

# Progetto e dimensionamento di paratie in condizioni sismiche

V. Pane<sup>1</sup>, M. Cecconi<sup>2</sup> ■

## Sommario

In questo articolo, che fa seguito ad un precedente lavoro pubblicato su questa stessa Rivista (Cecconi et al., 2009), si riprende in considerazione un caso studio di interesse applicativo, inerente il progetto antisismico di paratie a sbalzo a sostegno di scavi in terreni incoerenti

## 1. Posizione del problema

La figura 1 mostra i casi studio di riferimento esaminati in un precedente articolo (Cecconi et al., 2009), nel quale si sono considerate due tipologie di struttura di sostegno: paratia a sbalzo e paratia ancorata in testa, in un deposito di sabbie mediamente addensate ( $V_{s,30} = 200$  m/s - sottosuolo di tipo C) in zona sismica rappresentata, in base alle recenti Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC08), da un'accelerazione su suolo rigido  $a_g/g = 0.25$ . Le pressioni interstiziali sono ovunque nulle e i sovraccarichi assenti.

In entrambi i casi, la struttura di sostegno sostiene un fronte di scavo di altezza  $h = 5$  m, con lunghezza del tratto infisso pari a  $d$  e rapporto di infissione  $d/h$ . La struttura a sbalzo (Fig. 1a) può essere costituita da una paratia in c.a. realizzata con pannelli a sezione rettangolare di larghezza  $b$ , o da un diaframma di pali accostati. La paratia ancorata (Fig. 1b) è realizzata con pali in c.a. di piccolo diametro ( $\phi$  micropali) ed è vincolata in testa mediante un sistema di ancoraggi o supporti.

sopra falda. Si illustrano i criteri di progettazione e dimensionamento strutturale contenuti nella superata normativa e nelle nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni, e si confrontano criticamente le differenze che emergono dall'applicazione delle diverse norme al caso studio.

Le proprietà fisico-meccaniche del terreno sono elencate nella tabella 1 ove sono anche riportati i valori dei coefficienti di spinta attiva e passiva in condizioni statiche; si noti che detti coefficienti, nonché tutti quelli definiti nel seguito del presente lavoro, denotano la sola componente orizzontale della spinta ( $K\cos\delta$ ).

La valutazione delle spinte sismiche e il dimensionamento della struttura di sostegno sono stati condotti con approcci distinti, e precisamente:

- con il metodo pseudo-statico di Mononobe-Okabe (Mononobe e Matsuo, 1929; Okabe, 1924) nel rispetto di diversi approcci normativi (DM96, NTC08, EC8), e considerando l'eventuale riduzione delle spinte sismiche contemplata in alcune di dette norme;
- con il metodo agli spostamenti DDBD, la cui applicazione alle strutture di sostegno è ampiamente discussa in alcune recenti pubblicazioni (Pane et al., 2007; Cecconi et al., 2007; Cecconi et al., 2008; Calvi et al., 2008).

Riprendendo l'esempio sviluppato su questa stessa rivista da Cecconi et al. (2009), nel quale

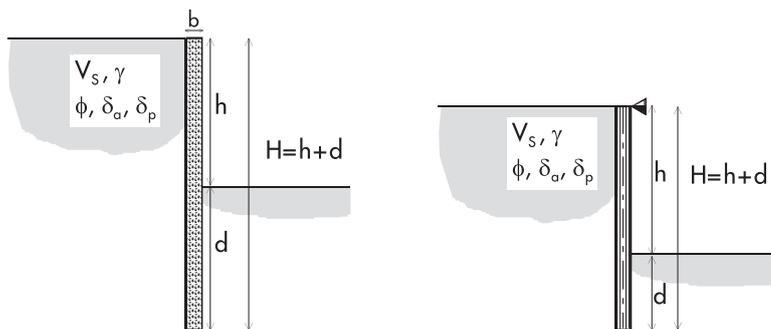


Fig. 1  
Geometria del problema  
(altezza di scavo  $h = 5$  m): a) paratia a sbalzo; b) paratia vincolata in testa.

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Perugia - ✉ e-mail panev@unipg.it

<sup>2</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Perugia - ✉ e-mail cecconi@unipg.it

Tabella 1 - Proprietà fisico-meccaniche del terreno e coefficienti di spinta (v. Elenco simboli)

Proprietà fisico-meccaniche del terreno	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
$\phi$ (°)	35
$c$ (kPa)	0
$V_{s,30}$ (m/s)	200
$E_t$ (MPa) [ $\sigma'_v < 300$ kPa]	50
$\delta_a = 2/3 \phi$	23.3
$\delta_p = 1/2 \phi$	17.5
$K_o$	0.426
$K_a$	0.224
$K_p^1$	7.016

si è scelto come caso studio il sito di Preci (PG), l'azione sismica è stata definita - in base alle prescrizioni NTC08 - con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, ovvero con un periodo di ritorno  $T_r = 475$  anni. La tabella 2 riassume i valori dei parametri di interesse che definiscono l'azione sismica, assieme al massimo valore del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$ ;

(1)

valutato per un coefficiente di spostamento  $\beta$  pari all'unità (Fig. 2).

I valori degli incrementi di spinta sismica attiva ottenuti per i due casi studio e discussi nel precedente articolo di riferimento sono riproposti nella figura 3 in funzione dello spostamento massimo di progetto  $\Delta_{max}$ , e commentati nuovamente di seguito. In particolare, allo scopo di confrontare

i risultati ottenuti nel quadro normativo di riferimento, nella figura 3 sono rappresentati i valori dell' incremento sismico di spinta attiva,  $V_{ta}^2$ , calcolati con il metodo di Mononobe-Okabe (MO):

- per l'azione sismica NTC08 definita nella tabella 2, con  $\beta = 1$  ( $k_h = 0.335$ );
- per la stessa azione sismica, tenendo conto del coefficiente riduttivo  $\beta < 1$  introdotto dalle NTC08;
- con i valori del coefficiente riduttivo  $r$  introdotto dall' EC8, in funzione degli spostamenti permanenti accettabili dalla struttura;
- per l'azione sismica del DM96 relativa alla categoria sismica di maggiore intensità (ex 1ª categoria,  $k_h = 0.1$ ).

Nella stessa figura sono anche indicati i valori di  $V_{ta}$  calcolati con il già citato metodo agli spostamenti DDBD (Ceconci et al., 2009); si noti che questi ultimi sono maggiori - e quindi più con-

Fig. 2  
Diagramma  $\beta - u_s$   
(da figura 7.11.3  
NTC08, § 7.11.6.3.1).

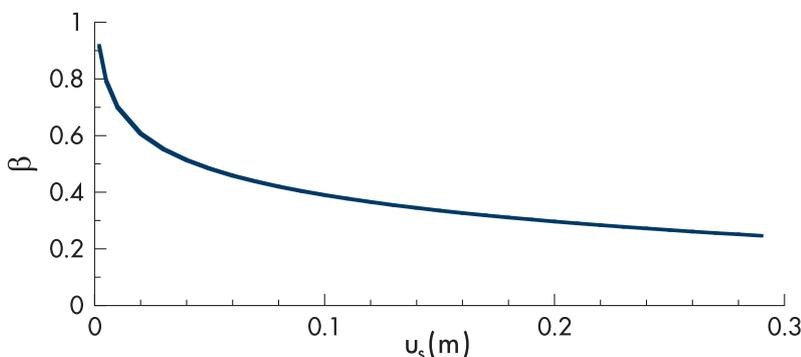


Tabella 2 - Azione sismica

Azione sismica_Preci (Perugia)	
$a_g/g$	0.25
$S_s$	1.34
$S_T$	1.00
$\alpha$	1
max. $k_h$ ( $\beta = 1$ )	0.335

<sup>1</sup> Per la valutazione dei coefficienti di spinta passiva, si è impiegata la soluzione di Coulomb, dal momento che per  $\delta_p \leq \phi/2$  è ancora possibile assumere superfici di scorrimento piane (v. NTC08).

<sup>2</sup> La grandezza  $V_{ta}$ , rappresentativa dell'incremento sismico di spinta attiva, potrà nel seguito essere indicata più convenzionalmente come  $\Delta P_{oe}$ . Nel caso della figura 3, si è voluto mantenere la stessa simbologia utilizzata nel precedente articolo pubblicato su questa Rivista (Ceconci et al. 2009).

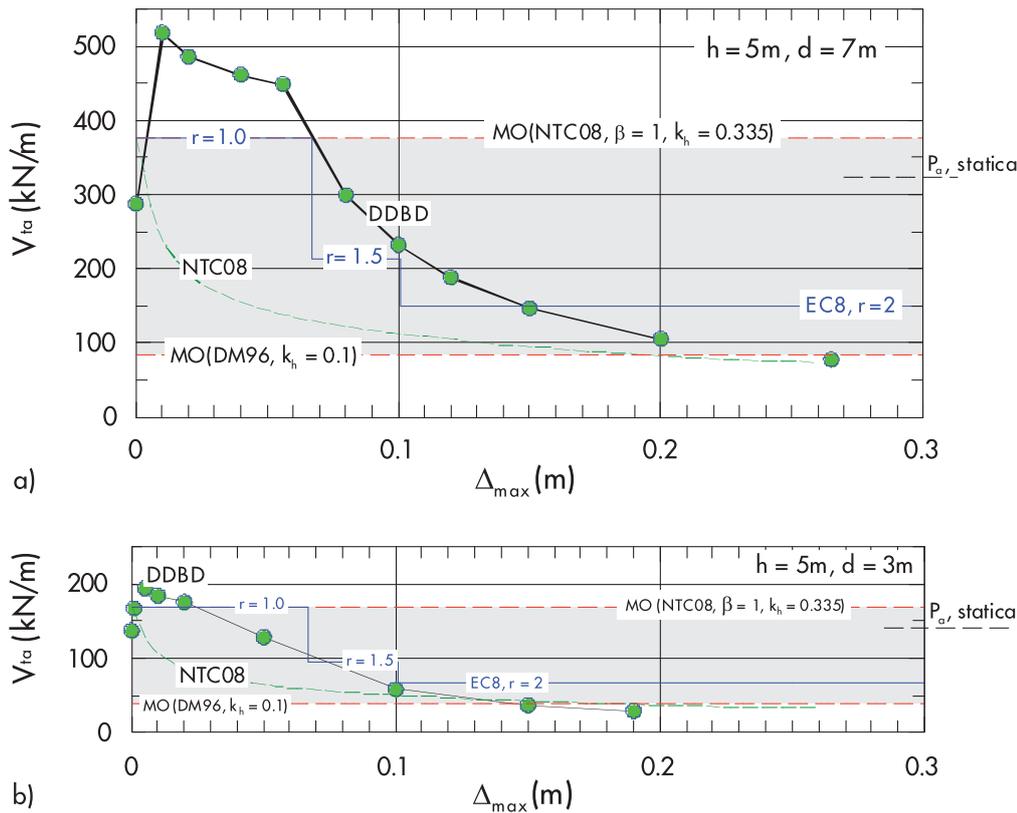


Fig. 3  
Incrementi di spinta sismica attiva in funzione dello spostamento sismico massimo  $\Delta_{max}$   
a) paratia a sbalzo;  
b) paratia ancorata.

servativi – di quelli valutati con le recenti NTC08, specie per il caso della paratia a sbalzo in figura 3a, e che le differenze fra i due approcci di calcolo (DDBD e NTC08) diminuiscono all'aumentare dello spostamento massimo di progetto. D'altra parte, i risultati ottenuti dal DDBD appaiono in migliore accordo con quelli valutati 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 (Fig. 3b), si osserva che gli incrementi sismici di spinta attiva calcolati con il metodo DDBD ricadono con ottima approssimazione in una regione del diagramma compresa fra il limite superiore delle NTC08 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 buon accordo con quelli valutati secondo EC8 con il coefficiente riduttivo  $r$ .

Sulla scorta di queste premesse, nel seguito dell'articolo viene illustrato in maniera dettagliata il dimensionamento della struttura di sostegno secondo i diversi approcci normativi (DM96, NTC08). Tale dimensionamento consiste nella determinazione quantitativa di poche, significative grandezze, e precisamente nella:

1. valutazione della lunghezza del tratto infisso, e in particolare del valore minimo dell'infissione ( $d_{min}$ ) che garantisca le condizioni di sicurezza nei confronti di un potenziale cinematismo di collasso;
2. scelta della sezione strutturale (larghezza dei pannelli o diametro dei pali) e della relativa armatura ( $A_t$ );
3. verifica dell'ancoraggio, nel caso della paratia vincolata in testa.

### 3. Progetto DM96/DM88 - ex 1ª Categoria sismica

Secondo l'approccio normativo dei superati DM88 e DM96, la progettazione delle strutture di sostegno deve anche prevedere azioni sismiche. Con riferimento al sito scelto per l'analisi dei casi studio (Preci, PG), si può ragionevolmente ipotizzare che l'intensità sismica "attuale" definita da  $a_g/g = 0.25$ , sia rappresentativa di una zona sismica di 1ª categoria secondo la

superata classificazione DM96; a tale categoria corrispondono un coefficiente sismico orizzontale  $k_h = 0.1$ , e i coefficienti di spinta sismici ( $K_{ae}, K_{pe}$ ) elencati nella tabella 3.

I calcoli esposti in questo paragrafo sono illustrati in dettaglio con riferimento alla paratia a sbalzo (Fig. 1a), tenendo presente che per la paratia ancorata la procedura è evidentemente analoga, ad eccezione delle equazioni risolventi di equilibrio.

**3.1 Verifiche di sicurezza: profondità di infissione**

Il valore della lunghezza del tratto infisso ( $d$ ) è stato determinato in modo convenzionale tramite il metodo di Blum (Blum, 1950), ovvero imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno ad un punto C prossimo all'estremità inferiore della paratia (Fig. 4). Si rammenta che in tale approccio il comportamento ipotizzato per il terreno è di tipo rigido-plastico, il che implica che le condizioni limite di spinta (attiva e passiva) vengano raggiunte per un valore qualsivoglia piccolo dello spostamento della parete. Nella figura 4 sono schematicamente rappresentati i diagrammi di spinta statica ( $P_a$ ,  $R_p$ ), e le risultanti dell'incremento di spinta attiva ( $\Delta P_{ae}$ ) e del decremento di resistenza passiva ( $\Delta R_{pe}$ ) indotti dal sisma. Nell'ipotesi - non eccessivamente penalizzante - di assumere i punti di applicazione degli incrementi di spinta sismica attiva e passiva ( $b_{ae}$ ,  $b_{pe}$ ) alle stesse quote delle spinte statiche e pari

rispettivamente a

l'equazione di equilibrio alla rotazione (Fig. 4) si scrive<sup>3</sup>:

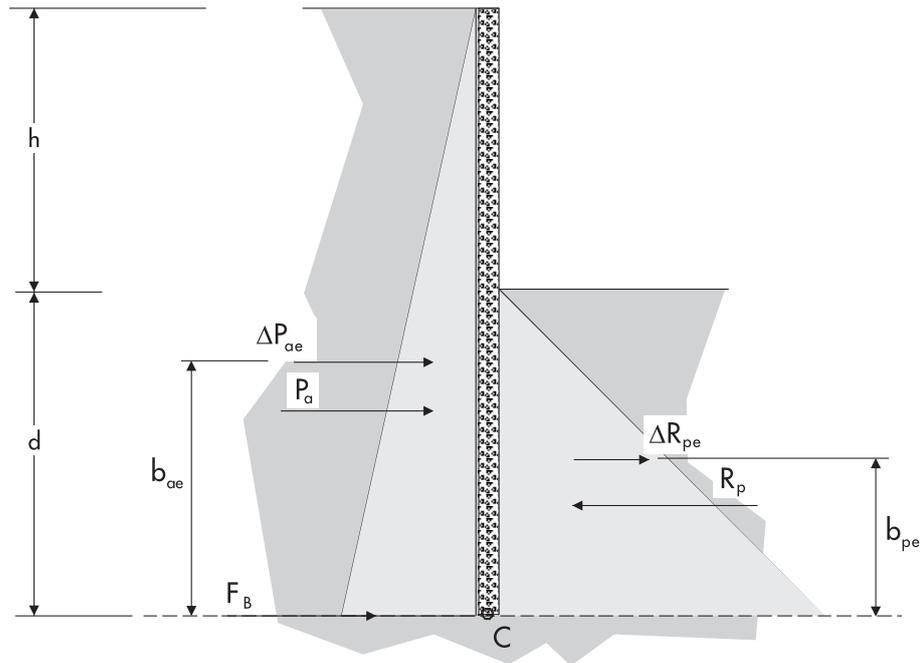
$$(2a)$$

ove  $F$  è il coefficiente di sicurezza globale (es:  $F = 2.2$ ), definito come un fattore di riduzione della resistenza passiva. Per un valore dell'angolo  $\delta_{pk} = \phi/2 = 17.5^\circ$ , il soddisfacimento dell'eq. 2a viene garantito da una profondità di infissione  $d_{min} = 4.2$  m. Qualora, invece, si ipotizzi:

Tabella 3 - Coefficienti di spinta e profondità di infissione

DM96/DM88 $\phi = 35^\circ$ ; $k_h = 0.1$	Statico	Sismico
$K_a$	0.224	-
$K_p$	7.016	-
$K_{ae}$	-	0.282
$K_{pe}$	-	6.470
$d_{min}$ (m)	3.5	4.2

Fig. 4  
Paratia a sbalzo:  
spinte statiche e sismiche.



<sup>3</sup> Adottando il metodo di Blum, la quantità  $d$  rappresenta la profondità del punto di rotazione C dal piano di scavo; indipendentemente dall'approccio normativo adottato, tale profondità va in genere incrementata del 20%.

l'eq. 2a si modifica in:

(2b)

e la profondità di infissione necessaria a garantire  $F = 2.2$  aumenta del 12% ( $d_{\min} = 4.7$  m).

Al fine di quantificare l'effetto del sisma sulla minima profondità di infissione, appare utile illustrare brevemente i risultati del calcolo in condizioni statiche. In queste condizioni, l'eq.2a diviene:

(3)

Adottando per il coefficiente di sicurezza lo stesso valore ( $F = 2.2$ ), una profondità di infissione  $d = 3.5$  m è sufficiente a garantire la stabilità dell'opera nei confronti di un cinematiso di collasso per rotazione. Per il caso in esame, pertanto, la presenza di un'azione sismica di 1a categoria secondo il superato DM96 induce un incremento della profondità di infissione relativamente modesto, dell'ordine del 20% (v. Tab. 3).

### 3.2 Tipologia strutturale e armatura di progetto

La successiva fase di progetto, vale a dire, la scelta della tipologia strutturale, dipende evidentemente dalle caratteristiche della sollecitazione agenti, e in particolare dal massimo momento flettente ( $M$ ) agente sulla parete. Il calcolo di  $M$ , che nel caso di paratia a sbalzo in genere si raggiunge in corrispondenza di una sezione critica posta poco al disotto del piano di fondo scavo, può essere condotto in prima approssimazione facendo riferimento ai diagrammi di spinta oppure - più propriamente - avvalendosi di analisi numeriche di interazione terreno-struttura.

Per i casi in esame, tenendo conto del carattere spiccatamente applicativo dello studio, sono state condotte analisi ad elementi finiti avvalendosi di un codice di calcolo (PARATIE, CE.A.S.) estremamente semplice nell'implementazione e molto diffuso nella prassi professionale; il codice schematizza la parete di sostegno con una serie di elementi "beam" verticali, mentre il terreno è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche (Becci e Nova, 1987) connesse agli stessi nodi della parete. Tra i vantaggi del codice di calcolo, oltre a quello della semplicità d'uso, è la possibilità di simulare l'installazione di vincoli - pretesi e non - e l'evoluzione di spostamenti, sollecitazioni e spinte durante le varie fasi costruttive; in particolare, la spinta dei terreni posti a

monte e a valle della struttura di sostegno può evolvere durante le varie fasi di scavo passando da condizioni di spinta "in quiete" (condizioni  $K_0$ ) a valori che tendono alle condizioni ultime (attive e passive) con il procedere delle deformazioni.

Per la paratia a sbalzo, per la quale è necessaria una profondità di infissione  $d_{\min} = 4.2 - 4.7$  m (v. § 3.1), l'opera di sostegno può essere realizzata con pali trivellati in c.a. aventi lunghezza complessiva  $H = h + d = 9.5$  m, diametro  $\phi$  500, e interasse  $i = 0.6$  m. Adottando per il terreno i valori dei coefficienti di spinta ( $K_0$ ,  $K_a$ ,  $K_p$ ) e della rigidità ( $E_t$ ) elencati nelle tabelle 1 e 3, dalle analisi numeriche condotte per tale struttura si ottengono i seguenti valori del momento massimo sulla parete (per metro di parete), e sul palo ( $M_p$ ):

condizioni statiche:

$$M_{\text{parete}} = 142 \text{ kNm/m}$$

$$M_p = M_{\text{parete}} \cdot i = 85 \text{ kNm}$$

condizioni sismiche:

$$M_{\text{parete}} = 190 \text{ kNm/m}$$

$$M_p = M_{\text{parete}} \cdot i = 114 \text{ kNm.}$$

Si noti che il suddetto valore della sollecitazione flessionale non è influenzato dal valore assunto per il coefficiente di spinta in quiete ( $K_0$ ); ciò dimostra che gli spostamenti della struttura analizzata risultano sufficienti a mobilitare completamente lo stato limite attivo, come si evince dalla figura 5a che mostra la distribuzione delle spinte ottenute dal codice di calcolo per il caso studio in esame. In aggiunta, la sollecitazione flessionale (Fig. 5b) - contrariamente agli spostamenti della parete (Fig. 5c) - non risulta significativamente influenzata dal valore "operativo" assunto per il modulo ( $E_t$ ) del terreno.

Vale inoltre la pena evidenziare che, in questo caso così come in quelli successivamente descritti (par. 4.2.2, 4.2.3), l'incremento di sollecitazione indotto dal sisma è stato valutato in due modalità distinte, vale a dire:

- aggiungendo alla parete un carico orizzontale triangolare, con vertice in alto, avente risultante pari all'incremento sismico di spinta attiva;
- modificando i coefficienti di spinta, attiva e passiva, dai valori statici a quelli sismici.

Gli incrementi delle caratteristiche della sollecitazione e degli spostamenti ottenuti nelle due modalità sono risultati coincidenti ai fini pratici; ancora una volta, ciò è dovuto alla com-

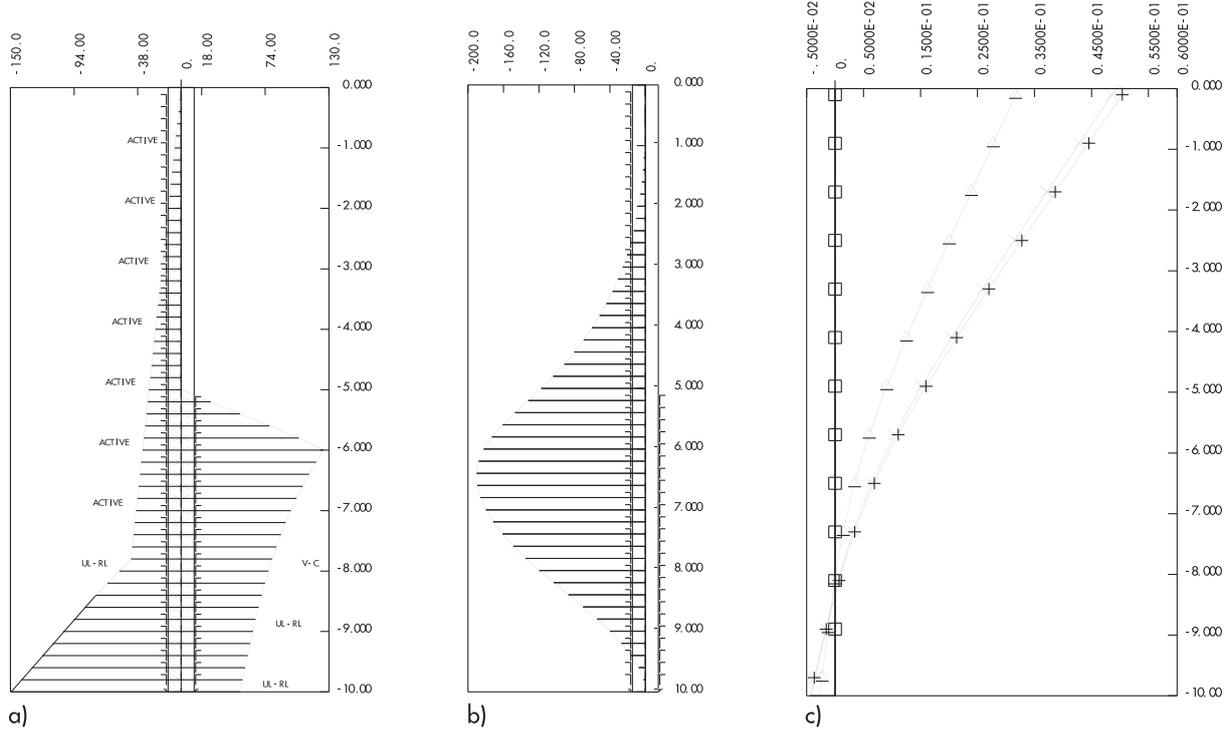


Fig. 5 Output del codice Paratie per il caso studio in esame: a) distribuzione delle spinte; b) momento flettente; c) spostamenti della parete; la linea con i simboli "+" è rappresentativa dello step di calcolo in cui si incrementano le sollecitazioni per effetto del sisma.

pleta mobilitazione dello stato limite attivo a tergo della parete.

Come previsto dal DM96, le verifiche della sezione in c.a. sono state condotte sia secondo il metodo delle tensioni ammissibili (TA) che con quello degli stati limite (SLU), adottando per quest'ultimo i valori dei coefficienti parziali

previsti dalla stessa norma<sup>4</sup>. Dalla tabella 4, che sintetizza i risultati ottenuti, si evidenzia che la verifica SLU risulta soddisfatta, come noto, con un'armatura significativamente minore (8φ20) di quella richiesta dalla corrispondente verifica alle tensioni ammissibili (16φ20).

Tabella 4 - Palo φ 500, i = 0.6 m: verifiche strutturali secondo il DM96 e calcolo dell'armatura A<sub>f</sub> (CLS 25/30, FeB44k)

Verifica TA (M <sub>p</sub> = M <sub>calcolo</sub> )			Verifica SLU (*)		
M <sub>p</sub> (kNm)		A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>calcolo</sub> (kNm)		A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )
stat.	stat.+sismico		statico	statico+sismico	
85	<b>114</b>	16 φ 20 σ <sub>f</sub> = 212 MPa; σ <sub>c</sub> = 9 MPa	= 1.5x85 = 128	= 85+1.5x(114-85)= <b>129</b>	10 φ 16 (M <sub>rd</sub> = 133kNm) oppure 8 φ 20 (M <sub>rd</sub> = 161 kNm)

(\*) I valori del momento resistente M<sub>rd</sub> sono stati calcolati assumendo i seguenti coefficienti parziali per i materiali: γ<sub>f</sub> = 1.15 (acciaio); γ<sub>c</sub> = 1.5 (cls).

#### 4. Progetto - NTC08

Per le paratie, le nuove norme NTC08 impongono di effettuare le verifiche di sicurezza secondo l'Approccio 1. Nell'ambito di questo approccio, due sono le combinazioni di coefficienti parziali da esaminare (C1 e C2). Inoltre, poiché i coefficienti parziali da applicare alle azioni (A1, A2) si differenziano in base al tipo

di azione stessa, nel caso generale occorre valutare separatamente le condizioni statiche e le condizioni sismiche, non potendo stabilire a priori quale fra esse sia la più gravosa; potrebbe infatti verificarsi, ad esempio in presenza di elevati carichi variabili (Q) e per bassi valori di α<sub>g</sub>, che alcune verifiche statiche risultino più gravose di quelle sismiche.

<sup>4</sup> Nelle verifiche agli stati limite ultimi in condizioni statiche si è adottato il coefficiente amplificativo 1.5 (γ<sub>0</sub> = 1.5), mentre in condizioni sismiche si è esaminata la combinazione delle sollecitazioni dovute al sisma incrementate del 50% (γ<sub>E</sub> = 1.5) con i valori caratteristici delle azioni permanenti (DM96, §B.8.2).

#### 4.1 Verifiche di sicurezza (GEO): profondità di infissione

##### 4.1.1 Condizioni statiche

La condizione di verifica SLU prescritta dalle norme NTC08 è espressa dalla seguente relazione fondamentale:

(4a)

Per la paratia a sbalzo in condizioni statiche, gli effetti delle azioni di progetto ( $E_d$ ) sono rappresentate dal momento "attivo" ribaltante  $M_{a,stat}$  e le resistenze di progetto ( $R_d$ ) dal momento "passivo" stabilizzante  $M_{p,stat}$ . L'equazione risolvibile di equilibrio si scrive in forma letterale:

(4b)

ove  $\gamma_G$  e  $\gamma_R$  rappresentano rispettivamente il coefficiente parziale di sicurezza per le azioni ed il coefficiente parziale che opera direttamente sulle resistenze.

In linea generale, sia le verifiche di tipo GEO finalizzate al dimensionamento geotecnico (es: profondità di infissione  $d$ ) che quelle di tipo STR finalizzate al dimensionamento strutturale dovrebbero essere eseguite considerando le due combinazioni di coefficienti parziali di sicurezza, A1-C1 e A1-C2 (es: EC7, 1998; Simpson, 2007), a meno che possa essere stabilito con certezza, in base all'evidenza, quale sia la verifica più gravosa. D'altro canto, nella recente Circolare Esplicativa delle NTC08 è esplicitamente dichiarato che, per il *dimensionamento geotecnico* delle paratie, è sufficiente esaminare la sola combinazione A1-C2<sup>5</sup>. Le verifiche riportate di seguito sono eseguite in conformità a entrambe le combinazioni (C1 e C2), anche al fine di fornire un utile e quantitativo confronto fra i risultati emersi dalle due combinazioni in termini di minima profondità di infissione.

Nel caso della paratia a sbalzo, ancora nell'ipotesi di un regime di sola spinta attiva a monte e di resistenza passiva a valle (metodo di Blum), l'eq. 4b può essere resa esplicita per le due distinte combinazioni come discusso di seguito.

##### a) combinazione A1-C1

In questa combinazione, come noto, i coefficienti parziali ( $\gamma$ ) sono applicati alle azioni o ai loro effetti, mentre i parametri di resistenza del

terreno sono considerati con i loro valori caratteristici e sono contraddistinti dal pedice ( $k$ ). Utilizzando la notazione delle NTC08, l'eq. 4b si specializza:

(5a)

ove i valori caratteristici dei coefficienti di spinta ( $K_{ak} = 0.224$ ,  $K_{pk} = 7.016$ ), elencati nella tabella 5 per le condizioni statiche, coincidono con quelli precedentemente utilizzati nel progetto secondo il DM96. La distribuzione triangolare delle spinte riduce l'eq. 5a alla semplice cubica nell'incognita  $d$ :

(5b)

che risolta per tentativi fornisce:  $d_{min} = 2.7$  m.

##### b) combinazione A1-C2

In questa combinazione, come noto, i coefficienti parziali sono applicati alle caratteristiche di resistenza del terreno ( $\tan\phi$ ,  $c$ ) e contraddistinti dal pedice ( $d$ ), mentre le azioni sono considerate con i loro valori caratteristici. Ciò conduce al seguente valore di progetto dell'angolo d'attrito del terreno:

a cui corrispondono i coefficienti di spinta di progetto ( $K_{ad} = 0.292$ ,  $K_{pd} = 4.490$ ) elencati per il caso statico nella Tabella 5. Utilizzando nuovamente la notazione NTC08, in questo caso l'eq. 4b diventa:

(6a)

(6b)

che risolta per tentativi fornisce:  $d_{min} = 3.4$  m.

Dal confronto delle due combinazioni si deduce che, almeno per il caso studio in esame, la combinazione A1-C2 è più cautelativa della combinazione A1-C1. Si nota inoltre che, in condizioni statiche, i valori della profondità di infissione  $d_{min}$  ottenuti dalle nuove norme NTC08 ( $d_{min} = 3.4$  m)

<sup>5</sup> Infatti, il testo recita "...Per il dimensionamento geotecnico delle paratie (GEO) ...omissis... l'analisi può essere condotta con la Combinazione C2 (A2 + M2 + R2)".

Tabella 5 - Coefficienti di spinta in condizioni statiche e sismiche (NTC08)

Condizioni statiche		Condizioni sismiche	
Comb. A1-C1	Comb. A1-C2	Comb. A1-C1	Comb. A1-C2
$\phi_k = 35^\circ$	$\phi_d = 29^\circ$	$\phi_k = 35^\circ$	$\phi_d = 29^\circ$
$k_h = 0$	$k_h = 0$	$k_h = 0.335$	$k_h = 0.335$
$K_{ak} = 0.224$	$K_{ad} = 0.292$	$K_{ae,k} = 0.486$	$K_{ae,d} = 0.609$
-	-	$\Delta K_{ae,k} = 0.262$	$\Delta K_{ae,d} = 0.317$
$K_{pk} = 7.016$	$K_{pd} = 4.490$	$K_{pe,k} = 5.119$	$K_{pe,d} = 3.130$
-	-	$\Delta K_{pe,k} = -1.897$	$\Delta K_{pe,d} = -1.360$

sono confrontabili con quelli ottenuti dal superato DM96 ( $d_{min} = 3.5$  m, v. § 3.1); ciò deriva dalla corrispondenza che sussiste tra il coefficiente di sicurezza globale  $F$  definito nell'eq. 3 e i valori di progetto dei coefficienti di spinta (v. eq. 6b), come peraltro già osservato da Callisto (2008).

4.1.2 Condizioni sismiche

Nei confronti delle azioni sismiche, le attuali norme configurano due possibili stati limite, rispettivamente di salvaguardia della vita (SLV) e di salvaguardia del collasso (SLC); nei calcoli successivi, l'azione sismica è stata definita con riferimento allo stato limite SLV, con un periodo di ritorno  $T_r = 475$  anni. Anche in questo caso, le verifiche di sicurezza devono in generale essere eseguite secondo le due combinazioni A1-C1 e A1-C2, utilizzando valori (caratteristici o di progetto) dei coefficienti di spinta che dipendono dalla intensità dell'azione sismica, sinteticamente espressa dal coefficiente sismico  $k_h$ . Sebbene le norme NTC08 consentano di ridurre l'entità dell'azione sismica attraverso il coefficiente  $\beta$  per tener conto della duttilità del sistema (v. eq. 1 e Fig. 2), agli Autori non è chiaro come detta riduzione possa essere tenuta in debito conto nella valutazione della minima profondità di infissione; in questa fase della progettazione, difatti, è comunemente accettato il ricorso a metodi dell'equilibrio limite (quale quello di Blum qui adottato) nei quali, omettendo qualunque tentativo di analizzare l'interazione terreno-struttura, ed assumendo per il terreno un modello rigido-plastico, si perviene alla risoluzione delle sole equazioni di equilibrio in condizioni di flusso plastico indefinito. Alla luce di queste considerazioni, ai fini della determinazione della lunghezza di infissione viene di seguito assunto  $\beta = 1$ , cui corrisponde un coefficiente sismico (v. Tab. 2):

$$k_h = 0.335.$$

Con questo valore di  $k_h$ , l'equazione di Mono-

nobe-Okabe fornisce i valori dei coefficienti di spinta elencati per il caso sismico nella tabella 5, nelle due combinazioni A1-C1 ( $\phi = \phi_k = 35^\circ$ ) e A1-C2 ( $\phi = \phi_d = 29^\circ$ ). Nella stessa tabella sono indicati anche i valori dell'incremento del coefficiente di spinta attiva,  $\Delta K_{ae}$ , e del decremento del coefficiente di spinta passiva,  $\Delta K_{pe}$ , dovuti al sisma, per le due combinazioni C1 e C2.

a) combinazione A1-C1

In condizioni sismiche la condizione generale di verifica espressa dall'equazione fondamentale (4a) risulta:

$$(7a)$$

nella quale vale la pena evidenziare che, contrariamente all'analogia equazione relativa al caso statico (eq. 5a), i coefficienti parziali sono tutti unitari in conformità al testo normativo, § 7.11.1:

*“Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6”.*

Nel caso in esame, ove la distribuzione delle spinte statiche (attive e passive) è di forma triangolare, la precedente espressione diventa:

$$(7b)$$

ove  $b_{ae}$  e  $b_{pe}$  individuano, rispettivamente, i punti di applicazione delle spinte sismiche attiva e passiva (Fig. 4). Si noti che il punto di applicazione dell'incremento di spinta sismica non

viene definito in maniera esplicita dalle NTC08 – come peraltro nella precedente normativa - restando forse valide le indicazioni fornite per il caso dei muri di sostegno, per i quali la stessa norma prescrive che (v. § 7.11.6.2.1):

“...nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca allo stesso punto di quella statica...”.

Pertanto, in questa ipotesi, l'eq. 7b si riduce nuovamente alla semplice espressione cubica nell'incognita d:

(7c)

che risolta per tentativi fornisce:  $d_{\min} = 4.2$  m.

b) *combinazione A1-C2*

Analogamente al caso statico, nella combinazione C2 i coefficienti di spinta rappresentano valori di progetto e dall'equazione fondamentale (4a) si ottiene:

(8a)

(8b)

(8c)

che risolta per tentativi fornisce:  $d_{\min} = 6.9$  m. Questa profondità di infissione è significativamente maggiore (64%) di quella valutata con la combinazione C1.

Dall'esame delle due combinazioni, e in partico-

lare dal confronto tra le eq. 7c e 8c, si evince immediatamente che nell'ambito delle verifiche in condizioni sismiche la combinazione A1-C2 risulta ben più penalizzante della combinazione A1-C1, dal momento che essa differisce da quest'ultima solo nei valori dei parametri geotecnici, pari a quelli (ridotti) di progetto.

#### 4.1.3 Osservazioni sulle verifiche tipo GEO

Sembra utile a questo punto riportare i risultati ottenuti - in termini di profondità di infissione - in un'unica tabella riassuntiva (Tab. 6), per poter commentare organicamente i risultati ottenuti dalle diverse norme e dai diversi approcci di calcolo, e fornire alcune considerazioni che, sebbene ottenute per il particolare caso in esame, sono generalizzabili alla maggior parte dei casi applicativi:

- in condizioni statiche, i due approcci normativi DM96/DM88 e NTC08 conducono sostanzialmente a risultati simili ( $d_{\min} \approx 3.5$  m);
- in condizioni statiche, la combinazione C2 prevista dalle NTC08 è sempre più gravosa della C1, anche in presenza di carichi variabili;
- in condizioni sismiche, i valori unitari dei coefficienti parziali delle azioni rendono la combinazione C2 sempre più gravosa – e quindi condizionante – della C1;
- la combinazione C2 in condizioni sismiche risulta comunque più gravosa di entrambe le combinazioni (C1 e C2) in condizioni statiche. Questa circostanza si verifica anche nel caso in cui l'accelerazione sismica  $a_g$  sia relativamente modesta (es:  $a_g/g \approx 0.1$ ) e siano contestualmente presenti carichi variabili di qualsivoglia entità, opportunamente amplificati;
- la recente zonazione sismica del territorio nazionale, caratterizzata da valori massimi dell'accelerazione ( $a_g$ ) molto più elevati che in passato, fa sì che in condizioni sismiche, e per valori unitari del coefficiente  $\beta$ , la com-

Tabella 6 - Paratia a sbalzo. Valori della profondità di infissione  $d_{\min}$  ottenuti dalle diverse normative

Condizioni statiche			$d_{\min}$ (m)	
DM88/DM96			3.5	
NTC08			C1 ( $\phi_k = 35^\circ$ )	C2 ( $\phi_d = 29^\circ$ )
			2.7	3.4
Condizioni sismiche			$d_{\min}$ (m)	
DM88/DM96			4.2	
NTC08	$\beta$	$u_s$ (m)	C1 ( $\phi_k = 35^\circ$ )	C2 ( $\phi_d = 29^\circ$ )
	1.0	0.00	4.2	6.9
	0.6	0.02	3.3	4.9
	0.4	0.10	2.9	4.2

binazione C2 delle nuove norme ( $d_{\min} = 6.9$  m) risulti molto più gravosa del superato DM96 ( $d_{\min} \approx 4.2$  m).

Infine, vale la pena evidenziare l'influenza che avrebbe, nei riguardi del dimensionamento geotecnico della paratia, l'assunzione di un valore del coefficiente riduttivo  $\beta$  minore dell'unità. A tal fine, la tabella 6 sintetizza i valori della minima profondità di infissione ( $d_{\min}$ ) calcolati, in conformità alle NTC08, per diversi valori dello spostamento  $u_s$  e del relativo valore del coefficiente  $\beta$  (Fig. 2). Dalla tabella si evince che la dipendenza del valore di  $d_{\min}$  dal coefficiente  $\beta$ , e quindi dall'entità degli spostamenti, è evidentemente notevole; ad esempio, relativamente alla combinazione A1-C2, uno spostamento della parete ( $u_s$ ) pari a soli 2 cm comporterebbe una riduzione di 2 m (pari a circa il 30%) nella lunghezza del tratto infisso. Questo risultato deriva fondamentalmente dal fatto che il coefficiente di spostamento  $\beta$  proposto dalle NTC08 è caratterizzato da un gradiente molto elevato soprattutto nel campo dei piccoli spostamenti (Fig. 2). Sulla scorta di queste osservazioni, e dei dubbi associati alla scelta di un'appropriate procedura di calcolo per il caso  $\beta < 1$ , per la determinazione della minima profondità di infissione si raccomanda una ragionevole prudenza nell'adozione di valori di  $\beta$  minori dell'unità.

#### 4.2 Verifiche di sicurezza (STR): Tipologia strutturale e armatura di progetto

Avendo stabilito con le precedenti verifiche (GEO) un'adeguata profondità di infissione ( $d_{\min} = 6.9$  m) per la paratia a sbalzo in oggetto, occorre ora procedere alle verifiche strutturali (STR) per determinare geometria della sezione in c.a. (es: diametro dei pali) e relativa armatura ( $A_t$ ). A tal fine, nella recente Circolare Esplicativa delle NTC08 (Circolare 02/02/2009, n. 617) è esplicitamente dichiarato che è sufficiente esaminare la sola combinazione A1-C1. Infatti si dichiara (p. 222):

*"Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1) ...In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze".*

Ciò implica che la massima sollecitazione flessionale ( $M_{\text{parete}}$ ) agente sulla parete può essere

calcolata, nel caso generale, tramite la seguente espressione letterale:

(9)

ove  $M_0$  è il momento flettente massimo in condizioni statiche e in assenza di sovraccarichi, mentre  $M_{rd}$  è il valore di progetto (quindi, fattorizzato) del momento resistente della sezione in c.a. Dalla precedente equazione appare inoltre l'evidente necessità di dover separatamente valutare gli incrementi di sollecitazione ( $\Delta M$ ) dovuti alle diverse azioni; ciò deriva dalla circostanza che i coefficienti parziali ( $\gamma$ ) associati alle azioni permanenti ( $\Delta p$ ), a quelle variabili ( $\Delta q$ ) ed a quelle sismiche (E) sono generalmente diversi tra loro.

Nel seguito la precedente disequazione viene dapprima verificata nelle condizioni statiche e successivamente in quelle sismiche; i risultati ottenuti in conformità alle NTC08 vengono infine confrontati con quelli derivanti dal DM96/DM88 e precedentemente discussi al par. §3.2.

##### 4.2.1 Condizioni statiche

In regime statico, la condizione di verifica (9) prescritta dalle norme NTC08 diviene:

(10)

che in assenza di sovraccarichi permanenti e variabili si riduce ulteriormente in:

(11)

Con riferimento alla paratia costituita da pali trivellati accostati  $\phi$  500 e interasse  $i = 0.6$  m, e dovendo assumere per il terreno i valori caratteristici della resistenza a taglio, il momento massimo statico coincide – ai fini pratici – con quello precedentemente calcolato secondo il DM96, per cui si ottiene:

da cui discende un momento massimo sul palo,  $M_p$

Si noti che in questo caso il coefficiente parziale

sull'azione ( $\gamma = 1.3$ ) è minore di quello prescritto, per analoghe azioni statiche, dal superato DM96 ( $\gamma = 1.5$ , v. Tab. 4). Ne deriva che, per il caso in esame e in condizioni statiche, le nuove norme sono meno conservative di quelle precedenti. Pertanto la sezione in c.a. risulta ampiamente verificata allo SLU con un'armatura relativamente leggera ( $8 \phi 20$ , v. Tab. 4).

#### 4.2.2 Condizioni sismiche ( $\beta = 1$ )

In condizioni sismiche, le norme NTC08 e la relativa Circolare Esplicativa prescrivono di verificare la disequaglianza (9) adoperando ancora la Combinazione 1 dell'Approccio 1, "nella quale però i coefficienti A1 (sulle azioni) devono essere posti pari a uno". La condizione di verifica (9) diviene pertanto:

$$(12)$$

che in assenza di sovraccarichi permanenti e variabili si riduce ulteriormente in:

$$(13)$$

Se si ignora qualunque riduzione delle spinte sismiche con gli spostamenti (i.e.,  $\beta = 1$ ), il coefficiente sismico per il sito in esame vale  $k_h = 0.335$ , al quale corrispondono i valori caratteristici dei coefficienti di spinta attiva e passiva già elencati nella tabella 5 per la combinazione A1-C1 ( $K_{ae,k} = 0.486$ ,  $K_{pe,k} = 5.119$ ). In questo caso, utilizzando lo stesso codice di calcolo e la stessa tipologia di paratia (pali accostati  $\phi 500$ ) si ottengono i seguenti valori del momento flettente massimo ( $M$ ) e dello spostamento in testa ( $u$ ), nelle due condizioni esaminate:

condizioni statiche:  $M_0 = 145 \text{ kNm/m}$   
 $u_{\text{stat}} = 27 \text{ mm}$

condizioni sismiche:  $M_{\text{sisma}} = 429 \text{ kNm/m}$   
 $u_E = 124 \text{ mm}$

incremento sismico:  $\Delta M_{\text{sisma}} = 284 \text{ kNm/m}$   
 $\Delta u_{\text{max}} = u_E - u_{\text{stat}} = 97 \text{ mm}$ .

Dai valori su elencati è evidente il grande incremento di sollecitazione dovuto al sisma per il problema in esame, con un momento massimo che risulta triplicato rispetto a quello calcolato

nelle condizioni statiche. Dall'eq. 13, il momento massimo di progetto sulla parete e sul palo sono rispettivamente pari a:

Ai fini di un utile confronto, e in analogia con quanto riportato al paragrafo 3.2 con riferimento al superato DM96/DM88, la tabella 7 riporta – per lo stesso input sismico – i risultati della verifica della sezione in c.a. del palo  $\phi 500$  sia secondo le nuove NTC08 che secondo i due approcci (Tensioni Ammissibili e SLU) del DM96. Dalla tabella 7, e da altre verifiche non riportate per brevità, si evince con chiarezza che con l'approccio T.A. del DM96 la sezione non sarebbe verificata – per l'input sismico considerato – nemmeno con la massima armatura ( $A_{\text{fmax}} = 18\phi 24$ ) ed occorrerebbe ricorrere a pali di diametro significativamente – e, forse, irrealisticamente – maggiore (es:  $\phi 800$ ) per sostenere i 5 metri di scavo qui considerati; la verifica allo SLU del DM96 risulterebbe soddisfatta, ma la sezione risulterebbe oltremodo armata ( $18\phi 22$ ).

Al contrario, operando in conformità alle NTC08 la verifica del palo  $\phi 500$  risulta ampiamente soddisfatta; peraltro, in questo caso l'armatura necessaria ( $16\phi 20$ ) risulta casualmente identica a quella calcolata con l'approccio alle tensioni ammissibili del DM96 per la superata zonazione sismica di 1° categoria ( $k_h = 0.1$ , v. Tab. 4 verifica TA).

In definitiva, dai calcoli e dalle considerazioni su esposte per il caso in esame si evince che, pur ignorando la possibile riduzione delle azioni sismiche e delle sollecitazioni ottenibili con un valore di  $\beta$  minore dell'unità, le nuove norme NTC08 conducono alla stessa sezione tipo (palo  $\phi 500$ ) ed alla stessa armatura di quelle desunte con la precedente normativa (DM96). Questa circostanza è dovuta a due effetti concomitanti ed opposti presenti nella nuova normativa, nella quale il significativo aumento dell'input sismico (e della risultante sollecitazione flettente) è compensato da una verifica meno severa della sezione in c.a.

#### 4.2.3 Condizioni sismiche ( $\beta < 1$ )

Al fine di valutare le prestazioni della struttura di sostegno in presenza di sisma, può risultare conveniente adottare procedure e metodi in grado di tener conto della riduzione dell'azione sismica con la duttilità del sistema, e in particolare con gli spostamenti della parete e del terreno. A tal proposito si riprenda in esame la

Tabella 7 - Palo  $\phi$  500,  $i = 0.6m$ :verifica della sezione in c.a. , per lo stesso input sismico ( $k_h = 0.335$ ), secondo NTC08 e DMDM96 (cls 25/30, FeB44k)

NTC08	Verifica SLU		
	$M_{calcolo}$ (kNm)		$A_f$ (cm <sup>2</sup> )
	statico	statico + sismico	
	87	257	16 $\phi$ 20 ( $M_{rd} = 292$ kNm)

DM96	Verifica TA		Verifica SLU (*)		
	$M_p$ (kNm)		$M_{calcolo}$ (kNm)		$A_f$ (cm <sup>2</sup> )
	stat.	statitico+sismico	statico	statico+sismico	
	87	<b>257</b>	$= 1.5 \cdot 87 = 131$	$= 87 + 1.5 \cdot (257 - 87) = \mathbf{342}$	18 $\phi$ 22 ( $M_{rd} = 371$ kNm)

(\*) I valori del momento resistente  $M_{rd}$  sono stati calcolati assumendo i seguenti coefficienti parziali per i materiali:  $\gamma_f = 1.15$  (acciaio);  $\gamma_c = 1.5$  (cls).

(\*\*)  $A_{fmax}$  = massima quantità di armatura =  $\rho_s A_p = 0.04 A_p$ .

figura 3a che mostra, per il caso studio in esame, l'andamento dell'incremento sismico attivo,  $V_{ta}$  (nel prosieguo indicato con la grandezza  $\Delta P_{oe}$ ), in funzione dello spostamento sismico massimo,  $\Delta_{max}$ . Se si confronta il valore massimo di  $\Delta P_{oe}$  ottenuto per  $\beta = 1$  con quello calcolato secondo il DM96 per la ex 1ª categoria (entrambi indipendenti dagli spostamenti), si osservano differenze significative, come già più volte osservato; si osserva inoltre che la relazione  $\beta \cdot u_s$  proposta nelle NTC08 conduce ad un valore minimo del tutto confrontabile con quello imposto dal DM96. D'altra parte, la riduzione delle spinte sismiche in funzione dello spostamento è contemplata anche altrove, sia in ambito normativo (EC8) che in quello prettamente scientifico (es: Hynes-Griffin e Franklin, 1984; Arulmoli et al., 2008).

Per valutare quantitativamente le sollecitazioni sismiche di progetto in funzione dello spostamento massimo accettabile, in mancanza di esplicite indicazioni normative, si intravede una procedura di calcolo di tipo "pseudo-statico" come è d'altronde nello spirito delle nuove norme. Per un'assegnata geometria della parete ( $h, d$ ) derivante dalle verifiche di tipo GEO, tale procedura consiste nei seguenti passi:

1. adottare una *curva di riduzione* delle spinte sismiche con lo spostamento, quale ad esempio quella derivante dalle NTC08 e mostrata nella figura 3a. Tale curva è schematicamente indicata come Curva 1 nella figura 6;
2. selezionare una sezione strutturale di tentativo (es: la paratia di pali accostati  $\phi 500$ ) che fornisca la rigidezza flessionale della parete  $E_p J_p$ ;
3. tramite analisi numeriche pseudo-statiche

quali quelle qui descritte, incrementare progressivamente l'azione sismica e valutare i corrispondenti incrementi di spostamento, rispetto alla condizione statica. Ciò consente di costruire la curva *forza-spostamento sismico* schematicamente indicata come Curva 2 nella figura 6;

4. individuare la *soluzione nel punto di intersezione delle due curve*; tale punto rappresenta la condizione nella quale l'incremento di spostamento indotto dal sisma è congruente con le spinte sismiche;
5. per la soluzione così individuata, calcolare le sollecitazioni sulla parete e condurre le opportune verifiche di tipo STR;
6. nel caso in cui tali verifiche non fossero soddisfatte - o soddisfacenti - selezionare una diversa sezione strutturale e ripetere i precedenti passi 3 ÷ 5.

Riprendendo il precedente esempio numerico, appare utile riportare l'applicazione della procedura, e confrontare i risultati ottenuti adottando due distinte *curve di riduzione* delle spinte sismiche, e precisamente:

- a) NTC08 con  $\beta < 1$
- b) metodo DDBD.

A tal fine, la figura 7a mostra la prima delle suddette curve di riduzione (NTC08) assieme alle curve forza-spostamento ottenute dalle analisi numeriche per paratie costituite da diverse sezioni in c.a. Nel caso della paratia di pali accostati ( $\phi 500, i = 0.6$  m), il punto di intersezione della curva NTC08 con la curva forza-spostamento individua un incremento di spostamento sismico di circa 3 cm e un incremento di

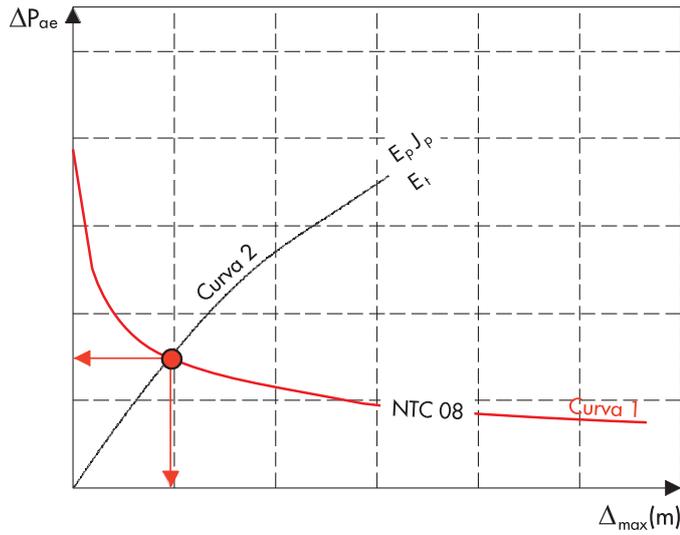


Fig. 6  
Esempio di procedura di calcolo per  $\beta < 1$ .

spinta (attiva)  $\Delta P_{oe} \approx 170$  kN/m. Per questa soluzione, il valore del momento flettente massimo (statico + sismico) sul palo vale  $M_p = 150$  kNm. La tabella 8 riassume detti risultati,

assieme alla verifica della sezione in c.a. che risulta debolmente armata ( $8\phi 20$ ,  $\rho_s = 1.3\%$ ). Si noti che detta armatura è pari alla metà di quella precedentemente calcolata per il caso  $\beta$

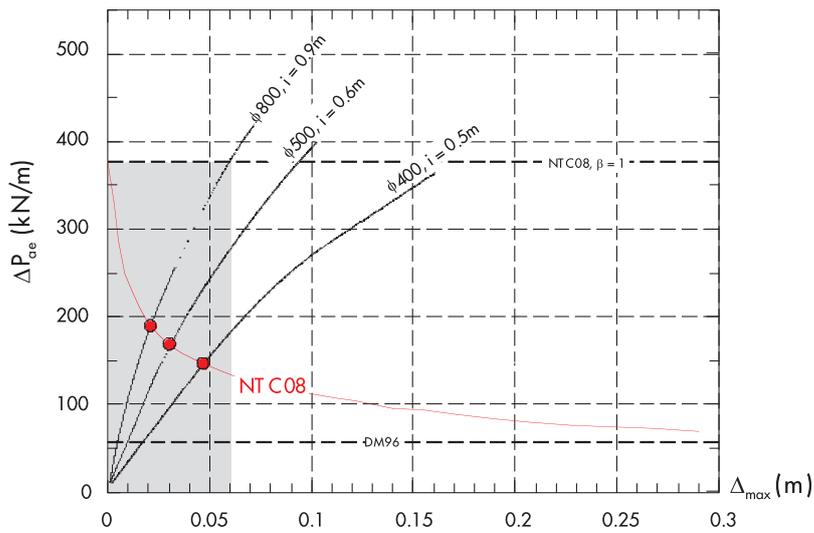
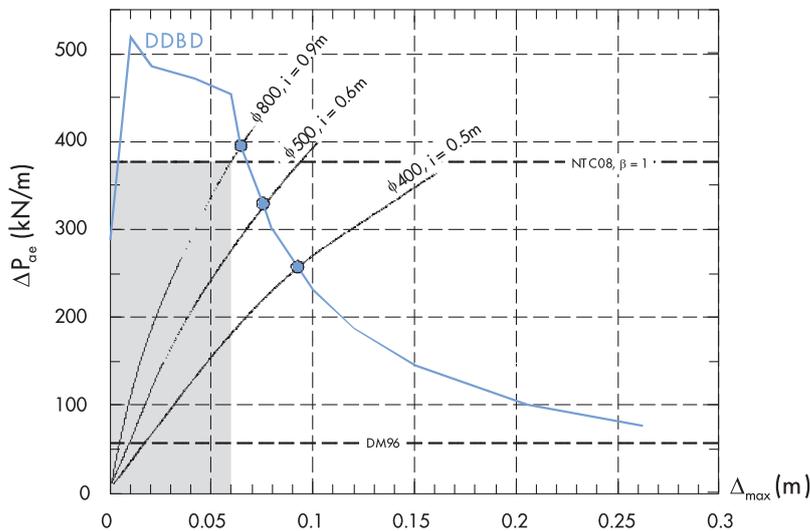


Fig. 7  
Applicazione della procedura di calcolo per  $\beta < 1$ :  
a) curva di riduzione NTC08; b) curva di riduzione DDBD.



=1 (16φ20, v. Tab. 7).

A fronte di questa debole armatura, potrebbe essere preferibile ricorrere a pali accostati di minore diametro (es.: φ400,  $i = 0.5$  m), la cui curva forza-spostamento – ancora rappresentata nella figura 7a – fornisce nel punto di intersezione un momento massimo minore ( $M_p = 115$  kNm) a discapito di spostamenti evidentemente maggiori ( $\Delta_{max} \cong 5$  cm). Per questa seconda soluzione, la sezione risulta mediamente armata ( $A_f = 10\phi 20$ ;  $\rho_s = 2.5\%$ ), come riportato nella tabella 8.

Con riferimento alla figura 7a, si noti altresì che le due soluzioni così individuate ricadono nell'intervallo di spostamenti citato dalle nuove norme per la valutazione del coefficiente  $\beta$  ( $\Delta_{max} \leq 0.005 H$ , v. § 7.11.6.3.1 NTC08) e campito in grigio nella stessa figura.

Sembra utile, a questo punto, confrontare queste due soluzioni, ottenute con un coefficiente sismico  $k_h = 0.335$ , con quella ricavata secondo la superata prassi professionale (DM96 con l'approccio delle tensioni ammissibili) per una zona sismica di 1° categoria ( $k_h = 0.1$ ). Da tale confronto, evidente dalla stessa tabella 8, emerge con chiarezza che, nonostante la nuova zonazione imponga azioni sismiche ben più

intense, l'utilizzo delle nuove Norme Tecniche dà luogo ad una struttura di sostegno meno impegnativa – in termini di sezione e armatura – di quella progettata secondo DM96 (φ500,  $A_f = 16\phi 20$ ,  $\rho_s = 2.5\%$ ). Tale risultato deriva dalla circostanza che l'accresciuto input sismico è più che compensato dalla simultanea adozione dei coefficienti riduttivi delle spinte ( $\beta < 1$ ) e dell'approccio di verifica strutturale agli SLU, fino a ieri poco diffuso.

Si riprenda ora l'esempio numerico di riferimento (φ500,  $i = 0.6$  m) considerando quale seconda curva di riduzione delle spinte quella ottenibile con il metodo DDBD mostrata nelle figure 3a e 7b. In questo caso la soluzione definita dal punto di intersezione nella figura 7b individua un maggiore incremento di spinta sismica ( $\Delta P_{oe} = 330$  kN/m) e un incremento di spostamento parimenti maggiore ( $\Delta_{max} = 7.5$  cm).

In corrispondenza di questa soluzione, il valore del momento flettente massimo sul palo è  $M_p = 225$  kNm; dalle verifiche SLU svolte in ottemperanza alle nuove norme deriva una sezione moderatamente armata ( $A_f = 14\phi 20$ ,  $\rho_s = 2.2\%$ ). Vale la pena evidenziare che la soluzione così ottenuta risulta praticamente coincidente – in termini di sezione in c.a. e armatura

Tabella 8 - Verifiche strutturali: sintesi dei risultati ottenuti con i diversi metodi/approcci normativi e per diverse sezioni in c.a. [cls C25/30 ( $\gamma = 1.15$ ), FeB44k ( $\gamma = 1.5$ )]

NTC08 – Approccio SLU – $\beta < 1$						
φ500 $i=0.6m$	$M_p$ (kNm)		$M_{calcolo}$ (kNm)		$A_f$	$\Delta_{max}$ (m)
	stat.	stat.+ sismico	stat.	stat.+sismico	SLU	
	87	150	= 1.3 · 87 = 113	= 1.0 · 87 + 1.0 · (150 – 87) = 150	8 φ 20; $\rho_s = 1.3\%$ ; $M_{rd} = 161$ kNm	0.030
φ400 $i=0.5m$	$M_p$ (kNm)		$M_{calcolo}$ (kNm)		$A_f$	$\Delta_{max}$ (m)
	stat.	stat.+sismico	stat.	stat.+sismico	SLU	
	71	115	= 1.3 · 71 = 92	= 1.0 · 71 + 1.0 · (115 – 71) = 115	10 φ 20; $\rho_s = 2.5\%$ ; $M_{rd} = 136$ kNm	0.048
DDBD – Approccio SLU						
φ500 $i=0.6m$	$M_p$ (kNm)		$M_{calcolo}$ (kNm)		$A_f$	$\Delta_{max}$ (m)
	stat.	stat.+sismico	stat.	stat.+sismico	SLU	
	87	225	= 1.3 · 87 = 113	= 1.0 · 87 + 1.0 · (225 – 87) = 225	14 φ 20; $\rho_s = 2.2\%$ ; $M_{rd} = 260$ kNm	0.075

DM96 con Approccio Tensioni ammissibili TA				
φ500 $i=0.6m$	$M_p$ (kNm)		$M_{calcolo}$ (kNm)	$A_f$
	stat.	stat.+sismico	stat.+sismico	TA
	85	114	114	16 φ 20; $\sigma_f = 212$ MPa; $\sigma_c = 9$ MPa

– con quella ottenuta dal DM96, come si evince nuovamente dalla tabella 8. Questa evenienza conferisce un certo grado di attendibilità alla metodologia proposta, soprattutto se si consi-

dera l’ottimo comportamento esibito, in occasione di passati eventi sismici, dalle strutture di sostegno dimensionate secondo la prassi professionale recentemente superata.

## 5. Conclusioni

L’articolo si pone in continuità con un lavoro precedente pubblicato su questa stessa Rivista (Cecconi et al., 2009), ove erano presentati i risultati del metodo agli spostamenti DDBD nella valutazione delle spinte sismiche su strutture di sostegno a sbalzo e vincolate.

Nel presente lavoro sono stati ripresi in considerazione gli stessi casi studio e, confrontando criticamente e quantitativamente diversi approcci normativi, si è pervenuti al progetto e al dimensionamento, in condizioni statiche e sismiche, di una paratia a sbalzo avente altezza fuori terra pari a 5 m, a sostegno di terreni incoerenti sopra falda. Per questa tipologia strutturale tale dimensionamento consiste nella determinazione quantitativa di poche grandezze significative, ovvero:

- la minima profondità di infissione della parete (verifica GEO);
- la sezione strutturale in c.a. e la relativa armatura (verifica STR).

Ai fini del confronto tra le norme, le nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC08) sono state applicate seguendo entrambe le Combinazioni C1 e C2 dell’Approccio 1, considerando – a titolo di esempio – una zona di elevata sismicità ( $k_h = 0.335$ ). I risultati del dimensionamento sono stati poi confrontati a quelli ottenuti dalle superate norme DM96/DM88 per una zona di ex-1ª categoria sismica ( $k_h = 0.1$ ).

Per quanto riguarda la minima profondità di infissione ( $d_{min}$ ), i risultati salienti dello studio possono essere riassunti come segue:

- in condizioni statiche, i due approcci normativi DM96/DM88 e NTC08 conducono sostanzialmente a risultati simili ( $d_{min} \approx 3.5$  m);
- in condizioni statiche, la combinazione C2 suggerita dalle NTC08 è sempre più gravosa della C1, anche in presenza di carichi variabili;
- in condizioni sismiche, i valori unitari dei coefficienti parziali delle azioni rendono la combinazione C2 sempre più gravosa – e quindi condizionante – della C1;
- la combinazione C2 in condizioni sismiche risulta comunque più gravosa di entrambe le combinazioni (C1 e C2) in condizioni statiche. Questa circostanza si verifica anche nel

caso in cui l’accelerazione sismica  $a_g$  sia piccola e siano contestualmente presenti carichi variabili di qualsivoglia entità, opportunamente amplificati;

- la recente zonazione sismica del territorio nazionale, caratterizzata da valori massimi dell’accelerazione ( $a_g$ ) molto più elevati che in passato, fa sì che in condizioni sismiche, e per valori unitari del coefficiente  $\beta$ , la combinazione C2 delle nuove norme ( $d_{min} \approx 7.0$  m) risulti molto più gravosa del superato DM96 ( $d_{min} \approx 4.2$  m).

Limitatamente alla tipologia strutturale qui considerata, si comprendono pertanto le NTC08 laddove affermano che (v. § 6.2.3.1) “...la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico”.

Per quanto riguarda le verifiche STR volte al dimensionamento della sezione strutturale in c.a., si è esaminata la sola combinazione C1 come suggerito dalla nuova normativa, e si è considerata la possibile riduzione delle spinte sismiche con gli spostamenti della parete attraverso l’adozione di un coefficiente  $\beta$  minore dell’unità. In particolare, si è dapprima constatato che, ignorando la possibile riduzione delle azioni sismiche ottenibile con un valore di  $\beta < 1$ , le nuove norme conducono alla stessa sezione tipo e alla stessa armatura di quelle desunte con la precedente normativa. Questa circostanza è dovuta a due effetti concomitanti ed opposti presenti nella nuova normativa, nella quale il significativo aumento dell’input sismico - e della risultante sollecitazione flettente - è compensato da una verifica meno severa (tipo SLU) della sezione in c.a.

Infine, in assenza di qualunque indicazione normativa sulle procedure da seguire per tenere conto della duttilità del sistema, nell’articolo viene presentata una procedura di calcolo iterativa nella quale si utilizzano la curva di riduzione delle spinte ( $\beta$  vs.  $u_s$ ) indicata nelle norme ed i corrispondenti valori dei coefficienti riduttivi  $\beta$ . Per la paratia a sbalzo in esame, si evince che l’adozione di tali coefficienti riduttivi può condurre ad una sezione significativamente meno impegnativa di quella desunta dal DM96 per la ex-1ª categoria sismica.

Alla luce di quest’ultima osservazione, appare

opportuno estendere i confronti qui riportati a casi studio diversi per geometria e parametri meccanici; in tal caso, qualora si ottenessero risultati analoghi a quelli qui presentati, occorrerebbe a nostro avviso una ragionevole pru-

denza nell'adottare valori di  $\beta$  significativamente minori dell'unità, ed eventualmente utilizzare curve di riduzione delle spinte sismiche più conservative rispetto a quella introdotta nella recente normativa.

### Elenco simboli

$a_g$	: accelerazione orizzontale massima al sito
$b$	: spessore della struttura di sostegno (pannelli)
$b_{ae}$	: quota del punto di applicazione dell'incremento sismico di spinta attiva
$b_{pe}$	: quota del punto di applicazione del decremento sismico di resistenza passiva
$i$	: interasse pali
$d$	: lunghezza di infissione
$d_{min}$	: valore minimo della lunghezza di infissione
$h$	: altezza di scavo
$k_h$	: coefficiente sismico orizzontale
$r$	: fattore riduttivo del coefficiente sismico orizzontale, da EC8
$u_s$	: spostamento sismico della parete (come da NTC08)
$u_{stat}$	: spostamento della parete in testa in condizioni statiche
$u_E$	: spostamento della parete in testa in condizioni sismiche
$A_p$	: area della sezione in c.a.
$A_f$	: armatura della sezione in c.a.
$E_t$	: valore "operativo" del modulo di Young per il terreno
$E_p J_p$	: rigidezza flessionale della parete
$H$	: lunghezza complessiva della paratia
$K_o$	: coefficiente di spinta in quiete
$K_a$	: coefficiente di spinta attiva, statico
$K_{ae}$	: coefficiente di spinta attiva, sismico
$K_p$	: coefficiente di spinta passiva, statico
$K_{pe}$	: coefficiente di spinta passiva, sismico
$\Delta K_{ae}$	: incremento del coefficiente di spinta attiva dovuto al sisma
$\Delta K_{pe}$	: decremento del coefficiente di spinta passiva dovuto al sisma
$M_{a, stat}$	: momento "attivo" ribaltante, condizioni statiche
$M_{p, stat}$	: momento "passivo" stabilizzante, condizioni statiche
$\Delta M_{a, sisma}$	: incremento di momento "attivo" indotto dal sisma
$\Delta M_{p, sisma}$	: incremento di momento "passivo" indotto dal sisma
$M$	: momento flettente massimo
$M_0$	: momento flettente massimo in condizioni statiche ed in assenza di sovraccarichi
$\Delta M_{\Delta p}$	: incremento di momento indotto dai carichi permanenti
$\Delta M_{\Delta q}$	: incremento di momento indotto dai carichi variabili
$M_{calcolo}$	: momento di calcolo (o di progetto)
$M_{rd}$	: momento resistente della sezione in c.a.
$M_{parete}$	: momento flettente massimo agente sulla parete per metro di paratia [kNm/m]
$M_p$	: momento flettente massimo agente sul palo [kNm]
$P_a$	: spinta attiva, statica
$\Delta P_{ae}$	: incremento sismico di spinta attiva
$R_p$	: resistenza passiva, statica
$\Delta R_{pe}$	: decremento sismico di resistenza passiva
$S_S$	: coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_T$	: coefficiente di amplificazione topografica
$T_r$	: periodo di ritorno
$V_{ta}$	: incremento sismico attivo (come $\Delta P_{ae}$ )
$V_{tp}$	: decremento sismico passivo (come $\Delta R_{pe}$ )
$V_{S,30}$	: velocità di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità
$\alpha$	: coefficiente di deformabilità dei terreni interagenti con l'opera (da NTC08)
$\beta$	: coefficiente riduttivo, funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza (da NTC08)
$\gamma$	: peso dell'unità di volume del terreno

$\delta_a, \delta_p$	: angolo di attrito al contatto terreno-struttura (lato attivo/passivo)
$\phi_k$	: angolo di attrito del terreno (valore caratteristico)
$\phi_d$	: angolo di attrito del terreno (valore di progetto)
$\rho_s$	: percentuale di armatura
$\psi_{21}$	: coefficiente di combinazione (da NTC08)
$\Delta_{max}$	: incremento massimo di spostamento indotto dal sisma

## Ringraziamenti

Lo studio, condotto nell'ambito del Progetto Reluis 2005-2008 "Sviluppo di approcci agli spostamenti per il progetto e la valutazione della vulnerabilità", è

stato interamente finanziato con il contributo del Dipartimento della Protezione Civile.

Si ringrazia l'Ing. Sara Vecchietti per il contributo fornito nella conduzione di alcune analisi numeriche.

## Bibliografia

- Arulmoli A.K., Gayle S.J., Yin P., Jaradat O.A., Mays T.W. (2008) - Geotechnical Considerations and Soil-Structure Interactions: Proposed ASCE Standards for Seismic Design of Piers and Wharves, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV. Geotechnical Special Publication n. 181. 18-22 May 2008 Sacramento, California, ASCE.
- Becci B., Nova R. (1987) - Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie, Rivista Italiana di Geotecnica, vol. XXI, n.1, 33-47.
- Blum H. (1950) - Beitrag zur Berechnung von Bohlwerken, Die Bautechnik.
- Callisto L. (2008) - Alcune osservazioni sul coefficiente di sicurezza per le opere di sostegno, Nota tecnica, Rivista Italiana di Geotecnica 1/2008, 59-66.
- Calvi G.M., Pane V., Paolucci R. (2008) - Displacement Based Seismic Design of Geotechnical Structures, XII Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle Rocce, MIR2008, Torino 2-3 dicembre 2008.
- Cecconi M., Vecchietti S., Pane V. (2009) - Il metodo DDBD per la valutazione delle spinte sismiche sulle strutture di sostegno. Progettazione sismica, n.2, 67-82.
- Cecconi M., Pane V., Vecchietti S. (2008) - The DDBD method in the  $\alpha$ -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., Vecchietti S., Pane V. (2007) - The DDBD method in the design of cantilever diaphragm walls, in 60<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conf. & 8<sup>th</sup> Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conf. - Ottawa 2007, The Diamond Jubilee, Ottawa, Ontario, Canada, 912-919.
- Circolare 02/02/2009 n. 617, Gazzetta ufficiale 26/02/2009 n.47. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- DM88, Decreto Ministero Lavori Pubblici 11 marzo 1988. Suppl. ord. Alla G.U. 1-6-1988 n. 127.
- DM96, Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996, Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- EC7, EN 1997-1 (2004) - Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules.
- EC8, EN 1998-1 (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 (2003) - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- Hynes-Griffin M.E., Franklin A.G. (1984) - Rationalizing the seismic coefficient method", Miscellaneous paper GL-84-13, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- Mononobe, N., Matsuo, H. (1929) - On the determination of earth pressures during earthquakes. Proceedings World Engineering Conference, Tokyo, Japan, Vol. 9, Paper No. 388.
- 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).
- Pane V., Cecconi M., Vecchietti S. (2007) - Metodo DDBD per il progetto agli spostamenti di strutture di sostegno, in XII Convegno Nazionale Anidis - L'Ingegneria Sismica in Italia, Pisa, su CD rom.
- Simpson B. (2007) - Approaches to ULS design - The merits of Design Approach 1 in Eurocode 7, ISGSR 2007, First International Symposium on Geotechnical Safety and Risk, Oct. 18-19, Shanghai, Tongji University, China.