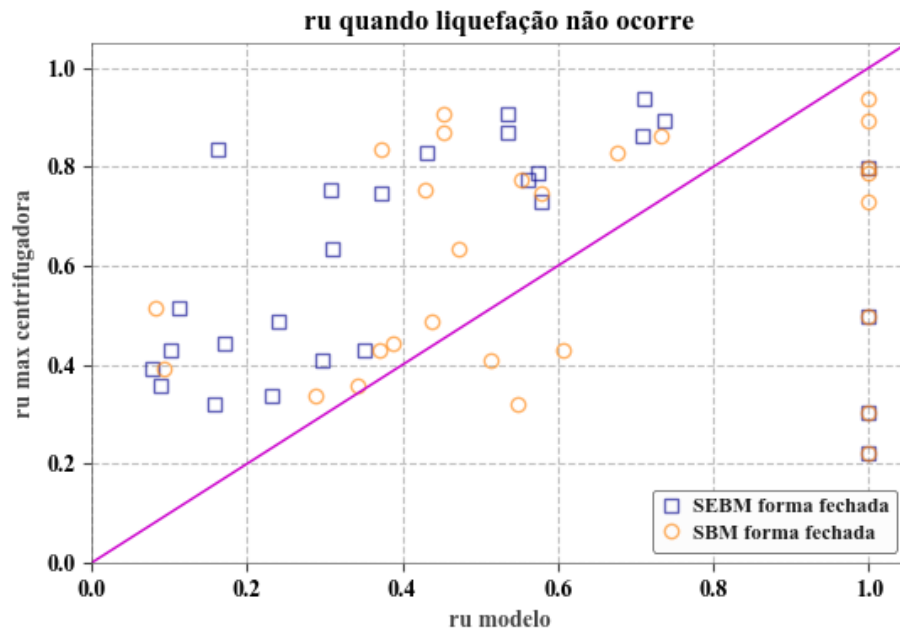
Fig. 71 - Comparação de t_{liq} apenas para os sensores mais adequados

Tabela 33 - Resultados estatísticos de t_{liq} para o SEBM e o SBM apenas para os sensores mais adequados

	t_{liq}	
	SEBM	SBM
χ (%)	12	10.5
CE (%)	100	67

5.4.2.2. Casos não afetados por liquefação

Quanto ao r_u , como é possível visualizar na Figura 72 e na Tabela 34, as alterações não foram muito significativas. Isto deve-se, mais uma vez, ao facto dos sensores onde a liquefação não ocorre, se localizarem no centro dos perfis. Quanto à qualidade dos resultados, a alteração foi um pouco positiva para ambos, com o SBM permanecendo claramente melhor.

Fig. 72 - Comparação de r_u apenas para os sensores mais adequadosTabela 34 - Resultados estatísticos de r_u para o SEBM e o SBM apenas para os sensores mais adequados

	r_u	
	SEBM	SBM
χ (%)	65	54
CE (%)	11	33

Como o t_{liq} é o parâmetro mais importante para análise, o SEBM pode ser considerado mais preciso na previsão do fenômeno de liquefação.

5.5. AJUSTE DO $R_{u,liq}$

Foi observado que alguns dos sensores, que registavam um r_u superior a 0.9 na centrifugadora não tinham atingido o valor imposto por $r_{u,liq}$ e, portanto, não previam liquefação. Este comportamento deve-se ao aumento de $r_{u,liq}$ com a profundidade, que leva a valores elevados de $r_{u,liq}$ a grandes profundidades.

De forma a evitar que $r_{u,liq}$ seja maior que 0.9, foi imposto o limite de $r_{u,liq}=0.9$ e a análise foi realizada de novo. Os resultados obtidos na Figura 73 onde o valor teórico de $r_{u,liq}$ com a profundidade, resultante da Equação 42 e constante ($r_{u,liq,ajustado} = 0.9$) para ter em conta o ajuste, podem ser visualizados. Adicionalmente, os pontos correspondentes aos sensores onde foi registada liquefação para a condicionante do $r_{u,liq,ajustado}$ estão também representados na Tabela 35, juntamente das suas pressões neutras máximas, pressões neutras iniciais e tensões efetivas. É possível observar que surgem dois novos pontos que anteriormente não eram considerados liquefeitos.

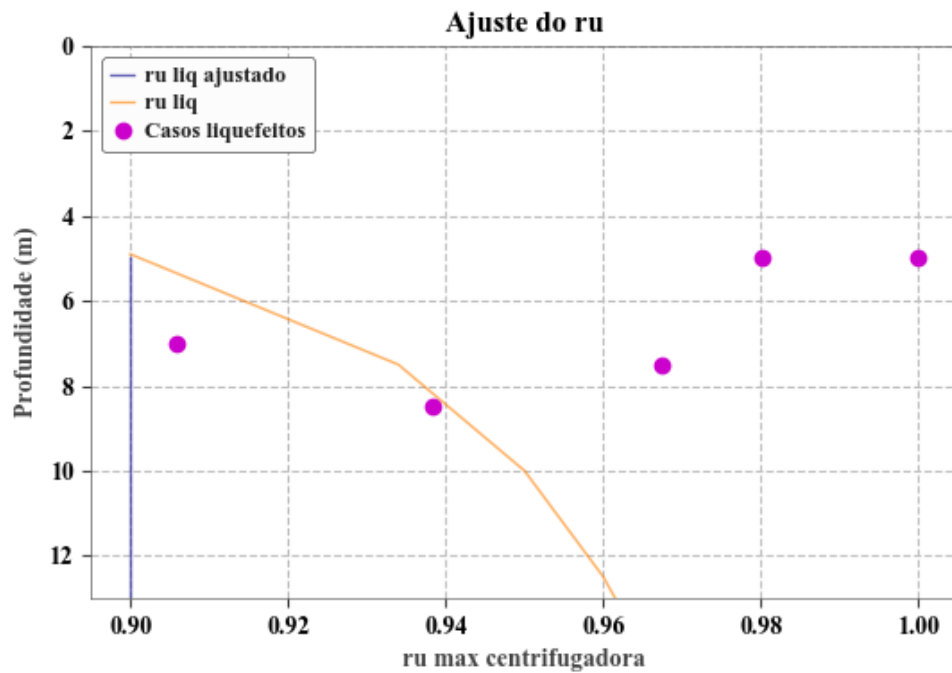
Fig. 73 – Ajuste de $r_{u,liq}$

Tabela 35 – Novos casos liquefeitos

Depth z (m)	Max pore pressure (kPa)	Initial pore pressure (kPa)	σ'_v [kPa]	ru
5.00	82.812	30.602	53.272	0.98
5.00	91.942	38.413	53.269	1.00
7.00	105.150	45.941	65.367	0.91
7.50	135.173	61.258	76.411	0.97
8.50	144.769	63.815	86.276	0.94

5.5.1. CASOS AFETADOS POR LIQUEFAÇÃO

A mesma análise estatística realizada para o SEBM e o SBM nas suas formas fechadas, para os sensores com as especificações mais adequadas. Os resultados de t_{liq} podem ser visualizados na Figura 74 e na Tabela 36. Tal como pretendido, a amostra não só aumentou, como os resultados do SEBM também melhoraram, no entanto, os resultados do SBM pioraram.

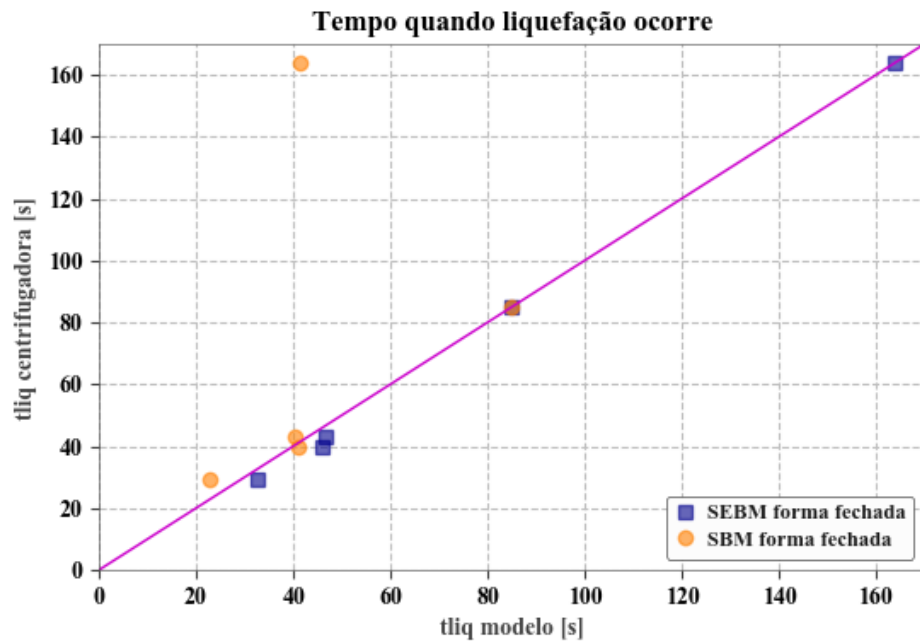


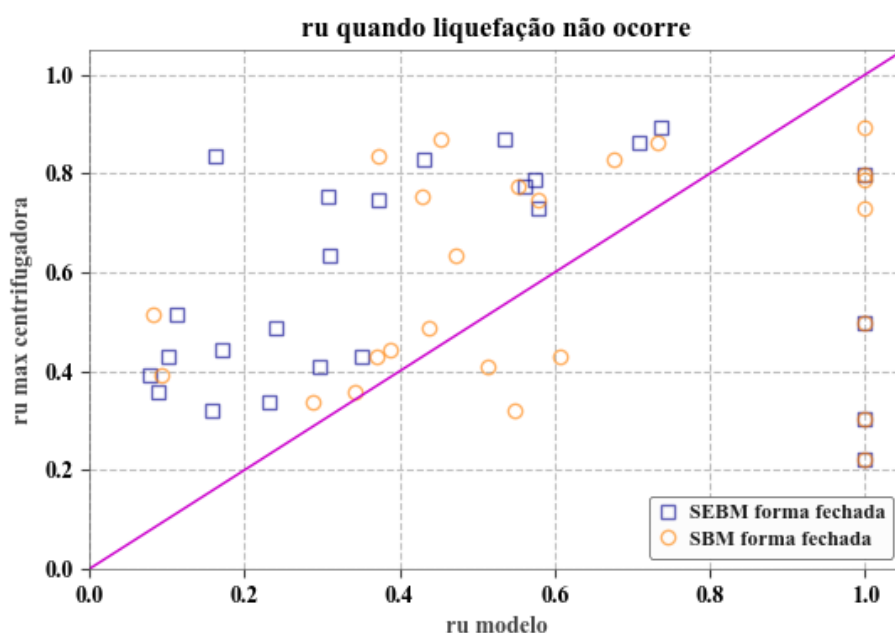
Fig. 74 - Comparação de t_{liq} apenas para os sensores mais adequados

Tabela 36 - Resultados estatísticos de t_{liq} para o SEBM e o SBM apenas para os sensores mais adequados

	t_{liq}	
	SEBM	SBM
χ (%)	7	21
CE (%)	100	60

5.5.2.CASOS NÃO AFETADOS POR LIQUEFAÇÃO

A mesma análise estatística foi realizada para o r_u do SEBM e do SBM nas suas formas fechadas para os casos não afetados por liquefação, como se pode ver na Figura 75 e na Tabela 37 onde os resultados de ambos métodos pioraram muito ligeiramente.

Fig. 75 - Comparação de r_u apenas para os sensores mais adequadosTabela 37 - Resultados estatísticos de r_u para o SEBM e o SBM apenas para os sensores mais adequados

	r_u	
	SEBM	SBM
χ (%)	68	56
CE (%)	12	32

Em suma, ao ajustar o limite do $r_{u,liq}$, alguns dos sensores onde a liquefação não seria registrada passaram a demonstrar o fenómeno, levando a uma amostra um pouco maior para o parâmetro t_{liq} . Adicionalmente, houve uma melhoria dos resultados do SEBM, apesar dos resultados do SBM piorarem.

5.6. EVOLUÇÃO DE r_u NUM MODELO

A partir da análise tomada na Secção 5.4, ambos SEBM e SBM subestimavam o valor de r_u , levando-os a não prever liquefação. Nesta secção são analisados alguns dos aspetos fundamentais do comportamento da água num modelo através da análise da evolução do r_u ao longo do tempo e da profundidade. Como apenas os sensores que cumprem todas as especificações são analisados, o sensor colocado na base do modelo foi retirado da análise. O Ensaio 3 é mostrado como um ensaio representativo pois é realizado numa zona livre de estrutura e sem técnicas de mitigação. Na Figura 76 é possível visualizar o histórico de aceleração na base do Ensaio 3 e nas Figuras 77, 78 e 79 é possível visualizar as curvas do SEBM, do SBM e dos resultados da centrifugadora para os três sensores analisados nesta secção.

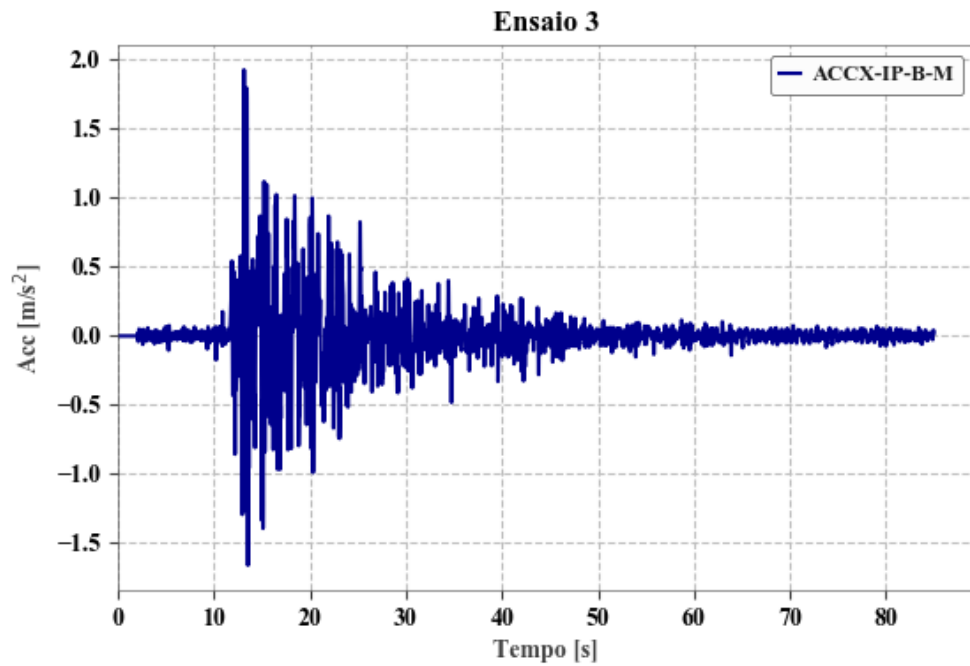


Fig. 76 – Vibração na base do modelo do Ensaio 3

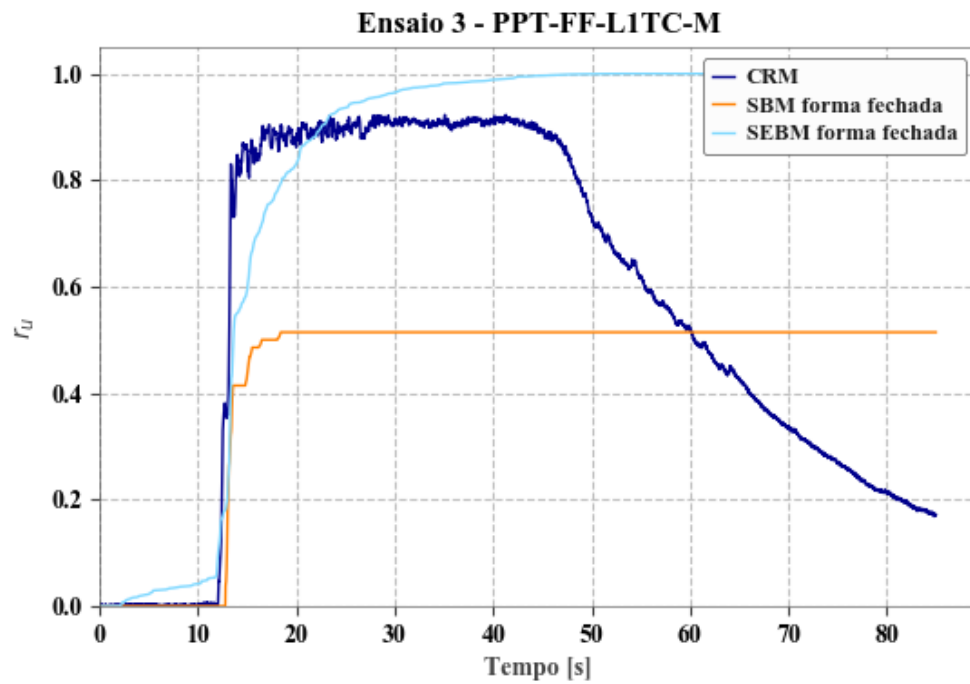


Fig. 77 – Comparação entre o r_u do SEBM, do SBM e dos resultados da centrifugadora para o sensor localizado no topo-centro do Ensaio 3

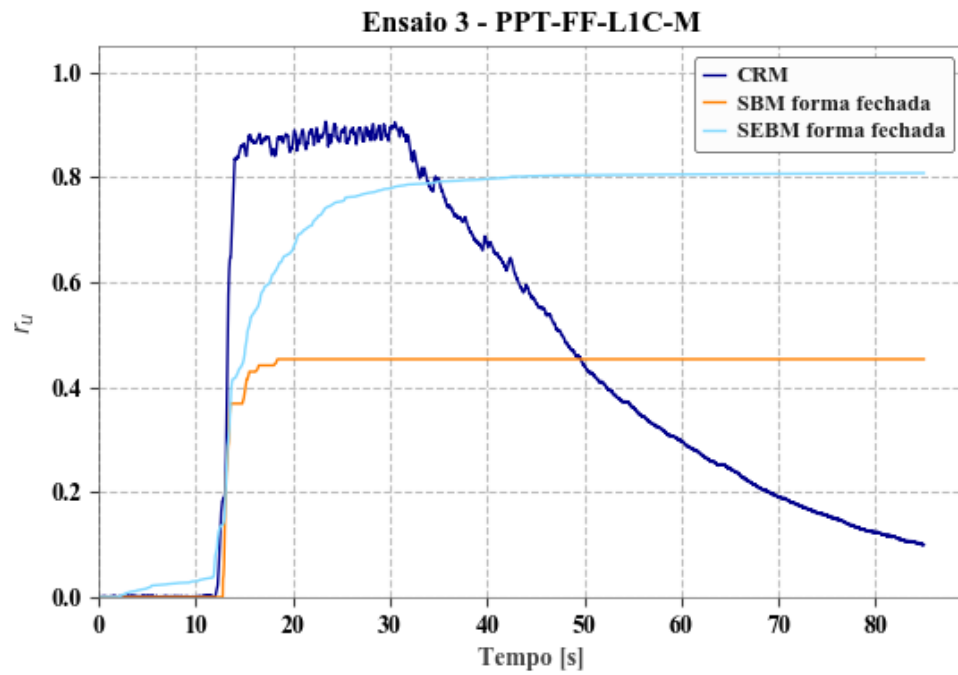


Fig. 78 – Comparação entre o r_u do SEBM, do SBM e dos resultados da centrifugadora para o sensor localizado no centro do Ensaio 3

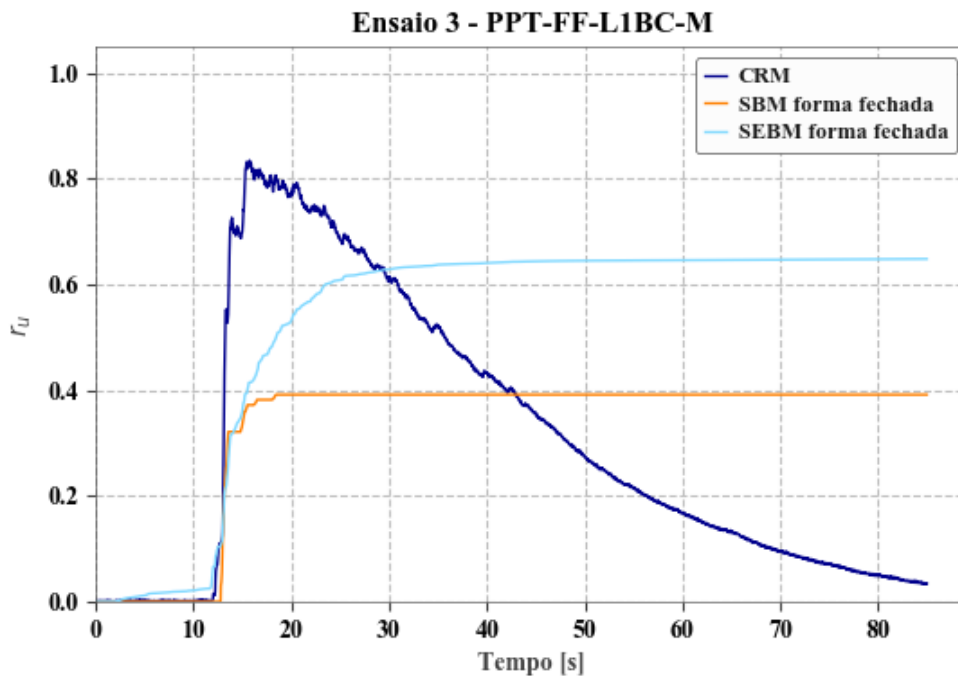


Fig. 79 – Comparação entre o r_u do SEBM, do SBM e dos resultados da centrifugadora para o sensor localizado na base-centro do Ensaio 3

O comportamento do r_u ao longo do modelo (Figura 80) é representado a diferentes instantes:

- Inicialmente ($t=12s$), quando se encontra em situação hidrostática: enquanto que a tendência prevista para o SBM corresponde aos resultados da centrifugadora, o SEBM prevê valores ligeiramente superiores;
- Logo após o primeiro pico de aceleração ($t=14s$): ambos SEBM e SBM subestimam os valores de r_u em todo o modelo, enquanto que a centrifugadora atinge um relativamente alto. Na distribuição da centrifugadora, valores semelhantes são determinados no centro e no topo-centro do modelo, portanto, como o σ'_v aumenta com a profundidade, os resultados obtidos são justificados pela percolação para o centro do modelo;
- Em correspondência com o instante onde, em média, o solo atinge os seus valores máximos de r_u ($t=25s$), a tendência explicada obtida em $t=14s$ torna-se ligeiramente acentuada e a percolação torna-se mais evidente. Além disso, a previsão do r_u é muito menor que nos resultados da centrifugadora pois como o fluxo de água não é analisado pelos métodos, estes demonstram um aumento linear com a profundidade;
- Quando o sismo termina ($t=45s$), ambas as previsões teóricas mostram um aumento adicional de r_u em todo o modelo que não é comprovado pelo modelo físico, onde um decréscimo é observado a maiores profundidades devido à dissipação da pressão neutra. Por outro lado, no topo-centro, um elevado valor de r_u permanece por um maior período de tempo. Como anteriormente referido (Secção 4.3.3), ambos se devem à percolação ascendente explicada e à reflexão total das ondas sísmicas perto da superfície, que aumenta a duração da carga à superfície.

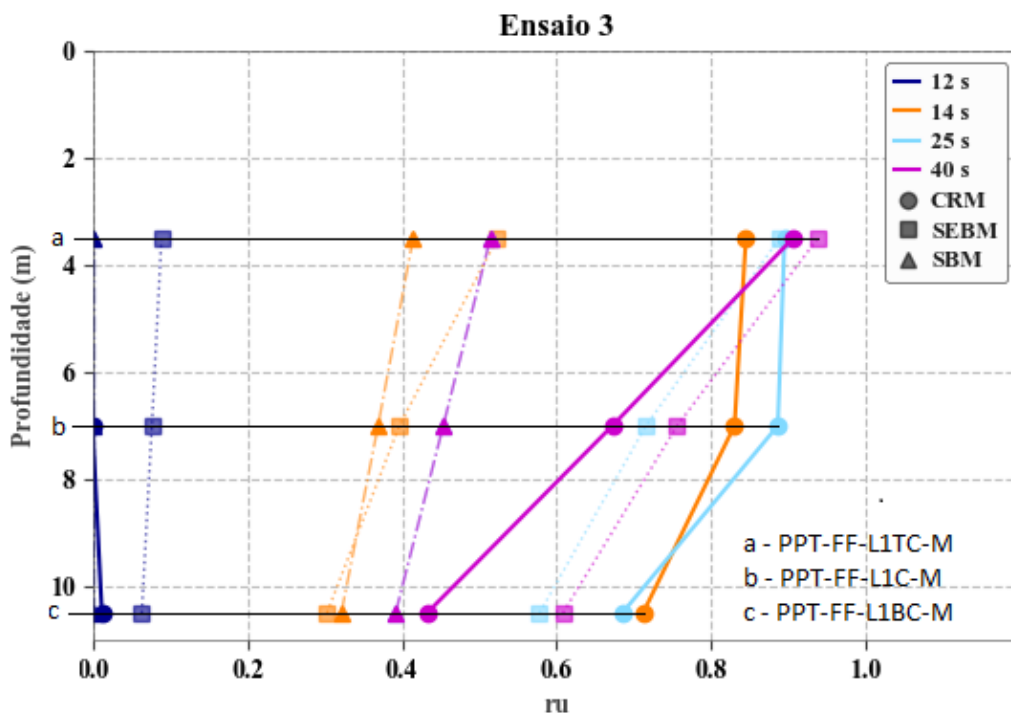


Fig. 80 – Evolução de r_u pelo tempo e ao longo de um eixo vertical no Ensaio 3

Em suma e como referido anteriormente, os métodos apenas podem prever resultados precisos até o instante onde a liquefação primeiro ocorre e como os métodos não têm em conta a percolação (um fenómeno importante no estudo de liquefação), é compreensível que subestimem os valores do excesso de pressão neutra nas porções de solo afetadas por um fluxo positivo de água, enquanto que sobrestimam nas zonas com fluxo negativo de água.

6

CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTO FUTURO

6.1. CONCLUSÃO

Nesta dissertação, os resultados de modelos físicos de centrifugadora geotécnica realizados pela ISMGEO são tratados. Um total de trinta e sete ensaios de centrifugadora à escala reduzida são analisados, resultando nas seguintes conclusões:

- Uma base de dados de resultados convertidos ao protótipo é criada e disponibilizada para a análise realizada neste documento, assim como para futuras análises. Em particular, durante a conversão dos valores, o nome dos sensores é normalizado para uma mais fácil compreensão da localização dos sensores, melhorando a comunicação entre diferentes investigadores, como defendido por Millen et al. (2018) e Rios et al. (2019).
- A alteração da excitação sísmica devido à liquefação de um solo pode ser observada nos resultados da centrifugadora pela Função de Amplificação de Fourier (FAF) e os seus componentes de frequência. Aliás, na FAF no solo caracterizado por um valor elevado da razão de excesso de pressão neutra, os picos são traduzidos para menores valores de frequência e, ao mesmo tempo, a amplitude dos picos é afetada por uma atenuação. O decréscimo nos conteúdos de elevada frequência também é realçado na transformada de Stockwell onde se verifica um decréscimo nos conteúdos de elevada frequência ao longo do tempo;
- Existe um duplo efeito dos drenos horizontais no modelo. O pico da razão de excesso de pressão neutra medida pelos transdutores reduz para metade e, devido ao arranjo denso de drenos, existe um maior decréscimo da razão de excesso de pressão neutra com o aumento da profundidade no modelo;
- A presença do sistema de Indução de Saturação Parcial (IPS) resulta numa evidente redução da razão de excesso de pressão neutra, da base ao centro do modelo. Apesar desta melhoria ser significativa a grandes profundidades, acredita-se que a injeção de ar não é suficiente para atingir o topo-centro do modelo, onde se atingem os maiores valores da razão de excesso de pressão neutra ($r_u = 1$) nos testes analisados. Em conclusão, apesar do IPS ser efetivo na maioria do modelo, ainda deixa a zona topo-centro do modelo em condição liquefeita, portanto seria interessante investigar o efeito que diversos injetores têm quando distribuídos, não só na base do modelo, mas também mais perto do topo-centro, onde liquefação ocorre;
- Existe percolação da base para a superfície do modelo durante o sismo. Além disso, após o sismo, o topo do modelo permanece com valores elevados de r_u por um maior

período de tempo. Isto deve-se à percolação ascendente e à reflexão das ondas sísmicas perto da superfície, que aumentam o tempo pelo qual esta camada é afetada;

- Os assentamentos em ensaios com medidas de mitigação são inferiores que em ensaios sem as mesmas;
- O método baseado na energia de deformação (SEBM) (Millen et al., 2019) é validado na sua forma fechada, assim como através das calibrações linear e não linear do parâmetro $NCASE_{liq}$, que representa a energia de deformação normalizada na liquefação;
- A validação do método baseado na tensão de (Seed et al., 1975) pela sua forma fechada e por uma calibração do parâmetro CSR mostram uma melhoria dos resultados quando calibrados, apontando para a importância de obter valores de CSR corretos para cada análise. Na realidade, a determinação do CSR seria através de ensaios laboratoriais (se disponíveis) que melhorariam a previsão;
- Ao comparar ambos os métodos na sua forma fechada, foi possível concluir que, apesar de ambos as previsões possuírem resultados relativamente precisos, o SEBM possui mais previsões consideradas corretas.

6.2.DESENVOLVIMENTO FUTURO

Este trabalho estava, logo de início, limitado pela quantidade de resultados de ensaios de centrifugadora analisados. Com mais tempo seria possível realizar outra análise a resultados de centrifugadora onde outras técnicas de mitigação tivessem sido empregadas ou as mesmas, mas com um arranjo diferente. Com isto, poderia ser possível atingir uma melhor compreensão de como algumas técnicas recentes, como o IPS, afetam o solo.

Em relação ao método baseado na energia de deformação, como é um método recente, é necessário realizar uma validação mais extensa através de outros ensaios de centrifugadora. Em particular, pode-se melhorar a previsão testando outras relações para o cálculo da energia de deformação normalizada na liquefação, ou usando outro modelo em vez da relação quadrática na versão atual do método.

Ambos os métodos simplificados utilizados, dependem do valor de CSR_{15} . Na areia de Pieve di Cento foram considerados valores iguais quer para a areia natural como para a limpa, sem considerar a influência do conteúdo de finos no CSR_{15} . Através de ensaios laboratoriais seria possível determinar valores de CSR_{15} mais realísticos, dada a sua dependência com a densidade relativa levar a diferentes valores de CSR_{15} para diferentes areias.

Os ensaios de centrifugadora podem ser considerados como uma das formas mais avançadas de investigação de um local, contudo não são uma solução direta, devido ao seu custo e tempo de realização. Portanto, o estudo da calibração de um modelo numérico 3D (como o PLAXIS) pode levar a uma melhor e mais rápida compreensão de como o solo se comporta com diversas variáveis, como diferentes arranjos de drenos ou a posição do IPS. Além disso, com a reprodução dos ensaios, as contrapartidas devido a efeitos locais podem ser evitadas, aumentando a continuidade e homogeneidade de todo o modelo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ambraseys, NN. "Engineering Seismology: Part I." *Earthquake engineering & structural dynamics* 17, no. 1 (1988): 1-50.
- Berrill, JB, and RO Davis. "Energy Dissipation and Seismic Liquefaction of Sands: Revised Model." *Soils and Foundations* 25, no. 2 (1985): 106-18.
- Booker, John R, M Shamimur Rahman, and Harry Bolton Seed. "Gadfly: A Computer Program for the Analysis of Pore Pressure Generation and Dissipation During Cyclic or Earthquake Loading." *Unknown* (1976).
- Boulanger, Ross W, and IM Idriss. "Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 132, no. 11 (2006): 1413-26.
- Boulanger, Ross W, and IM Idriss. "Magnitude Scaling Factors in Liquefaction Triggering Procedures." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 79 (2015): 296-303.
- Boulanger, Ross W, and IM Idriss. "Cpt-Based Liquefaction Triggering Procedure." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 142, no. 2 (2015): 04015065.
- Casagrande, Arthur. "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills." *J. Boston Society of Civil Engineers* 23, no. 1 (1936): 13-32.
- Castro, Gonzalo. "Liquefaction of Sands." *ph. D. Thesis, Harvard Soil Mech.* (1969).
- Coelho, PALF. "In Situ Densification as a Liquefaction Resistance Measure for Bridge Foundations." *Phd, University of Cambridge* (2007).
- Craig, WH. "Geotechnical Centrifuges: Past, Present and Future." *Geotechnical Centrifuge Technology* (1995): 1-18.
- Eng-tools. <https://eng-tools.github.io/naming-conventions.html> (Consultado em Abril de 2019) (2010)
- Foti, Sebastiano, CG Lai, and Maria Rota. "Input Sismico E Stabilità Geotecnica Dei Siti Di Costruzione." *Collana di manuali di Progettazione Antisismica* 6 (2009).
- Gingery, James R, Ahmed Elgamal, and Jonathan D Bray. "Response Spectra at Liquefaction Sites During Shallow Crustal Earthquakes." *Earthquake Spectra* 31, no. 4 (2015): 2325-49.
- Green, RA, JK Mitchell, and CP Polito. "An Energy-Based Excess Pore Pressure Generation Model for Cohesionless Soils." Paper presented at the Proceedings of the John Booker Memorial Symposium, Sidney Australia, AA Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands, 2000.
- Idriss, IM. "An Update to the Seed-Idriss Simplified Procedure for Evaluating Liquefaction Potential." *Proc., TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Pubbl. n. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration* (1999).
- Ishihara, Kenji. "Post-Earthquake Failure of a Tailings Dam Due to Liquefaction of Pond Deposit." (1984).
- Ishihara, Kenji. "Stability of Natural Deposits During Earthquakes." *Proc. of 11th ICSMFE, 1985* 1 (1985): 321-76.
- Iwasaki, T. "A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan." Paper presented at the Proc. Second Int. Conf. Microzonation Safer Construction Research Application, 1978, 1978.

- Kokusho, Takaji. *Innovative Earthquake Soil Dynamics*. CRC Press, 2017.
- Kokusho, Takaji. "Liquefaction Potential Evaluations: Energy-Based Method Versus Stress-Based Method." *Canadian Geotechnical Journal* 50, no. 10 (2013): 1088-99.
- Kramer, SL, SS Sideras, and MW Greenfield. "The Timing of Liquefaction and Its Utility in Liquefaction Hazard Evaluation." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 91 (2016): 133-46.
- Kramer, Steven Lawrence. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics. Upper Saddle River, N.J.: Prentice Hall, 1996.
- Madabhushi, SPG. "Scaling Laws in Dynamic Centrifuge Modeling." *COMPUTER METHODS AND ADVANCES IN GEOMECHANICS, VOL 2* (1994): 1765-73.
- Mele L., Lirer S. and Flora A. "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), July 2019).
- Millen, M., Viana da Fonseca, A., Romão, X. (2018). Human-driven Machine-automation of Engineering Research. 9th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Porto.
- Millen, M., Rios, S., Quintero, J. and Viana da Fonseca, A. (2019). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (sob revisão)
- National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine. "State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Its Consequences." *Washington, DC: The National Academies Press. doi 1017226* (2016): 23474.
- Nemat-Nasser, S, and A Shokooh. "A Unified Approach to Densification and Liquefaction of Cohesionless Sand in Cyclic Shearing." *Canadian Geotechnical Journal* 16, no. 4 (1979): 659-78.
- Polito, Carmine P, Russell A Green, and Jongwon Lee. "Pore Pressure Generation Models for Sands and Silty Soils Subjected to Cyclic Loading." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134, no. 10 (2008): 1490-500.
- Rios, S., Millen, M., Quintero, J. and Viana da Fonseca, A. (2019). *Physically-Based Object-Oriented Databases for Geotechnical Engineering*. International Conference on Information Technology in Geo-Engineering, 29 Setembro a 3 de Outubro, Guimaraes, Portugal
- Robertson, Peter K, and Richard G Campanella. "Liquefaction Potential of Sands Using the Cpt." *Journal of Geotechnical Engineering* 111, no. 3 (1985): 384-403.
- Robertson, PK. "Performance Based Earthquake Design Using the Cpt." *Proc. IS-Tokyo* (2009): 3-20.
- Robertson, PK, and CE Wride. "Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test." *Canadian Geotechnical Journal* 35, no. 3 (1998): 442-59.
- Schofield, Andrew Noel. "Dynamic and Earthquake Geotechnical Centrifuge Modelling." (1981).
- Seed, H Bolton, and Pedro De Alba. "Use of Spt and Cpt Tests for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands." Paper presented at the Use of in situ tests in geotechnical engineering, 1986.
- Seed, Harry Bolton, and Izzat M Idriss. "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div* (1971).
- Seed, Harry Bolton, and Kenneth L Lee. *Studies of the Liquefaction of Sands under Cyclic Loading Conditions*. Soil Mechanics and Bituminous Materials Laboratory, University of California, 1965.

Seed, HB, IM Idriss, F Makdisi, and N Banerjee. "Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses. Eerc 75-29." *Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley* (1975).

Sims, John D, and Cristofer D Garvin. "Recurrent Liquefaction Induced by the 1989 Loma Prieta Earthquake and 1990 and 1991 Aftershocks: Implications for Paleoseismicity Studies." *Bulletin of the Seismological Society of America* 85, no. 1 (1995): 51-65.

Standard, British. "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance." *Part 1* (2005): 1998-1.

Wang, Wenshao. *Some Findings in Soil Liquefaction*. Earthquake Engineering Department, Water Conservancy and Hydroelectric Power ..., 1979.

Youd, T Leslie, and Ben L Carter. "Influence of Soil Softening and Liquefaction on Spectral Acceleration." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 131, no. 7 (2005): 811-25.

Youd, T Leslie, and Izzat M Idriss. "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 Nceer and 1998 Nceer/Nsf Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 127, no. 4 (2001): 297-313.

Youd, T. Leslie, Celinda F. Jones, Brigham Young University. Department of Civil Engineering., and Geological Survey (U.S.). *Liquefaction Hazard Maps for the Portland Quadrangle, Oregon*. Provo, Utah: Brigham Young University, Dept. of Civil Engineering, 1991.

Youd, T. Leslie, and Gerald F. Wieczorek. *Liquefaction During the 1981 and Previous Earthquakes near Westmorland, California*. Open-File Report / U S Geological Survey. Menlo Park, CA: U.S. Geological Survey, 1984.

geosynthetic.wordpress.com (Consultado em Abril de 2019)

swri.org (Consultado em Abril de 2019)

tailings.info (Consultado em Abril de 2019)

theatlantic.com (Consultado em Abril de 2019)

www.eeri.org (Consultado em Abril de 2019)

www.iamcivilengineer.com/what-is-soil-liquefaction-history-types (Consultado em Abril de 2019)