

Il Metodo DDBD per la valutazione delle spinte sismiche sulle strutture di sostegno

M. Cecconi¹, S. Vecchietti², V. Pane³ ■

Sommario

Nella progettazione geotecnica di opere di sostegno, si riconosce oggi la forte necessità di definire e convalidare metodologie concettualmente corrette e speditive per la valutazione della risposta sismica. Sebbene negli ultimi anni lo studio del comportamento dinamico abbia avuto un notevole sviluppo sia sul fronte sperimentale che su quello teorico-costitutivo, per tali opere il calcolo delle spinte sismiche viene comunemente condotto con i metodi dell'equilibrio limite, in particolare con il metodo pseudo-statico di Mononobe-Okabe (MO). Le norme europee e le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni ammettono anche il ricorso a diversi metodi di calcolo, quali ad esempio quelli basati sulla teoria del blocco rigido (Newmark, 1965), che consentono di valutare gli spostamenti subiti dall'opera (analisi pseudo-dinamiche); in entrambe le procedure di calcolo, tuttavia, la risposta sismica non tiene conto delle capacità dissipative del sistema terreno-struttura.

Nell'ingegneria strutturale, tra i diversi metodi agli spostamenti appare particolarmente interessante la procedura di calcolo progettuale nota in letteratura come Direct Displacement-Based Design (DDBD), recentemente applicata con successo a diverse tipologie di opere. Nell'ingegneria geotecnica, solo recentemente sono stati avviati studi e ricerche per valutare l'applicabilità

del metodo DDBD, con particolare riferimento a strutture di sostegno rigide e flessibili (Vecchietti et al. 2007, Pane et al., 2007; Cecconi et al., 2007, Cecconi et al., 2008; Vecchietti, 2008).

Ciò premesso, nel presente articolo si presentano i risultati dell'applicazione del metodo a paratie a sbalzo e paratie ancorate soggette a sisma. Per tali opere, frequentemente impiegate in aree urbane, si avverte sempre di più la necessità di migliorare i metodi di progettazione convenzionali tramite una più diretta corrispondenza tra risposta calcolata e prestazione attesa. Nella nota si illustrano le soluzioni ottenute dalla procedura DDBD per il calcolo della spinta sismica, esponendo dettagliatamente i passi di calcolo da effettuare. I risultati ottenuti sono poi criticamente confrontati con quelli ricavati da analisi pseudo-statiche convenzionali; da tali confronti emerge la possibilità di progettare in modo più razionale ed economico - attraverso un'appropriata riduzione delle spinte sismiche - qualora possano essere tollerati significativi spostamenti della struttura di sostegno. In un articolo successivo, proposto per la pubblicazione su questa stessa Rivista (Pane et al., 2009), saranno espone in dettaglio tutte le fasi di calcolo che portano al progetto completo della struttura di sostegno, dalle verifiche di sicurezza al dimensionamento strutturale.

1. Introduzione

Le recenti Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni NTC08 (DM Infrastrutture 14/01/2008) prescrivono che, a meno di analisi dinamiche avanzate, l'analisi della sicurezza di strutture di sostegno in condizioni sismiche possa essere eseguita mediante metodi pseudostatici. Pertanto, il calcolo della spinta continua ad essere comunemente condotto con i metodi dell'equilibrio limite, in particolare con il metodo pseudo-statico (MO) di Mononobe-Okabe (Okabe, 1924; Mononobe e Matsuo, 1929). Con tale

metodo, come noto, le spinte sismiche vengono calcolate nell'ipotesi di accelerazione sismica costante sia nel tempo che nello spazio, e il risultato del calcolo è ovviamente indipendente dagli spostamenti attesi per la struttura stessa.

Tuttavia nelle NTC08, a differenza delle precedenti norme, per la valutazione delle spinte sismiche, i coefficienti sismici orizzontali, k_h , sono funzione di due coefficienti riduttivi (nel caso delle paratie: α , β) che tengono conto rispettivamente "...della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e della capacità

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Perugia - ✉ ceccon@unipg.it

² Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Perugia - ✉ vecchietti@unipg.it

³ Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Perugia - ✉ pane@unipg.it

stessa dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza" (da NTC08, § 7.11.6.3.1). Ciò appare in linea con quanto suggerito dall'Eurocodice EC8, sebbene in questo caso la riduzione delle spinte riguardi soltanto i muri a gravità.

Le attuali NTC08 prevedono, inoltre, anche l'impiego di metodi agli spostamenti. In questo caso, la valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata attraverso il confronto tra lo spostamento calcolato e un valore limite o di soglia dello spostamento, scelto opportunamente dal progettista. Metodi di calcolo che consentono di valutare gli spostamenti subiti dall'opera, quali ad esempio quelli basati sulla teoria del blocco rigido (Newmark, 1965), sono stati impiegati per il calcolo di muri di sostegno e paratie (Simonelli, 2005; Callisto e Soccodato, 2007), ma la loro applicabilità alle strutture di sostegno flessibili è, secondo l'opinione degli Autori, piuttosto controversa. In ogni caso, la risposta della struttura valutata con questi metodi non tiene conto della capacità dissipativa dell'insieme terreno-struttura.

Ciò premesso, riconoscendo l'esigenza di sviluppare e convalidare metodi di calcolo anche speditivi per la valutazione delle spinte sismiche, in questo articolo si propone lo sviluppo del metodo di calcolo agli spostamenti DDBD (Direct Displacement Based Design) - che ha origine nell'ingegneria strutturale - nella progettazione di opere geotecniche in condizioni sismiche.

L'obiettivo del metodo DDBD è quello di valutare, per un dato livello di intensità sismica, la

risposta sismica di una struttura in funzione del massimo livello di spostamento supposto accettabile. La "filosofia" della procedura è infatti quella di progettare una struttura affinché essa raggiunga - piuttosto che sia limitata da - un certo spostamento limite, in modo da poter fare affidamento sulla capacità di dissipazione di energia della struttura stessa (Priestley, 2001, Priestley et al., 2007). Il metodo è stato applicato con successo a diverse opere di ingegneria civile di diversa complessità, anche a più gradi di libertà, quali edifici (Priestley e Pettinga, 2005; Priestley e Kowalsky, 2000) e ponti (Kowalsky et al., 1994; Petrini, 1996). L'impiego del metodo di calcolo agli spostamenti DDBD per le strutture di sostegno consente di valutare la distribuzione delle spinte sismiche agenti sull'opera - attraverso passi di calcolo consecutivi - direttamente dagli spettri di risposta in accelerazione e spostamento; non solo, i regimi di spinta risultano direttamente correlati alle capacità dissipative del sistema equivalente terreno-struttura. In questo senso, il metodo appare concettualmente "forte", anche se contiene alcune approssimazioni nelle varie fasi di calcolo. Tuttavia, nella consapevolezza di voler proporre un metodo alternativo - e non ancora esaustivo - per il progetto antisismico di paratie, nei successivi paragrafi verranno messe in evidenza anche alcune incertezze della procedura stessa, sulla base del confronto con i convenzionali metodi di calcolo.

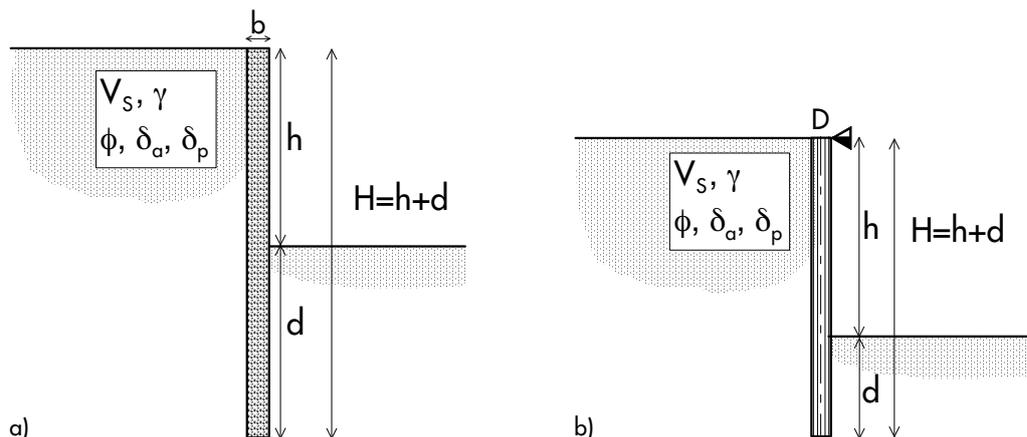
Nel successivo paragrafo si richiamano alcuni aspetti delle NTC08 che meritano qualche osservazione, con riferimento a 2 casi studio di interesse applicativo.

2. Casi studio

Si considerino due tipologie di struttura di sostegno: paratia a sbalzo e paratia ancorata in testa, in un deposito di sabbie mediamente

addensate (ad esempio, $V_{S,30} = 200$ m/s - sottosuolo di tipo C) in zona sismica con accelerazione su suolo rigido $a_g/g = 0.25$. È ad esempio questo il caso del comune di Preci (PG) cui

Fig. 1
Geometria del problema
(altezza di scavo $h = 5$ m):
a) paratia a sbalzo; b)
paratia vincolata in testa.



si farà riferimento negli esempi di calcolo.

La geometria del problema è rappresentata in figura 1. La struttura di sostegno a sbalzo (Fig. 1a) è costituita da una paratia in c.a. realizzata con pannelli a sezione rettangolare di larghezza b . La paratia ancorata (Fig. 1b) è invece realizzata con pali di diametro D ed è vincolata in testa mediante un sistema di ancoraggi o supporti. In entrambi i casi, la struttura sostiene un fronte di scavo di altezza $h = 5$ m, con lunghezza del tratto infisso pari a d e rapporto di infissione d/h . I valori del rapporto di infissione sono stati preliminarmente determinati in modo convenzionale con il metodo MO attraverso la risoluzione di equazioni di equilibrio alla rotazione, come diffusamente illustrato in un successivo articolo (Pane et al., 2009).

Nelle verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo di paratie l'azione sismica è definita attraverso un'accelerazione equivalente a_h costante nel tempo e nello spazio, lungo l'altezza della paratia. Le norme NTC08 prescrivono che, in assenza di studi specifici, l'accelerazione sismica orizzontale sia definita dalla seguente espressione:

$$a_h = k_h \cdot g \quad \text{con} \quad k_h = \alpha \cdot \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} \quad (1)$$

ove

- a_g : accelerazione massima attesa su suolo rigido
- g : accelerazione di gravità
- $\alpha \leq 1$: coefficiente di deformabilità dei terreni interagenti con l'opera;
- $\beta \leq 1$: coefficiente riduttivo, in funzione del massimo spostamento accettabile;
- S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- S_T : coefficiente di amplificazione topografica.

Il coefficiente riduttivo α può essere ricavato dal diagramma riportato nella figura 7.11.2 delle NTC08, nota la categoria di sottosuolo e la lunghezza complessiva della paratia, H . Per un sottosuolo di categoria C (depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati con $V_{S,30} = 180 \div 360$ m/s) e per una paratia di lunghezza $H = 10 \div 17$ m, il coefficiente α risulta pari all'unità. La norma stabilisce che, comunque, "...per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$ ".

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma riportato nella figura 7.11.3 della citata norma (§ 7.11 6.3.1), "...in fun-

zione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza...".

Per spostamenti nulli, il coefficiente β è unitario. Per la valutazione di β deve comunque risultare $u_s \leq 0.005 H$; ciò implica che per lunghezze della paratia $H = 10 \div 17$ m, gli spostamenti u_s devono risultare inferiori a $5 \div 9$ cm. Nel seguito gli spostamenti u_s verranno intesi come spostamenti relativi indotti dal sisma, e verranno denotati con il simbolo Δ_{\max} (v. Fig. 7). Una volta valutato il coefficiente sismico orizzontale k_h dalla (1), tramite la ben nota espressione di MO è possibile calcolare il coefficiente di spinta attiva sismica K_{ae} , l'incremento di spinta attiva sismica (ΔP_{ae}) e la quantità ΔK_{ae} :

$$\Delta P_{ae,h} = P_{ae,h} - P_{a,h} = \frac{1}{2} \gamma H^2 [K_{ae} - K_a] \cos(\delta_a) = \dots$$

$$\frac{1}{2} \gamma \Delta K_{ae} H^2 \cos(\delta_a) \quad (2)$$

$$\Delta K_{ae} = K_{ae}(\phi, \delta, \theta) - K_a(\phi, \delta)$$

con:

- $H = h + d$: altezza complessiva della parete
- $\theta = \arctan(k_h)$
- ϕ : angolo di attrito del terreno
- δ_a : angolo di attrito al contatto parete/terreno lato attivo (ad esempio, $\delta_a = 2/3 \phi$)
- K_a : coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche.

Nell'eq. 2 il coefficiente di spinta attiva sismica vale (Okabe, 1924; Mononobe e Matsuo, 1929):

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \quad (3)$$

mentre il coefficiente di spinta attiva statico K_a può essere ricavato ancora dall'eq. (3) ponendo $\theta = 0$. Si noti che il termine $\cos(\delta_a)$ nell'eq. 2 tiene conto della sola componente orizzontale della spinta e che nel seguito della trattazione il pedice (h) rappresenta la componente orizzontale della grandezza in esame. Per i casi studio in oggetto, i parametri che definiscono l'azione sismica, le proprietà fisico-meccaniche del terreno e le caratteristiche geometriche delle paratie sono elencate rispettivamente nella Tabella 1a) e 1b).

Tabella 1a - Parametri che definiscono l'azione sismica (NTC08)

AZIONE SISMICA_PRECI (PERUGIA)		PARAMETRI SPETTRALI	
a_g/g	0.25	F_0	2.38
S_s	1.34	$T_c^*(s)$	0.33
S_T	1.00	$T_c(s) = [1.05 \times (T_c^*)^{-0.33}] T_c^*$	0.50
α	1	$T_B(s)$	0.17
		$T_D(s)$	0.17

Tabella 1b - Proprietà fisico-meccaniche del terreno e caratteristiche geometriche delle strutture (*) ϵ_y : deformazione a snervamento dell'acciaio di armatura

TERRENO		PARATIA C.A. A SBALZO		PARATIA ANCORATA	
$V_{s,30} (m/s)$	200	$h = 5 m$			
$\gamma (kN/m^3)$	20	$d (m)$	7.0	$d (m)$	3.0
$\phi_k (^\circ)$	35	$H (m)$	12.0	$H (m)$	8.0
$c (kPa)$	0	$b (m)$	0.6	$D (m)$	0.5
$\delta_a (^\circ)$	$2/3 \phi = 23.3$			$s (m)$	0.6
$\delta_p (^\circ)$	$1/2 \phi = 17.5$	$\gamma_{cls} = 25 (kN/m^3)$			
$K_{a,h}$	0.224	$\epsilon_y (*) = 2.15 \times 10^{-3}$			
$\beta = 1$	$K_{ae,h}$	0.486			
	$\Delta K_{ae,h}$	0.262			

La figura 2 mostra, a titolo d'esempio e per il solo caso attivo, l'andamento della grandezza $\Delta K_{ae,h}$ in funzione del massimo spostamento orizzontale sismico della struttura, Δ_{max} ; per completezza è anche indicato il valore della componente orizzontale del coefficiente di spinta in condizioni statiche, $K_{a,h}$, calcolato per $\phi = 35^\circ$ (v.Tab. 1b). L'incremento $\Delta K_{ae,h}$ è stato valutato a partire dal coefficiente sismico k_h in due modi distinti: i) secondo le NTC08 attraverso le eq. 1 ÷ 3 e il coefficiente β riportato nelle stesse norme; ii) secondo quanto suggerito dalla Normativa Europea (Tabella 7.1 dell'EC8-5) in funzione del fattore di riduzione r (linea a gradini), come segue:

$$k_h = \gamma_1 \frac{S a_g}{r g} \quad (4)$$

ove γ_1 è il coefficiente di importanza ed S è il fattore di sottosuolo. Si noti che il coefficiente riduttivo r è da intendersi come parametro indicatore dell'entità degli "spostamenti permanenti che la struttura può accettare" e, in qualche modo, è legato alla capacità della struttura di manifestare la sua duttilità analogamente al coefficiente β delle NTC08. I valori del coefficiente r sono riportati nella Tabella 2 in base ad una possibile interpretazione della Normativa Europea.

Tabella 2 - Coefficiente r (adattato da EN1998-5)

Tipo di struttura di sostegno ($\alpha = a_g \gamma_1 / g$)	r
Muro a gravità che può subire spostamenti $d_r > 300 \alpha S$ (mm)	2.0
Muro a gravità che può subire spostamenti $200 \alpha S < d_r < 300 \alpha S$	1.5
Muri in c.a., ...muri di piani cantinati	1.0

Dall'osservazione della figura 2 si può notare che:

- in base alle NTC08, la riduzione della spinta attiva con gli spostamenti è rappresentata da una curva con un gradiente molto elevato nel campo dei piccoli spostamenti ($\Delta_{max} < 2 \div 3$ cm). Ciò implica un'effettiva difficoltà a definire adeguatamente gli incrementi di spinta sismica sulla parete, ammesso che sia possibile valutare preliminarmente gli spostamenti sismici dell'opera con sufficiente accuratezza. Infatti, per modeste variazioni dello spostamento, paragonabili alle incertezze delle correnti procedure di calcolo, la riduzione della spinta risulta piuttosto significativa. A titolo di esempio, per un aumento

dello spostamento da 0 a 2 cm (e cioè ancora in un campo di spostamenti $u_s \ll 0.005 H$), si assiste ad una riduzione di ΔK_{ae} - e conseguentemente dell'incremento sismico della spinta attiva - pari al 50%;

- per tutto il campo di spostamenti, la curva "NTC08" si colloca ben al di sotto di quella ottenuta dalle norme europee con r variabile; ne discendono spinte sismiche notevolmente minori di quelle ottenibili dagli Eurocodici. Si noti inoltre che la stessa curva "NTC08" appare delimitata inferiormente dal valore derivante dal DM96 per la superata 1a categoria sismica ($k_h = 0.1$), e superiormente dal valore ottenuto secondo l'Ordinanza ministeriale del 2003.

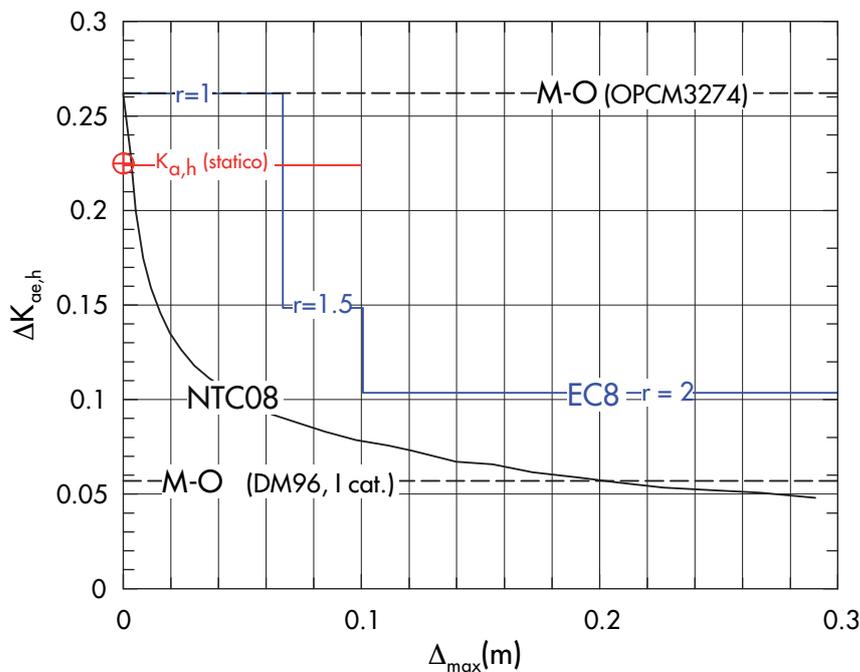


Fig. 2
Incremento della
componente orizzontale di
spinta sismica vs.
spostamento massimo Δ_{max} :
confronto tra diverse norme.

3. Applicazione del metodo DDBD ai casi di studio

In questa sezione si illustrano le generalità del metodo DDBD adattato alle strutture di sostegno, relativamente al caso di una paratia a sbalzo (Fig. 1a). Più precisamente si descrivono dapprima i passi di calcolo (par. 3.1) secondo la procedura descritta in Sullivan et al. 2005 e diffusamente illustrata da Priestley et al., 2007; successivamente (par. 3.2) si illustrano i risultati numerici ottenuti per il caso studio in esame.

3.1 Metodo di calcolo

La procedura DDBD si basa sulla considera-

zione che la risposta inelastica di una struttura reale a più gradi di libertà (MDOF) possa essere rappresentata tramite quella elastica di un sistema equivalente a un solo grado di libertà (SDOF) (Shibata e Sozen, 1976); ciò permette di derivare direttamente la risposta del sistema dallo spettro elastico in spostamento, per un appropriato livello di smorzamento.

Con riferimento alla figura 3 che rappresenta lo schema di calcolo per una paratia a sbalzo, il metodo DDBD consiste in sostanza nel definire una struttura ad un solo grado di libertà, caratterizzata da una massa (m_e), da uno smorzamento (ξ_e) e da una rigidità (K_e) che la rendano "equivalente" alla struttura reale in termini

di duttilità e capacità dissipative (Fig. 3b). Poiché il comportamento della struttura reale non è elastico, il sistema ad un grado di libertà deve essere caratterizzato da una rigidità secante K_e , piuttosto che dalla rigi-

dezza iniziale elastica, in modo da dare luogo allo stesso spostamento di progetto Δ_d della struttura reale (Fig. 3c).

La procedura consiste in passi di calcolo, qui di seguito descritti in modo esplicito:

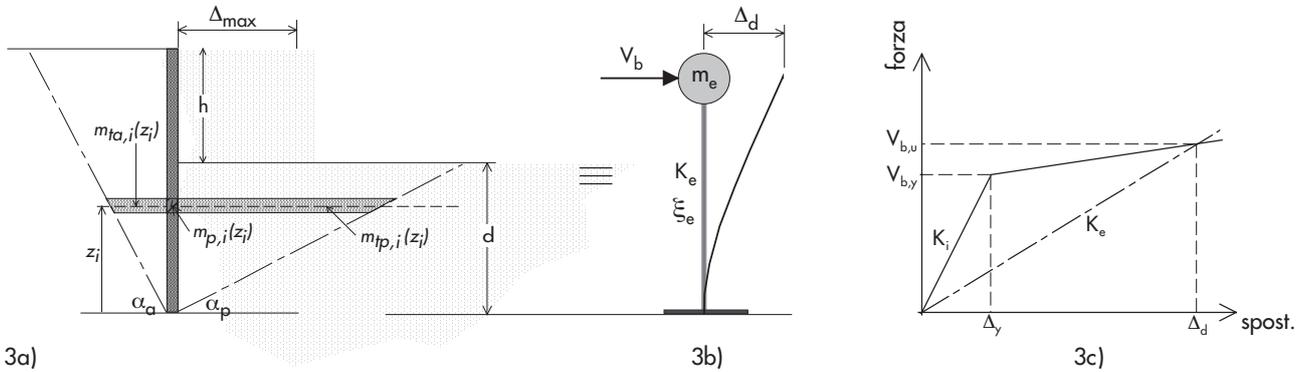


Fig. 3
Problema di progetto e sistema equivalente ad un solo grado di libertà.

1) Spostamento massimo Δ_{max}

In corrispondenza dell'elemento più critico della struttura di sostegno occorre definire lo spostamento sismico orizzontale massimo, Δ_{max} ; tale valore deve essere scelto dal progettista per assicurare un livello di deformazione accettabile per un dato evento sismico, tenendo in debita considerazione sia i danni strutturali che quelli non strutturali.

2) Definizione del sistema SDOF "equivalente"

Il sistema SDOF "equivalente" resta completamente definito dallo spostamento di progetto Δ_d e dalla massa equivalente, m_e . Nel caso della paratia a sbalzo in figura 3a) le masse partecipanti di terreno possono essere convenzionalmente rappresentate dai cunei di terreno attivo/passivo delimitati da superfici di scorrimento aventi inclinazione α_a e α_p rispetto all'orizzontale. Sulla scelta dei valori di α_a e α_p si rimanda a Pane et al. (2007) e Vecchietti et al. (2007). È però importante notare che l'effetto dell'angolo di attrito del terreno, ϕ , entra in gioco nei calcoli successivi della procedura DDBD proprio attraverso gli angoli di inclinazione, α , che definiscono le

masse di terreno partecipanti. Si ricava:

$$m_{ta,i}(z_i) = \frac{\gamma z_i l_i}{\tan \alpha_a} \text{ se } 0 < z_i < h + d \text{ (cuneo attivo)}$$

$$m_{tp,i}(z_i) = \frac{\gamma z_i l_i}{\tan \alpha_p} \text{ se } 0 < z_i < d \text{ (cuneo passivo)}$$

$$m_{p,i}(z_i) = \frac{\gamma_c b l_i}{g} = \text{costante} \text{ (paratia)}$$

(5)

ove $m_{ta,i}$, $m_{tp,i}$ e $m_{p,i}$ indicano rispettivamente le masse attiva, passiva e della parete dell'elemento i -esimo di spessore l_i e quota z_i , in cui può essere discretizzato il sistema.

La configurazione deformata del sistema paratia-terreno deve essere scelta e opportunamente "scalata" finché l'elemento critico della struttura non raggiunge lo spostamento massimo, Δ_{max} . In questo caso, può eventualmente formarsi una cerniera plastica e il momento flettente nella parete raggiunge il momento di primo snervamento M_y . Per il caso in esame si è scelta una deformata coincidente con il primo modo di vibrare elastico di una mensola a deformabilità flettente (Fig. 7a), la cui espressione analitica risulta:

$$\Delta_i = f_i \Delta_{max} = C_1 \left\{ \sin(\alpha_1 z_i) - \sinh(\alpha_1 z_i) + \frac{\cos(\alpha_1 H) + \cosh(\alpha_1 H)}{\sin(\alpha_1 H) - \sinh(\alpha_1 H)} [\cos(\alpha_1 z_i) - \cosh(\alpha_1 z_i)] \right\} \Delta_{max} \quad (6)$$

con $\alpha_1 H = 1.875$ per il primo modo di vibrare (α_1 : autovalore corrispondente alla pulsazione o al periodo fondamentale di una trave a men-

sola), e la costante C_1 è funzione del valore dello spostamento massimo, Δ_{max} , che si verifica in corrispondenza della sommità della parete ($z_i =$

H). Lo spostamento orizzontale è nullo alla punta. Per il caso in esame vale la pena inoltre osservare che, anche assumendo una semplice deformata lineare con l'altezza z_i , i risultati ottenuti non variano significativamente (Vecchietti, 2008). La scelta della configurazione

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (7a)$$

3) Duttilità e smorzamento equivalente

Un aspetto delicato del metodo è che, nello stesso tempo, costituisce uno dei suoi principali vantaggi, riguarda la valutazione della duttilità in spostamento e del conseguente smorzamento viscoso equivalente, ξ_e . Nel caso in esame, il valore di ξ_e deve essere calcolato considerando l'energia dissipata dall'intero sistema (cuneo attivo, cuneo passivo, parete) durante il sisma. Tradizionalmente, nell'ingegneria strutturale lo smorzamento equivalente è ottenuto come semplice somma di una componente isteretica - in grado di tenere conto della capacità dissipativa del sistema in campo anelastico - e di una componente "elastica", in grado di tenere conto di quei meccanismi dissipativi che non vengono generalmente considerati nelle analisi elastiche convenzionali. Nel caso di opere interagenti con il terreno, quali le opere di sostegno, un'aliquota significativa dello smorzamento può essere attribuita alle capacità dissipative del terreno nelle sue varie forme (*hysteretic damping, radiation damping, ecc.*). Su quest'ultimo aspetto del metodo DDBD, le indicazioni reperibili nella letteratura sono però certamente scarse, se non addirittura assenti. Per valutare lo smorzamento equivalente del sistema terreno-parete, sono state considerate le seguenti ipotesi alternative:

- coefficiente di smorzamento costante ($\xi_e = 5 \div 25\%$);
- coefficiente di smorzamento crescente con lo spostamento di progetto.

Nel secondo caso si è considerato che, per il terreno, l'aliquota isteretica del *damping* è tradizionalmente funzione del livello di deformazione tangenziale γ_t raggiunto, e che quest'ultimo può essere valutato a partire dalla deformata della parete e dal suo spostamento massimo Δ_{max} . In prima approssimazione, la defor-

matrice, purché plausibile, non è infatti discriminante ai fini dei risultati del calcolo. Seguendo la classica procedura del metodo DDBD (Sullivan et al., 2005), mediante le eq. 5 e 6 si può calcolare lo spostamento di progetto Δ_d e la massa equivalente M_e :

$$M_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (7b)$$

mazione tangenziale media γ_t dei cunei attivo e passivo può essere valutata come (Fig. 4a) :

$$\gamma_{ta} \cong \frac{\Delta_{max}}{H} \quad (\text{cuneo attivo}) \quad (8a)$$

$$\gamma_{tp} \cong \frac{\Delta_{p.scavo}}{d} \quad (\text{cuneo passivo}) \quad (8b)$$

ove lo spostamento $\Delta_{p.scavo}$ è rappresentato nella figura 4a).

Dalle deformazioni così calcolate è quindi possibile stimare lo smorzamento dei due cunei (ξ_{ta} e ξ_{tp}) avvalendosi delle correlazioni $\xi - \gamma$ disponibili nella letteratura specializzata, quali quelle rappresentate nella figura 4b; nel presente studio si è utilizzata la curva corrispondente ad un indice di plasticità nullo ($I_p = 0$).

Per la valutazione dello smorzamento ξ_p della parete si è adottata l'equazione "semplificata" proposta da Grant et al. (2005):

$$\xi_p = 0.05 + 0.5 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (9)$$

ove la duttilità in spostamento, μ , è definita come il rapporto tra lo spostamento di progetto Δ_d e lo spostamento a snervamento (Pane et al., 2007; Vecchietti, 2008).

Infine, in analogia con quanto suggerito da Petrini (2006), lo smorzamento equivalente del sistema è stato calcolato "pesando" i tre contributi (cuneo attivo, cuneo passivo, parete) rispetto alle relative masse, tramite:

$$\xi_e = \frac{\xi_{ta} \sum_{i=1}^n m_{ta,i} + \xi_{tp} \sum_{i=1}^n m_{tp,i} + \xi_p \sum_{i=1}^n m_{p,i}}{\sum_{i=1}^n (m_{ta,i} + m_{tp,i} + m_{p,i})} \quad (10)$$

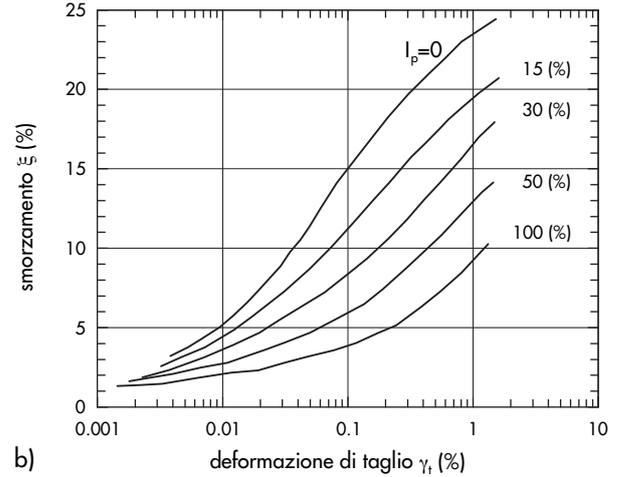
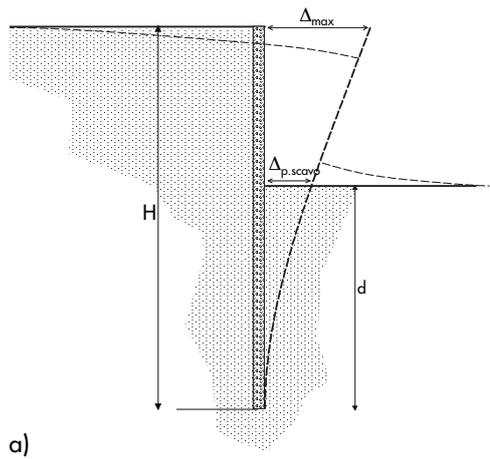


Fig. 4
a) schema indicativo per la valutazione delle deformazioni di taglio; b) smorzamento ξ (%) - deformazione di taglio γ (adattata da Vucetic & Dobry, 1991). Nota: I_p = indice di plasticità del terreno.

Lo smorzamento equivalente ξ_e così calcolato mediante le eq. 8÷10 è funzione dello spostamento massimo Δ_{max} come mostrato in figura 5a, ove sono rappresentati i tre contributi di ξ_e ottenuti per la parete a sbalzo in oggetto. Da tale figura si osserva che lo smorzamento equivalente assume valori maggiori del 15% per spostamenti Δ_{max} relativamente modesti, dell'ordine di circa 3 cm.

La procedura su evidenziata mette in luce un altro dei vantaggi insiti nel metodo DDBD; nel metodo, infatti, lo spostamento del sistema è imposto "a priori" come dato di ingresso della procedura di calcolo; ciò consente di tenere in debito conto - e con relativa facilità - la dipendenza del *damping* dagli spostamenti, anche adottando modelli isteretici ben più complessi di quello qui proposto in prima approssimazione.

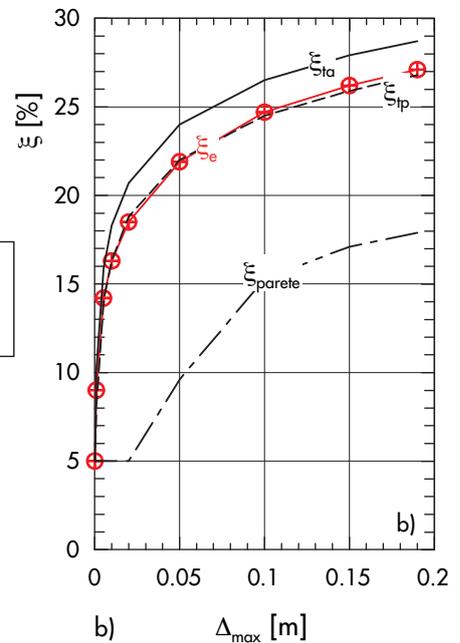
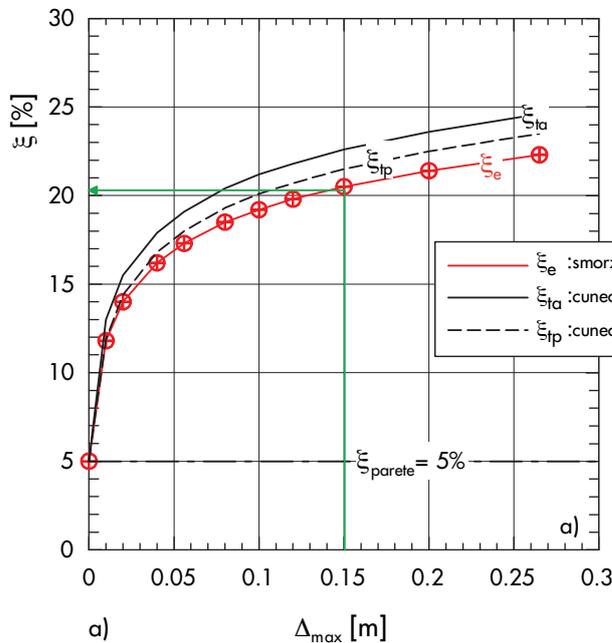


Fig. 5.
Damping equivalente, ξ_e , in funzione dello spostamento sismico massimo Δ_{max} : a) paratia sbalzata; b) paratia ancorata.

4) Rigidezza equivalente

Una volta prefissato il valore dello spostamento di progetto (Δ_d) e valutato il corrispondente valore dello smorzamento equivalente (ξ_e) del sistema, dallo spettro elastico in spostamento discende direttamente il periodo (T_e) del sistema equivalente (Fig. 6).

Poiché il sistema terreno-struttura è assimilato

ad un sistema SDOF tipo oscillatore semplice, la rigidezza secante equivalente può essere calcolata attraverso la semplice relazione propria dell'oscillatore semplice:

$$T_e = T_{SDOF} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \Rightarrow K_e = \frac{4\pi^2 M_e}{T_e^2} \quad (11)$$

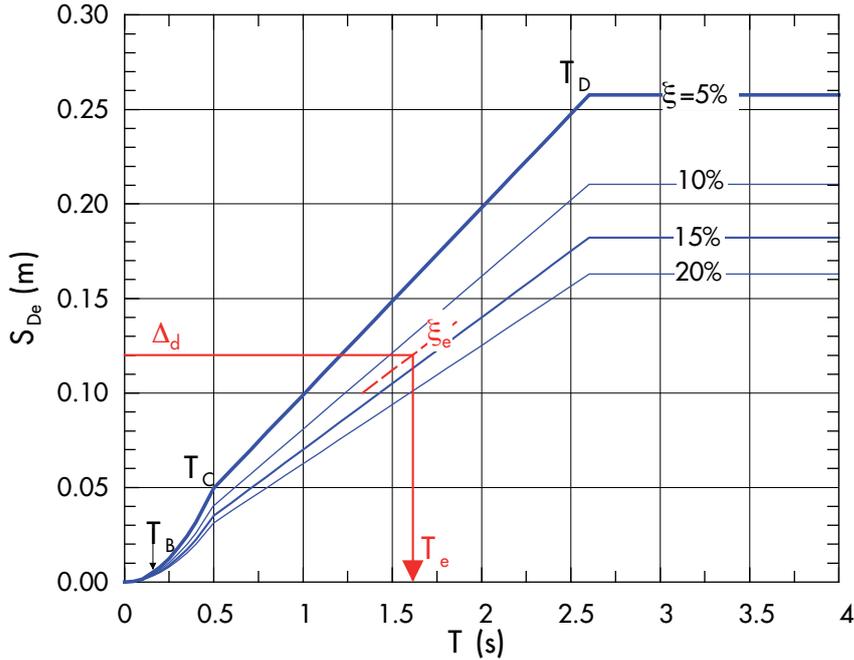


Fig. 6
Spettro elastico di risposta
in spostamento (secondo
NTC08)

5) Forze sismiche di progetto

Infine, la forza di taglio orizzontale sismica trasmessa alla base del sistema, V , è determinata in funzione della rigidezza equivalente calcolata al punto precedente, come segue:

$$V = K_e \Delta_d = V_{ta} + V_{tp} + V_p \quad (12)$$

Tale forza sismica (V), che rappresenta la somma dell'incremento sismico attivo (V_{ta}), del decremento sismico passivo (V_{tp}), e della forza orizzontale trasmessa direttamente alla parete in virtù del suo peso (V_p), può essere poi ripartita in forze orizzontali applicate alle diverse masse in cui è stata discretizzato il sistema terreno-struttura:

$$V_i = V \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (13)$$

ove V_i rappresenta la forza orizzontale sismica applicata all' i -esimo elementino del sistema terreno-struttura. In particolare, avvalendosi dell'eq. 13, l'incremento sismico attivo, V_{ta} , è così definito:

$$V_{ta} = \sum_{i=1}^n V_{tai}$$

$$V_{tai} = V \frac{m_{tai} \Delta_i}{\sum_{i=1}^n (m_{tai} + m_{tpi} + m_{pi}) \Delta_i} \quad (14)$$

Per il calcolo di V_{tp} e V_p si procede similmente, mediante semplice sostituzione - al numeratore dell'eq. 14 - delle masse m_{tp} e m_p rispettivamente, in luogo delle masse attive m_{ta} . Peraltro, l'eq. 14 risulta estremamente utile poiché consente di determinare la distribuzione delle forze sismiche lungo l'altezza della parete - ovvero la retta di azione delle forze stesse - diversamente da altri metodi pseudostatico basati sul metodo MO.

6) Analisi strutturale

La procedura di calcolo termina con l'analisi strutturale del sistema reale sotto l'azione delle forze distribuite V_i .

3.2 Risultati dei due casi studio

Prima di presentare i risultati numerici del metodo DDBD ottenuti per i casi studio di paratia a sbalzo e paratia ancorata, è bene puntualizzare che la procedura di calcolo per passi, appena descritta nel paragrafo precedente, è evidentemente la stessa per entrambe le tipologie di strutture e le equazioni sopra riportate, ad eccezione della sola eq. 6, conservano la loro validità per i due casi.

Per la paratia vincolata in testa occorre pertanto precisare:

- la configurazione deformata del sistema è quella suggerita nella figura 7b), secondo cui gli spostamenti e la rotazione della parete alla base sono impediti (metodo "fixed earth support"), mentre il sistema di supporto in testa è rigido e totalmente efficace. Congruentemente, si è scelta una

deformata coincidente con il primo modo di vibrare elastico di una trave appog-

giata-incastata (Cecconi et al., 2008), la cui espressione analitica risulta:

$$\Delta_i = f_i \Delta_{max} = C_1 \left\{ \sin(\alpha_1 z_i) - \sinh(\alpha_1 z_i) + \frac{\sin(\alpha_1 H) - \sinh(\alpha_1 H)}{\cos(\alpha_1 H) - \cosh(\alpha_1 H)} [\cos(\alpha_1 z_i) - \cosh(\alpha_1 z_i)] \right\} \Delta_{max} \quad (15)$$

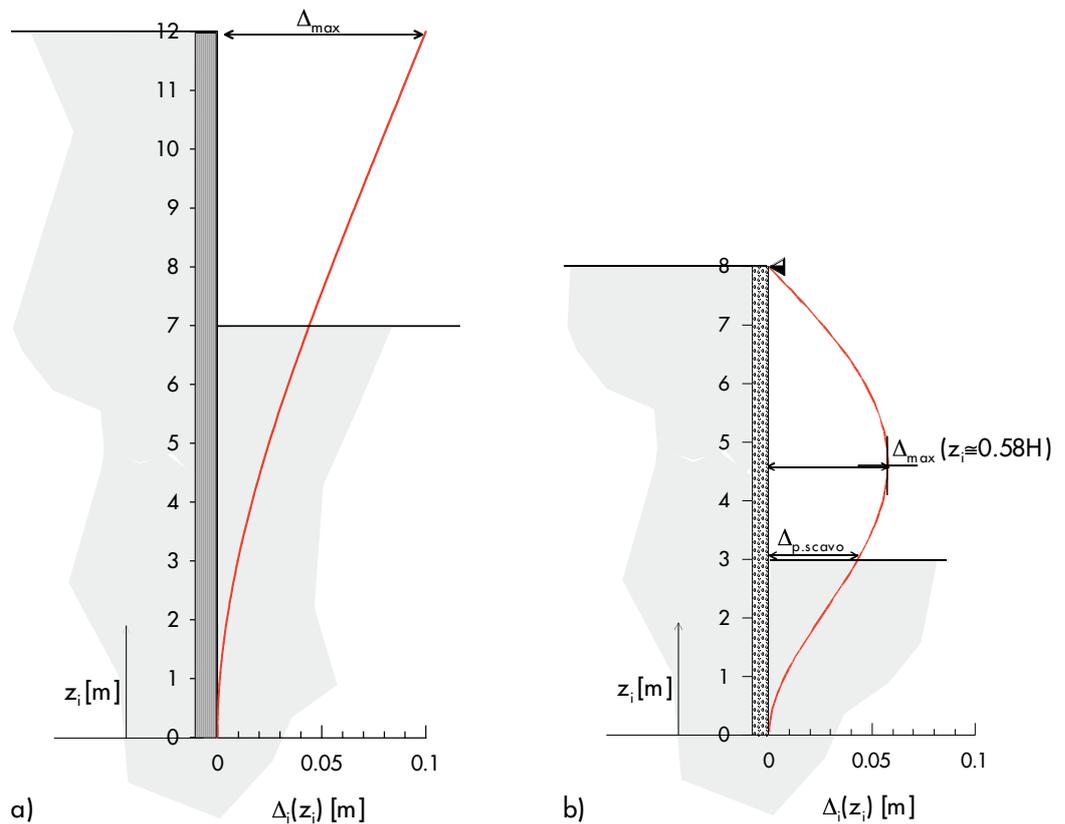
con $\alpha_1 H = 3.927$; la costante di scala C_1 è calcolata in funzione del valore di spostamento massimo, Δ_{max} , che si verifica approssimativamente alla quota $z_i = 0.58H$;

- lo smorzamento equivalente del sistema è stato calcolato analogamente al caso della paratia a sbalzo, valutando - e pesando -

i tre contributi relativi al cuneo attivo, al cuneo passivo e alla parete. In particolare per la parete si è ancora adottata l'eq. 9 proposta da Grant et al. (2005), mentre per i due cunei si è utilizzata la relazione $\xi - \gamma$ in figura 4b con i seguenti valori della deformazione tangenziale media γ :

$$\gamma_{ta} \cong \frac{\Delta_{max}}{0.5 \cdot H} \quad e \quad \gamma_{tp} = \frac{\Delta_{p.scavo}}{d} \quad (16)$$

Fig. 7
Configurazione deformata della parete: a) paratia a sbalzo; b) paratia ancorata.



I valori dello smorzamento equivalente del sistema parete-terreno - e dei suoi tre contributi - sono riportati in figura 5b, in funzione dello spostamento massimo della parete Δ_{max} . Confrontando questi risultati con quelli relativi alla paratia a sbalzo rappresentati nella stessa figura (v. Fig. 5 a), si nota che la deformata della paratia ancorata comporta valori maggiori dello smorzamento, che risultano già dell'ordine del 15% per spostamenti di

circa 2 cm in corrispondenza dei quali, peraltro, anche la duttilità della parete (μ) assume valori maggiori dell'unità. Per i casi studio in esame, i risultati ottenuti dalla procedura di calcolo sono riassunti nelle Tabelle 3 e 4 e sintetizzati nella figura 8 che mostra gli incrementi di spinta (V, V_{ta}, V_{tp}) in funzione del massimo spostamento sismico orizzontale. Dalla figura 8 si noti innanzi tutto che

Tabella 3 - Risultati del calcolo DDBD per la paratia a sbalzo (Rif.: Figg. 3, 5a, 7a e Tab. 1, h = 5 m, d = 7 m)

$\alpha_a = 59^\circ$		M_e (Eq 7b) = 129		[kNs ² /m /m]		
$\alpha_p = 27.5^\circ$						
Δ_{max}	Δ_d (Eq 7a)	ξ_e (Eq 10)	T_e	V (Eq 12)	V_{ta} (Eq 14)	V_{tp} (Eq 14)
m	m	(%)	s	KN/m	KN/m	KN/m
0.0001	5.9×10^{-5}	5.0	0.02	458	288	129
0.010	0.006	11.8	0.18	825	518	233
0.020	0.012	14.0	0.26	774	486	218
0.040	0.024	16.2	0.38	735	461	207
0.056	0.033	17.3	0.46	715	449	202
0.080	0.047	18.5	0.61	477	299	135
0.100	0.059	19.2	0.85	370	232	104
0.120	0.071	19.8	0.99	300	188	85
0.150	0.088	20.5	1.30	234	147	66
0.200	0.118	21.4	1.72	168	105	47
0.265	0.156	22.3	2.35	124	78	35

Tabella 4 - Risultati del calcolo DDBD per la paratia ancorata (Rif.: Figg. 5b, 7b e Tab. 1, h = 5 m, d = 3 m)

$\alpha_a = 59^\circ$		M_e (Eq 7b) = 50		[kNs ² /m /m]		
$\alpha_p = 27.5^\circ$						
Δ_{max}	Δ_d (Eq 7a)	ξ_e (Eq 10)	T_e	V (Eq 12)	V_{ta} (Eq 14)	V_{tp} (Eq 14)
m	m	(%)	s	KN/m	KN/m	KN/m
0.0001	7.3×10^{-5}	5.0	0.03	200	137	42
0.001	0.001	9.0	0.08	244	167	51
0.005	0.004	14.2	0.16	283	194	60
0.010	0.007	16.3	0.23	269	184	57
0.020	0.015	18.5	0.34	256	175	54
0.050	0.037	21.9	0.63	187	128	40
0.100	0.073	24.7	1.32	85	58	18
0.150	0.110	26.2	1.91	54	37	11
0.190	0.139	27.1	2.58	42	29	9

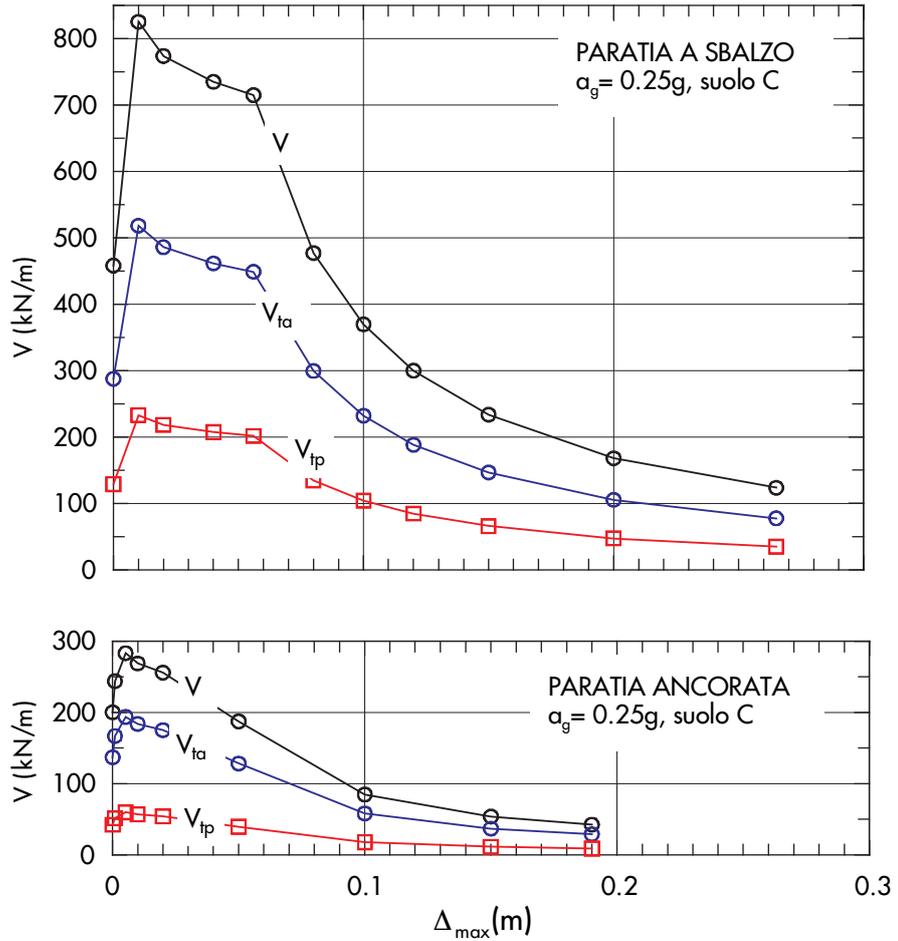
l'andamento delle forze V riflette, per tutto l'intervallo di spostamenti, l'andamento dello spettro elastico in accelerazione - riportato per completezza nella successiva figura 9 - relativamente alla zona sismica e alla categoria di suolo definite per l'esempio di calcolo (v. Tab. 1a, par. 2).

Allo scopo di confrontare i risultati ottenuti nel quadro normativo di riferimento, nella figura 10 sono rappresentati i valori del solo incremento sismico di spinta attiva, V_{ta} , ottenuti con il metodo MO secondo le indicazioni dell'OPCM3274 (2003) e del DM96 per la categoria sismica di maggiore intensità ($k_1 = 0.1$); sono anche riportati gli incrementi sismici

valutati dalla recente normativa NTC08 con il coefficiente riduttivo β , nonché dall'EC8 con il coefficiente riduttivo r (v. § 2).

Nel caso della paratia a sbalzo (v. Fig. 10a), si può in primo luogo osservare che gli incrementi sismici di spinta DDBD, V_{ta} , sono maggiori - e quindi più conservativi - di quelli valutati con le recenti NTC08. Le differenze fra i due approcci di calcolo (DDBD e NTC08) sono piuttosto significative per piccoli spostamenti (per $\Delta_{max} < 5$ cm, V_{ta} (DDBD) $\simeq 2.5 V_{ta}$ (NTC08)) per poi ridursi all'aumentare dello spostamento massimo di progetto. D'altra parte, i risultati ottenuti dal DDBD appaiono in migliore accordo con quelli valutati

Fig. 8
Incrementi di spinta sismica
in funzione dello sposta-
mento massimo orizzontale,
 Δ_{max} .



NTC08, $\alpha_g = 0.25g$, cat. suolo C

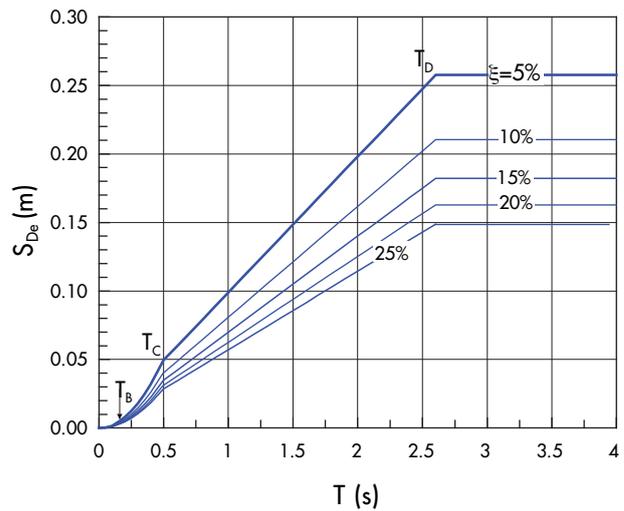
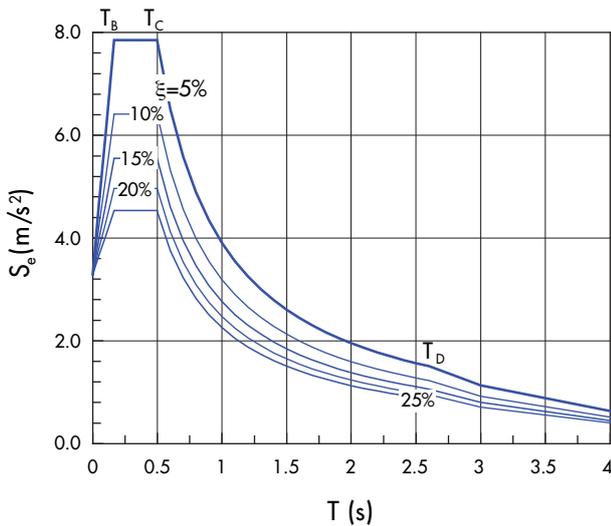


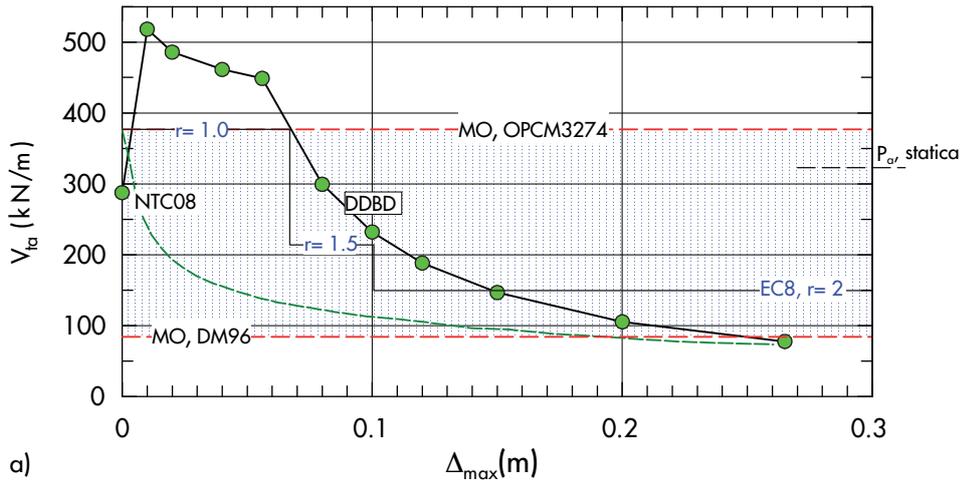
Fig. 9
Spettri elastici di risposta, in
accelerazione e sposta-
mento (NTC08).

secondo la norma europea EC8 con i coefficienti riduttivi r , in particolare per spostamenti maggiori di 5 - 10 cm.

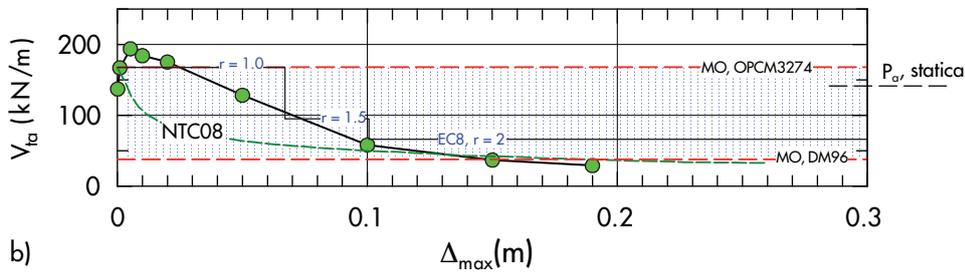
Nel caso della paratia vincolata in testa (v. Fig.10b), si può osservare che gli incrementi sismici di spinta attiva calcolati con il metodo DDBD ricadono in una regione del diagramma compresa fra il limite superiore dell'OPCM3274

e il limite inferiore del superato DM96. Anche in questo caso, essi sono maggiori - e quindi più conservativi - di quelli valutati con le recenti NTC08, ma senza dubbio in ottimo accordo con quelli valutati secondo EC8.

In entrambi i casi, la relazione spinte-spostamenti valutata con il DDBD - e quindi la riduzione delle spinte sismiche all'aumentare



a)

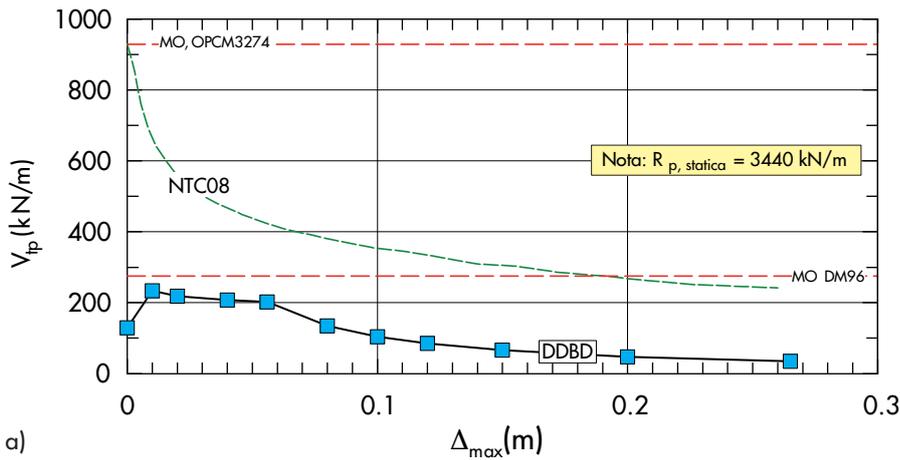


b)

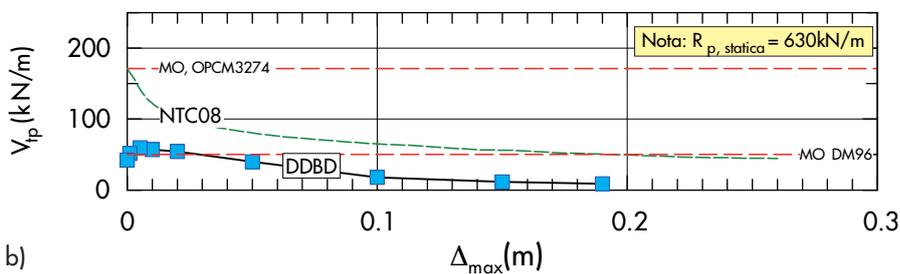
Fig. 10
Incrementi di spinta sismica attiva, V_{fa} in funzione dello spostamento sismico massimo Δ_{max} .
a) paratia a sbalzo;
b) paratia ancorata.

dello spostamento - segue un andamento più graduale e, a nostro avviso, più utilizzabile ai fini applicativi; ciò è tanto più vero se si considerano le inevitabili incertezze ed approssi-

mazioni dei metodi di calcolo disponibili, nella prassi professionale corrente, per la valutazione degli spostamenti indotti dal sisma per simili categorie di opere.



a)



b)

Fig. 11
Decrementi di spinta sismica passiva, V_{ip} in funzione dello spostamento sismico massimo Δ_{max} .
a) paratia a sbalzo;
b) paratia ancorata

Per quanto riguarda la spinta passiva, la figura 11 mostra analogamente la riduzione di resistenza passiva dovuta al sisma, V_{tp} , ottenuta con i diversi approcci. Si nota che in questo caso la riduzione ottenuta dal metodo DDBD è sensibilmente inferiore a quella valutata dalle succitate norme e quindi apparen-

temente non conservativa. Tuttavia, paragonando i valori di V_{tp} alla resistenza passiva in condizioni statiche - i cui valori sono indicati nella stessa figura - risulta evidente che le riduzioni di resistenza indotte dal sisma sono poco rilevanti ai fini applicativi, indipendentemente dall'approccio utilizzato.

5. Conclusioni

Il progetto di strutture di sostegno non può prescindere dalla considerazione degli spostamenti del terreno e dei manufatti circostanti che, sia in fase costruttiva sia in occasione di azioni particolarmente gravose quali quelle sismiche, devono risultare contenuti entro limiti accettabili. L'entità del danno e le prestazioni dell'opera possono difatti costituire gli elementi principali di valutazione della risposta del sistema terreno-struttura all'azione sismica. Del resto, e come ben noto, nella progettazione agli stati limite ultimi introdotti dalla norma europea, non ci si limita a considerare i meccanismi o i fenomeni fisici che conducono ad un cinematismo di rottura, ma si considerano anche quelle situazioni che producono spostamenti eccessivi della struttura o di opere adiacenti (Aversa e Squeglia, 2003). Appare allora importante il poter individuare procedure di progetto, anche speditive, basate sugli spostamenti o, più chiaramente, basate su un diretto confronto tra domanda e capacità in termini di spostamento, in cui la domanda di spostamento diventi la grandezza principale di progettazione.

Allo stato attuale, le metodologie correnti di progettazione antisismica delle strutture di sostegno sono generalmente impostate sulla definizione delle azioni sismiche equivalenti agenti staticamente sulla struttura in esame, e sulla determinazione di coefficienti di sicurezza nei confronti delle condizioni di collasso. Di fatto, la progettazione antisismica è di norma basata sul concetto di forze principalmente, forse, per motivi "storici". Nonostante da diversi anni, ormai, la ricerca si stia dedicando alla determinazione della capacità di duttilità disponibile nei differenti sistemi strutturali, attraverso studi sperimentali e numerici, l'iter progettuale è ancora oggi condotto in termini di resistenza e la capacità di spostamento, se eventualmente calcolata, lo è soltanto nelle fasi di verifica.

Metodi siffatti possono condurre ad una progettazione antieconomica, soprattutto nel

caso di eventi sismici di forte intensità. In questo senso, una metodologia di progetto basata sugli spostamenti è da molti ritenuta come la più promettente al fine di ottenere una valutazione più attendibile della risposta strutturale in relazione a prestazioni globali di agibilità e di danno atteso.

In questo articolo si è proposta un'estensione del metodo di calcolo agli spostamenti DDBD (Direct Displacement-Based Design) alle strutture di sostegno flessibili - paratie a sbalzo e paratie vincolate in testa - analizzando criticamente i vantaggi e le incertezze della procedura anche a confronto con i convenzionali metodi di calcolo.

I risultati del metodo sono discussi in dettaglio con riferimento a due casi studio. A fronte del recente quadro normativo contenuto nelle recenti Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14/01/08 (NTC08), il metodo DDBD appare sotto molti aspetti migliorativo in quanto, pur avvalendosi di un modello meccanico molto semplificato del problema fisico e conservando le necessarie caratteristiche di immediatezza e speditezza di applicazione, consente di ridurre razionalmente l'incremento di spinta sismica in funzione del livello di spostamento accettabile per la struttura; lo spostamento di progetto costituisce infatti il "dato" di ingresso nella procedura di calcolo, e la riduzione delle spinte sismiche con lo spostamento fa affidamento sulle capacità di duttilità e di dissipazione dell'insieme parete-terreno. In quest'ottica, il metodo fornisce tra l'altro un'interpretazione razionale del coefficiente riduttivo r introdotto nell'EC8 e del coefficiente riduttivo, β , introdotto nella recente normativa NTC08.

Insita nel metodo è inoltre la capacità di valutare l'intera distribuzione della spinta sulla parete - o la retta d'azione della risultante - non ottenibile dagli usuali metodi dell'equilibrio limite.

I risultati ottenuti e qui esposti dovranno necessariamente essere validati tramite analisi numeriche, osservazioni sperimentali e *case histories* ben documentati, al fine di

chiarirne limiti di applicabilità e livello di approssimazione.

Il presente studio si è limitato ad illustrare i risultati del metodo DDBD in termini di spinte sismiche; partendo da tali risultati, in un suc-

cessivo lavoro si riprenderanno i due casi studio qui introdotti al fine di completarne la progettazione ed il dimensionamento strutturale, confrontando criticamente le differenze tra i diversi approcci normativi.

Ringraziamenti

Lo studio, condotto nell'ambito del Progetto Reluis 2005-2008 "Sviluppo di approcci agli spostamenti per il pro-

getto e la valutazione della vulnerabilità", è stato interamente finanziato con il contributo del Dipartimento della Protezione Civile.

Elenco dei simboli

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito
 b : spessore della struttura di sostegno (pannelli)
 D, s : diametro e interasse pali (diaframma di pali)
 d : lunghezza di infissione
 h : altezza di scavo
 k_h : coefficiente sismico orizzontale
 M_e : massa equivalente del sistema SDOF
 m_i : massa strato i -esimo del sistema terreno-struttura
 m_{ta}, m_{tp} : massa di terreno cuneo attivo/passivo
 m_p : massa parete di sostegno
 r : fattore riduttivo del coefficiente sismico orizzontale, da EC8
 α : coefficiente di deformabilità dei terreni interagenti con l'opera (da NTC08)
 α_a, α_p : inclinazione dei cunei di terreno attivo/passivo rispetto all'orizzontale
 β : coefficiente riduttivo, funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza (da NTC08)
 γ : peso dell'unità di volume del terreno
 γ_{ta}, γ_{tp} : deformazione media di taglio per i cunei di terreno attivo/passivo
 δ_a, δ_p : angolo di attrito al contatto terreno-struttura (lato attivo, passivo)

ϕ_k : angolo di attrito del terreno (valore caratteristico)
 μ : duttilità delle parete
 ξ_e : smorzamento equivalente
 ξ_{ta}, ξ_{tp} : smorzamento dei cunei di terreno, attivo/passivo
 ξ_p : smorzamento della parete
 K_a : coefficiente di spinta attivo, statico
 K_{ae} : coefficiente di spinta attivo, sismico
 ΔK_{ae} : incremento del coefficiente di spinta attiva dovuto al sisma
 K_e : rigidezza equivalente del sistema SDOF
 R_p : resistenza passiva, statica
 P_a : spinta attiva, statica
 S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafica
 S_T : coefficiente di amplificazione topografica
 T_e : periodo effettivo del sistema SDOF
 V : forza sismica alla base del sistema SDOF
 V_{ta} : incremento sismico attivo
 V_{tp} : decremento sismico passivo
 $V_{s,30}$: velocità di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità
 Δ_{max} : spostamento sismico orizzontale massimo
 Δ_d : spostamento di progetto
 Δ_i : spostamento sismico strato i -esimo del sistema
 $\Delta_{p,scavo}$: spostamento sismico orizzontale al piano di scavo

Bibliografia

Aversa S., Squeglia N. (2003). "Il dimensionamento delle opere di sostegno", Atti XXI Convegno Nazionale AGI, Opere geotecniche in ambiente urbano, L'Aquila, Patron Editore, Vol. 2, 218-239.
 Callisto L., Soccodato F. (2007). "Seismic analysis of an embedded retaining structure in coarse-grained soils", 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece, su CD rom.
 Cecconi M., Pane V., Vecchiotti S. (2008). "The DDBD method in the α -seismic design of anchored diaphragm walls", Mercea 2008 - Seismic Engineering Conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake, Reggio Calabria 8 - 11 luglio 2008, AIP Conf. Proceedings 1020, part. 2, 695-702.
 Cecconi M., Vecchiotti S., Pane V. (2007). "The DDBD method in the design of cantilever diaphragm walls" in 60th Canadian Geotechnical Conf. & 8th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conf. - Ottawa 2007, The Diamond Jubilee, Ottawa, Ontario, Canada, 912-919.

EN 1998-1, Dec. (2003), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
 EN 1998-5, Dec. (2003), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
 Grant D.N., Blandon C. and Priestley M.J.N. (2005). "Modelling Inelastic Response in Direct Displacement-Based Seismic Design", IUSS Press, Pavia, Italy.
 Gulkan P., Sozen M. (1974). "Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions", ACI Journal 71/12, 604-610.
 Kowalsky M.J., Priestley M.J.N., MacRae G.A. (1994). "Displacement-based design. A methodology for seismic design applied to single degree of freedom reinforced concrete structures", Report SSRP 94/16, University of California, San Diego.
 Mononobe N., Matsuo H. (1929). "On the determination of earth pressures during earthquakes". Pro-

- ceedings World Engineering Conference, Tokyo, Japan, Vol. 9, Paper No. 388.
- Newmark N. (1965). "Effects of earthquakes on dam and embankments", *Géotechnique*, Vol. 15, No. 2, 139-160.
- Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, DM Infrastrutture 14/01/2008, DEI Tipografia del Genio Civile.
- Okabe S. (1924). "General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam", *Journal Japanese Society Civil Engineering*, Tokyo, Japan, 12 (1).
- OPCM 3274, Maggio (2003), Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (20 Marzo 2003) "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n. 105, 8.
- Pane V., Cecconi M., Vecchiotti S. (2007). "Metodo DDDBD per il progetto agli spostamenti di strutture di sostegno" in XII Convegno Nazionale Anidis - L' Ingegneria Sismica in Italia, Pisa, su CD rom.
- Pane V., Cecconi M., Vecchiotti S. (2009). "Dimensionamento e progetto di paratie in condizioni sismiche", in preparazione per la rivista *Progettazione sismica*.
- Petrini L. (2006). "Ponti esistenti e di nuova costruzione" Report N. 2 Reluis, Linea di Ricerca n. 4, Sviluppo di approcci agli spostamenti per il progetto e la vulnerabilità.
- Priestley M.J.N., Pettinga J.D. (2005). "Dynamic behaviour of reinforced concrete frames designed with direct displacement-based design", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, Special Issue.
- Priestley M.J.N., Kowalsky M.J. (2000). "Direct displacement-based seismic design of concrete building", *Bulletin NZ National Society for Earthquake Engineering*, New Zealand 33 (4), 421-444.
- Priestley M.J.N. (2001). "Direct displacement-based design fundamental considerations", Course Material from Fundamentals of Seismic Risk, Rose School, Pavia, Italy.
- Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J. (2007). "Displacement based seismic design of structures". IUSS Press, Pavia, Italy.
- Shibata A., Sozen M. (1976). "Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete", *Journal Structural Division, ASCE* 102 (12), 3548-3566.
- Simonelli A.L. (2005), "La progettazione geotecnica con gli Eurocodici: muri a gravità e diaframmi", XX Ciclo delle Conferenze Geotecniche di Torino.
- Sullivan T.J., Priestley M.J.N., Calvi G.M. (2005). "Development of an innovative seismic design procedure for frame-wall structures", *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 9, Special Issue 2, 279-307.
- Vecchiotti S. (2008), "Metodi agli spostamenti per il progetto di strutture di sostegno in zona sismica". Tesi di Dottorato in Ingegneria Civile, Università di Perugia.
- Vecchiotti S., Cecconi M., Pane V. (2007). "Displacement-methods for the design of earth retaining structures" in 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece, su CD rom.
- Vucetic M., Dobry R. (1991). "Effects of the soil plasticity on cyclic response", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 117, 1, 89-107.