



AVALIAÇÃO E MITIGAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO NA ZONA DO TERREIRO DO PAÇO EM LISBOA

F.M. Salgado, LNEC



Terreiro do Paço, Lisboa em 2012



Terreiro do Paço, Lisboa em 2000





Envolvimento do LNEC na zona do Terreiro do Paço



Sistema dos interceptores da Simtejo
2008 - 2009

Interface do Terreiro do Paço

2008 - 2010

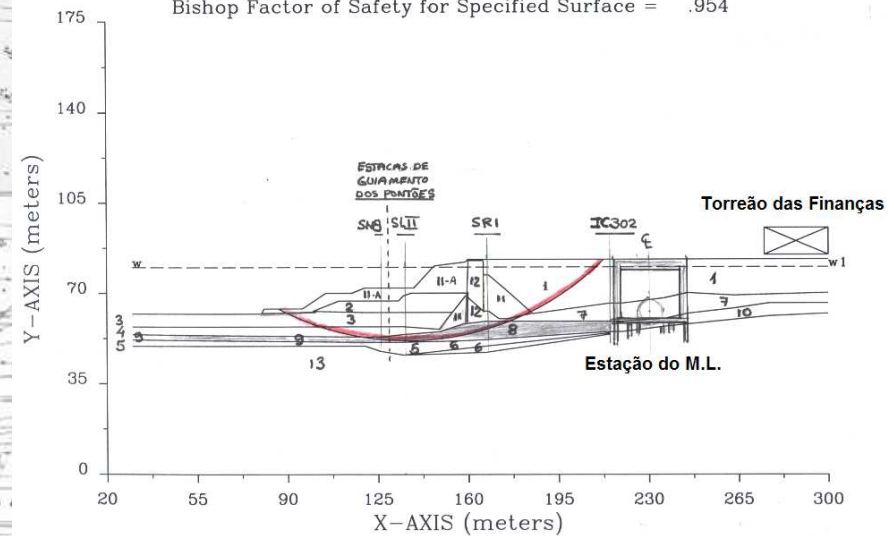
Túnel do Metropolitano de Lisboa
2000 - 2007

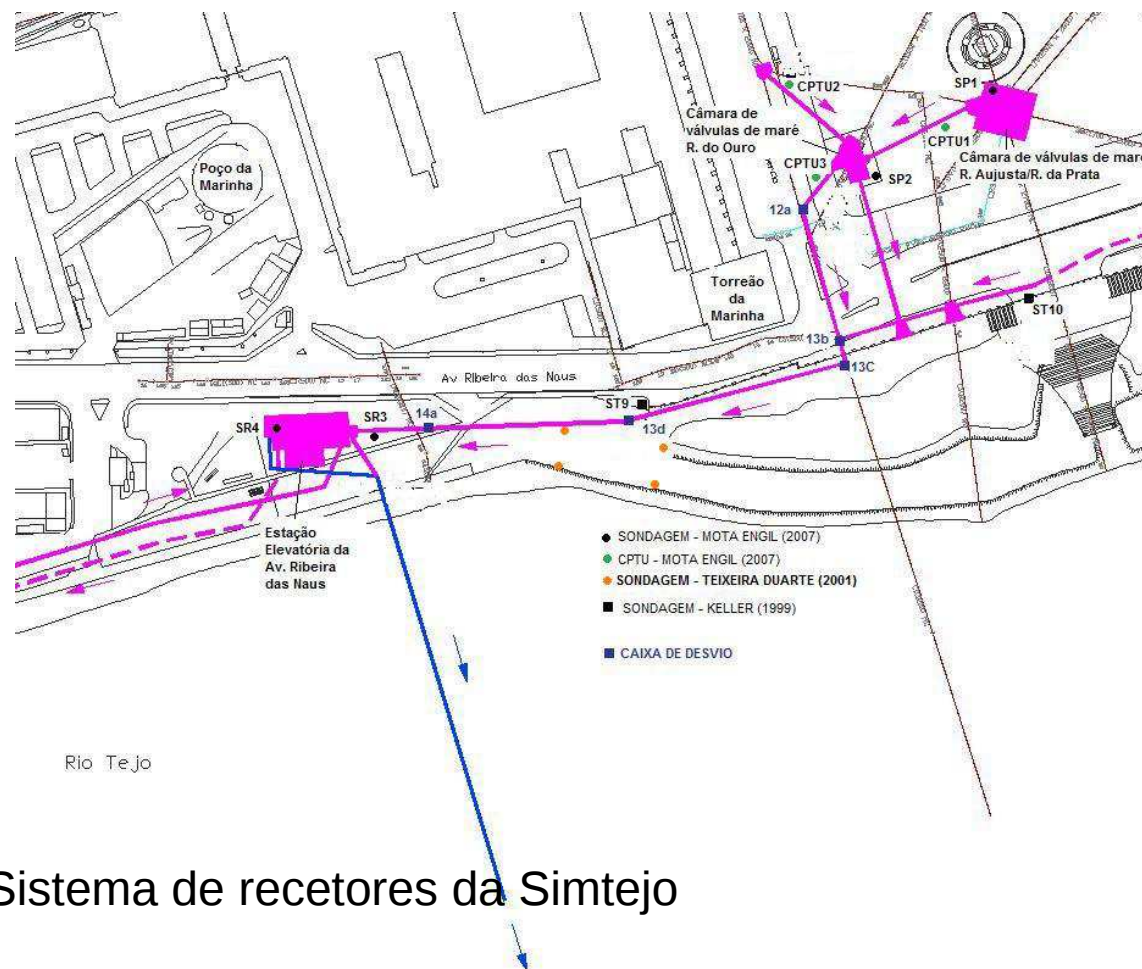


Interface do
Terreiro do Paço

interface

Bishop Factor of Safety for Specified Surface = .954





Sistema de recetores da Simtejo

Túnel do Metropolitano de Lisboa no Terreiro do Paço

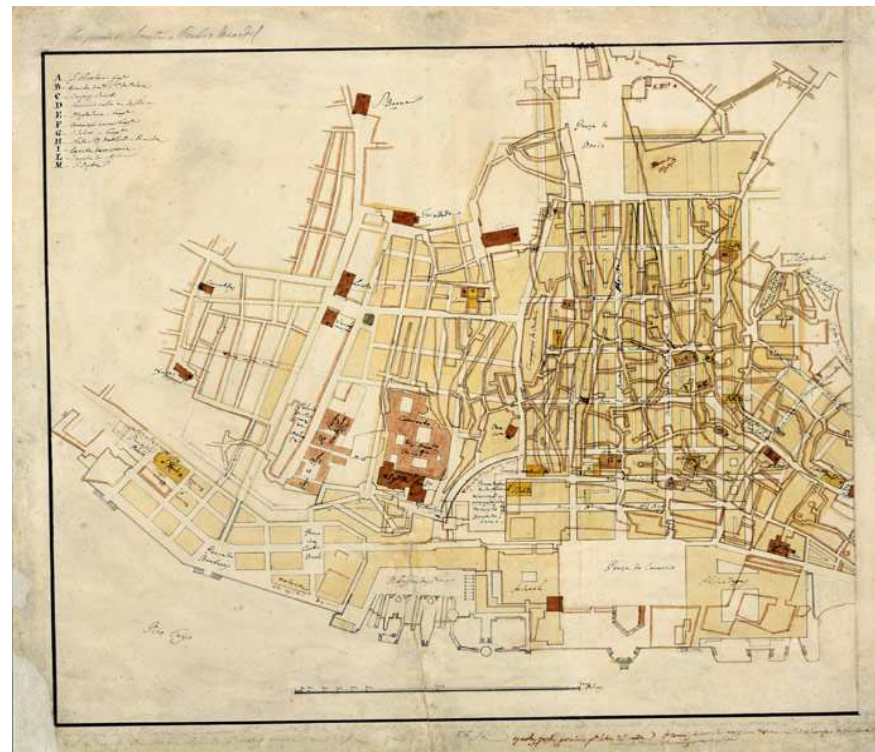




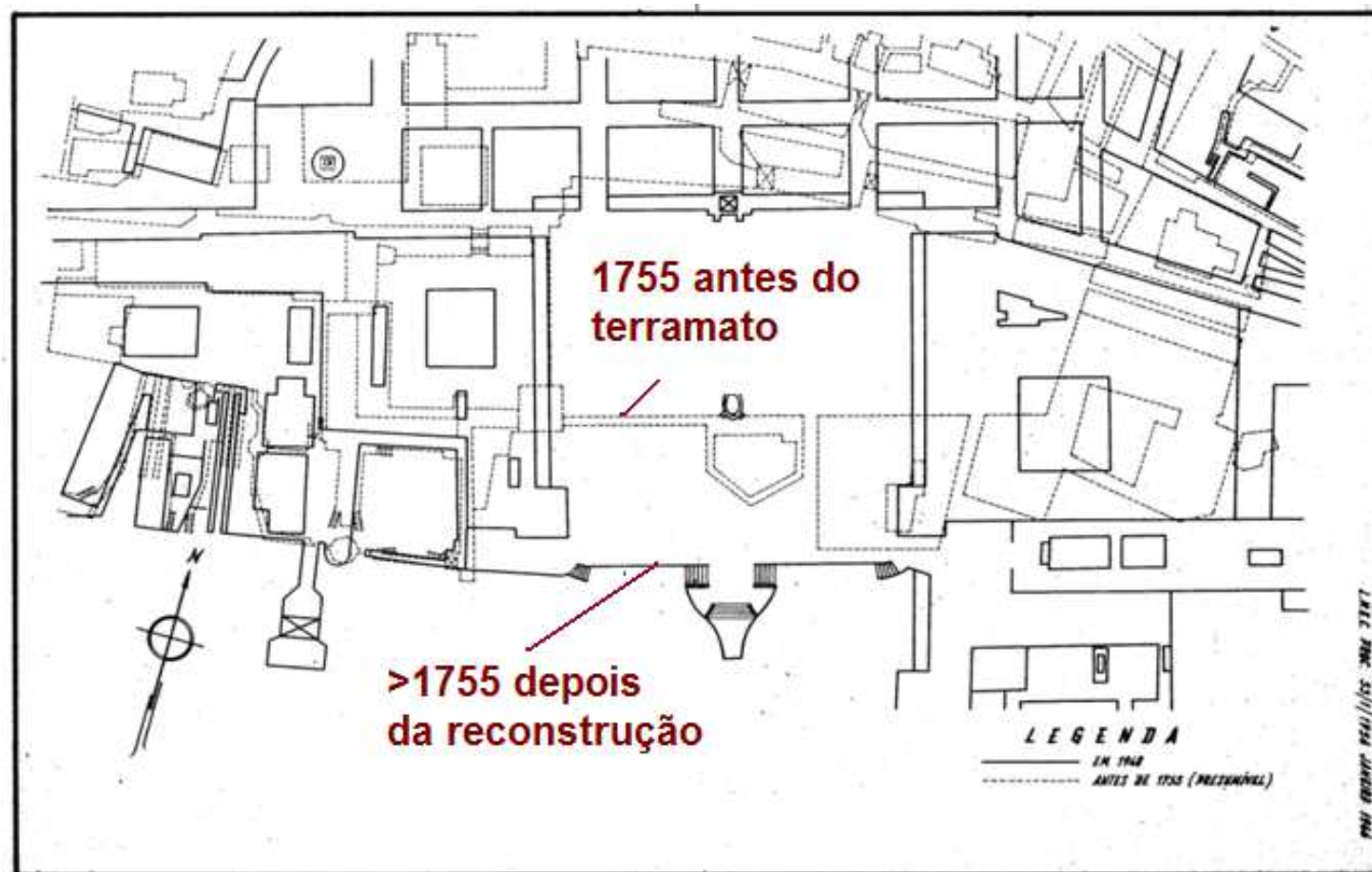
Túnel do Metropolitano de Lisboa no Terreiro do Paço

- **Introdução**
- **Avaliação do potencial de Liquefação e de Mobilidade cíclica**
- **Consequências de liquefacção:**
 - ☐ Parâmetros de rigidez e de resistência para análises de estabilidade
 - ☐ Métodos de análises de estabilidade
- **Conclusões**

Lisboa no passado

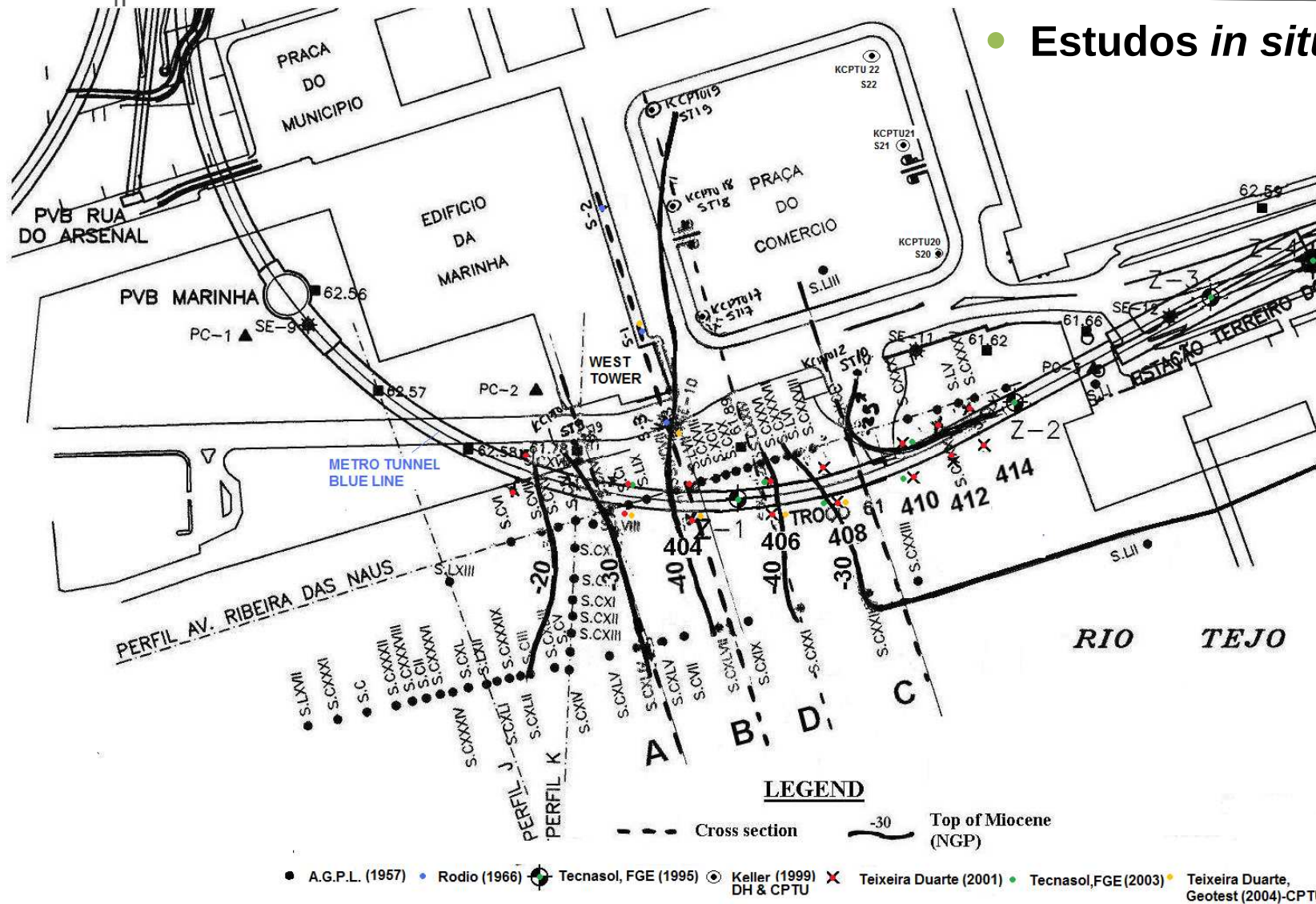


1755: Lisboa foi devastada por um terramoto de grande intensidade ($M \approx 8$)

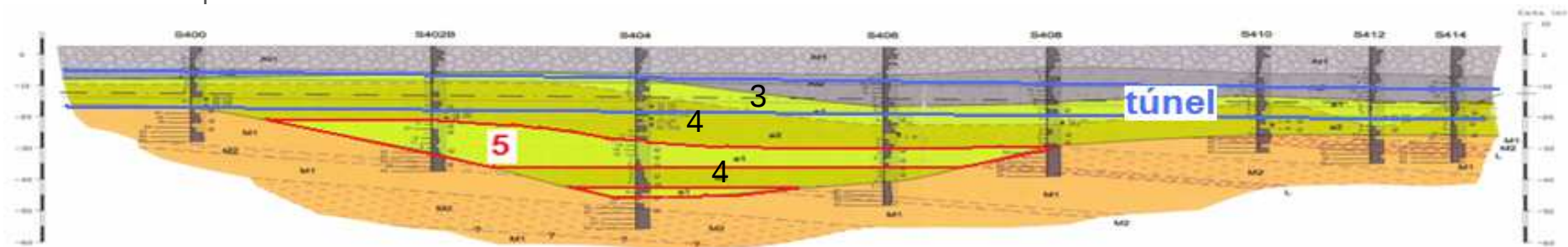
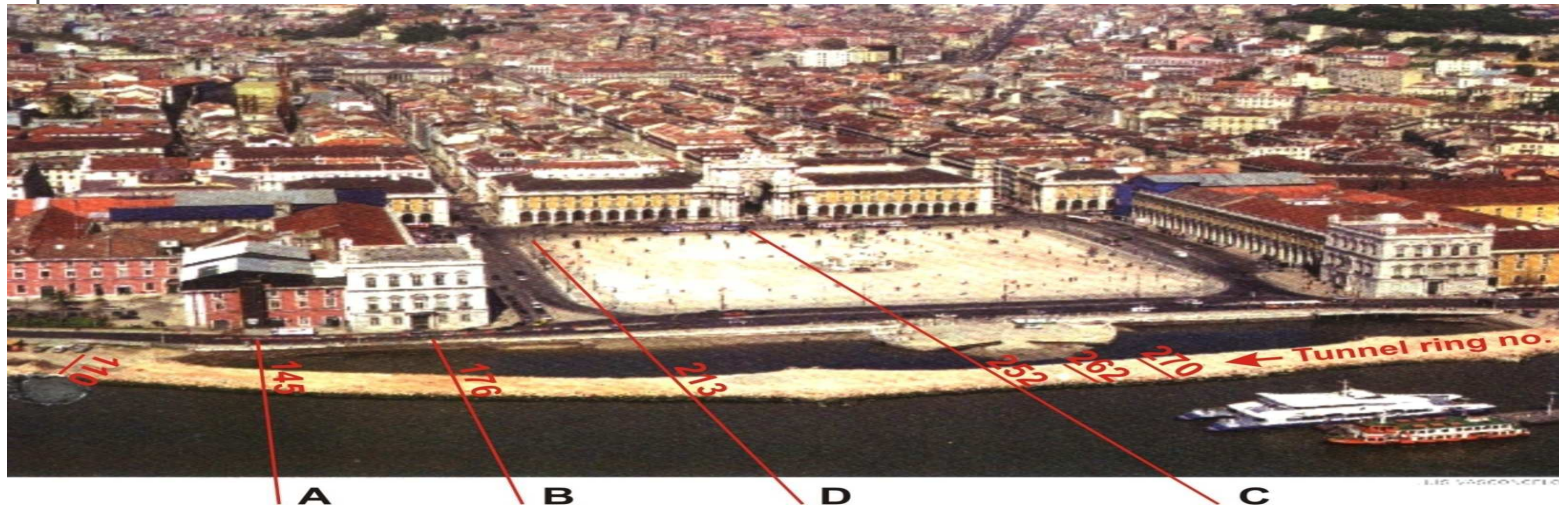




- Avaliação do potencial de liquefação e de mobilidade cíclica

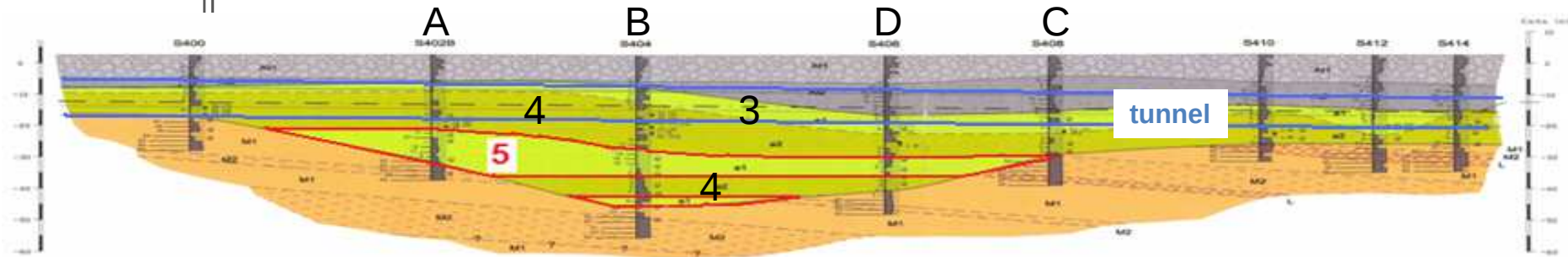


- Caracterização geológica-geotécnica



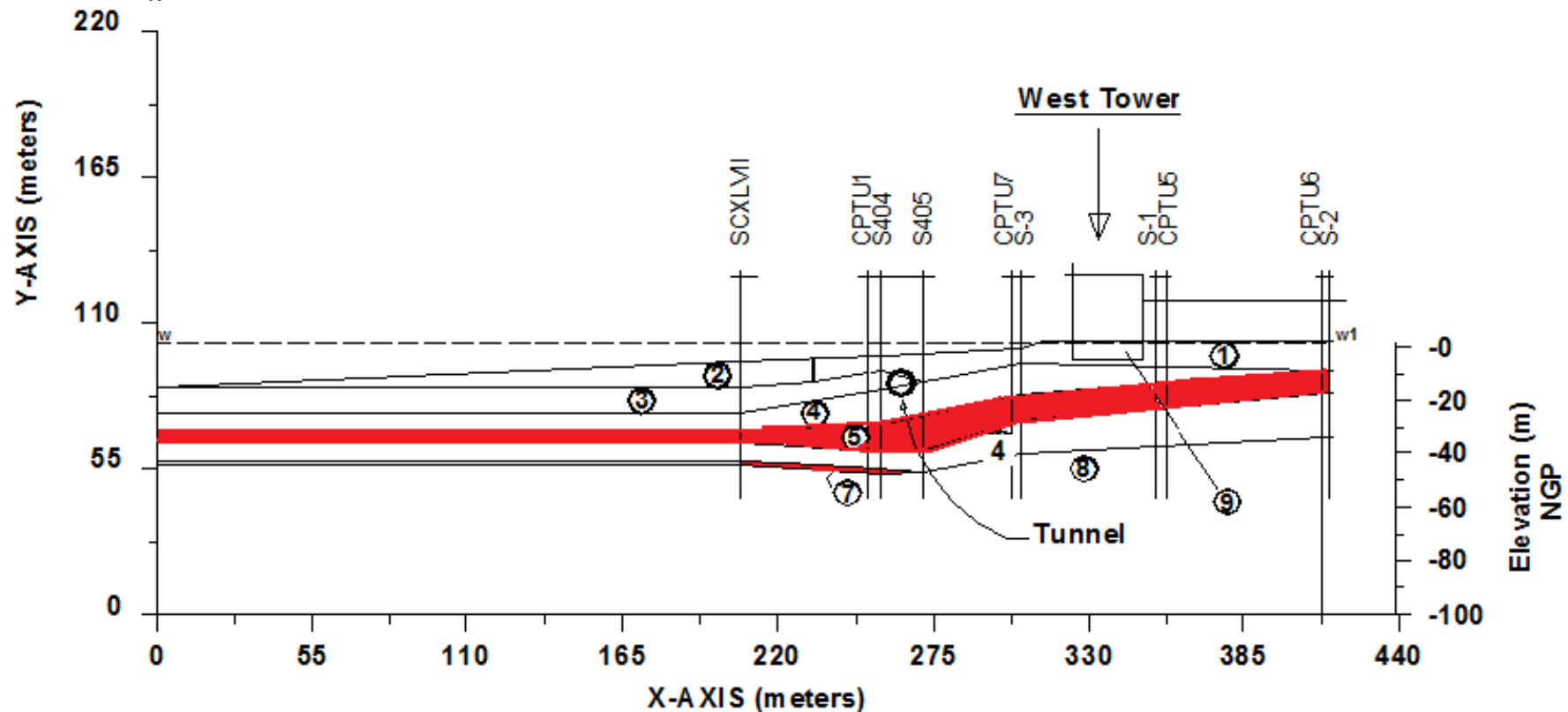
Perfil longitudinal passando pelo eixo do túnel
(V.J. & C.M., FERCONSULT 2002) editado por Salgado (2008)

- Principais preocupações:
 - a) Mobilidade cíclica ou liquefação (?) - soils 3 & 4;
 - b) Liquefação ? - soil 5

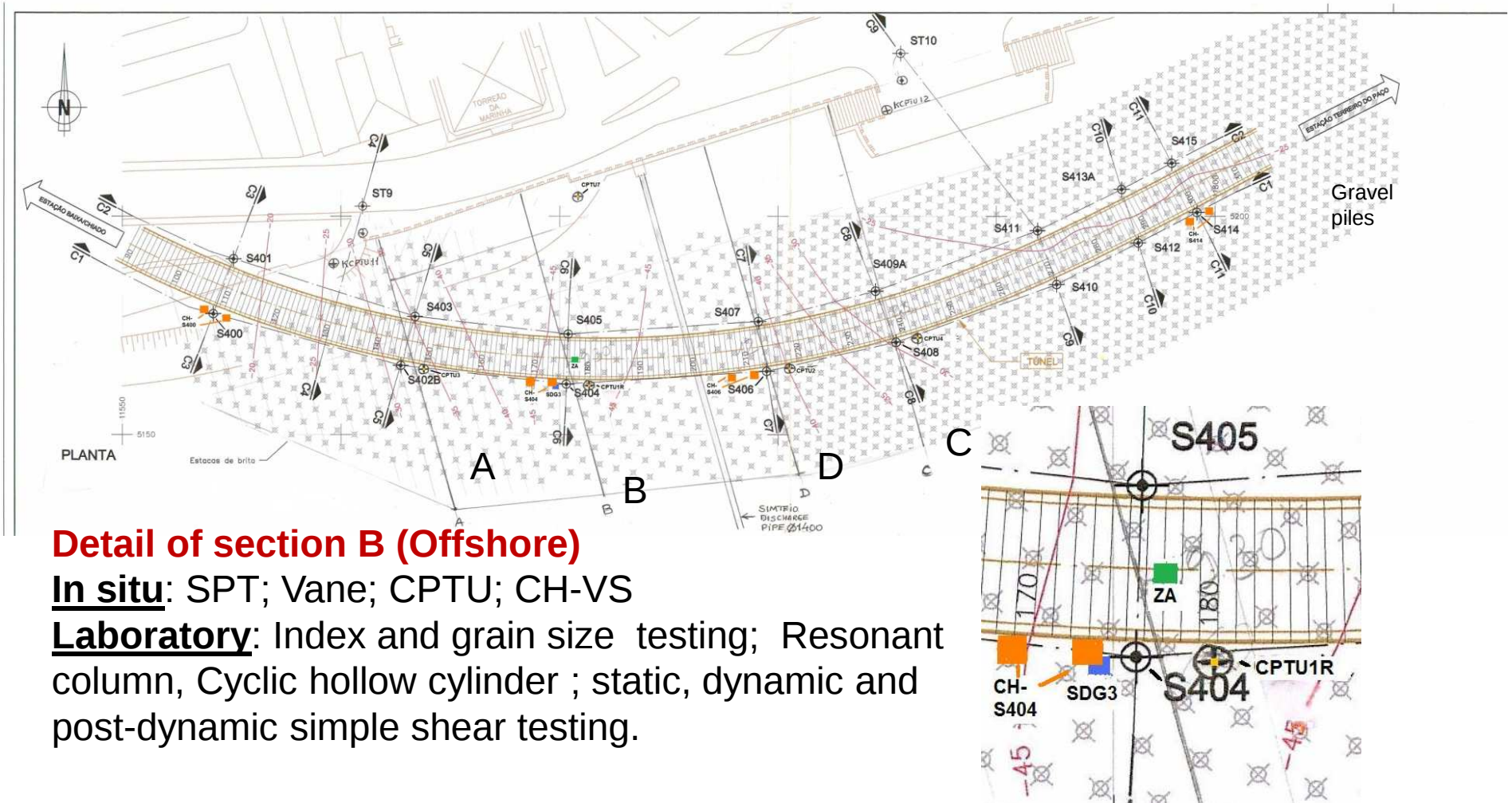


Solo 5 – aluviões arenosas
Solos 3 e 4 – aluviões argilosas

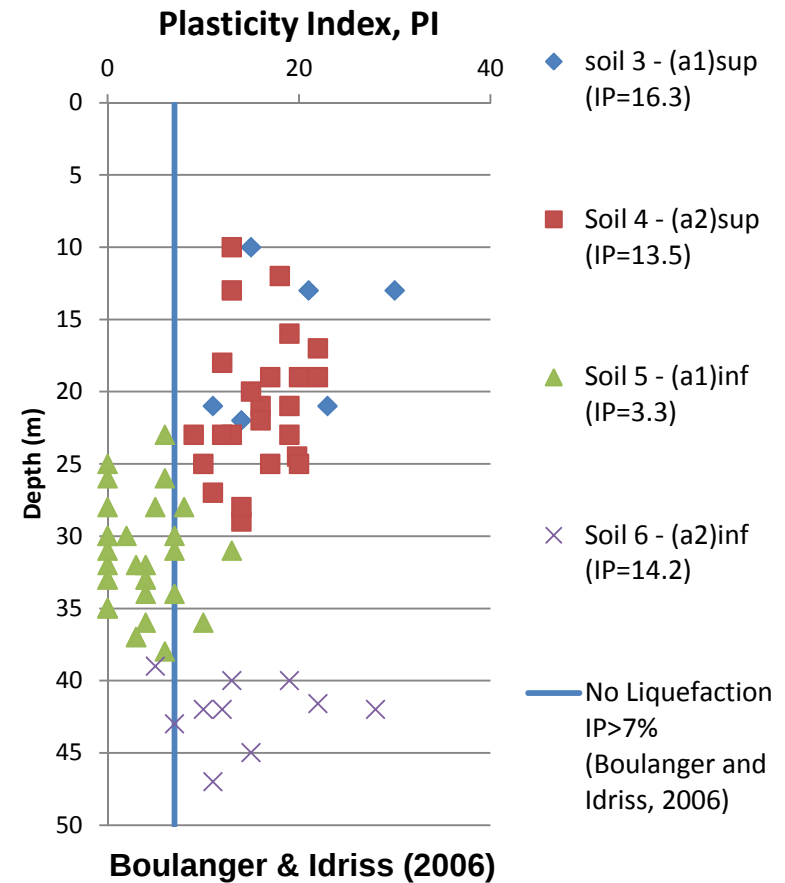
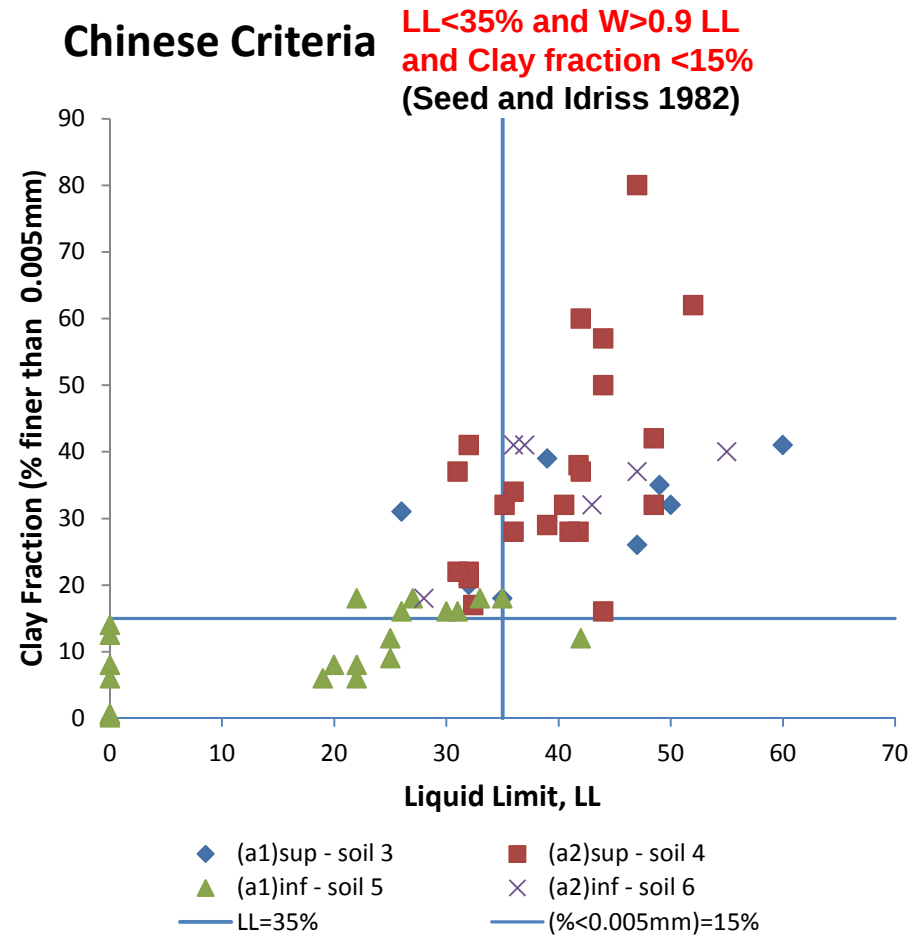
- Principais preocupações:
a) Mobilidade cíclica ou Liquefação solos ? Solos 3 e 4
b) liquefação ? solo 5



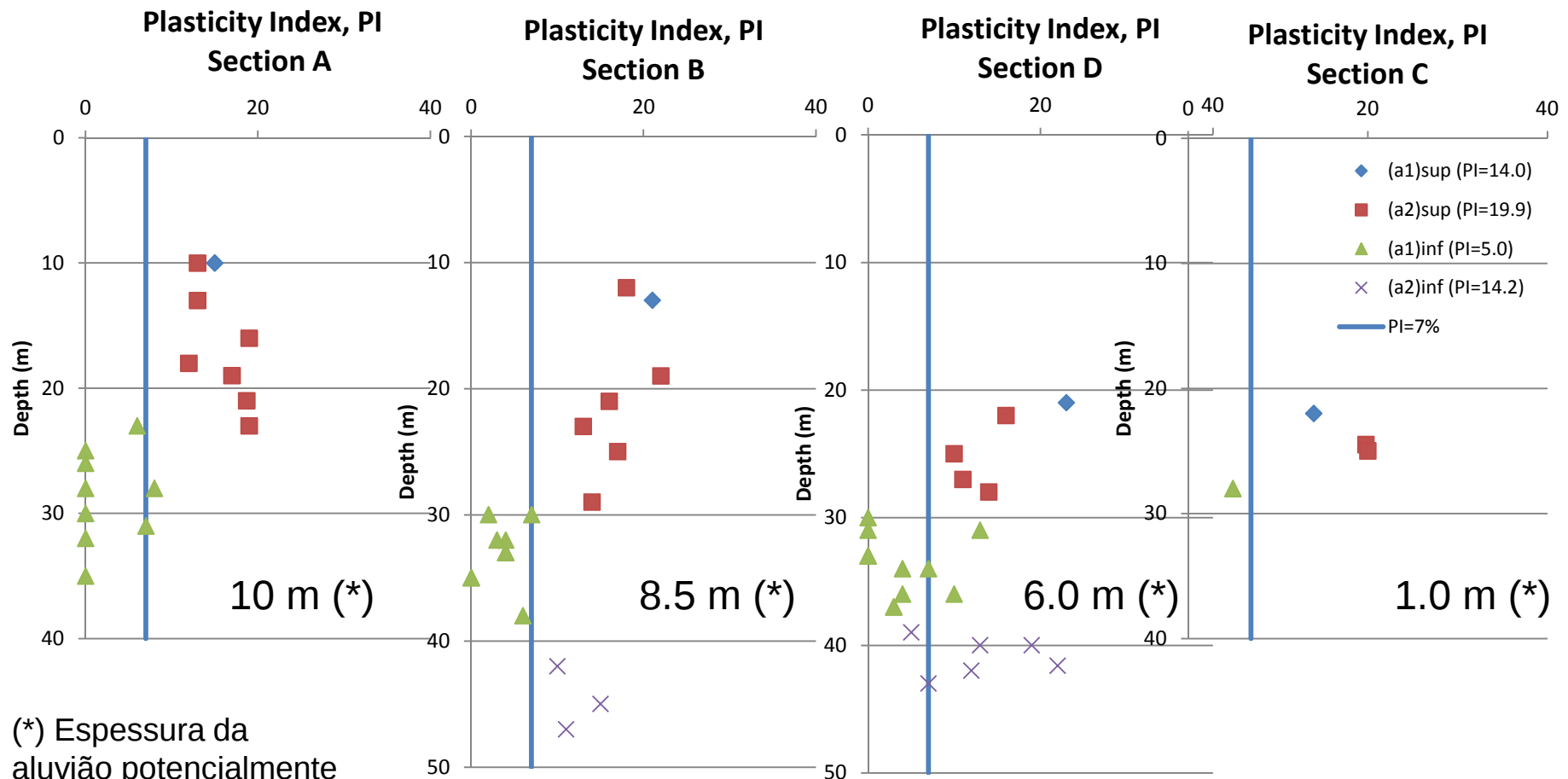
- Estudos *in situ* e em laboratório



● Mobilidade cíclica / Liquefação ?



● Mobilidade cíclica / Liquefação



(*) Espessura da
aluvião potencialmente
liquefável

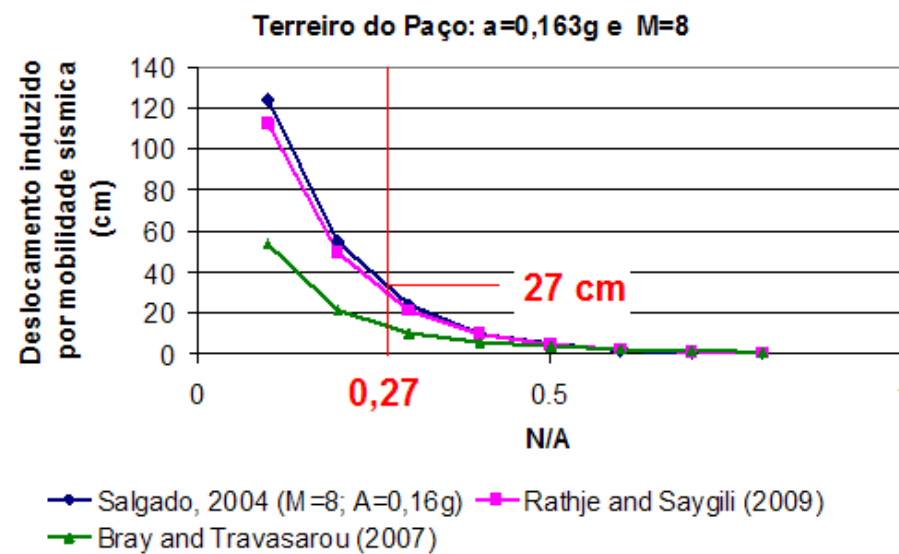
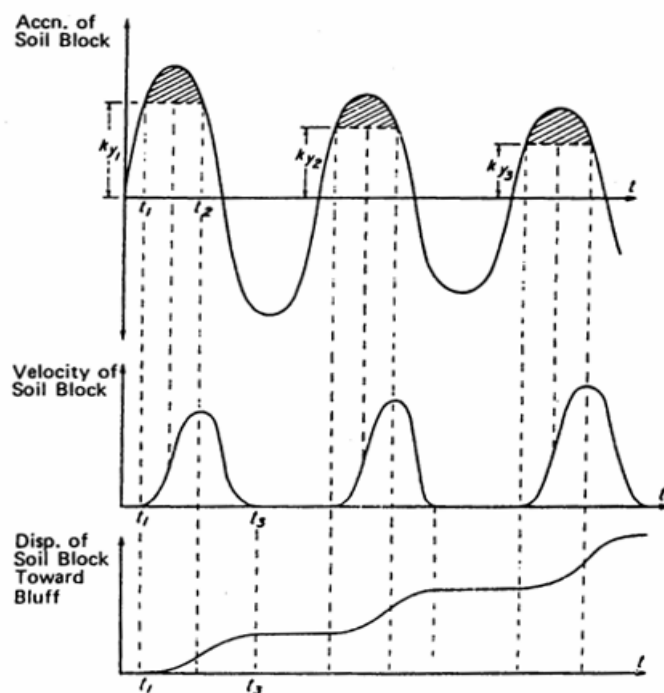
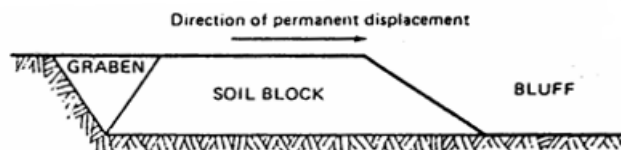


- Mobilidade cíclica

A maior preocupação era analisar a possível degradação da rigidez e da resistência dos solos 3 e 4 com a ação sísmica:

- Ensaio de corte simples estáticos, cíclicos e pós-cíclicos foram executados em amostras indeformadas obtidas na vizinhança do túnel.
- Os resultados indicaram não haver redução de rigidez nem de resistência. Nalguns casos observou-se o aumento da rigidez.
- Contudo, mesmo assim, podem desenvolver-se deslocamentos por Mobilidade cíclica da ordem dos 27 cm

Mobilidade cíclica



● Avaliação do potencial de liquefação:

Following State of the Art procedures (*),

$$\text{CSR} \cdot \text{FSL} \geq \text{CRR} \quad (1)$$

where:

$$\text{CSR} = \tau_{av} / \sigma_{vo}' = \text{cyclic stress ratio} \quad (2)$$

and, τ_{av} = average cyclic shear stress mobilized by the seismic action
and σ_{vo}' = effective vertical stress before the seismic action.

FSL = factor safety against liquefaction

$$\text{CRR} = \text{CRR}_{7.5} \cdot \text{MSF} \cdot K_{\alpha} \cdot K_{\sigma} \quad (3)$$

where:

$\text{CRR}_{7.5}$ = cyclic resistance ratio correspondent to an earthquake with magnitude, $M = 7.5$

MSF = magnitude scaling factor

K_{α} = static shear stress correction factor

K_{σ} = overburden correction factor

(*) Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/ NSF Workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. Journal of geotechnical and Geoenvironmental engineering, October 2001 (Youd et al. ,2001).



- Estimativas de CSR e CRR
 - Seismic action – EC8 (Bilé Serra, LNEC, 2002)

Seismic action type 1

faraway source; $a_{max}=160 \text{ cm/sec}^2$

$M = 8$

10 artificial records; duration = 30 sec

Seismic action type 2

nearby source; $a_{max}=269 \text{ cm/sec}^2$

$M=5.9$

10 artificial records ;duration = 10 sec

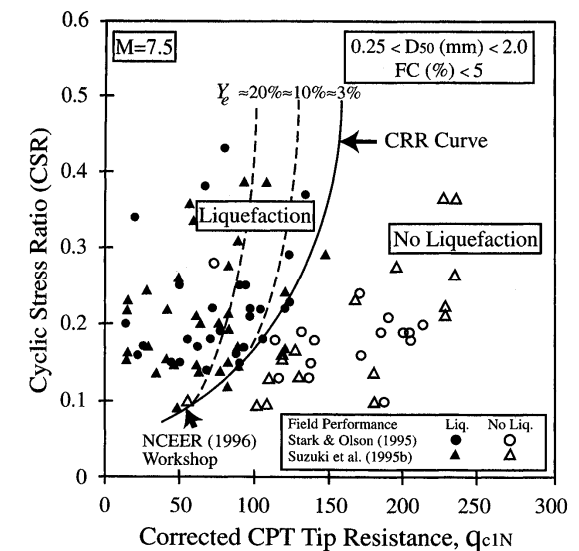
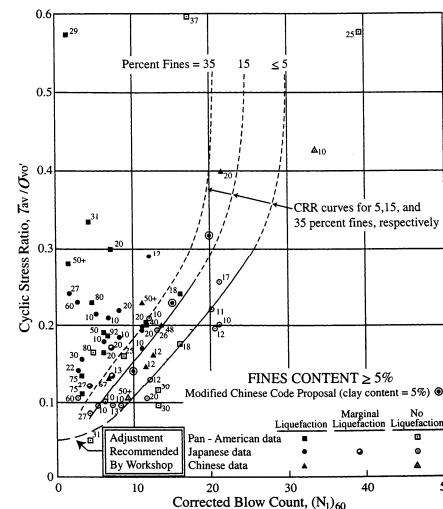
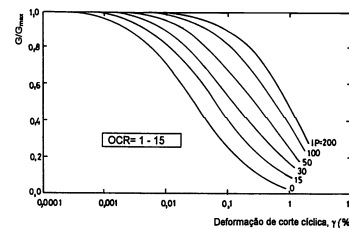
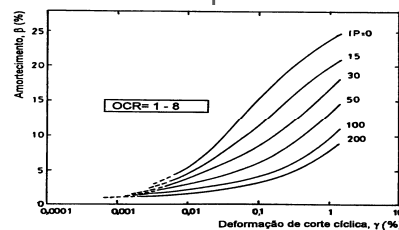
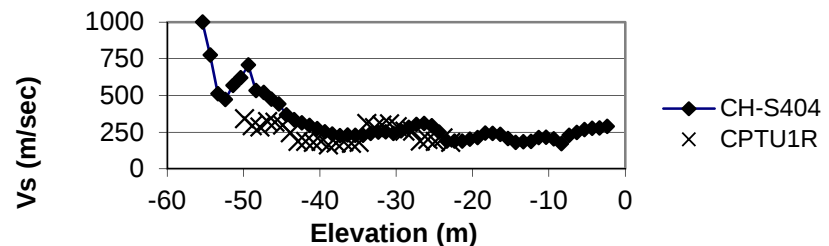
Estimativas de CSR e CRR

CSR

One dimensional dynamic analysis using the computer code SHAKE 91 (Idriss and Sun, 1991, after Schnabel et al., 1972) were carried out to estimate CSR

CRR

The empirical approaches recommended by Youd et al (2001) using SPT data (modified from Seed et al., 1985), CPT data (Robertson and Wride, 1998) were followed.



Vucetic and Dobry (1991)

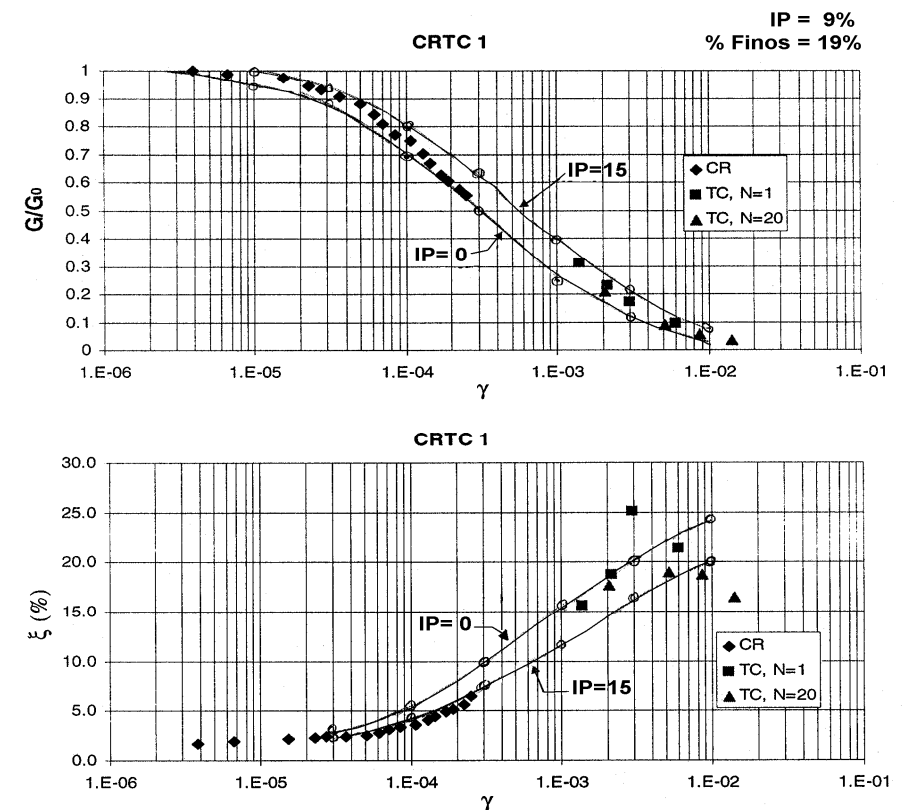
● Estimativas de CSR

Laboratory testing was carried out to confirm Vucetic and Dobry (1991) curves

Resonant column and cyclic torsion tests were carried out (Santos and Lopes, IST (2001))

Ensaio de Coluna Ressonante / Torção Cíclica

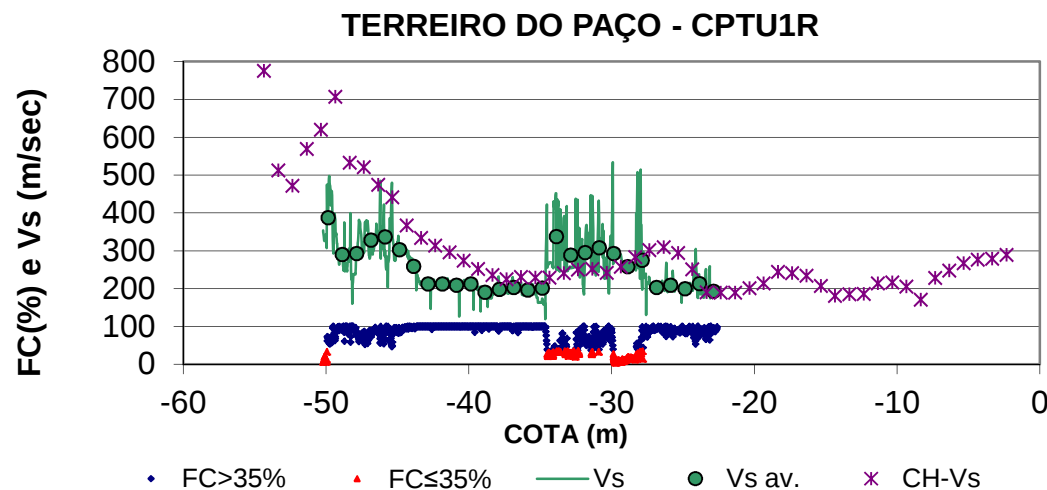
Tensão efectiva de confinamento $p' = 140$ kPa



Cliente	: Ferconsult
Designação do trabalho	: Estação do Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa
Identificação da amostra	: CRTC 1 - sondagem SC3B
Profundidade (m)	: 13.5-14.2

● Estimativas de CSR

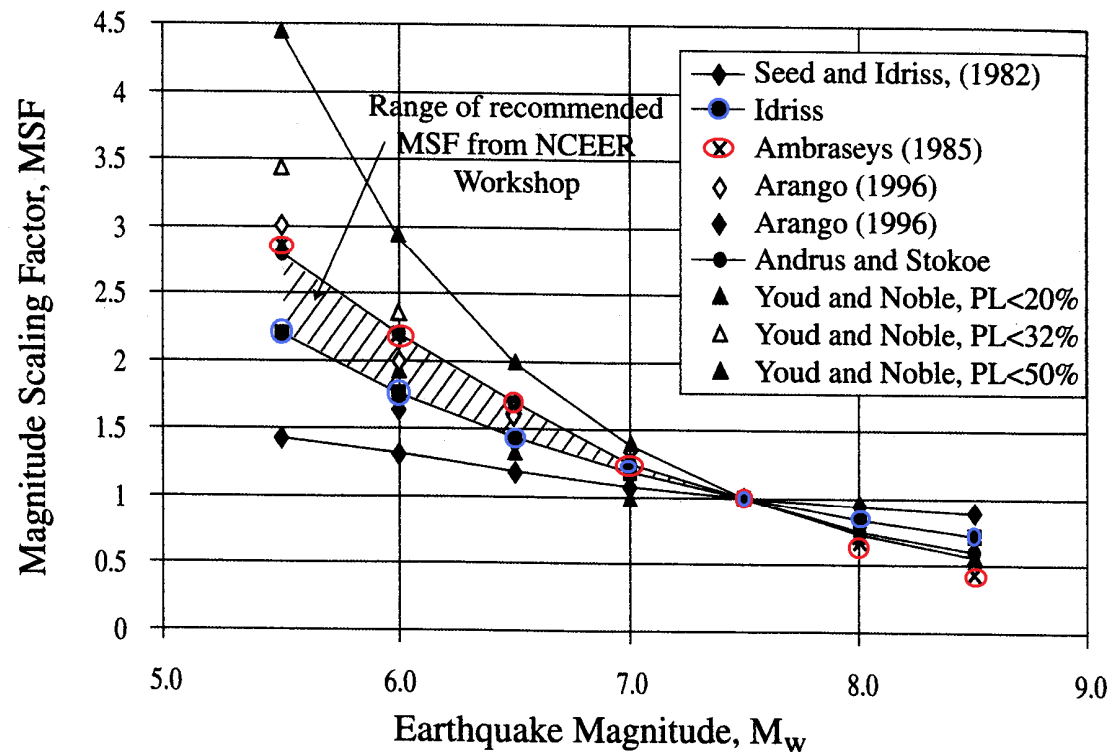
Valores de velocidades de ondas de corte foram registadas in situ (CH) e também estimadas dos resultados dos ensaios (CPTU) (Salgado, 2008)



Section B

● Estimativas de CRR

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot MSF \cdot K_{\alpha} \cdot K_{\sigma}$$



EC8 endorses
Ambraseys
(1985)
proposal

The Lisbon Metro
blue line analysis
used Idriss
proposal (Youd et
al. 2001)



- Estimativas de CRR

$$CRR = CRR_{7.5} \cdot MSF \cdot K\alpha \cdot K\sigma$$

$K\alpha = 1$ (the static shear stresses are low)

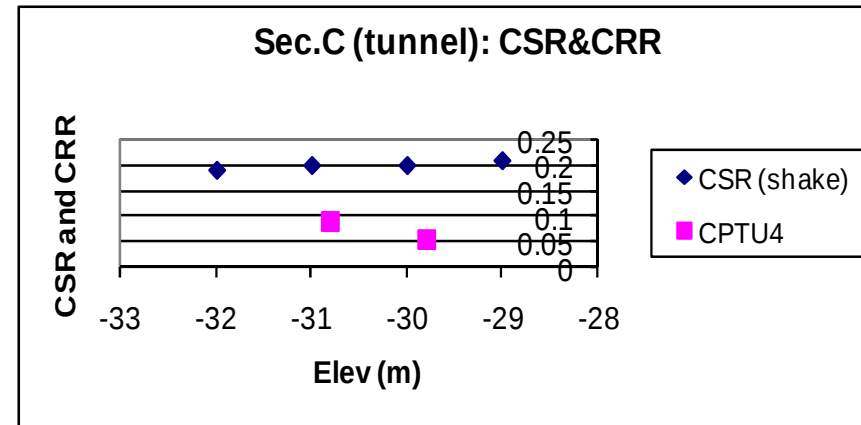
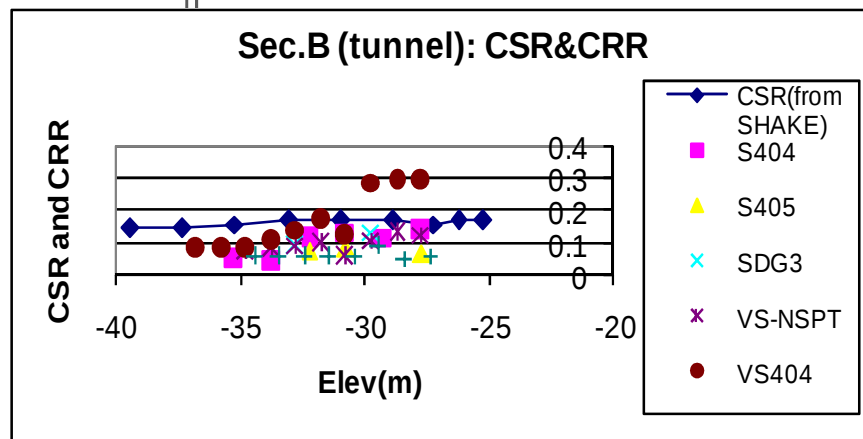
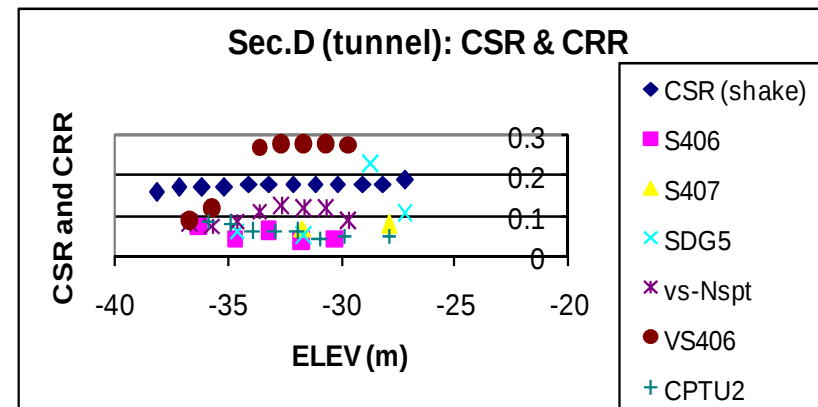
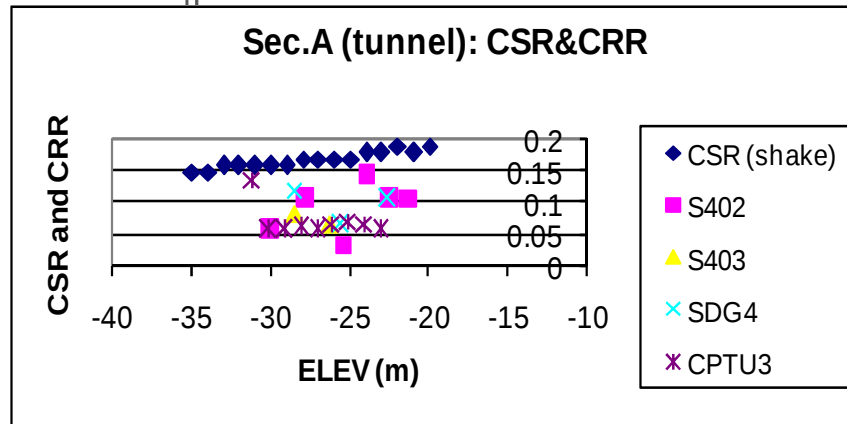
$$K\sigma = ((\sigma_{v0}'/Pa)^{f-1})$$

Proposed by Hynes and Olsen (1999) and endorsed by Youd et al. (2001)

A value for $f = .75$ was considered in the analysis and corresponds to the relative density, $Dr \approx 50\%$, $(N1)_{60CS} \approx 12.3$, of the alluvium soil nº 5.

Note: EC8 proposes $CRR = CRR_{7.5} \cdot MSF$
and omits $K\alpha \cdot K\sigma$

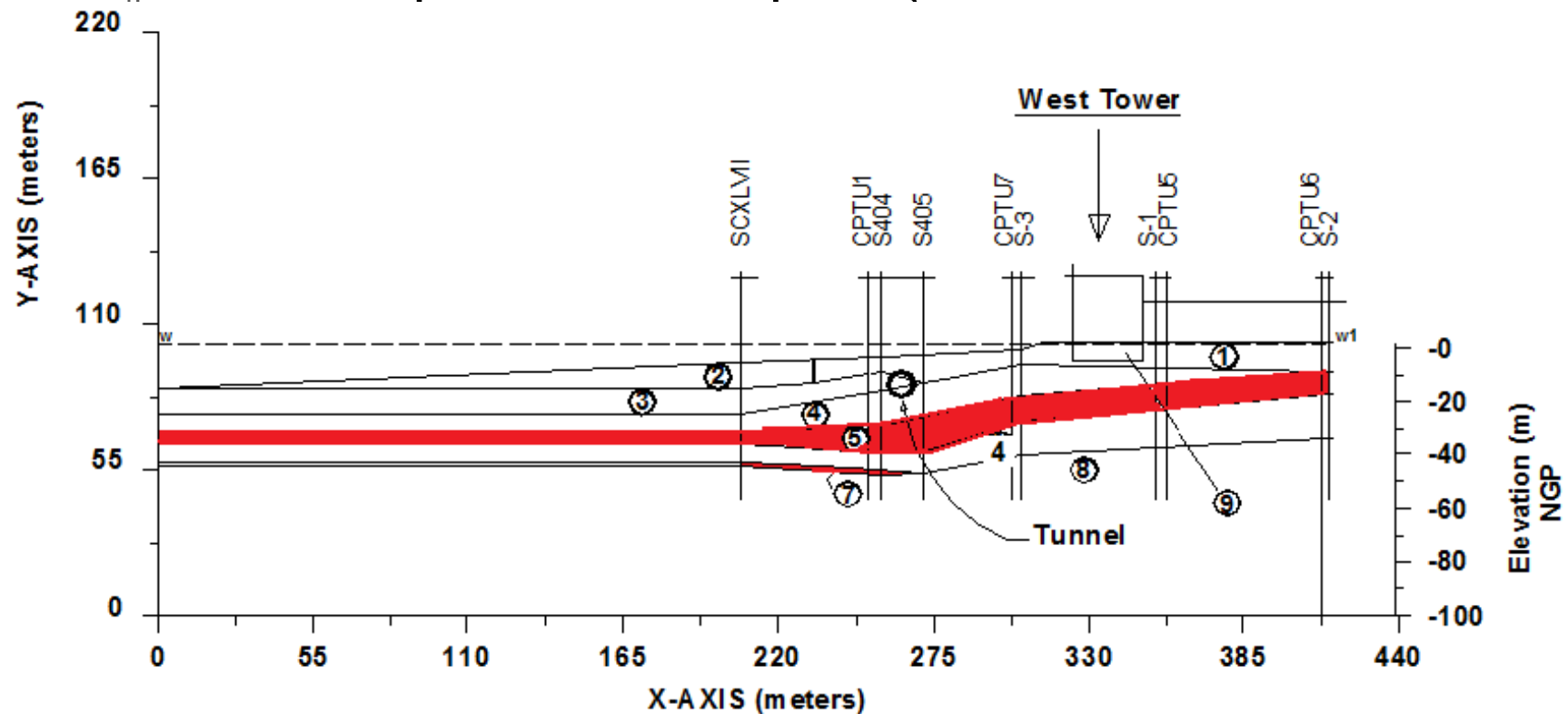
- Zonas com potencial para liquefação:



● Consequências de Liquefação (?)

□ *nota*: este assunto está omissa no EC8 e no NCEER/NSF

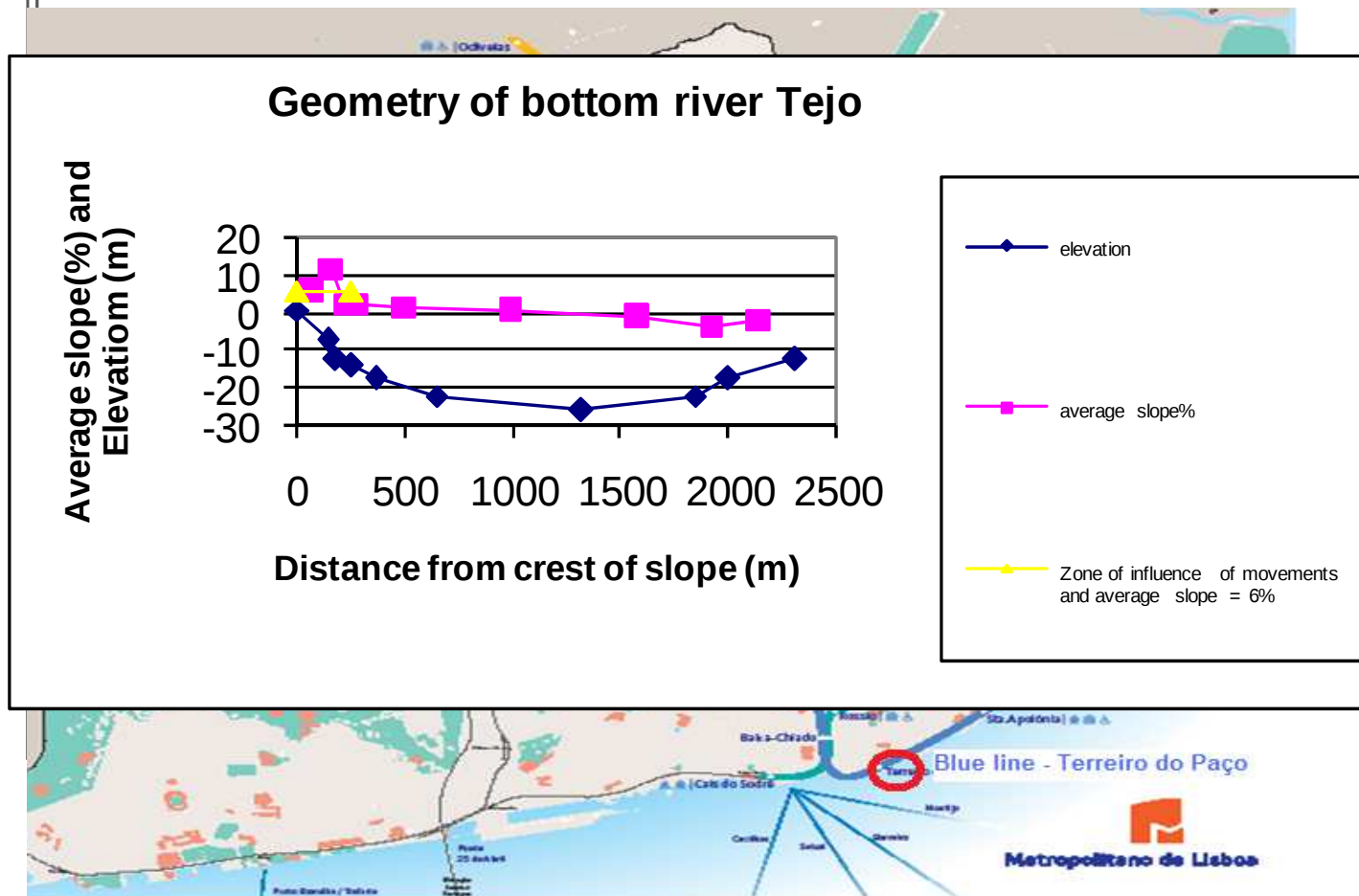
- Consequências de liquefação ?



- Consequências de Liquefação?



- Consequências de Liquefação ?



● Métodos empíricos e semi-empíricos

Hamada et al. (1986): (1)

$$D = 0.75 \times T^{1/2} \theta^{1/3}$$

Youd et al. (2002): (2)

$$\log Dh = -16.213 + 1.532 M - 1.406 \log R^* - 0.012 R + 0.338 \log S + 0.540 \log T + 3.413 \times \log (100 - F) - 0.795 \log (D50 + 0.1 \text{ mm})$$

where: $R^* = (10^{(0.89M - 5.64)}) + R$; ($R = R_{eq}$)

Shamoto et al. (1998): (3)

$$Dh = Ch \times (Dh)_{max} = Ch \times \int (\gamma_r)_{max} dz$$

where: $Ch=1$ (water front) and $(Dh)_{max}$ is

assumed = $((\gamma_r)_{max})_{av} \times T$

Section	T (m)	FC (%)	D50 (mm)	Residual shear strain (%)	$(N_1)_{60cs}$
A	10.0	22.0	.168	24.1	12.2
B	8.5	28.5	.125	22.8	12.6
D	6.0	23.0	.160	24.8	12.0
C	1.0	26.0	.139	21.3	13.1

T is the thickness of the liquefiable deposit;

$(N_1)_{60cs}$ the average equivalent clean sand normalized value of SPT;

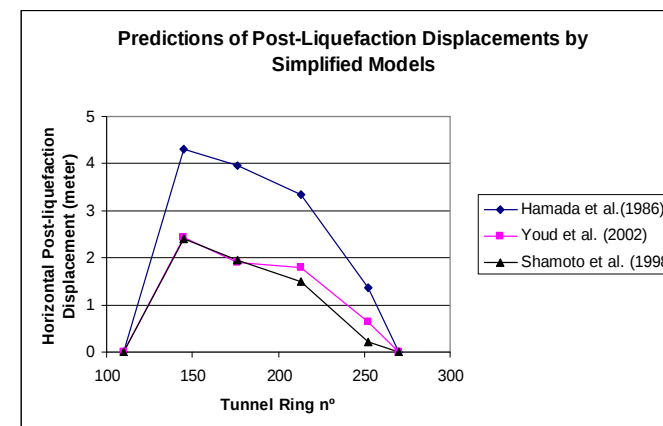
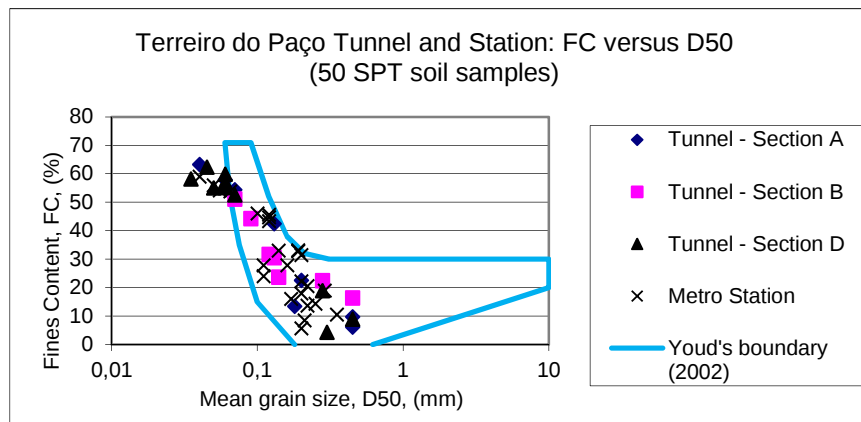
$((\gamma_r)_{max})_{av}$ is Shamoto's correspondent average maximum residual shear strain;

The average slope, θ , is 6%;

The maximum base acceleration, $(ab)_{max}$, is .163g;

The earthquake magnitude, M , is equal to 8;

The equivalent source distance, R_{eq} , is estimated to be 55 Km (Youd et al, 2002).



● Métodos empíricos e semi-empíricos

Hamada et al. (1986): (1)

$$D = 0.75 \times T^{1/2} \theta^{1/3}$$

Youd et al. (2002): (2)

$$\log Dh = -16.213 + 1.532 M - 1.406 \log R^*$$

$$-0.012 R + 0.338 \log S + 0.540 \log T + 3.413$$

$$\times \log (100 - F) - 0.795 \log (D50 + 0.1 \text{ mm})$$

$$\text{where: } R^* = (10^{(0.89M - 5.64)}) + R; (R = R_{eq})$$

Shamoto et al. (1998): (3)

$$Dh = Ch \times (Dh)_{\max} = Ch \times \int (\gamma_r)_{\max} dz$$

where: $Ch=1$ (water front) and $(Dh)_{\max}$ is

$$\text{assumed} = ((\gamma_r)_{\max})_{av} \times T$$

Comentários:

1) Estimativas dos métodos empíricos e semi-empíricos ficam entre 0,5 a 2,0 dos deslocamentos observados (Youd et al. 2002) Onder Cetin et al. 2004), Zhang et al. 2004);

2) Os métodos empíricos e semi-empíricos não consideram as cargas dos edifícios adjacentes (BL)

Section	T (m)	FC (%)	D50 (mm)	Residual shear strain(%)	$(N_1)_{60cs}$
A	10.0	22.0	.168	24.1	12.2
B	8.5	28.5	.125	22.8	12.6
D	6.0	23.0	.160	24.8	12.0
C	1.0	26.0	.139	21.3	13.1

T is the thickness of the liquefiable deposit;

$(N_1)_{60cs}$ the average equivalent clean sand normalized value of SPT;

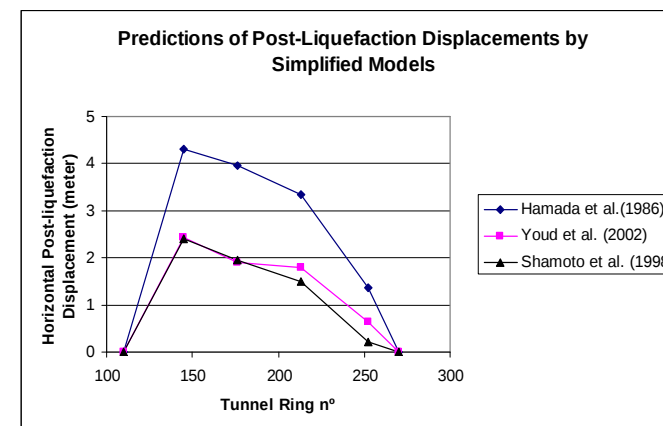
$((\gamma_r)_{\max})_{av}$ is Shamoto's correspondent average maximum residual shear strain;

The average slope, θ , is 6%;

The maximum base acceleration, $(ab)_{\max}$, is .163g;

The earthquake magnitude, M , is equal to 8;

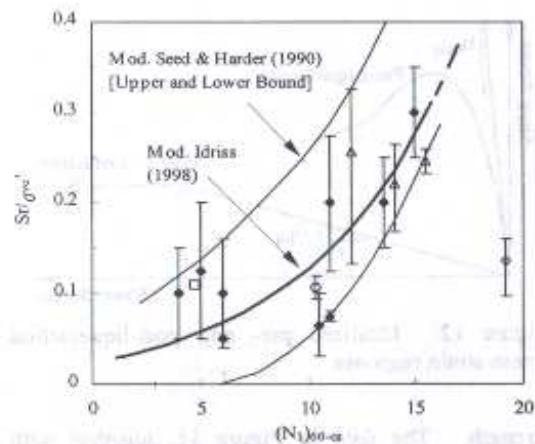
The equivalent source distance, R_{eq} , is estimated to be 55 Km (Youd et al, 2002).



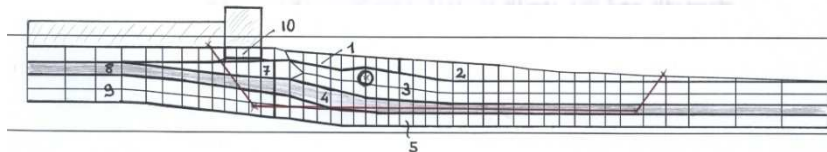
Análises simplificadas dinâmicas de “Bloco”

Resistência pós-liquefação

- Byrne and Beaty (1999)



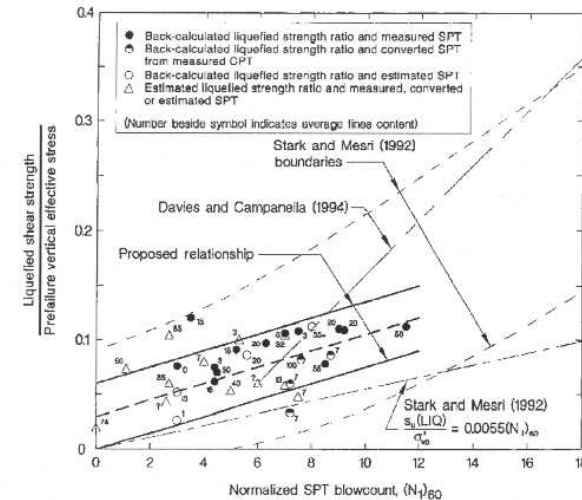
Δ Duncan dam (200, 400, 600 kPa)
□ J Pit sand
○ Mildred Lake sand
○ Massey sand
● EQ-Induced Case Histories (Idriss, 1998)



$$(Sr/\sigma'_{v0}) = (Sr/\sigma'_{v0})_1 \times K\sigma^*$$

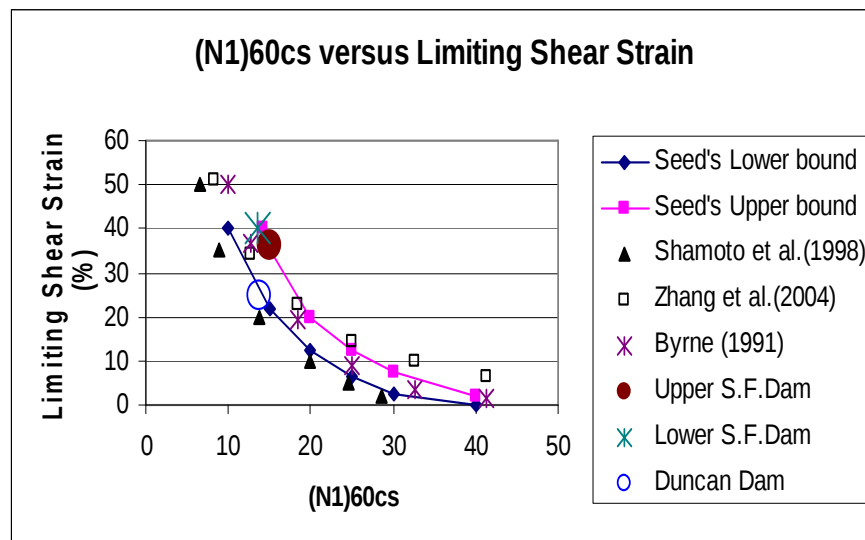
$$K\sigma^* \approx K\sigma = ((\sigma'_{v0}/Pa)^{f-1} ; \text{ with } f=0.75 \text{ (Hynes and Olsen, 1999)})$$

- Olson and Stark (2002)



Section	Tunnel		Tower/crest	
	(N_1)	(N_1)	(N_1)	(N_1)
	60cs	60	60cs	60
A	12.2	7.1	17.3	13.1
B	12.6	6.4	14.8	12.3
D	12.0	6.9	17.4	13.0
C	13.1	7.8	14.3	12.4

- Valor limite de distorção pós-liquefação, incluindo dados de Seed et al. (1985)



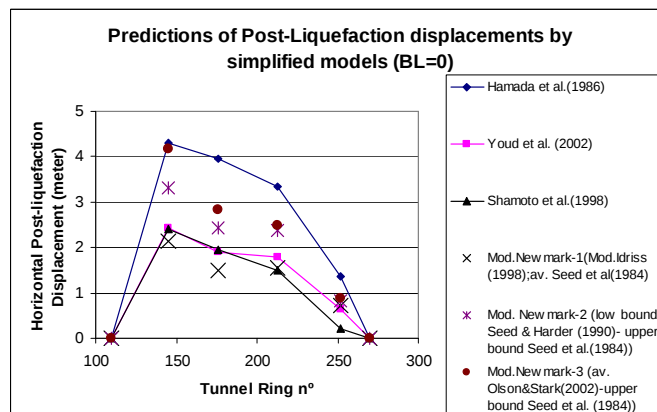
- Opções de tensão-deformação consideradas nas análises (Salgado, 2005)

Parâmetro	Mod. Newmark-1	Mod. Newmark-2	Mod. Newmark-3
Resistência residual	Mod.* Idriss (1998)	Mod. * Seed and Harder Lower bound (1990)	Average of Olson and Stark (2002)
Valor limite de distorção pós-liquefação	Average of Seed et al. (1985)	Upper bound of Seed et al. (1985)	Upper bound of Seed et al. (1985)

* Byrne and Beaty (1999)

- Resultados considerando as cargas dos edifícios = 0 (BL=0)

Sec.	Mod. Newmark-1		Mod. Newmark-2		Mod. Newmark-3	
	FS	a_y	FS	a_y	FS	a_y
A	3.39	.073	2.62	.049	2.01	.032
B	3.81	.097	3.24	.062	2.62	.045
D	3.63	.073	2.79	.050	2.68	.046
C	3.85	.102	3.22	.079	2.69	.060



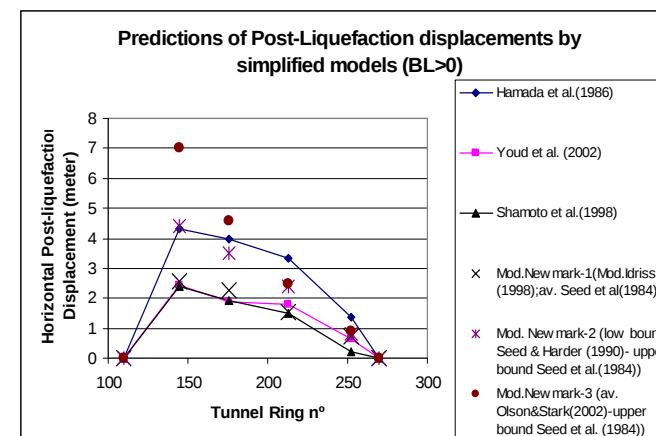
- Resultados considerando as cargas dos edifícios > 0 (BL>0)

(Sec. A - BL=127.5 kPa, Sec. B - BL=200 kPa)

Sec.	Mod. Newmark-1		Mod. Newmark-2		Mod. Newmark-3	
	FS	a_y	FS	a_y	FS	a_y
A	1.98	.053	1.55	.029	1.19	.011
B	1.60	.049	1.40	.032	1.22	.018

FS=Factor Safety against sliding

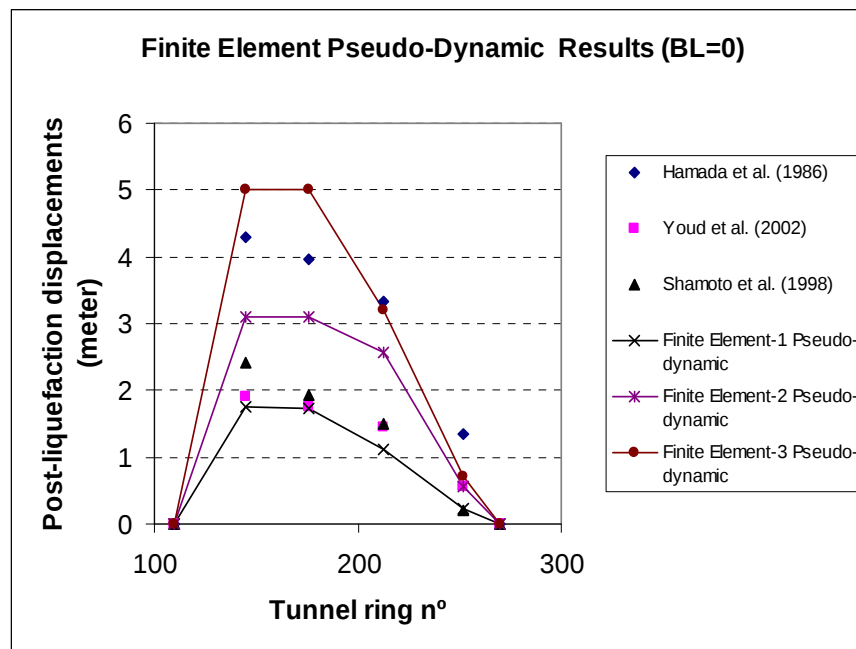
a_y = Yield acceleration



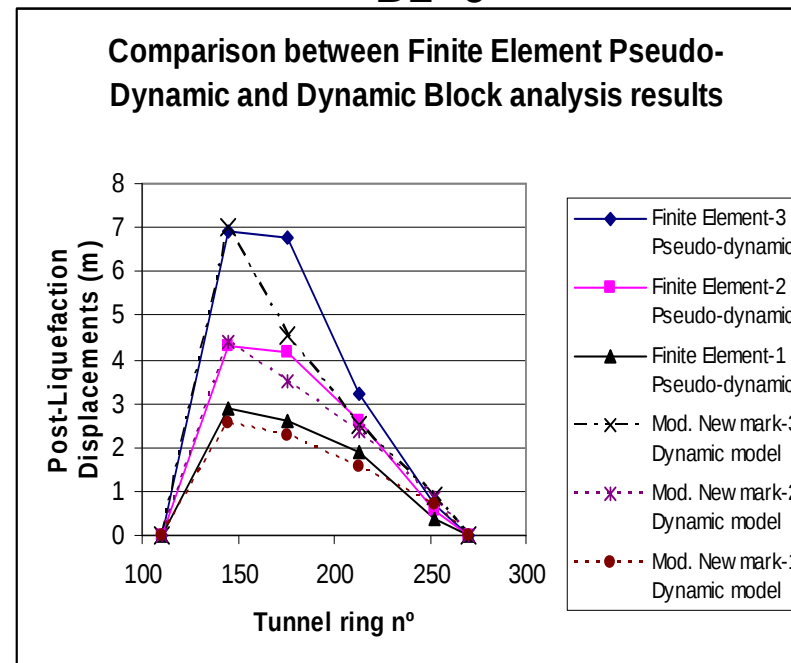
Resultados de análises de Elementos Finitos Pseudo-Dinâmicas

Para calcular deslocamentos pós-liquefação em locais “chave” como o túnel e o Torreão da Marinha, foi necessário efetuar análises de Elementos Finitos utilizando o método Pseudo-Dinâmico seguindo os procedimentos desenvolvidos por Byrne, Salgado and Jitno (1992).

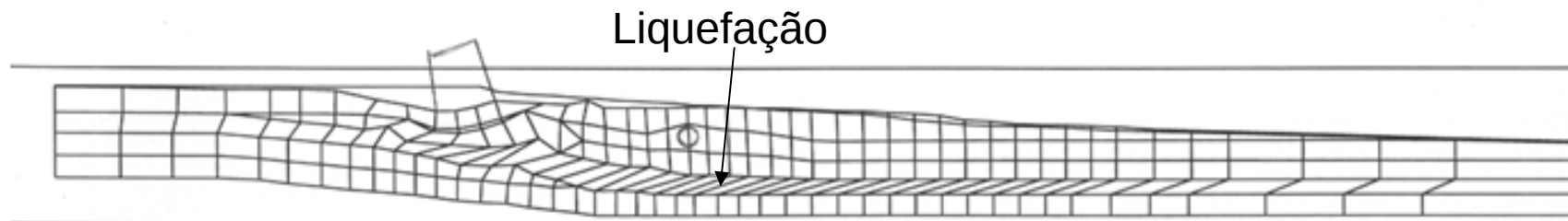
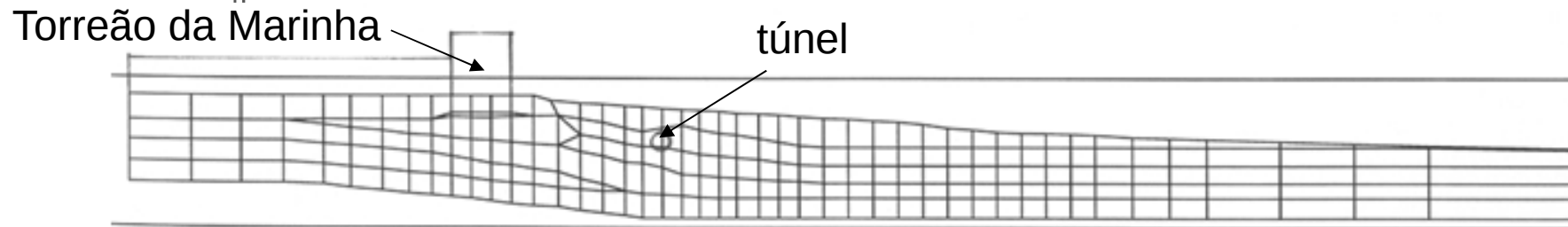
BL=0



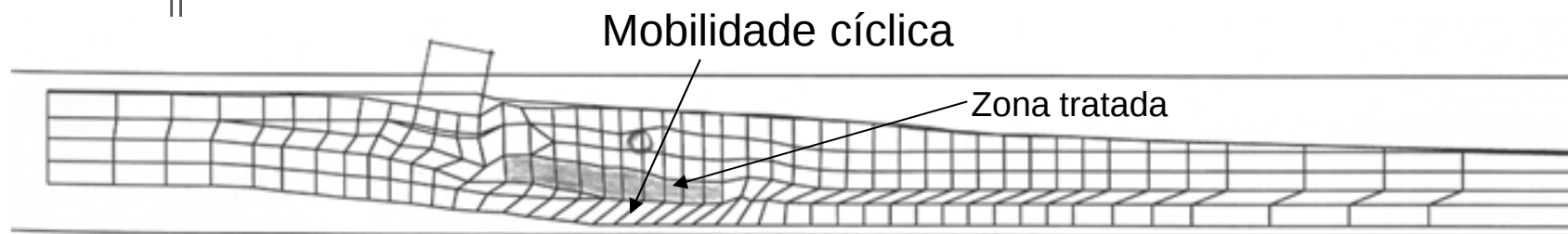
BL>0



- Consequências de Liquefação e de Mobilidade cíclica?



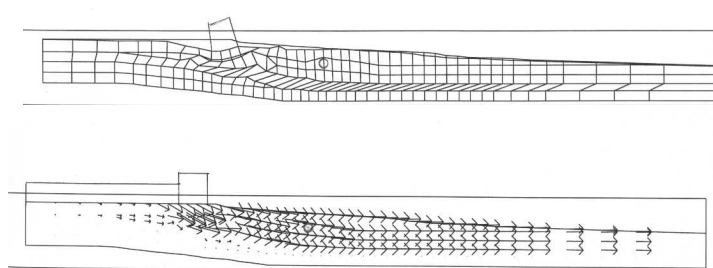
Deslocamentos de 2,26 m (H) e - 0,09 m (V) na zona do túnel e de cerca dos 2,15 m (H) e - 0,99 m (V) na zona do Torreão da Marinha



Deslocamentos de 0,27 m (H) e 0,13 m (V) na zona do túnel e de cerca dos 0,22 m (H) e - 0,15 m (V) na zona do Torreão da Marinha

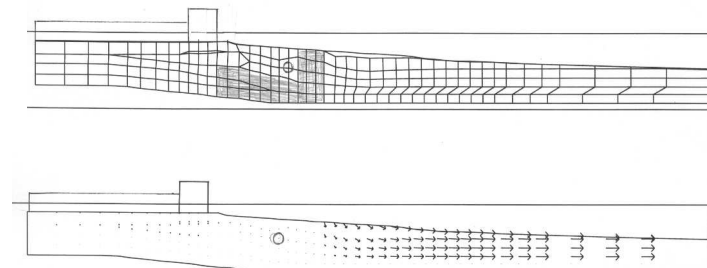
Decisão de activar medidas mitigadoras – Reforço do solo

- Sem Tratamento



(Section B - scale exaggeration = 3)

- Com tratamento



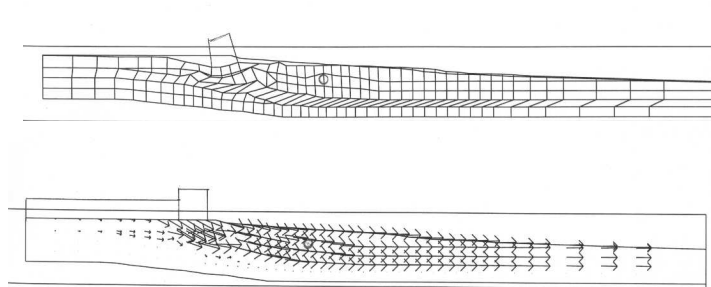
(Section B - scale exaggeration =5)

Eurocode 8 Coeficientes parciais (*)	Percentagem de tratamento (%) – Section B (assumindo a resistência do jet grout=3.65 MPa)		
	Opção 1 (Mod. Idriss)	Opção 2 (Mod. Seed and Harder)	Opção 3 (Olson and Stark)
ON (>1) (*)	7.00	7.35	7.67
OFF (=1) (**)	5.60	5.96	6.32

(**) exceto para o solo tratado , em que, $\gamma_{cu} = 1.4$

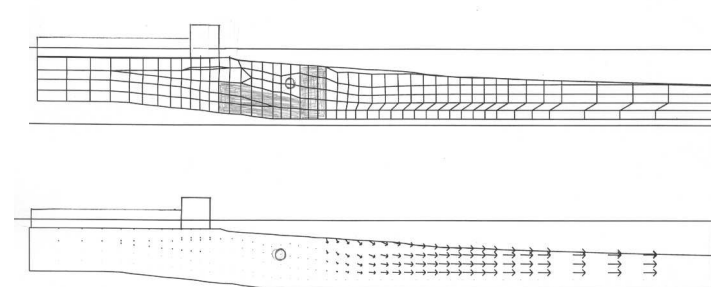
Decisão de activar medidas mitigadoras – Reforço do solo

- Com tratamento



(Section B - scale exaggeration = 3)

- Sem tratamento



(Section B - scale exaggeration =5)

Eurocode 8 Partial Factors of Safety	Custo do tratamento (milhões de Euros) (assuming shear resistance of jet grout=3.65 MPa)		
	Option-1 (Mod. Idriss)	Option-2 (Mod. Seed and Harder)	Option-3 (Olson and Stark)
ON (>1) (*)	4.55	4.80	5.00
OFF (=1) (**)	3.65	3.90	4.10

(*) $\gamma_{cu} = 1.4$; $\gamma \phi' = 1.25$

(**) except for treated soil, where $\gamma_{cu} = 1.4$



Decisão de activar medidas mitigadoras – Reforço do solo

- Baseado nos estudos do LNEC a Administração do Metropolitano de Lisboa, ML, decidiu investir **5 milhões** de Euros para efectuar o tratamento de solos.
- Uma Comissão técnica constituída pelos Professores António Mineiro (UNL), Emanuel Maranha das Neves (IST) and Matos Fernandes (FEUP), foi constituída para em conjunto com o LNEC desenvolver o projeto de execução correspondente ao tratamento de solos na zona envolvente ao túnel do Metropolitano de Lisboa e ao Torreão da Marinha.
- O tratamento de solos terminou em Agosto de 2007 utilizando colunas de Jet Grout de 2,0 m de diâmetro e estacas de betão armado com diâmetros de 1,2 e 1,4 m .



CONCLUSÕES

- Este estudo realça que à data não existem, no Eurocódigo 8 ou noutro código internacional, recomendações para avaliar as consequências do fenómeno de liquefação.
- O estudo também mostra que a utilização de modelos empíricos e semi-empíricos, fundamentados em casos históricos, foram fundamentais para ganhar a confiança necessária na utilização do método de Elementos Finitos seguindo o procedimento Pseudo-Dinâmico, assim como, a confiança política pela Administração do Metropolitano de Lisboa para mandar efectuar o tratamento de solos na zona do Terreiro do Paço.



Obrigado

Francisco Salgado, LNEC