

UNA PROCEDURA PER IL DIMENSIONAMENTO DI MURI IN TERRA RINFORZATA SOGGETTI AD EVENTI SISMICI INTENSI

Domenico Gaudio, Luca Masini, Sebastiano Rampello
Sapienza Università di Roma

domenico.gaudio@uniroma1.it, luca.masini@uniroma1.it, sebastiano.rampello@uniroma1.it

Sommario

In questa nota si presenta una procedura per il dimensionamento di muri in terra rinforzata mediante il metodo pseudo-statico. In essa, il coefficiente sismico k è calibrato su prefissati livelli di prestazione del muro, espressi in termini di valori limite degli spostamenti permanenti accumulati durante l'evento sismico. Un'equivalenza di *upper bound* tra gli spostamenti indotti da sisma e i valori di k è stata ottenuta applicando il metodo di Newmark al *database* di accelerogrammi italiani, aggiornato alle registrazioni del 2017, e correggendo le relazioni empiriche ottenute per tenere conto della forma dei meccanismi plastici interni alla zona rinforzata, ai quali corrisponde la massima domanda di resistenza dei rinforzi. Fissata la prestazione sismica, il muro viene quindi dimensionato per ottenere un coefficiente sismico critico associato ai meccanismi interni (k_c^{int}) inferiore a quello associato ai meccanismi esterni (k_c^{ext}), così da promuovere l'attivazione di meccanismi plastici che prevedano la mobilitazione della resistenza del sistema terreno-rinforzo, dotato di rinforzi caratterizzati da adeguati livelli di duttilità.

1. Introduzione

Le soddisfacenti prestazioni fornite dai muri in terra rinforzata soggetti ad eventi sismici intensi possono essere attribuite alla loro capacità di attivare meccanismi plastici che coinvolgono gli elementi di rinforzo (Koseki *et al.*, 2012; Masini *et al.*, 2015). La progettazione del muro dovrebbe quindi favorire l'attivazione di tali meccanismi, già attraverso l'utilizzo del metodo pseudo-statico. In questo approccio le forze d'inerzia indotte dal sisma sono rappresentate da forze statiche equivalenti costanti in modulo, direzione e verso, proporzionali al peso proprio del muro attraverso il coefficiente sismico k . Tale coefficiente può essere calibrato su prefissati livelli di prestazione del muro, espressi in termini di valori di soglia degli spostamenti permanenti accumulati durante l'evento sismico. Gli spostamenti permanenti dei muri, derivanti dall'attivazione temporanea e sequenziale di meccanismi plastici durante il sisma, possono essere valutati con il metodo del blocco rigido di Newmark (1965). Nel metodo, la resistenza del sistema è espressa dall'accelerazione critica a_c , definita come l'accelerazione per la quale viene attivato il meccanismo plastico, mentre l'*input* sismico è descritto da una storia temporale delle accelerazioni. Il metodo di Newmark può essere applicato ad un insieme di registrazioni per ricavare relazioni empiriche che leghino valori di *upper bound* degli spostamenti permanenti all'accelerazione critica e a prefissati parametri sintetici del moto.

In questa nota il coefficiente sismico k è stato calibrato applicando il metodo di Newmark a un *database* di accelerogrammi italiani, aggiornato alle registrazioni del 2017, correggendo le relazioni empiriche così ottenute mediante un coefficiente di forma C che tiene conto della forma dei meccanismi plastici interni al muro, ai quali è associata la massima domanda di resistenza dei rinforzi. Fissata la prestazione sismica attesa, il muro viene dimensionato per ottenere un valore del coefficiente sismico critico associato ai meccanismi interni ($k_c^{int} = a_c^{int}/g$) inferiore a quello associato ai meccanismi esterni (k_c^{ext}); ciò al fine di promuovere l'attivazione di meccanismi plastici nei quali viene mobilitata la resistenza degli elementi di rinforzo, assunti di elevata duttilità. La procedura proposta viene illustrata mostrando un esempio di dimensionamento (Gaudio *et al.*, 2018).

Tabella 1. Valori adottati per i parametri adimensionali

| parametro | valore |
|------------|-----------------------|
| L/H | 0.7 – 0.8 – 0.9 – 1.0 |
| β | 70° – 80° |
| φ' | 32° – 35° – 38° |
| k_c | da 0.005 a 0.300 |

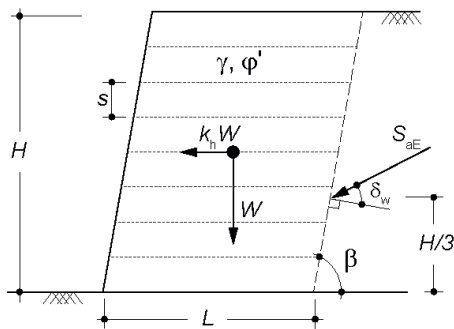


Fig 1. Schema di riferimento del problema

2. Individuazione dei meccanismi plastici interni

Lo schema di riferimento del problema è riportato nella Fig. 1(a). Un muro di altezza H e angolo di inclinazione sull'orizzontale β è rinforzato da geogriglie di lunghezza costante L , spaziatura uniforme s e resistenza a trazione T_T . Il terreno di riempimento è caratterizzato da un peso dell'unità di volume γ e da un angolo d'attrito φ' ; la resistenza all'interfaccia terreno-rinforzo è puramente attritiva con angolo d'attrito $\varphi'_{s/GSY} = \tan^{-1}(f_{s/GSY} \cdot \tan \varphi')$, in cui $f_{s/GSY}$ è un fattore riduttivo della resistenza all'interfaccia. Gli elementi di rinforzo reagiscono alle sole sollecitazioni assiali, come tipicamente assunto per le geogriglie, attraverso la loro resistenza a trazione T_T o a sfilamento T_p . Il muro è soggetto al peso proprio W , alla spinta attiva nelle condizioni pseudo-statiche S_{aE} e alla forza d'inerzia $k \cdot W$, quest'ultima applicata al baricentro del muro in direzione orizzontale. Analisi preliminari hanno mostrato che l'influenza della componente verticale è trascurabile.

I meccanismi plastici interni al muro sono stati individuati applicando il teorema dell'estremo superiore dell'analisi limite, ricercando il meccanismo di rottura critico al quale è associata la massima domanda di resistenza dei rinforzi, per fissate caratteristiche geometriche e meccaniche del muro e al variare del coefficiente sismico k , pari al coefficiente sismico critico k_c^{int} nelle condizioni limite. Nelle analisi sono stati considerati quattro diversi cinematismi di collasso (Fig. 2): rotazionale con superficie di scorrimento a spirale logaritmica (a), traslazionale con la formazione di un cuneo piano (b), traslazionale con scorrimento diretto sul rinforzo posto alla base del muro (c) e traslazionale a doppio cuneo (d). Per ognuno di questi cinematismi sono stati ricercati i valori dei parametri geometrici che descrivono la superficie di scorrimento (ad esempio, gli angoli θ_0 e θ_h per la spirale logaritmica) ai quali è associata la massima domanda di resistenza dei rinforzi, espressa in forma adimensionale attraverso il rapporto $k_t/\gamma H$:

$$\frac{k_t}{\gamma H} = \frac{n \cdot T_T}{\gamma H^2} \quad (1)$$

in cui $n = H/s$ è il numero di rinforzi. Tra i quattro meccanismi considerati, il meccanismo critico è quello associato al valore più elevato di $k_t/\gamma H$. Tale domanda di resistenza adimensionale è stata espressa in funzione del rapporto L/H , dell'angolo di inclinazione del paramento β , dell'angolo d'attrito φ' e del coefficiente sismico $k = k_c$, i cui valori assunti nelle analisi sono riportati nella Tab. 1. I rimanenti parametri adimensionali sono stati posti pari a $s/H = 1/16$ e $f_{s/GSY} = 0.8$, data la loro modesta influenza su $k_t/\gamma H$ (Michalowski, 1997; Ausilio *et al.*, 2000)

La Fig. 3a mostra la domanda di resistenza adimensionale calcolata per un muro caratterizzato da

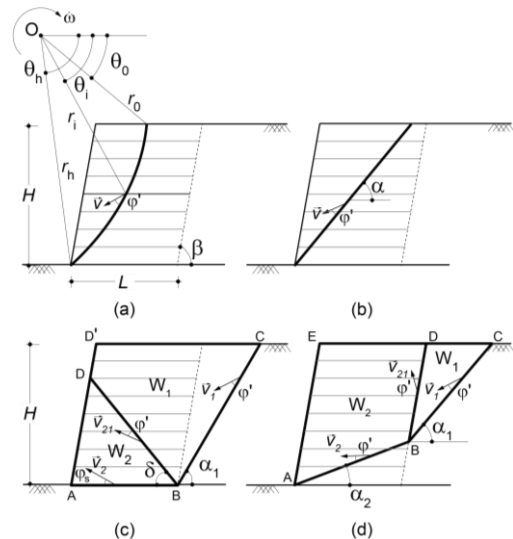


Fig 2. Meccanismi plastici interni: (a) spirale logaritmica; (b) superficie piana; (c) scorrimento diretto; (d) traslazionale a doppio cuneo

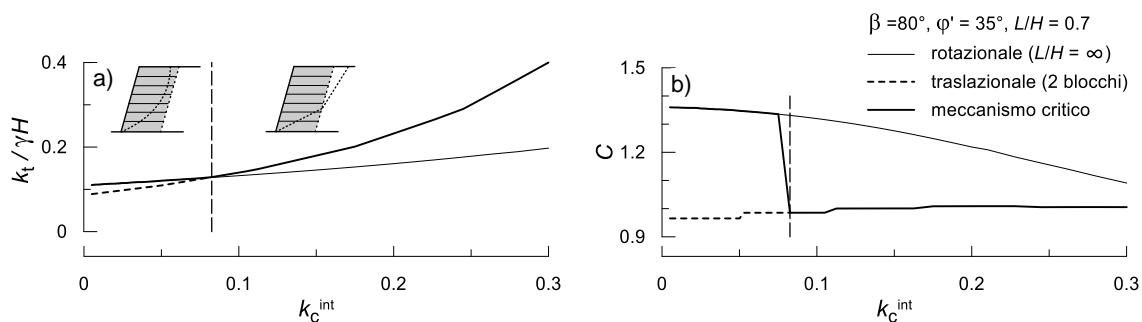


Fig 3. Individuazione del meccanismo critico: (a) domanda di resistenza dei rinforzi; (b) coefficiente di forma $\beta = 80^\circ$, $\phi' = 35^\circ$ e $L/H = 0.7$, in funzione del coefficiente sismico $k = k_c^{int}$. La massima domanda di resistenza è associata al meccanismo rotazionale di spirale logaritmica per $k_c^{int} < 0.083$, in cui tutti gli elementi di rinforzo reagiscono attraverso la resistenza a trazione T_T (come se fossero dotati di lunghezza infinita, $L/H = \infty$), mentre è associata al meccanismo traslazionale a doppio blocco per $k_c^{int} \geq 0.083$. L'individuazione del meccanismo plastico interno al muro consente, oltre al calcolo della domanda di resistenza dei rinforzi $k_t/\gamma H$, anche il calcolo del coefficiente di forma $C = d/d_0$, definito come il rapporto tra lo spostamento permanente orizzontale d , indotto dal sisma al piede del muro, e lo spostamento che si ottiene per doppia integrazione del moto relativo del blocco rigido di Newmark su piano orizzontale, d_0 . Per l'esempio considerato il coefficiente di forma C assume valori prossimi a 1.4 per $k_c^{int} < 0.083$ e a 1.0 per $k_c^{int} \geq 0.083$, con una brusca riduzione corrispondente al cambiamento di meccanismo critico (Fig.3 b).

3. Calcolo degli spostamenti permanenti

Gli spostamenti permanenti $d = C \cdot d_0$ sono stati calcolati applicando inizialmente il metodo del blocco rigido su piano orizzontale di Newmark (d_0) e correggendo successivamente tali spostamenti attraverso il coefficiente di forma C , per tenere conto della forma dei meccanismi plastici interni alla zona rinforzata. Gli spostamenti d_0 sono stati calcolati effettuando un'integrazione parametrica dell'insieme di registrazioni italiane incluse nel *database ITACA* per il periodo temporale 1972 ÷ 2015 e nel *database Engineering Strong Motion* per il periodo 2016 ÷ aprile 2017. Il *database* risultante è costituito da 1668 accelerogrammi registrati durante 207 eventi da 296 stazioni. Le storie temporali delle accelerazioni orizzontali, tutte caratterizzate da un'accelerazione di picco $a_{max} \geq 0.05g$, si riferiscono a eventi sismici con magnitudo $M \geq 4$, distanza epicentrale $R_{ep} < 100$ km e profondità focale ≤ 45 km. Gli accelerogrammi sono stati divisi in cinque gruppi, corrispondenti alle cinque categorie di sottosuolo definite dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (Ministero delle Infrastrutture, 2018). Per ogni gruppo le storie temporali delle accelerazioni sono state scalate a prefissati valori dell'accelerazione di picco, $a_{max} = 0.05, 0.15, 0.25$ e $0.35g$, escludendo quelle che avrebbero richiesto valori del fattore di scala al di fuori dell'intervallo $0.5 \div 2$. Gli spostamenti permanenti d_0 sono stati ottenuti per doppia integrazione dell'equazione del moto relativo, considerando entrambi i versi di applicazione degli accelerogrammi e valori del rapporto $k_c/k_{max} = 0.1 \div 0.8$, in cui $k_{max} = a_{max}/g$. Sono state quindi ricavate relazioni empiriche in cui gli spostamenti permanenti di *upper bound* al 95-esimo percentile sono espressi in funzione del rapporto k_c/k_{max} (Rampello *et al.*, 2010):

$$d_0 = B_1 \cdot e^{-A \frac{k_c}{k_{max}}} \quad (2)$$

Tabella 2. Valori dei parametri della relazione empirica per il calcolo degli spostamenti corretti $d = C \cdot d_0$

| sottosuolo | cat. A | | cat. B | | cat. C | | cat. D | | cat. E | |
|---------------|--------|--------------|--------|--------------|--------|--------------|--------|--------------|--------|--------------|
| a_{max} (g) | A_c | B_{1c} (m) | A_c | B_{1c} (m) | A_c | B_{1c} (m) | A_c | B_{1c} (m) | A_c | B_{1c} (m) |
| 0.35 | 8.02 | 2.72 | 7.53 | 1.53 | 7.56 | 3.08 | 8.34 | 2.38 | 7.38 | 0.83 |
| 0.25 | 7.72 | 1.13 | 7.39 | 0.98 | 7.40 | 1.72 | 8.83 | 2.53 | 7.23 | 0.46 |
| 0.15 | 7.61 | 0.53 | 7.43 | 0.57 | 7.44 | 0.97 | 8.91 | 1.99 | 7.02 | 0.20 |
| 0.05 | 7.75 | 0.18 | 7.57 | 0.23 | 7.50 | 0.35 | 8.67 | 1.35 | 7.34 | 0.09 |

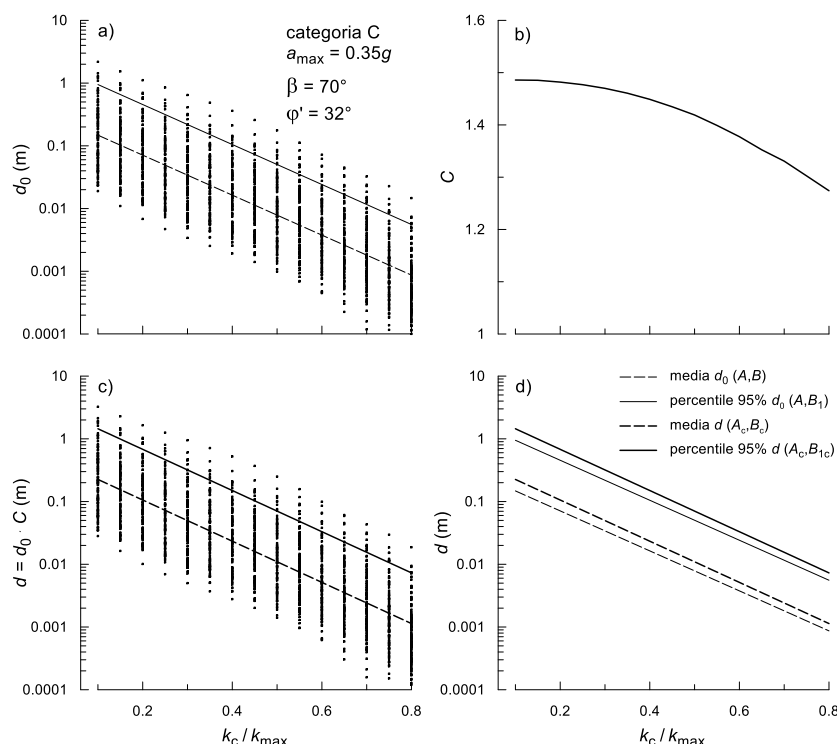


Fig 4. Spostamenti permanenti calcolati per categoria di sottosuolo C e accelerazione di picco $a_{max} = 0.35g$ e confronto con gli spostamenti valutati per blocco rigido su piano orizzontale

in cui B_1 rappresenta lo spostamento al 95-esimo percentile per $k_c = 0$, ottenuto ipotizzando una distribuzione log-normale degli spostamenti attorno al valore medio, e A rappresenta la pendenza della retta in un piano semi-logaritmico, assunta pari alla pendenza della relazione media (50-esimo percentile). La Fig. 4a mostra gli spostamenti permanenti d_0 ottenuti per doppia integrazione degli accelerogrammi registrati su suolo di categoria C scalati al valore $a_{max} = 0.35g$, insieme alle relazioni empiriche medie e di *upper bound*. Successivamente, i valori di d_0 sono stati corretti per tenere conto della forma del meccanismo di collasso, moltiplicandoli per i valori massimi del coefficiente di forma C , calcolati per $\beta = 70^\circ$, $\varphi' = 32^\circ$ e per meccanismo di spirale logaritmica (Fig. 4b), per ottenere gli spostamenti corretti $d = C \cdot d_0$ e le corrispondenti relazioni medie e di *upper bound* (parametri A_c e B_{1c} , Fig. 4c). I valori dei parametri A_c e B_{1c} della regressione di *upper bound* sono riportati nella Tab. 2. Le relazioni empiriche ricavate per gli spostamenti corretti d sono caratterizzate da una pendenza simile a quella ottenuta per d_0 ($A_c \approx A$) ma da una maggiore intercetta ($B_{1c} > B_1$, $B_c > B$; Fig. 4d), essendo A_c compreso tra 7.02 e 8.91 (valore medio pari a 7.73), e B_{1c} compreso tra 0.09 e 3.08 m (valore medio pari a 1.19 m, coefficiente di variazione $cov = 76.5\%$).

4. Calcolo del coefficiente sismico

Note le relazioni di *upper bound* tra gli spostamenti permanenti e il rapporto k_c/k_{max} , il coefficiente sismico k è stato ottenuto definendo un'equivalenza tra il valore di soglia degli spostamenti permanenti d_y , che individua la prestazione sismica attesa per il muro, e un valore η del rapporto k_c/k_{max} (Fig. 5). Se la verifica pseudo-statica del muro, condotta utilizzando il valore $k = \eta \cdot k_{max}$, restituisce un valore unitario del coefficiente di sicurezza ($FS = 1$), allora $k = k_c$ e il massimo spostamento permanente è $d = d_y$. Il coefficiente sismico k può quindi essere ottenuto invertendo la relazione (2) e adottando i parametri riportati nella Tab. 2:

$$\eta = \frac{k_c}{k_{max}} = -\frac{1}{A_c} \ln \left(\frac{d_y}{B_{1c}} \right) \quad (3)$$

I valori di η ottenuti per valori di soglia $d_y = 2$ e 5 cm sono riportati nelle Tabb. 3 e 4, rispettivamente; per valori di $\eta < 0.10$ si è posto $\eta = 0.10$ ($a_{max} = 0.35g$, cat. E).

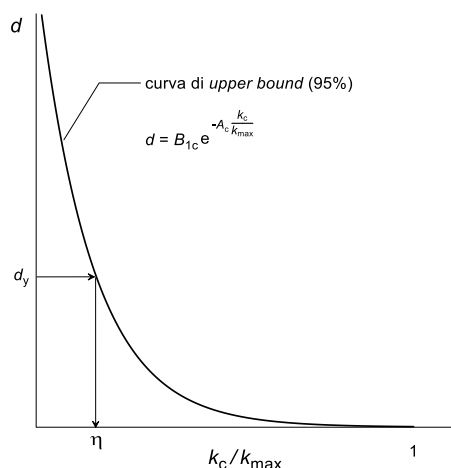


Fig 5. Equivalenza tra spostamenti permanenti e coefficiente sismico

Tabella 3. Coefficiente di riduzione η per $d_y = 2$ cm

| a_{\max} (g) | categoria di sottosuolo | | | | |
|-------------------|-------------------------|------|------|------|------|
| | A | B | C | D | E |
| 0.35 | 0.61 | 0.58 | 0.67 | 0.57 | 0.50 |
| 0.25 | 0.52 | 0.53 | 0.60 | 0.55 | 0.43 |
| 0.15 | 0.43 | 0.45 | 0.52 | 0.52 | 0.33 |
| 0.05 | 0.28 | 0.32 | 0.38 | 0.49 | 0.20 |

Tabella 4. Coefficiente di riduzione η per $d_y = 5$ cm

| a_{\max} (g) | categoria di sottosuolo | | | | |
|-------------------|-------------------------|------|------|------|------|
| | A | B | C | D | E |
| 0.35 | 0.50 | 0.45 | 0.55 | 0.46 | 0.38 |
| 0.25 | 0.40 | 0.40 | 0.48 | 0.44 | 0.31 |
| 0.15 | 0.31 | 0.33 | 0.40 | 0.41 | 0.20 |
| 0.05 | 0.16 | 0.20 | 0.26 | 0.38 | 0.10 |

5. Procedura per il dimensionamento del muro

La procedura proposta consiste nel dimensionare il muro in modo che durante eventi sismici molto intensi venga favorita l'attivazione dei meccanismi plastici interni. Applicando il principio della gerarchia delle resistenze, ciò coincide a soddisfare la condizione $k_c^{\text{int}} < k_c^{\text{ext}}$. A titolo di esempio, si descrive il dimensionamento di un muro di altezza $H = 8$ m, $\beta = 80^\circ$, $\gamma = 20$ kN/m³ e $\phi' = 32^\circ$. Per il terreno di fondazione si è assunta una categoria di sottosuolo C, $\gamma_f = 20$ kN/m³, $\phi'_f = 28^\circ$ e $c'_f = 0$. Alla base del muro si è assunto un angolo d'attrito all'interfaccia $\phi'_s = \tan^{-1}(0.8 \cdot \tan \phi'_f)$. La spinta attiva nelle condizioni pseudo-statiche S_{aE} è stata ottenuta utilizzando la soluzione di Mononobe e Matsuo (1929) per il calcolo del coefficiente di spinta K_{aE} . La procedura si articola in cinque fasi:

- 1) fissata la categoria di sottosuolo e il livello di accelerazione massima attesa al sito a_{\max} , si calcola il valore del coefficiente sismico interno k_c^{int} associato alla prestazione attesa d_y . Assumendo $a_{\max} = 0.25$ g ed uno spostamento permanente massimo $d_y = 5$ cm, dalla Tab. 4 si ottiene $k_c^{\text{int}} = 0.48 \cdot 0.25 = 0.120$;
- 2) ponendo $k = k_c^{\text{int}} = k_c^{\text{ext}}$ si calcola la lunghezza minima dei rinforzi necessaria per soddisfare le verifiche esterne tradizionali (scorrimento lungo il piano di posa, capacità portante del terreno di fondazione e ribaltamento): la Fig. 6a mostra che il valore massimo di L associato al meccanismo di collasso per capacità portante, per il quale si ottiene $L/H = 0.59$ ($L \approx 4.7$ m);
- 3) nota la lunghezza L , si calcola la domanda di resistenza dei rinforzi $k_t/\gamma H$ per il quale si verifica $k_c^{\text{int}} = k_c^{\text{ext}}$, ottenendo $k_t/\gamma H = 0.247$ (punto A in Fig. 6b);
- 4) per favorire l'attivazione dei meccanismi plastici interni al muro si incrementa la lunghezza L dei rinforzi e se ne riduce la resistenza $k_t/\gamma H$, in modo che k_c^{ext} aumenti ma k_c^{int} rimanga costante (stessa prestazione sismica d_y): nel caso considerato si pone $L/H = 0.70$ ($L = 5.6$ m), valore minimo suggerito da BS 8006 (2010) in condizioni sismiche. La corrispondente domanda di resistenza dei rinforzi si riduce a $k_t/\gamma H = 0.202$ (punto B in Fig. 6b);
- 5) assumendo una spaziatura adimensionale dei rinforzi $s/H = 1/16$ ($s = 0.5$ m, $n = 16$) si ottiene una resistenza a trazione richiesta ai rinforzi $T_T = 16.2$ kN/m. Considerando i valori disponibili in commercio per geogriglie in poliestere (PET) si assume un valore $T_T = 18.0$ kN/m ($k_t/\gamma H = 0.225$, punto C in Fig. 6b), per il quale si ottiene un maggiore valore del coefficiente sismico critico interno, $k_c^{\text{int}} = 0.141$. Questa configurazione finale del muro è raccomandabile, in quanto è caratterizzata da $k_c^{\text{int}} < k_c^{\text{ext}}$. Inoltre, poiché si ha $k_c^{\text{int}} = 0.141 > k = 0.120$, il massimo spostamento permanente atteso per il muro è pari a $d = 2.7$ cm (eq. (2)), inferiore al valore di soglia inizialmente fissato, $d_y = 5$ cm.

In generale, al termine della procedura è necessario controllare che il punto rappresentativo della configurazione finale del muro si disponga al di sotto della curva a tratto spesso rappresentata nella

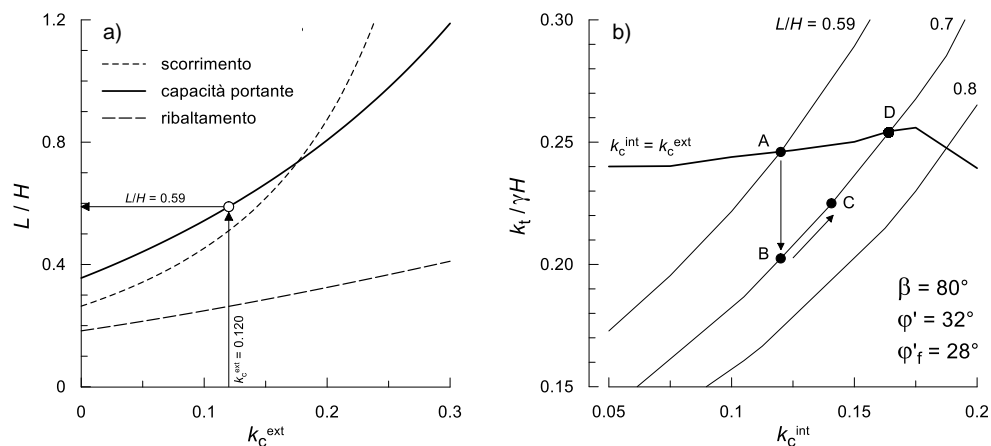


Fig 6. Esempio applicativo della procedura proposta: (a) determinazione della lunghezza minima dei rinforzi; (b) dimensionamento del muro con $k_c^{int} < k_c^{ext}$

Fig. 6b, definita come il luogo dei punti in cui $k_c^{int} = k_c^{ext}$. Per il caso considerato ($L/H = 0.70$), ciò corrisponde ad accettare configurazioni i cui punti rappresentativi ricadono tra il punto B e il punto D, caratterizzate da rinforzi lunghi e poco resistenti, per i quali tipicamente si sono osservate le migliori prestazioni sismiche (Masini *et al.*, 2015), nell'ipotesi di duttilità adeguata delle geogriglie.

6. Conclusioni

In questa nota è stata presentata una procedura per il dimensionamento di muri in terra rinforzata attraverso il metodo pseudo-statico, finalizzata al progetto di muri che in presenza di azioni sismiche molto intense attivino temporaneamente meccanismi plastici interni alla zona rinforzata. A tal fine sono state sviluppate relazioni empiriche di *upper bound* al 95-esimo percentile tra gli spostamenti permanenti accumulati dal muro e il coefficiente sismico k . Gli spostamenti permanenti sono stati calcolati applicando il metodo del blocco rigido di Newmark a un *database* di accelerogrammi italiani aggiornato al 2017; tali spostamenti sono stati successivamente corretti tramite il coefficiente C che tiene conto della forma dei meccanismi plastici interni al muro, individuati applicando il teorema dell'estremo superiore a diverse configurazioni di muro. Il coefficiente sismico k è stato calcolato per le cinque categorie di sottosuolo previste dalla Norme Tecniche per le Costruzioni, per quattro valori dell'accelerazione massima attesa al sito ($a_{max} = 0.05, 0.15, 0.25$ e $0.35g$) e per due valori dello spostamento di soglia ($d_y = 2$ e 5 cm). La procedura proposta è stata infine illustrata attraverso un esempio di calcolo, dal quale si ottiene un muro caratterizzato da rinforzi lunghi e poco resistenti.

Bibliografia

- Ausilio E., Conte E., Dente G. (2000). "Seismic stability analysis of reinforced slopes", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 19(3), 159-172.
- BS 8006 (2010). "Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills", British Standards Institution, Londra.
- Gaudio D., Masini L., Rampello S. (2018). "A performance-based approach to design reinforced-earth retaining walls", *Geotex. Geomembr.*, 46(4), 470-485.
- Koseki J. (2012). "Use of geosynthetics to improve seismic performance of earth structures", *Geotex. Geomembr.*, 34, 51-68.
- Masini L., Callisto L., Rampello S. (2015). "An interpretation of the seismic behaviour of reinforced-earth retaining structures", *Géotechnique*, 65(6), 349-358.
- Michalowski L. (1997). "Stability of uniformly reinforced slopes", *J. Geotech. Geoenv. Eng.*, ASCE, 123(6), 546-556.
- Ministero delle Infrastrutture (2018). "Norme Tecniche per le Costruzioni", Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 42. Decreto Ministero Infrastrutture 17.01.2018, Roma.
- Mononobe N., Matsuo H. (1929). "On the determination of earth pressure during earthquakes", Proc. World Engineering Congress, 9, 177-185.
- Newmark N.M. (1965). "Effects of earthquakes on dams and embankments.", Fifth Rankine Lecture, *Géotechnique*, 15(2), 139-193.
- Rampello S., Callisto L., Fargnoli P. (2010). "Evaluation of Slope Performance under Earthquake Loading Condition", *Rivista Italiana di Geotecnica*, 44(4), 29-41.