

Análise sísmica de um viaduto no México com interação solo-estrutura

Seismic analysis of a viaduct in Mexico considering soil-structure interaction

Cláudia Coelho
António Arêde
Pedro Delgado
José Barbosa

Resumo

De modo a prevenir e minimizar os riscos sísmicos das estruturas, existe a necessidade crescente de compreender os sismos e a forma como estes afetam as construções. Essa necessidade aumenta quando se estudam projetos em zonas de grande sismicidade, como é o caso do México. Assim, o presente estudo, elaborado em parceria com o GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia, pretende analisar as várias abordagens de cálculo inerentes ao dimensionamento e avaliação de estruturas sísmo-resistentes, sendo o principal objetivo compará-las e avaliar a adequabilidade de cada uma delas ao caso de estudo. São essas abordagens a análise dinâmica linear ou espectral, a análise estática não-linear, também designada análise *pushover*, e a análise dinâmica não linear ou *time-history*. Simultaneamente será levado a cabo um estudo detalhado ao nível dos parâmetros que afetam o amortecimento proveniente da interação solo-estrutura.

Abstract

In order to prevent and minimize the seismic risk of structures, there is a growing need to understand earthquakes and how that phenomenon affects construction. That need increases when projects are located in regions with large seismicity, such as Mexico. Therefore, the present paper, which was developed in partnership with GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia, has as a final goal to study and compare the variety of calculation methods available on Eurocode 8 to design and evaluate earthquake resistant structures, using a real case study.

The methods approached are linear dynamic analysis, also known as spectral analysis, non-linear static analysis, also recognized as pushover analysis, and non-linear dynamic analysis, well-known as time-history analysis. Simultaneously to the seismic analyses, it is developed a detailed study of the parameters that affect the damping of soil-structure interaction.

Palavras-chave: Cálculo sísmico / Pontes / Lei não-linear do solo / Análise *pushover* / Análise dinâmica não-linear

Keywords: Seismic design / Bridges / Non-linear models of soil / Pushover analysis / Non-linear dynamic analysis

Cláudia Coelho

Mestre em Engenharia Civil, área de especialização de Estruturas
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
csmnpc@outlook.com

António Arêde

Professor Associado
CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
aarede@fe.up.pt

Pedro Delgado

Professor Adjunto
PROMETHEUS, Instituto Politécnico de Viana do Castelo
CONSTRUCT-LESE
Viana do Castelo, Portugal
pdelgado@estg.ipvc.pt

José Barbosa

Diretor de Departamento de Infraestruturas & Transportes,
Estruturas e Pontes
GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia
Porto, Portugal
jose.barbosa@geg-engineering.com

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

COELHO, C. [et al.] – Análise sísmica de um viaduto no México com interação solo-estrutura. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 12. ISSN 2183-8488. (março 2020) 65-76.

1 Introdução

Dada a importância das pontes e viadutos na sociedade atual, nomeadamente no setor socioeconómico, torna-se, cada vez mais, essencial aprofundar o conhecimento do comportamento típico dessas obras de arte quando sujeitas a ações sísmicas. Só assim é possível dominar e otimizar métodos de análise sísmica e consequente dimensionamento das estruturas, garantindo melhor qualidade na construção e aumentando a durabilidade e segurança das mesmas.

O México, na confluência de quatro placas tectónicas, é uma das regiões sísmicamente mais ativas do mundo. Historicamente, o sismo que mais marcou o país ocorreu em 1985, tendo provocado milhares de perdas humanas e o colapso de centenas de edifícios. Assim, em regiões com grande intensidade sísmica, é de extrema importância acautelar, em fase de projeto, eventuais falhas estruturais que possam ocorrer para que se possa antecipar, prevenir e minimizar danos causados por ocorrências sísmicas. Na sequência dessa necessidade, o presente estudo pretende comparar, nas secções críticas do modelo analisado, os resultados obtidos através das três abordagens de cálculo sísmico regulamentadas que mais frequentemente se utilizam: a análise dinâmica linear ou análise espectral, a análise estática não linear ou análise *pushover*, e a análise dinâmica não linear, também conhecida como análise *time-history*. Essas secções críticas, no viaduto em estudo como na maioria das obras de arte desta natureza, encontram-se nos pilares e, para levar a cabo as comparações, foram analisados esses elementos no que respeita a esforços, deslocamentos e ductilidade.

A partir dessas análises, é o objetivo final deste estudo avaliar o impacto de utilizar uma análise dinâmica não linear no dimensionamento sísmico do caso de estudo relativamente a uma análise espectral, sendo esta última uma análise simplificada frequentemente utilizada em projeto. É ainda realizada, na fase da modelação, uma análise relativa ao amortecimento material hysterético introduzido no caso de estudo pelo solo de fundação, sendo considerado para tal um modelo multilinear representativo do solo cuja utilização é ainda escassa. Assim, será analisado o comportamento cíclico do solo, os parâmetros que influenciam esse comportamento, e de que modo esses parâmetros influenciam o amortecimento hysterético proveniente da interação solo-estrutura [1-4].

2 Caso de estudo

2.1 Solução estrutural

O viaduto em estudo está incluído no projeto de uma autoestrada que liga Cardel a Poza Rica, no estado de Veracruz, no México, e consiste numa obra de arte regular, com três vãos relativamente pequenos, tendo os vãos extremos 20 metros de comprimento e o vão central 24 metros. O tabuleiro é composto por vigas prefabricadas pré-esforçadas do tipo AASHTO com 1,6 metros de altura, espaçadas de 2,172 metros na direção transversal do viaduto, totalizando uma largura do tabuleiro de 13,6 metros, como representado na Figura 1. Essas vigas encontram-se ligadas monoliticamente aos pilares através de carlingas, cuja secção transversal é uma secção

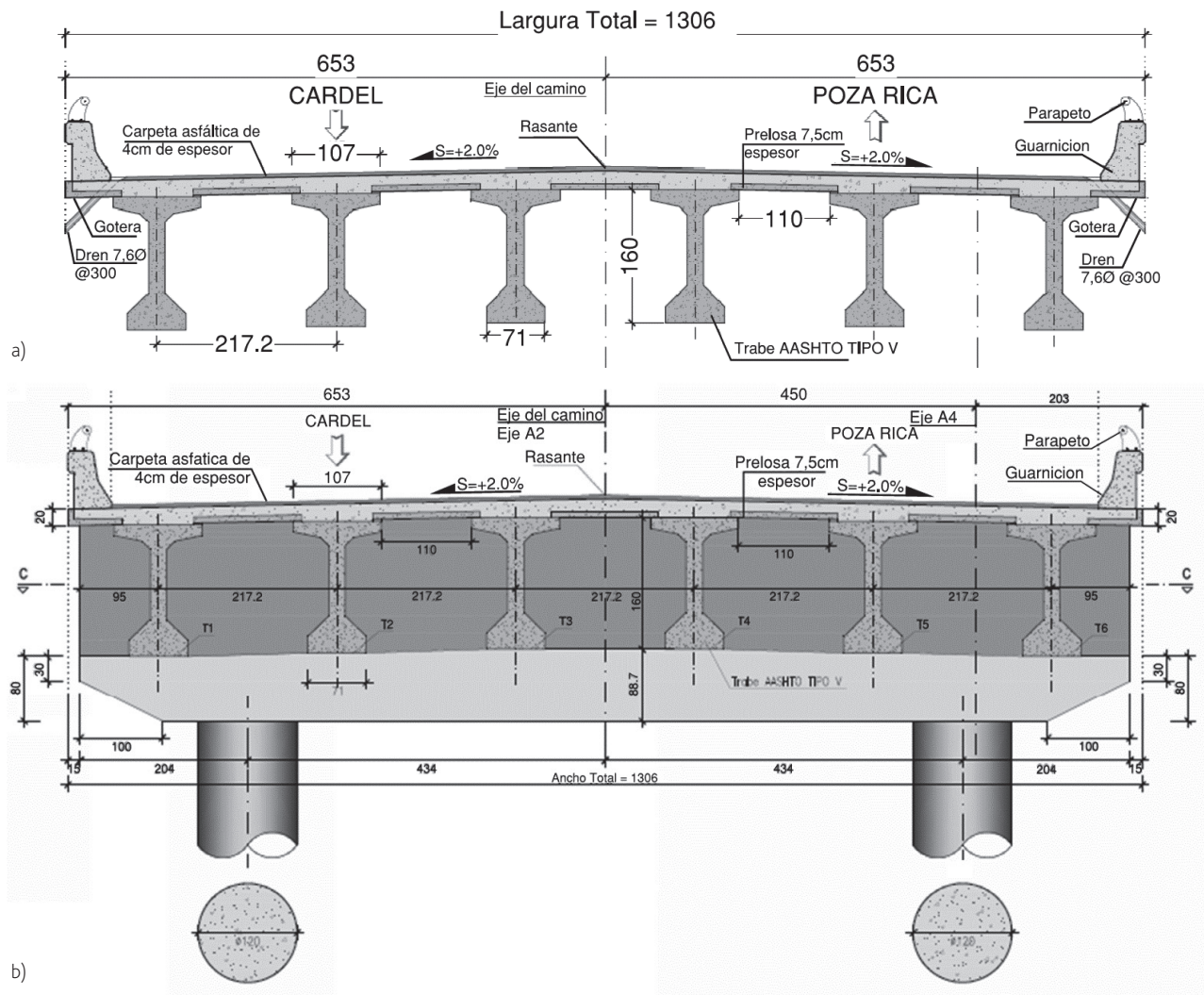


Figura 1 Corte transversal do tabuleiro numa: a) secção do vão; b) secção dos pilares [5]

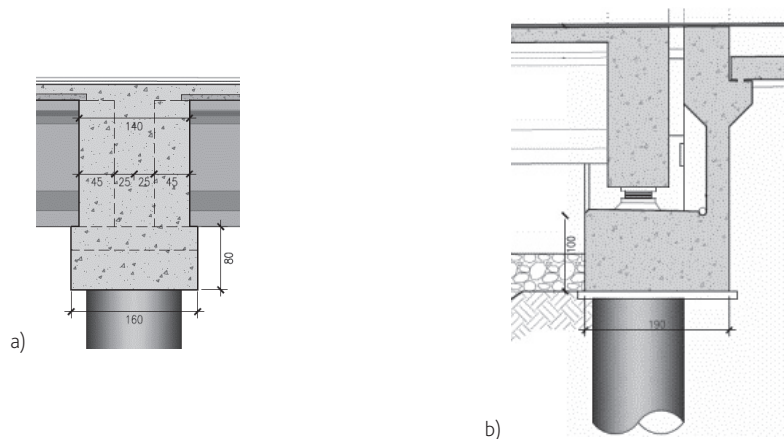


Figura 2 a) Secção transversal da carlinga que liga monoliticamente o tabuleiro e os pilares [5]; b) Aparelhos de neoprene e teflon e viga de apoio dos encontros que funciona como maciço de encabeçamento para as estacas [5]

em T invertido, representada na Figura 2a. A laje é constituída por lajetas prefabricadas que se encontram entre as longarinas com 7,5 centímetros de espessura e por uma camada adicional betonada *in situ*, totalizando 20 centímetros de espessura. O tabuleiro encontra-se apoiado nos encontros através de aparelhos de apoio constituídos por neoprene e teflon que permitem deslocamentos na direção longitudinal e os impedem na direção transversal. Os aparelhos de apoio permitem ainda rotações em torno do eixo na direção transversal. Esses aparelhos de apoio, representados na Figura 2b, estão incluídos em encontros de tipo cofre, constituído por um muro de testa e dois muros laterais, de betão armado, e estão assentes em estacas de diâmetro de 1,2 metros com recurso a uma viga de dimensões de 1,9 metros de largura por 1,0 metro de altura.

Os pilares-estaca têm secção circular com 1,2 metros de diâmetro e alturas de elevação variáveis entre 5,4 e 6,3 metros, estando as estacas enterradas a profundidades de 15 metros. Estes elementos incluem, ao longo do seu comprimento total, três secções distintas no que respeita à armadura, estando essas secções representadas na Figura 3. A primeira secção, apresentada na Figura 3a, corresponde aos pilares, ou seja, à zona dos pilares-estaca que se encontra entre a superfície do terreno e o tabuleiro. A segunda secção, representada na Figura 3b, inicia-se na interface entre o pilar e a estaca e prolonga-se ao longo de 5 metros em profundidade. Por fim, a última secção,

representada em 3c, estende-se até à base das estacas dos pilares. As estacas dos encontros estão, tal como as dos pilares-estaca, com a base assente a 15 metros de profundidade e são divididas, ao longo do fuste, por quatro secções distintas, como se pode observar na Figura 4. As três primeiras secções, representadas em 4a, 4b e 4c, prolongam-se ao longo de 2+2+4 metros (até aos 8 metros de profundidade), sendo que a última secção se inicia nos 8 metros de profundidade e prolonga-se até à base da estaca, estando esta representada na Figura 4d.

2.2 Cenário geológico-geotécnico

O solo de fundação na zona do viaduto em estudo é constituído por quatro tipos de solo. A primeira camada de solo, de aproximadamente 1 metro de espessura, é composta por terra vegetal, caracterizada por um solo negro abundante em matéria orgânica. O segundo tipo de solo encontrado é uma cama de solo aluvionar, caracterizado por areias grossas com camadas alternadas por areias siltosas e com uma espessura variável entre 2 e 6 metros. A terceira camada de solo, onde as estacas estarão assentes, é um cascalho de dimensões médias/grandes e matriz areno-argilosa que se estende até aos 26 metros de profundidade. Por fim, a 26 metros de profundidade, encontra-se uma rocha branda que consiste na alternância de arenitos e siltitos [6].

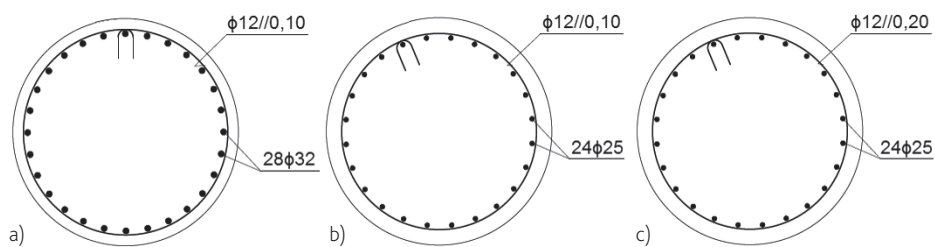


Figura 3 Seção transversal dos pilares-estaca: a) entre o tabuleiro e a superfície do terreno; b) primeiros 5 metros em estaca; c) restantes 10 metros em estaca [5]

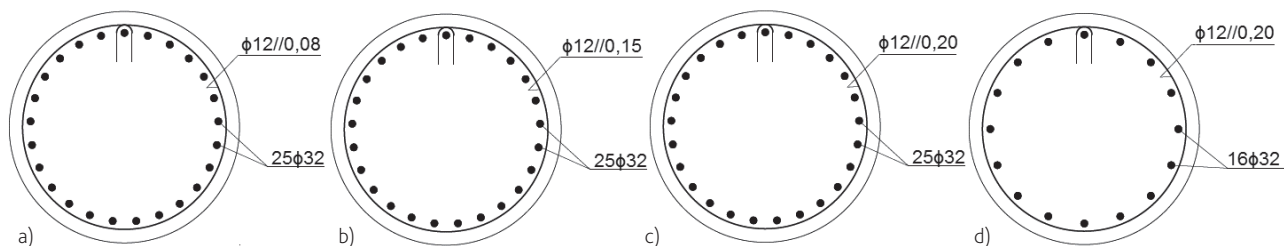


Figura 4 Seção transversal das estacas dos encontros: a) nos primeiros 2 metros de profundidade; b) entre os 2 e os 4 metros de profundidade; c) entre os 4 e os 8 metros de profundidade; d) nos restantes 7 metros de profundidade [5]

3 Modelação numérica

3.1 Modelo de grelha em SeismoStruct

Para a modelação numérica do viaduto em estudo, optou-se por recorrer a um modelo de grelha realizado no programa de cálculo automático de estruturas *SeismoStruct*, baseado em elementos finitos de barra que, no seu conjunto, simulam o comportamento do tabuleiro. Nesse modelo, o tabuleiro é simulado por seis alinhamentos longitudinais, cuja secção consiste numa secção retangular equivalente à secção das vigas prefabricadas, cujas características inerciais são idênticas à secção real e cujo módulo de elasticidade foi manipulado, tendo-se utilizado um valor de 22 GPa, de modo a que o conjunto de barras tenha o mesmo comportamento que a secção real do tabuleiro. Transversalmente, a tabuleiro é modelado com recurso a 33 elementos de barra, nos quais se incluem: 29 barras cuja secção é de $2 \times 0,2 \text{ m}^2$ e cuja função é simular a rigidez de flexão do tabuleiro nessa direcção; 2 barras que simulam as carlingas dos pilares, ou seja, os elementos que ligam monoliticamente o tabuleiro e os pilares-estaca; 2 elementos representativos das vigas de apoio dos encontros. É ainda importante mencionar que as diferenças de posição dos centros de gravidade dos vários elementos são tidas em conta recorrendo a *offsets*. Os pilares-estaca, assim como as estacas dos encontros, são modelados por barras contínuas de secção circular com 1,2 metros de diâmetro.

3.2 Análise modal

De modo a conhecer as características dinâmicas do caso de estudo, foi realizada uma análise modal à estrutura. Na Tabela 1 apresentam-se os valores da massa considerada no decorrer da análise e as frequências obtidas para os dois primeiros modos de vibração, correspondentes às duas direcções principais do viaduto que serão estudadas.

Tabela 1 Considerações e resultados da análise modal

Massa (t)	Modo de vibração	Frequência (Hz)
1826.145	1 (Longitudinal)	0,8
	2 (Transversal)	2,39

3.3 Modelo não-linear do solo

A capacidade de plastificação dos solos, caracterizada pelas curvas tensão (p) – deformação (y), é já um tema relativamente conhecido, assim como as curvas de histerese típicas dos solos que se baseiam no mesmo conceito, exemplificadas na Figura 5. No entanto, essas curvas apenas caracterizam adequadamente o comportamento linear de solos granulares. Como sugerem W. Cofer e S. Modak [7], a fraca capacidade de determinados solos retornarem à sua posição original após deformados, e a influência desse parâmetro no comportamento não-linear do solo são temas com elevada importância ainda pouco explorados.

Ao impor um determinado deslocamento num solo com determinada coesão, este não tem a capacidade elástica de

recuperar a sua posição inicial, dando origem a uma folga na qual o elemento estrutural se pode movimentar sem que o solo ofereça muita resistência. Esse fenómeno, representado na Figura 6a, dá origem a curvas de histerese como a representada em 6b e influencia largamente a quantificação do amortecimento histerético proveniente do solo aquando de uma ocorrência sísmica. Mais ainda, se o solo em estudo tiver coesão muito elevada, ou seja, capacidade de retorno à sua posição primária aproximadamente nula, as curvas de histerese características do mesmo terão a forma exemplificada na Figura 7.

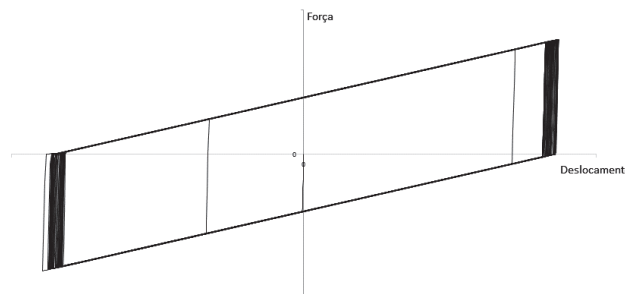


Figura 5 Curva de histerese de um solo não coesivo

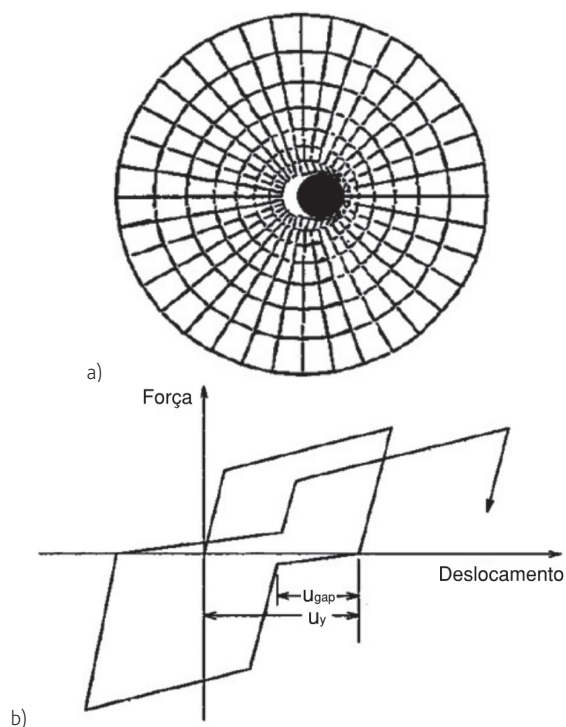


Figura 6 a) Gap formada por deformação plástica do solo [7]; b) Curva de histerese de um solo medianamente coesivo, considerando a formação parcial da folga [7]

De modo a melhor quantificar o amortecimento efetivo do caso de estudo foi necessário determinar qual a lei de comportamento do solo mais adequada. Consequentemente, foi indispensável aprofundar o estudo da influência da formação dessa folga no

fator de amortecimento histerético. Para além disso, não sendo conhecida a rigidez pós-cedência do solo, e sendo esse um parâmetro que influencia largamente o amortecimento histerético proveniente do solo de fundação, tornou-se necessário também estudar qual o valor adequado ao solo em estudo. Assim, realizou-se um estudo paramétrico de um modelo não-linear característico do solo, o qual é focado em duas características específicas do mesmo – a rigidez da folga e a rigidez pós-cedência, doravante HS e $\%EI3P$, respetivamente. A rigidez da folga, parâmetro que mede a resistência lateral do solo a movimentos na zona da folga, ou seja a rigidez mobilizada pelo atrito lateral entre o elemento estrutural e o solo, é apresentada como uma percentagem da força de plastificação do solo. A rigidez pós-cedência, por sua vez, é apresentada como uma percentagem da rigidez inicial.

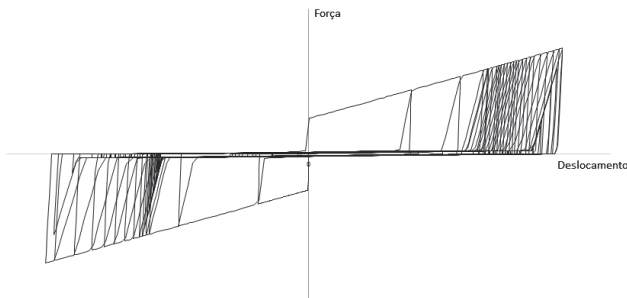


Figura 7 Curva de histerese de um solo muito coesivo, considerando formação total da folga

3.3.1 Princípios de base para o estudo

De modo a melhor compreender a influência direta dos parâmetros em estudo, aplicou-se a um modelo simplificado uma ação dinâmica, traduzida numa lei de deslocamentos. Essa lei de deslocamentos foi obtida com base na resposta de um sistema de um grau de liberdade amortecido, no qual ocorre fenómeno de ressonância e teve em consideração o coeficiente de comportamento adotado em projeto e o deslocamento de cedência do solo em estudo.

O modelo simplificado, representado na Figura 8a, é composto apenas por um elemento de barra de rigidez desprezável, encastrado na base e apoiado no topo por um apoio deformável. O apoio deformável restringe os movimentos e rotações em todas as direções exceto o movimento horizontal na direção do eixo x . Nesta direção, a restrição é modelada com recurso a um elemento mola caracterizado pela curva força-deslocamento representada na Figura 8b, e pretende simular o solo em estudo.

No modelo multilinear utilizado para levar a cabo o estudo de sensibilidade aqui apresentado, o parâmetro HS é caracterizado como sendo parte da força de plastificação característica do solo. O parâmetro $\%EI3P$, por sua vez, é considerado como parte da rigidez inicial do solo.

De modo a levar a cabo o estudo de sensibilidade mantiveram-se fixos os valores apresentados na Figura 8 e fizeram-se variar os valores de HS e $\%EI3P$.

O estudo do parâmetro HS foi feito fixando-se $\%EI3P$ num valor

desprezável de 0,1% e considerando para o parâmetro em estudo os valores de 0,1%, 10%, 20% e 50%. Para o estudo da rigidez pós-cedência fixou-se o parâmetro HS em 0,1% e foram adotados os mesmos valores de 0,1%, 10%, 20% e 50% para $\%EI3P$.

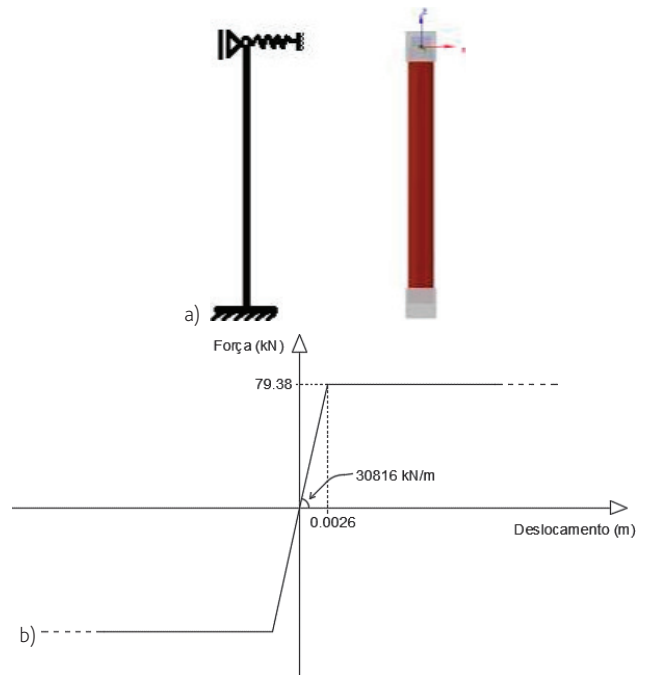


Figura 8 a) Representação gráfica do modelo simplificado; b) Curva p-y adotada no apoio deformável do modelo simplificado

3.3.2 Conclusões

Os resultados, no que respeita à relação ξ_{hist} (amortecimento histerético) – μ (parâmetro de ductilidade) de cada uma das combinações de valores, apresentam-se em seguida, na Figura 9, onde o parâmetro de ductilidade expressa a razão entre o deslocamento máximo e o de cedência.

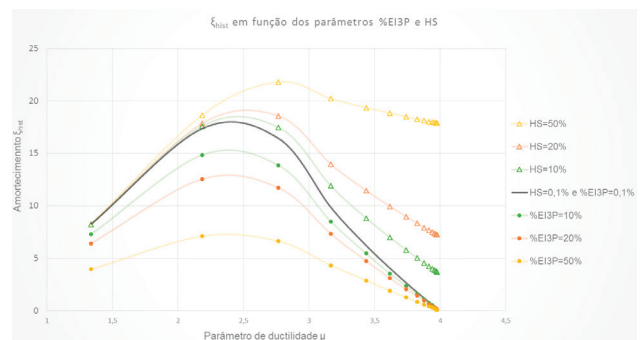


Figura 9 Curvas de relação entre o amortecimento histerético ξ_{hist} e o parâmetro de ductilidade μ para as combinações de parâmetros estudadas

Como era de esperar, pode verificar-se que quanto maior a rigidez da folga, maior será o amortecimento proveniente do solo já que é maior a energia dissipada por ciclo. No entanto, através de uma análise aprofundada dos resultados do estudo que foi omitida neste texto, verifica-se que, para os vários valores de HS , a variação do amortecimento é baixa nos primeiros ciclos de dissipação de energia, que são os que melhor caracterizam o amortecimento global do solo, exceto no caso de $HS = 50\%$. Assim sendo pode concluir-se que, para valores realistas da rigidez da folga, o amortecimento se mantém na mesma ordem de grandeza.

No que respeita à rigidez pós-cedência, observa-se que, com o aumento do parâmetro, diminui consideravelmente o amortecimento histerético proveniente do solo. O resultado é plausível sendo que, quanto maior a rigidez pós-cedência do solo num determinado ponto, mais rápido se conclui o processo de plastificação dessa secção, absorvendo então forças superiores para um valor limitado do deslocamento. Tendo em conta o estudo de sensibilidade e as referências bibliográficas [2, 6, 7], considerou-se por fim que seria adequado para o caso de estudo um valor de rigidez da folga de 20% da força de plastificação do solo e um valor de rigidez pós-cedência de 10% da rigidez inicial.

4 Análises sísmicas

4.1 Bases para as abordagens de cálculo sísmico

4.1.1 Análise dinâmica linear elástica por espectros de resposta

Para a realização da análise espectral, o primeiro passo é obter, segundo a regulamentação em vigor no México (Norma SCT [8]), o espectro de resposta elástico correspondente à localização do viaduto, tendo em conta a sua importância e o seu solo de fundação. No que respeita à localização e à classe de importância, o viaduto em estudo encontra-se na zona sísmica B do México, e é uma estrutura classe de importância A. O solo de fundação, por sua vez, pode incluir-se no grupo de solos tipo II. Assim sendo, seguindo o descrito na secção 4 da norma SCT [8], o espectro de resposta a aplicar na realização da análise espectral do caso de estudo, e que foi utilizado em projeto para análise e dimensionamento dos elementos estruturais, é o representado na Figura 10.

O segundo passo a tomar na realização de uma análise espectral é adotar um coeficiente de comportamento q que se adequa à estrutura. Os valores obtidos através do espectro acima representado serão afetados pelo coeficiente de comportamento adotado de modo a ter em conta a não linearidade material do caso de estudo. Segundo a norma SCT [8], um coeficiente q de 4 é adequado se se verificarem as seguintes condições:

- Estruturas cuja superestrutura forma um pórtico dúctil com os elementos da infraestrutura, sejam estes de betão armado, pré-esforçado ou aço estrutural.
- Para o cálculo de esforços transmitidos pela superestrutura à infraestrutura, quando a primeira se apoia em dispositivos neoprene.

- Para o cálculo de esforços gerados pela superestrutura sobre elementos formados por pórticos dúcteis.

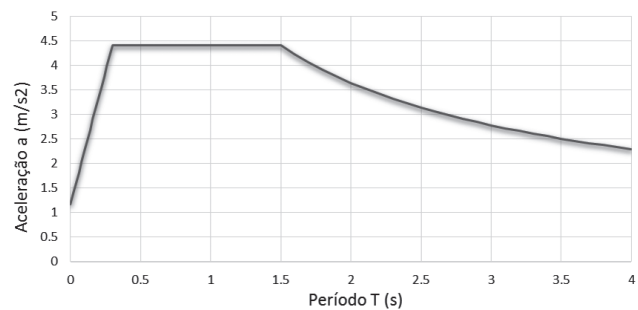


Figura 10 Espectro de resposta utilizado em projeto, obtido a partir da norma SCT

Sendo que todas as condições acima descritas são, efetivamente, aplicáveis ao caso de estudo, o valor de q adequado à análise é 4.

A análise foi levada a cabo afetando as ações de coeficientes de segurança regulamentados na norma mexicana SCT e aplicando a ação sísmica nas duas direções principais de translação do viaduto, considerando uma componente do sismo a atuar na sua totalidade numa direção, e outra componente de apenas 30% da ação na direção ortogonal à primeira.

4.1.2 Análise estática não linear – Análise *pushover*

A análise *pushover* consiste em impor incrementos de força na estrutura em estudo e registar, para cada um deles, a deformação sofrida – ou vice-versa – fornecendo as curvas de capacidade da estrutura, sendo essas curvas que relacionam o corte basal total com o deslocamento num determinado nó de controlo, previamente escolhido. A análise permite verificar se, para a carga de dimensionamento, a estrutura se comporta como terá sido idealizada ao nível de esforços, ductilidade e formação de rótulas plásticas.

No âmbito deste estudo foram analisadas duas situações principais, nas direções principais do viaduto, sendo que a análise consiste em aplicar, para cada uma das situações, incrementos de força de igual valor no topo de cada um dos quatro pilares. Para cada uma das situações foram analisadas várias relações de resultados, considerando vários nós de controlo, no entanto, no presente documento serão apenas apresentados os resultados relativos às duas análises principais nos quais se relacionam o corte basal total para a direção em análise e os deslocamentos no topo de um pilar e de uma estaca dos encontros.

Refira-se ainda que a análise estática não linear aqui realizada se limita à avaliação da curva de resposta estrutural monotónica com vista à sua comparação com a resposta cíclica (posteriormente apresentada, na secção 4.1.3), não se procedendo aqui à quantificação da exigência de deformação (*target displacement*) compatível com o espectro de resposta sísmico.

Para que os resultados da análise *pushover* sejam comparáveis com os das ações de dimensionamento obtidas através da análise espectral, esta deve ser levada a cabo com a estrutura verticalmente

solicitada pelas ações correspondentes ao peso próprio e restantes cargas permanentes, majoradas de um coeficiente de segurança de 1,3, obedecendo ao regulamento pelas normas mexicanas. As ações aplicadas apresentam-se na Tabela 2.

Tabela 2 Ações verticais aplicadas à estrutura (em kN)

Elemento	Carga aplicada (kN)
Vigas prefabricadas + Laje + Barreira de Segurança	10111,6
Carlingas Pilares	2722,67
Pilares + Estacas	2202,78
Restantes Cargas Permanentes	2987,52
	$\Sigma = 18024,6$

4.1.3 Análise dinâmica não linear

A análise dinâmica não linear, ou análise *time-history*, é um procedimento 'passo a passo' e é considerada a análise sísmica mais adequada por não assumir quaisquer simplificações, considerando o comportamento não linear real dos materiais, e sendo capaz de considerar a degradação da estrutura, ao longo da análise, assim como eventuais variações de massa. A análise permite então não só determinar esforços e deslocamentos nos elementos estruturais pertencentes a uma estrutura sujeita a uma ação sísmica real, mas também localizar zonas dúcteis na estrutura e analisar os danos estruturais causados por um evento sísmico.

O Eurocódigo 8 [9] fornece orientação na aplicação de análises *time-history* e preconiza que as ações a aplicar à estrutura no decorrer da análise devem ser acelerações ao nível do solo variáveis ao longo do tempo, ou seja, acelerogramas, idealmente provenientes de registos reais. Os registos devem ter origem em eventos sísmicos com magnitude, distância à origem e mecanismos consistentes com os que definem a ação sísmica de dimensionamento, determinada através do espectro de resposta. Segundo o regulamento, idealmente devem ser considerados sete pares de acelerogramas correspondentes aos registos de sete sismos, nas duas direções principais em estudo, sendo que a resposta da estrutura deve ser caracterizada pelas médias da totalidade das respostas.

Por não existir informação sísmica viável na zona do viaduto analisado, os registos utilizados no presente estudo foram recolhidos de várias zonas do mundo onde o tipo de solo se assemelha ao solo de fundação do caso de estudo. Os sete acelerogramas adotados foram selecionados de uma base de dados de acordo com a correspondência do espectro médio obtido a partir dos sete registos com o espectro de resposta elástico, de acordo com a referência [10]. Segundo o EC8 [9], a variação de acelerações espectrais, quando confrontado o espectro médio obtido e o espectro regulamentar, não deve ser superior a 10% num intervalo de períodos entre 0,2T e 2T, sendo T o período fundamental da estrutura na direção em estudo. Na Figura 11 apresentam-se os espectros individuais de cada

registo sísmico, o espectro médio obtido através dos catorze espectros individuais (sete em cada direção) e, ainda, o espectro alvo (espectro regulamentado) e o respetivo limite de 10% de variação.

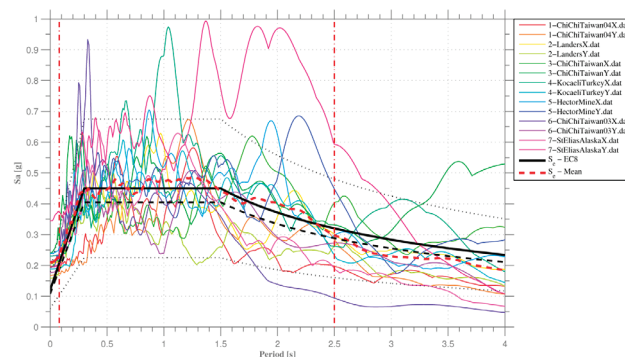


Figura 11 Espectros de resposta corrigidos correspondentes a cada um dos registos, espectro médio obtido através dos 14 registos, e espectro alvo [10]

4.2 Apresentação dos resultados das análises sísmicas

4.2.1 Direção longitudinal

Como já foi referido anteriormente, uma vez que os aparelhos de apoio localizados nos encontros permitem deslocamentos do tabuleiro relativamente às estacas na direção longitudinal, nessa direção, os pórticos dos pilares-estaca absorvem a totalidade da ação sísmica. Por essa razão, na direção mencionada, optou-se por adotar o topo do pilar mais deformado ao longo das análises como nó de controlo representado nas curvas resultantes das análises *pushover* e *time-history*. Assim sendo, apresentam-se na Figura 12, não só as curvas obtidas através dessas análises mas também o valor de corte basal expectável obtido através da análise espectral.

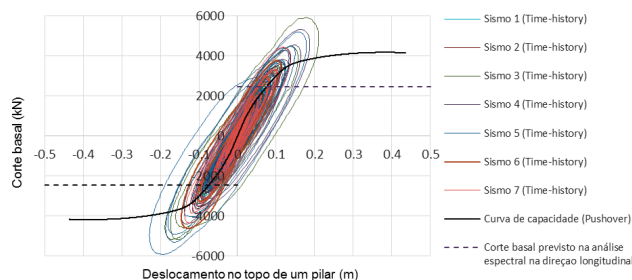


Figura 12 Direção longitudinal: Sobreposição das curvas de força-deslocamento obtidas através das análises *pushover* e *time-history*, com indicação do corte basal previsto na análise espectral

Conhecendo a rigidez inicial da estrutura na direção em estudo e comparando, para cada registo sísmico, o valor de corte basal obtido em regime não linear e o corte basal que seria atingido em regime linear para os mesmos deslocamentos, foi possível obter

um coeficiente de comportamento para cada um dos sismos, apresentados na Tabela 3. Fazendo a média dos sete coeficientes obtidos, foi possível determinar o coeficiente de comportamento q real da estrutura, cujo valor é 1,32.

Tabela 3 Coeficiente de comportamento real obtido em cada sismo na direção longitudinal

Sismo	Força máxima (kN)	Deslocamento (m)	Força em regime linear elástico (kN)	Coeficiente de comportamento q
1	3863,52	0,108	4897,84	1,27
2	4287,86	0,125	5668,80	1,32
3	5933,85	0,177	8027,02	1,35
4	5338,79	0,162	7346,76	1,38
5	5931,66	0,192	8707,27	1,47
6	4631,57	0,128	5804,85	1,25
7	4444,13	0,119	5396,70	1,21
				$q_{\text{médio}} = 1,32$

4.2.2 Direção transversal

4.2.2.1 Efeitos nos pilares

No que respeita à análise do efeito da ação sísmica nos pilares do viaduto, os resultados são apresentados da mesma forma que na secção 4.2.1 – as curvas apresentadas relacionam o corte basal direcionado para os pilares com o deslocamento no topo do pilar mais deformado, para as várias análises.

À semelhança da secção anterior, apresentam-se na Figura 13 a sobreposição das curvas de *time-history* obtidas para os sete registos sísmicos e a curva de capacidade obtida na análise *pushover*.

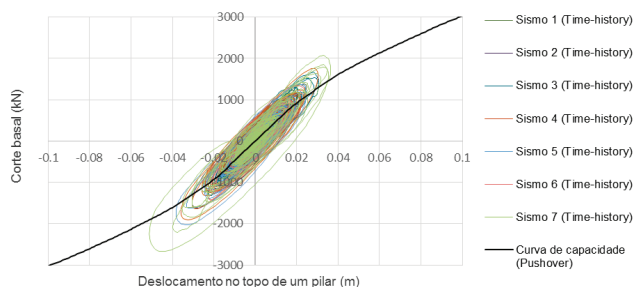


Figura 13 Direção transversal: Sobreposição das curvas de força-deslocamento no topo de um pilar obtidas através das análises *pushover* e *time-history*

4.2.2.2 Efeitos nas estacas dos encontros

Como já havia sido mencionado, é para as estacas dos encontros que é direcionada a maior parte do corte basal a que a estrutura está sujeita na direção em estudo, sendo que estas têm uma capacidade de dissipação de energia muito superior à encontrada nos pilares, resultante do amortecimento proporcionado pelo solo de aterro.

Na Figura 14 encontra-se a sobreposição das 7 curvas obtidas através da análise *time-history*, a curva obtida pela análise *pushover* e, por fim, o corte basal previsto na análise espectral.

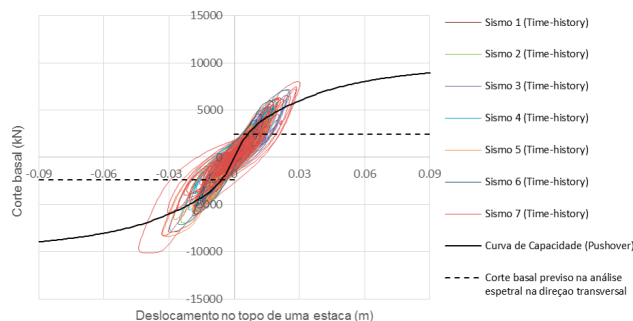


Figura 14 Direção transversal: Sobreposição das curvas de força-deslocamento numa estaca dos encontros obtidas através das análises *pushover* e *time-history* com indicação do corte basal obtido em projeto

Utilizando a mesma metodologia de determinação do coeficiente de comportamento já exposta anteriormente, apresentam-se na Tabela 4 os coeficientes de comportamento calculados para cada um dos sete registos na direção transversal.

Tabela 4 Coeficiente de comportamento real obtido em cada sismo na direção transversal

Sismo	Força máxima (kN)	Deslocamento (m)	Força em regime linear elástico (kN)	Coeficiente de comportamento q
1	6146,35	0,0197	10014,24	1,63
2	6972,77	0,0234	11895,09	1,71
3	7140,08	0,0252	12810,10	1,79
4	7887,49	0,0275	13979,27	1,77
5	8419,13	0,0316	16063,46	1,91
6	6038,76	0,0182	9251,74	1,53
7	10152,12	0,0397	20180,99	1,99
				$q_{\text{médio}} = 1,76$

Comparando os coeficientes de comportamento obtidos nas duas direções principais do viaduto pode observar-se que a sobrerresistência é superior na direção transversal, o que era expectável já que, na direção longitudinal, não se considera a possibilidade de plastificação do solo e que a respetiva resposta evolui sempre em regime linear.

4.2.3 Síntese de resultados

Na presente secção apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos no que respeita a esforços de corte, flexão e deslocamentos obtidos nas várias análises. Na Figura 15 apresentam-se os esforços e deslocamentos obtidos nas direções longitudinal e transversal para as várias análises. Note-se que os deslocamentos relativos à análise *pushover* correspondem aos deslocamentos obtidos no limite de convergência do programa de cálculo, ou seja, à capacidade de deformação da estrutura.

Como se pode verificar comparando os valores obtidos através das várias análises levadas a cabo, incluída a análise espectral utilizada no projeto, existem diferenças notórias não sendo estas, no entanto, indicativas de qualquer deficiência de segurança ou desempenho. Os motivos para a discrepância de resultados podem ser divididos em dois grupos.

O primeiro grupo correspondente a princípios inerentes ao cálculo realizado. Em primeiro lugar, a abordagem de cálculo que consiste na análise espectral considera o sismo a atuar na sua totalidade numa direção principal e apenas 30% do mesmo sismo a atuar na direção ortogonal à primeira. Por outro lado, os acelerogramas utilizados na análise dinâmica não linear são pares de registos reais que relacionam e, portanto, são aplicados integralmente em ambas as direções. É natural que, por essa razão, se obtenham valores diferentes dos parâmetros em estudo nas duas análises. Em segundo lugar, note-se que, aquando da realização da análise linear dinâmica, é considerado um coeficiente de comportamento de modo a ter em conta a capacidade de dissipação de energia do sistema estrutural que é igual para toda a estrutura, inclusive para o solo de fundação em todas as zonas envolvidas pelo mesmo, já que toda a ação é afetada do coeficiente de comportamento. Na realização das análises não lineares, por sua vez, foi considerado que não existia dissipação de energia por parte do solo de fundação exceto na zona de aterro que envolve os primeiros metros das estacas dos encontros. Assim sendo, é natural que nesta última análise a capacidade de plastificação global do sistema estrutural seja menor, levando a valores superiores de esforços.

O segundo grupo está associado à própria não-linearidade dos materiais no caso de estudo. Naturalmente, considerando a não-linearidade real dos materiais em cada zona do viaduto, variáveis ao longo do tempo, ao invés de considerar que estes se mantêm em regime linear elástico e que a ductilidade da estrutura é idêntica em todos os pontos da mesma, obtêm-se valores mais próximos dos que se irão verificar no decorrer de uma ação sísmica real. Para além de a perda de rigidez implicar deslocamentos superiores, é importante salientar que essa degradação implica também variações dos modos de vibração fundamentais do sistema estrutural, alterando assim o seu modo de resposta a vibrações, algo que não é considerado nem na análise espectral, nem na análise *pushover*.

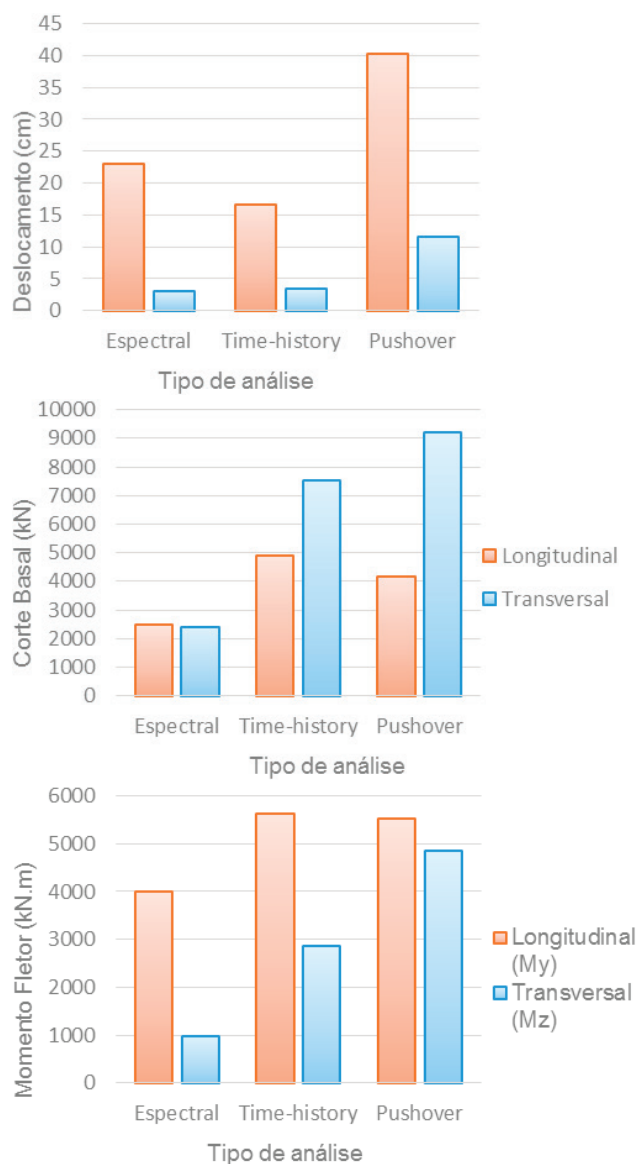


Figura 15 Valores de deslocamento, corte basal e momento fletor obtidos através das análises estudadas

5 Conclusões

Começando pela não-linearidade do solo, no presente trabalho inovou-se nos modelos multilíneares representativos do solo envolvente à estrutura considerando a formação de uma folga (*gap*), que diminui significativamente o amortecimento material proveniente do mesmo. Simplificadamente, foram estudados dois dos parâmetros que mais influenciam a curva histerética característica de um determinado solo e foram apresentados os resultados obtidos para vários parâmetros, dando a compreender a influência que cada um deles tem na capacidade dissipativa global de uma estrutura fundada num determinado solo. Note-se,

no entanto, que os valores por fim adotados são baseados em referências bibliográficas, nas quais é estudado um solo siltoso e que poderão não se aplicar a outros tipos de solo, cujas características de deformação se diferenciam das encontradas no solo em estudo. Este é um tema ainda pouco explorado e é considerado, pelos autores, carente de um estudo mais aprofundado.

No que respeita à comparação entre valores obtidos através das diferentes abordagens de cálculo, claramente se compreende que existem diferenças notórias nos resultados das duas análises para dimensionamento (análise linear por espectro de resposta preconizada pelos regulamentos e análise dinâmica não linear), especialmente nas estimativas de esforços e deslocamentos. No entanto, segundo os resultados observados ao longo deste trabalho, verifica-se, através da análise dinâmica não linear, que a estrutura oferece uma apreciável sobrerresistência relativamente ao previsto. Ou seja, apesar dos resultados distintos, pode concluir-se que o dimensionamento realizado com base nas análises espectrais regulamentadas garante segurança e desempenho estrutural, e que o viaduto em estudo se encontra estruturalmente preparado para enfrentar uma ação sísmica, garantindo a segurança dos utilizadores e sem que ocorram danos graves. Ao comparar o comportamento do sistema estrutural observado na análise estática não linear com o comportamento registado na análise espectral observa-se uma elevada sobrerresistência, associada às duas direções principais do viaduto. No entanto, confrontando os valores da análise *pushover* com os da análise dinâmica não linear, essa sobrerresistência não é tão elevada como a verificada na comparação anterior, podendo esta baixa sobrerresistência ser devida aos elementos de amortecimento considerados na análise *time-history*.

Estes estudos permitem também confirmar a elevada importância que o coeficiente de comportamento apresenta quando se opta por realizar uma análise simplificada. Dado que esse tipo de análise admite uma determinada capacidade de formar rótulas plásticas e de dissipar energia, a escolha do coeficiente de comportamento é muito importante, já que, caso o coeficiente adotado se distancie do real, pode levar a danos superiores aos previstos e mais dispendiosos, ou a dimensionamentos pouco económicos. No caso de estudo, como se pôde observar, o coeficiente de comportamento real mostrou-se inferior ao adotado em projeto. No entanto note-se que o facto de o coeficiente de comportamento ser superior aos coeficientes de comportamento determinados através das análises aqui abordadas não significa que a segurança estrutural não esteja garantida já que a estrutura apresenta uma elevada sobrerresistência relativamente ao previsto, como já foi mencionado. Assim sendo, um coeficiente q mais próximo do real poderia ter levado a um dimensionamento económico, mas é importante voltar a referir que o caso de estudo se considera apto para manter o seu funcionamento estrutural durante uma ocorrência sísmica, não só garantindo segurança como também controlando os danos causados pela ação.

Referências

- [1] Chopra, A. – *Dynamics of Structures*, Pearson Education, 2007.
- [2] Sivaselvan, M.; Reinhorn, A. – "Hysteretic Models for Deteriorating Inelastic Structures". *Journal of Engineering Mechanics*, Julho de 2001.
- [3] CEN, EN 1998-2: Eurocode 8 – *Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges*, 2005.
- [4] Azevedo, P. – *Análise de diferentes abordagens para o cálculo sísmico de viadutos no México*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2015.
- [5] GEG, MD-CPR-T1-PE-EST-PTE1.14 – *Memória Descritiva Projeto Ejecutivo Puente PTE1.14*, 2015.
- [6] GEG, *Dictámen geológico-geotécnico*, 2015.
- [7] Coffey, W.F.; Modak, S. – *Determination of Rheological Parameters of Pile Foundations for Bridges for Earthquake Analysis*. Washington State Transportation Center (TRAC), 1997.
- [8] Secretaría de Comunicaciones y Transporte, SCT – "Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares", documento N.PRY. CAR.6.01.005/01, Sismo, 2001.
- [9] CEN, EN 1998-1: Eurocódigo 8 – *Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*, 2010.
- [10] Araújo, M.; Macedo, L.; Marques, M.; Castro, J.M. – "Code-based record selection methods for seismic performance assessment of buildings". *Earthquake Eng Struct. Dyn.*, 45: 129–148. doi: 10.1002/eqe.2620, 2016.

