

PROGETTAZIONE SISMICA DI MURI IN TERRA RINFORZATA SECONDO UN APPROCCIO PRESTAZIONALE

1. Introduzione

I sistemi geotecnici soggetti a violenti terremoti tipicamente coinvolgono il comportamento irreversibile e isteretico dei terreni di fondazione. In presenza di eventi sismici intensi tale evenienza non può essere evitata: al contrario, essa può essere addirittura favorita, purché la resistenza del sistema non si riduca durante il sisma ma si mantenga stabile denotando un comportamento duttile. Questo paradigma di progettazione (*Capacity Design*), inizialmente concepito per l'ingegneria strutturale (Paulay e Priestley, 1992) sta acquisendo una sempre maggiore risonanza anche nel campo dell'ingegneria geotecnica. Infatti, tale approccio conduce a una forte riduzione delle forze inerziali trasmesse alla struttura, al prezzo di un accumulo di spostamenti permanenti fino al termine dell'evento sismico. Nel contesto di un approccio prestazionale (*Performance-Based Design*), la verifica di sicurezza degli elementi duttili è soddisfatta quando tali spostamenti risultino minori di determinati valori di soglia, questi ultimi funzione dello Stato Limite considerato e della Vita Utile del sistema in analisi.

I concetti sopra richiamati sono stati recentemente applicati nello sviluppo di una procedura di progetto di muri in terra rinforzata con geosintetici (Cazzuffi, 1983) soggetti ad azioni sismiche intense (Gaudio *et al.*, 2018a, 2021), la cui prestazione sismica soddisfacente durante terremoti intensi è stata ampiamente documentata in letteratura (Koseki *et al.*, 2009; di Filippo *et al.*, 2019). La principale ragione per la quale i muri in terra rinforzata mostrano un comportamento migliore di quello dei muri a gravità convenzionali è da attribuire alla loro capacità di ridistribuire le deformazioni indotte dal sisma nella zona rinforzata, purché gli elementi di rinforzo siano adeguatamente duttili, come nel caso dei geosintetici.

In questo articolo viene innanzitutto richiamato un metodo proposto di recente per il progetto di muri in terra rinforzata con geogriglie e risolto in facciata, in cui viene adottato un approccio prestazionale e nel quale l'azione sismica è rappresentata attraverso un approccio pseudo-statico (Gaudio *et al.*, 2018a). In tale metodo i muri vengono progettati per attivare meccanismi plastici interni durante eventi sismici intensi, così da coinvolgere il comportamento duttile degli elementi di rinforzo. A tal fine, il coefficiente sismico k da utilizzare nel metodo dell'equilibrio limite viene assunto pari al coefficiente sismico legato ai meccanismi plastici interni, k_c^{int} , che a sua volta deve risultare inferiore al coefficiente sismico

calcolato assumendo meccanismi plastici esterni, k_c^{ext} ; ciò per garantire l'attivazione di meccanismi plastici che coinvolgano gli elementi di rinforzo. Nell'ambito di un approccio prestazionale, il soddisfacimento della verifica in termini di spostamenti permanenti viene assicurata calibrando il coefficiente sismico k su determinati valori della prestazione sismica, espressa in termini di valori di soglia dello spostamento permanente, d_y . Tali spostamenti permanenti sono stati preliminarmente calcolati svolgendo una integrazione parametrica del database sismico italiano attraverso il metodo del blocco rigido di Newmark (Newmark, 1965).

L'efficacia della procedura proposta viene di seguito dimostrata discutendo i risultati di analisi dinamiche non lineari svolte con il metodo delle differenze finite, nelle quali viene valutata la prestazione sismica fornita da due diversi muri, l'uno in terra rinforzata progettato per attivare meccanismi plastici interni, l'altro a gravità progettato per attivare meccanismi plastici esterni. I due muri sono caratterizzati dalla medesima resistenza sismica e sono soggetti alla stessa registrazione di un evento sismico intenso occorso durante la sequenza sismica che ha colpito il centro Italia nel 2016. I risultati delle analisi mostrano che la prestazione sismica del muro in terra rinforzata è notevolmente migliore di quella fornita dal muro convenzionale, poiché caratterizzata da valori dello spostamento permanente notevolmente inferiori.

2. Procedura di progetto

Il problema considerato nello sviluppo della procedura di progetto è mostrato nella Fig. 1.

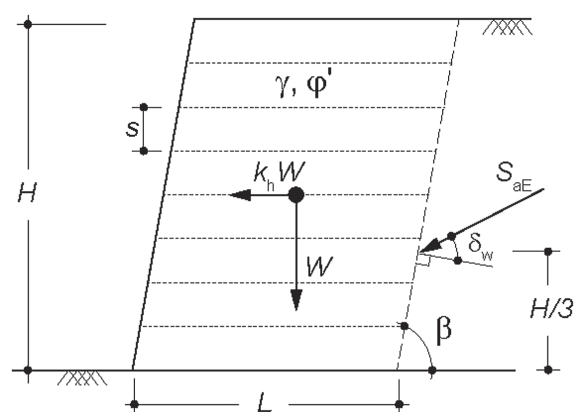


Fig. 1 - Schema considerato nello studio parametrico.

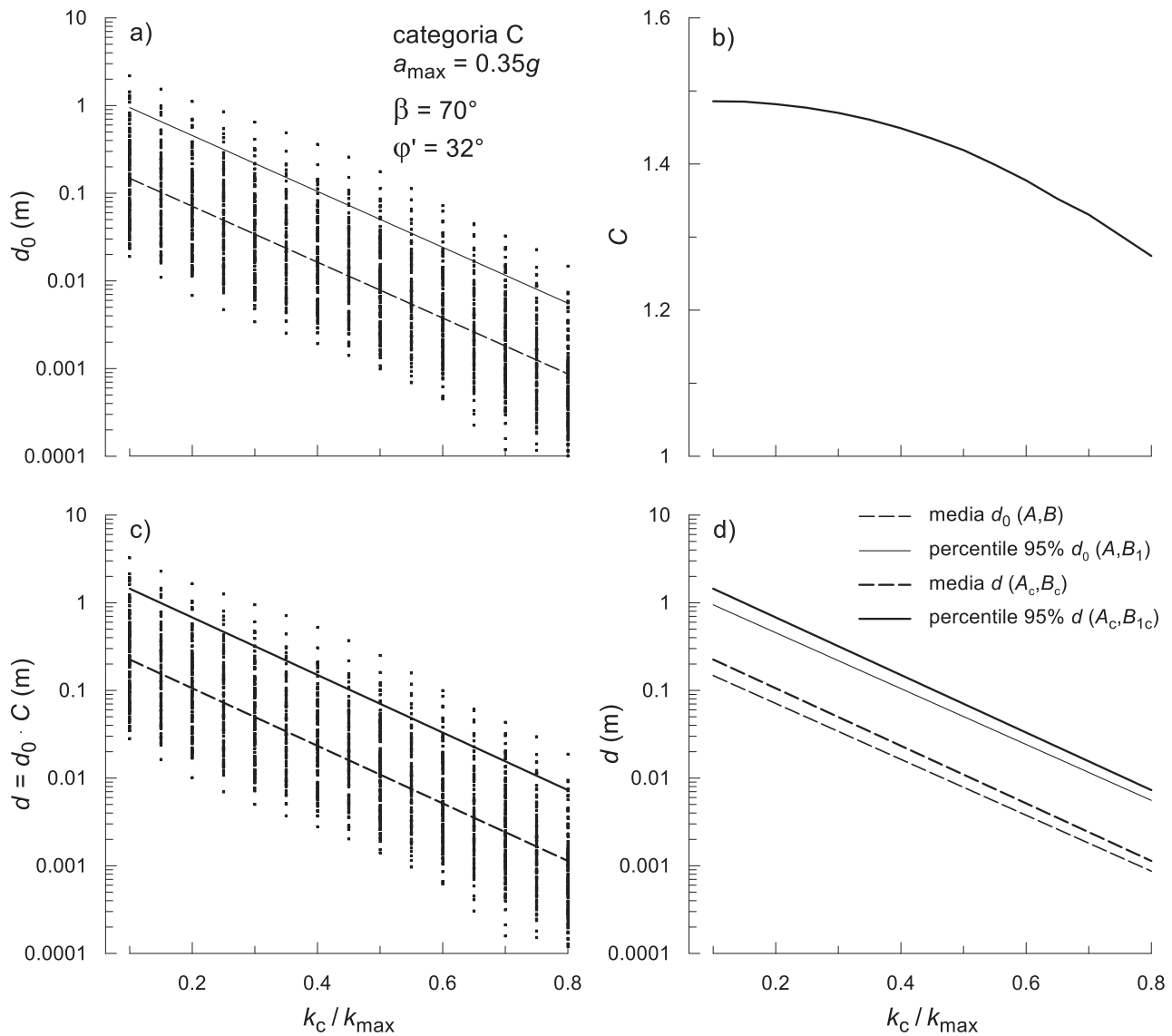
Un muro di altezza H e angolo di inclinazione sull'orizzontale β è rinforzato da n geogriglie, tutte caratterizzate da una spaziatura uniforme s , lunghezza L e resistenza a trazione T_T . Al contatto terreno-geogriglia è stata assunta una resistenza puramente attrittiva caratterizzata da un angolo di resistenza al taglio $\varphi'_{s/GSY} = \tan^{-1}(f_{s/GSY} \cdot \tan\varphi')$, in cui $f_{s/GSY}$ è un fattore riduttivo della resistenza all'interfaccia.

Seguendo un approccio pseudo-statico nel rappresentare gli effetti indotti dal sisma, le forze agenti sul muro sono: il peso proprio W , la spinta attiva nelle condizioni pseudo-statiche S_{aE} e la forza d'inerzia $k \cdot W$ applicata in corrispondenza del baricentro del muro. La componente verticale del sisma è trascurata ($k_v = 0$).

I meccanismi plastici interni sono stati inizialmente individuati attraverso una routine di calcolo implementata in Matlab, nella quale si ricercano i parametri geometrici che definiscono il cinematismo che massimizza la richiesta di resistenza a trazione dei rinforzi (cinematismo cri-

tico) tramite il teorema dell'estremo superiore dell'analisi limite: tale procedura è stata applicata per tutti i sistemi considerati in un ampio studio parametrico adimensionale, i cui parametri sono riportati nella Tab. 1. I valori di alcuni parametri adimensionali sono stati invece assunti costanti nelle analisi, poiché la loro influenza sulla domanda di resistenza a trazione dei rinforzi è risultata trascurabile: $s/H = 1/16$ e $f_{s/GSY} = 0.8$. L'ipotesi relativa al fattore riduttivo della resistenza all'interfaccia costituisce una forte approssimazione, dato che esso dipende in realtà da diversi fattori (Cardile *et al.*, 2019). Maggiori dettagli relativi all'individuazione del cinematismo critico sono riportati in Gaudio *et al.* (2018a).

In aggiunta alla domanda di resistenza alle geogriglie, l'individuazione del cinematismo critico ha permesso di calcolare il coefficiente di forma $C = d/d_0$, in cui d è la componente orizzontale dello spostamento permanente al piede del muro e d_0 è lo spostamento risultante dall'integrazione del moto relativo di un blocco rigido su piano



Parametro	Valore assunto
L/H	0.7 – 0.8 – 0.9 – 1.0
β	70° – 80°
φ'	32° – 35° – 38°
k_c	0.005 ÷ 0.300

Tab. 1 - Parametri adimensionali considerati nello studio parametrico.

orizzontale (Newmark, 1965). Per definizione, il coefficiente C tiene conto della forma del meccanismo plastico critico che si sviluppa nel muro per un dato insieme dei valori assunti dai parametri riportati nella Tab. 1.

I coefficienti di forma sono stati applicati per ottenere lo spostamento d partendo dallo spostamento d_0 , come riportato nella Fig. 2 per un caso specifico. Gli spostamenti d_0 sono stati calcolati attraverso una integrazione parametrica di una versione aggiornata del database sismico italiano (Gaudio *et al.*, 2020), in cui sono presenti storie temporali delle accelerazioni registrate durante terremoti intensi verificatisi sul territorio nazionale nell'arco temporale 1972-2017. Queste storie temporali sono state divise in cinque gruppi, corrispondenti alle categorie di sottosuolo definite dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (Ministero delle Infrastrutture, 2018). Per ogni gruppo, le storie temporali delle accelerazioni sono state scalate per un fattore moltiplicativo F compreso tra 0.5 e 2.0, al fine di ottenere predefiniti valori dell'accelerazione di picco, $a_{max} = 0.05, 0.15, 0.25$ e $0.35g$. Gli spostamenti permanenti d_0 sono stati calcolati per doppia integrazione dell'equazione del moto relativo del blocco rigido considerando entrambi i versi dell'input sismico. L'integrazione è stata effettuata considerando valori del rapporto $k_c/k_{max} = 0.1 \div 0.8$, ove $k_{max} = a_{max}/g$ è il coefficiente sismico di picco dell'input sismico. Tali spostamenti sono stati quindi moltiplicati per il coefficiente di forma C per ottenere lo spostamento $d = C \cdot d_0$. I valori di d sono stati infine interpolati con le relazioni empiriche fornite dall'equazione (1) ottenendo i valori di *upper-bound* corrispondenti al 95-esimo percentile:

$$d = B_{1c} \cdot e^{-A_c \frac{k_c}{k_{max}}} \quad (1)$$

in cui i coefficienti B_{1c} e A_c sono l'intercetta e la pendenza della curva in un piano semi-logaritmico. Il coefficiente B_{1c} è stato calcolato assumendo, per un dato valore del rapporto k_c/k_{max} , una distribuzione log-normale attorno al valore medio, mentre A_c è stato assunto pari alla pendenza della relativa curva mediana (50-esimo percentile).

Le curve semi-empiriche di *upper-bound* così ottenute sono state utilizzate per stabilire un'equivalenza tra gli spostamenti permanenti d e il coefficiente sismico k utilizzato nel metodo pseudo-statico, cosicché il coefficiente k possa essere calibrato sulla prestazione sismica de-

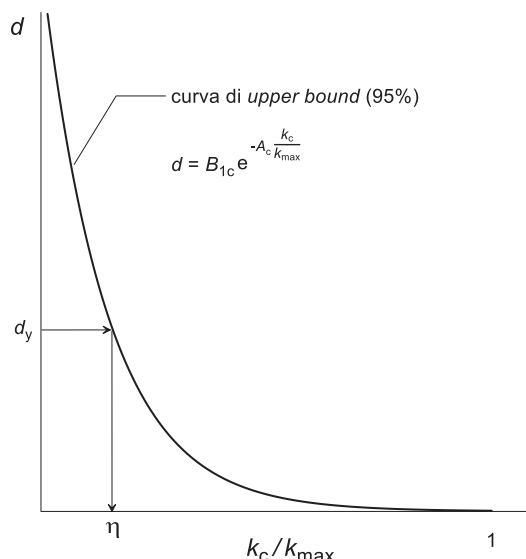


Fig. 3 - Schema concettuale per la calibrazione del coefficiente sismico k in funzione della prestazione sismica desiderata.

siderata per il muro, espressa attraverso lo spostamento di soglia d_y . Nello specifico, l'eq. (1) può essere invertita al fine di ottenere, per una determinata categoria di sottosuolo e fissati valori dell'accelerazione massima a_{max} e dello spostamento di soglia d_y , il rapporto $\eta = k_c/k_{max}$ (Fig. 3). Ciò comporta che se un'analisi all'equilibrio limite nella quale viene utilizzato il coefficiente sismico $k = \eta \cdot k_{max}$ restituisce un valore del coefficiente di sicurezza $F_s = 1$ (a significare che le condizioni limite sono state raggiunte), allora lo spostamento permanente massimo da attendersi per il muro è proprio pari al valore di soglia, $d = d_y$. Al contrario, se si ottiene un valore di $F_s > 1$, il coefficiente sismico critico del muro k_c è maggiore del coefficiente sismico k adottato, e lo spostamento permanente del muro è inferiore al valore di soglia, $d < d_y$. I valori di soglia d_y dipendono dal comportamento del terreno (se duttile o fragile) e dalle strutture che risulterebbero coinvolte dall'eventuale deformazione del muro di sostegno. I valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima η sono riportati nella Tab. 2 per un valore dello spostamento di soglia $d_y = 5$ cm, tipicamente ritenuto adeguato per uno Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) per muri in terra rinforzata nel caso di comportamento duttile dei terreni. Nella Tabella, per $\eta < 0.10$ si è

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

Tab. 2 - Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per lo spostamento di soglia $d_y = 5$ cm.

assunto $\eta = 0.10$, in sicurezza ($a_{\max} = 0.35g$, categoria di sottosuolo E). Come atteso, il coefficiente di riduzione η aumenta al crescere dell'accelerazione massima a_{\max} , cioè per terremoti più intensi. I valori più elevati sono ottenuti per la categoria di sottosuolo C, mentre i più bassi sono stati calcolati per la categoria E.

Nella procedura di progetto qui proposta, il coefficiente sismico così calibrato viene utilizzato per calcolare la domanda di resistenza a trazione necessaria per i rinforzi, T_T , nell'ipotesi che inizialmente sia $k = k_c^{\text{int}}$, in cui k_c^{int} è il coefficiente sismico critico dei cinematismi interni (quelli che coinvolgono gli elementi di rinforzo).

Successivamente, viene selezionata la lunghezza dei rinforzi, L , tale da ottenere un coefficiente sismico critico associato ai cinematismi esterni maggiore di quello relativo a quelli interni, $k_c^{\text{ext}} > k_c^{\text{int}} = k_c$, così da promuovere l'attivazione dei meccanismi interni durante l'evento sismico. Infatti, tali cinematismi migliorano la prestazione sismica del muro, come già discusso nel paragrafo introduttivo. La validità di tale procedura, come dimostrazione dell'efficacia della promozione di cinematismi plastici interni nei muri di sostegno in terra rinforzata, viene mostrata nel paragrafo seguente.

3. Efficacia della procedura di progetto

La validità della procedura di progetto proposta viene dimostrata in questo paragrafo discutendo i risultati di analisi dinamiche non lineari svolte nel dominio del tempo con il metodo delle differenze finite in condizioni di deformazione piana attraverso il codice di calcolo FLAC v.5 (Itasca, 2005). Nelle analisi vengono considerati due muri, il primo rappresentativo di un muro in terra rinforzata con geogriglie e risolto in facciata, per il quale vengono attivati meccanismi plastici interni durante l'evento sismico, il secondo rappresentativo di un muro a gravità convenzionale, per il quale possono essere attivati solo meccanismi esterni. Vengono innanzitutto presentate le caratteristiche di questi muri, insieme con la loro modellazione numerica; successivamente, vengono discussi i risultati delle analisi, evidenziando la migliore prestazione sismica ottenuta con il muro in terra rinforzata.

3.1 Modellazione numerica ed individuazione del cinematismo critico attraverso analisi di push-over

I due muri ideali mostrati nella Fig. 4 sostengono lo stesso terrapieno e sono fondati sul medesimo terreno. Entrambi sono caratterizzati da un'altezza $H = 15$ m e da un angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale $\beta = 80^\circ$. Il primo muro (case 1 in Fig. 4) è un muro in terra rinforzata progettato con la procedura descritta nel paragrafo precedente al fine di attivare meccanismi plastici interni ($k_c^{\text{ext}} > k_c^{\text{int}} = k_c$). Questo muro è caratterizzato da 25 geogriglie uniformemente spaziate ($s = 0.6$ m) e da un rapporto larghezza/altezza $L/H = 0.75$ ($L = 11.25$ m). Il

terreno di riempimento è costituito da un terreno a grana grossa con angolo di resistenza al taglio $\phi' = 35^\circ$, mentre il terreno di fondazione è caratterizzato da angolo di resistenza al taglio $\phi'_f = 28^\circ$ e coesione efficace $c'_f = 10$ kPa. Per entrambi i terreni si è assunto un peso dell'unità di volume $\gamma = 20$ kN/m³. Le geogriglie hanno una resistenza a trazione costante a pari a $T_T = 25$ kN/m, una deformazione assiale di snervamento $\epsilon_y = 2\%$ e una duttilità infinita: quest'ultima è un'ipotesi finalizzata a simulare rinforzi che non presentino una riduzione di resistenza durante l'evento sismico (Masini *et al.*, 2015). La resistenza al contatto terreno-rinforzo è descritta da un criterio di resistenza di Mohr-Coulomb puramente attritivo con angolo di resistenza $\phi'_{s/GSY} = \phi' = 35^\circ$. Per questo muro sono stati ottenuti i seguenti valori dei coefficienti sismici relativi ai cinematismi interni ed esterni attraverso il teorema cinematico dell'analisi limite: $k_c^{\text{int}} = 0.101$ e $k_c^{\text{ext}} = 0.196$.

Il coefficiente sismico critico k_c^{int} è stato anche ottenuto svolgendo analisi statiche non lineari (*push-over*) con il codice di calcolo FLAC v.5. In queste analisi, la componente orizzontale delle forze di volume, espresse come una frazione k dell'accelerazione di gravità g , è stata incrementata fino allo *step* in cui le analisi non raggiunsero più la convergenza: in corrispondenza di questo *step* di calcolo si individua il cinematismo critico e il coefficiente sismico corrispondente che, per definizione, è il coefficiente sismico critico del muro ai cinematismi interni, $k = k_c^{\text{int}}$. Nelle analisi di *push-over*, i terreni di riempimento e di fondazione sono stati assimilati a un mezzo elastico-plastico perfetto con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb e dilatanza nulla ($\psi = 0$). Gli elementi di rinforzo sono stati modellati attraverso elementi *strip* disponibili nella libreria del codice FLAC, anch'essi con un legame costitutivo elastico-plastico perfetto nel piano forza-deformazione assiale, $T - \epsilon_a$: le componenti flessionali e di taglio non sono state considerate, nell'ipotesi di assenza di rigidità della geogriglia a queste sollecitazioni, condizione assunta rappresentativa di una geogriglia in poliestere (PET). Ulteriori dettagli nella modellazione numerica sono riportati in Gaudio *et al.* (2018b). Il coefficiente sismico critico così calcolato, $k_c = k_c^{\text{int}} = 0.060$, è risultato minore di quello valutato con

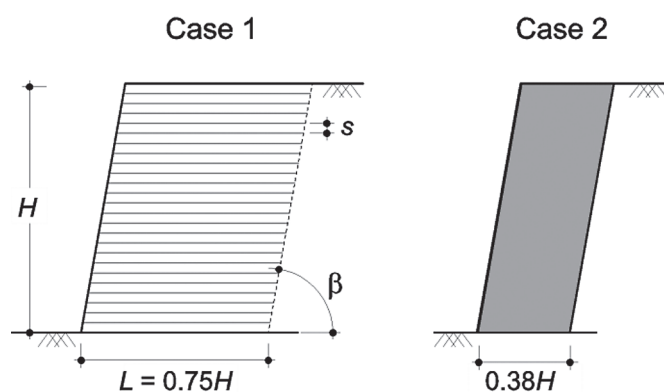


Fig. 4 - Muri considerati nelle analisi numeriche 2D.

il teorema dell'estremo superiore dell'analisi limite. Tale risultato può essere attribuito a due possibili ragioni: (i) la soluzione ottenuta con il teorema cinematico dell'analisi limite rappresenta un estremo superiore, fornendo una sovrastima della resistenza sismica del sistema; (ii) nell'utilizzare il teorema della plasticità perfetta si assume una legge di flusso associata per i terreni di fondazione ($\psi = \phi'$), mentre l'angolo di dilatanza assunto nelle analisi numeriche è nullo ($\psi = 0$). Le differenze osservate nella stima del coefficiente sismico critico, quindi, non riducono la validità della procedura di progetto qui discussa.

Il muro a gravità convenzionale (*case 2*) è caratterizzato dalla medesima resistenza sismica del muro in terra rinforzata: tuttavia, questa volta il coefficiente sismico critico è associato ai soli meccanismi esterni. La larghezza del muro, $L = 5.7 \text{ m} = 0.38 \cdot H$, è stata quindi selezionata per ottenere un valore di $k_c = k_c^{\text{ext}} = 0.060$, pari a quello già ottenuto per il muro in terra rinforzata (*case 1*) nelle condizioni pseudo-statiche. Nel dominio di calcolo alle differenze finite, il muro a gravità in calcestruzzo è stato simulato attraverso un materiale elastico lineare, così da inibire la formazione di cinematismi plastici interni.

I meccanismi plastici così ottenuti sono mostrati nella Fig. 5 per entrambi i muri in termini di isolinee della deformazione di taglio ottenute al termine dell'analisi pseudo-statica. In questo contesto, vale la pena ricordare che i valori assoluti delle deformazioni non sono di interesse, ma sono solo utili all'individuazione del meccanismo di collasso. Per il muro in terra rinforzata (*case 1*) sono stati ottenuti due meccanismi di collasso concomitanti, entrambi caratterizzati dal coinvolgimento degli elementi di rinforzo: (i) un meccanismo può essere ben approssimato da una spirale logaritmica che si sviluppa dal piede del muro; (ii) un meccanismo a due blocchi che si estende fino al terreno in posto in prossimità del piano campagna. Al contrario, per il muro a gravità convenzionale si sviluppa un unico cinematismo esterno che si estende a partire dal terreno di fondazione fino al terreno in posto sostenuto dal muro. Sebbene caratterizzati dalla medesima resistenza sismica, i diversi meccanismi di collasso provocheranno differenti prestazioni sismiche dei due sistemi anche quando soggetti al medesimo *input* sismico, come mostrato nel paragrafo successivo.

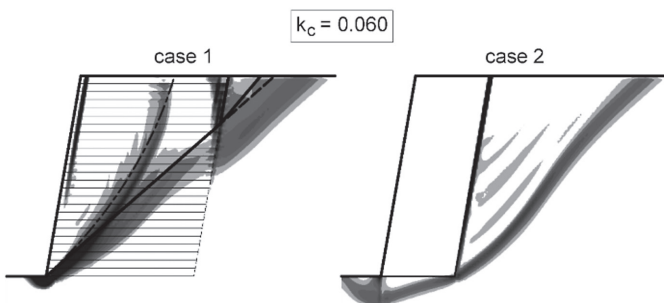


Fig. 5 - Meccanismi plastici ottenuti dalle analisi numeriche 2D (modificata da Masini *et al.*, 2015).

3.2 Valutazione della prestazione sismica attraverso analisi dinamiche non lineari

La prestazione sismica dei due muri è stata valutata svolgendo analisi dinamiche non lineari, utilizzando gli stessi modelli numerici adottati per le analisi di *push-over* ma rimpiazzando le condizioni al contorno statiche con condizioni *free-field* lungo i contorni verticali del modello.

L'*input* sismico è stato applicato nella sola direzione orizzontale in termini di una storia temporale dell'accelerazione orizzontale, nell'ipotesi di *bedrock* infinitamente rigido.

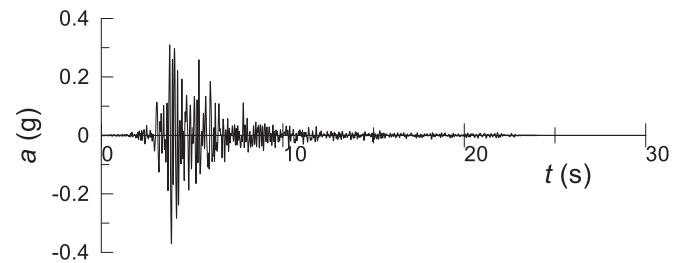


Fig. 6 - Storia temporale delle accelerazioni orizzontali applicata alla base del dominio numerico.

Il comportamento meccanico dei terreni di riempimento e di fondazione è stato descritto utilizzando il modello isteretico disponibile nella libreria del codice di calcolo FLAC, accoppiato con il criterio di Mohr-Coulomb caratterizzato dagli stessi parametri di resistenza. Ulteriori dettagli relativi alle assunzioni fatte nel definire i parametri del modello isteretico sono riportati in Gaudio *et al.* (2022).

Entrambi i muri sono stati soggetti alla storia temporale delle accelerazioni orizzontali registrata a Monte Cavallo durante la sequenza sismica che ha colpito il centro Italia nel 2016 (Fig. 6), estratta dalla versione aggiornata del *database* sismico italiano. L'*input* sismico è caratterizzato da un'accelerazione di picco $a_g = 0.37g$, un'intensità di Arias $I_A = 0.75 \text{ m/s}$, un periodo medio $T_m = 0.20 \text{ s}$ (Rathje *et al.*, 1998) e una durata significativa $T_D = 4.23 \text{ s}$ (Trifunac e Brady, 1975). Al fine di limitare la distorsione numerica delle onde che si propagano all'interno del dominio di calcolo, l'*input* è stato filtrato alla frequenza $f_{\text{max}} = 15 \text{ Hz}$; inoltre, esso è stato soggetto a una *baseline correction* così da ottenere spostamento e velocità nulli al termine della registrazione.

I meccanismi plastici attivati per entrambi i muri durante l'evento sismico sono mostrati nella Fig. 7 mediante le isolinee della deformazione di taglio calcolate al termine della fase di calcolo dinamica. Dal confronto con la Fig. 5 risulta un accordo soddisfacente con i meccanismi plastici ottenuti nelle analisi pseudo-statiche. Come già anticipato, i differenti cinematismi plastici indotti dal sisma comportano una diversa prestazione sismica dei due muri di sostegno.

La Fig. 8 mostra le storie temporali degli spostamenti orizzontali ottenuti alla base (B) e in testa (T) alla facciata di entrambi i muri considerati: tali spostamenti sono rela-

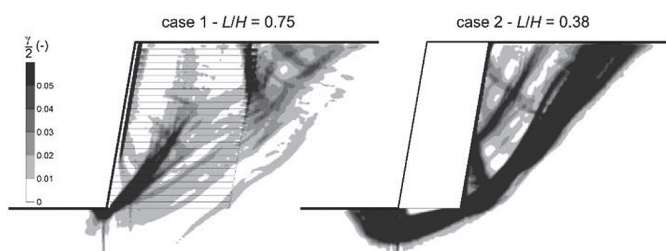


Fig. 7 - Isolinee delle deformazioni di taglio ottenute al termine delle fasi di calcolo dinamiche.

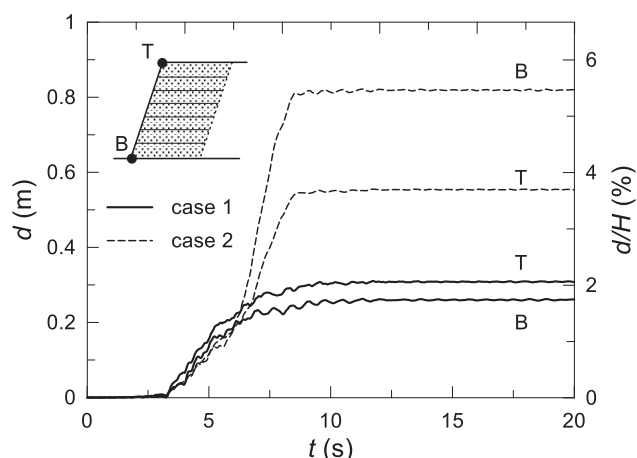


Fig. 8 - Storie temporali dello spostamento orizzontale dei muri rispetto al *free-field*.

tivi a quelli ottenuti alle medesime quote nelle condizioni di *free-field*. I valori calcolati alla base sono rispettivamente pari a $d_B = 0.26$ m ($d_B/H \approx 1.7$ %) e a $d_B = 0.82$ m ($d_B/H \approx 5.5$ %) per il muro in terra rinforzata e per quello convenzionale, con un rapporto rinforzato/convenzionale pari a circa 0.31 (riduzione di circa il 70 %). Analogamente, i valori calcolati in testa alla facciata sono pari a $d_T = 0.31$ m ($d_T/H \approx 2.0$ %) e a $d_T = 0.56$ m ($d_T/H \approx 3.7$ %) per il muro in terra rinforzata e per quello convenzionale, con un rapporto rinforzato/convenzionale pari a circa 0.55 (riduzione di circa il 45 %). Wu e Prakash (1996) hanno indicato come valori ammissibili (*permissible*) dello spostamento adimensionale $d_B/H \leq 2.0$ %: in accordo con tale criterio di ammissibilità, la prestazione sismica del muro in terra rinforzata è accettabile al contrario di quella valutata per il muro a gravità progettato convenzionalmente.

4. Conclusioni

Le più recenti ricognizioni post-sisma, insieme con le ultime evidenze scientifiche, hanno mostrato che la prestazione sismica dei muri in terra rinforzata con geosintetici è tipicamente più soddisfacente di quella osservata per i muri convenzionali, grazie alla presenza degli elementi di rinforzo caratterizzati da comportamento duttile che contribuiscono a ridistribuire le deformazioni indotte dal terremoto all'interno della zona rinforzata.

In questo articolo è stata innanzitutto mostrata una procedura di progetto recentemente proposta, sviluppata nell'ambito di un approccio prestazionale per i muri in terra rinforzati da geogriglie in PET e con risvolto in facciata. Sulla base di relazioni semi-empiriche di *upper-bound* che legano gli spostamenti permanenti sismo-indotti al rapporto $k_c/k_{c,max}$, sono stati proposti differenti valori del coefficiente sismico k in funzione della prestazione sismica desiderata per il muro, espressa da valori limite dello spostamento d_y (= 5 cm), dell'intensità del sisma, quantificata dall'accelerazione massima a_{max} (=0.05, 0.15, 0.25 e 0.35g) e della categoria di sottosuolo (A, B, C, D ed E).

Nella procedura discussa nel presente articolo si propone di progettare il muro imponendo che il coefficiente sismico k sia pari al coefficiente critico associato ai meccanismi interni, k_c^{int} , quest'ultimo legato alla resistenza a trazione dei rinforzi, T_T . La lunghezza dei rinforzi viene invece determinata di modo che il coefficiente sismico critico legato ai meccanismi esterni, k_c^{ext} , sia più elevato di quello ottenuto per i meccanismi interni, così da assicurare che questi ultimi si attivino durante eventi sismici intensi.

L'efficacia della procedura proposta nel garantire una buona prestazione sismica dei muri in terra rinforzata è stata dimostrata attraverso lo svolgimento di analisi dinamiche non lineari condotte con il metodo delle differenze finite. I risultati delle analisi hanno mostrato che un muro in terra rinforzata, progettato per attivare meccanismi interni durante terremoti violenti, garantisce, a parità di resistenza sismica, una prestazione sismica migliore di quella ottenuta con un muro convenzionale. Le analisi numeriche hanno infatti mostrato che il muro in terra rinforzata, sebbene soggetto allo stesso evento sismico del muro convenzionale, subisce uno spostamento orizzontale alla base della facciata flessibile molto più piccolo (circa il 70% in meno) del muro convenzionale.

Le conclusioni ricavate dallo studio discusso in questo articolo sono state ottenute sulla base di alcune specifiche ipotesi, che restringono il campo di applicabilità dello studio. Infatti, i rinforzi in geosintetico sono stati assunti infinitamente duttili: sebbene costituisca una forte assunzione di calcolo, questa ipotesi può essere ritenuta realistica se si confronta la duttilità dei geosintetici con quella di altri materiali (acciaio, ad esempio). Inoltre, l'assunzione di facciata infinitamente flessibile è valida per il solo caso di risvolto in facciata, ma non lo è per il caso di facciate rigide a tutta altezza (*full-height rigid facing*) e per quello di blocchi modulari (*modular blocks*). Ciononostante, i concetti legati alla migliore prestazione sismica osservata per i muri in terra rinforzata rimangono comunque validi.

BIBLIOGRAFIA

Cardile, G., Pisano, M. e Moraci, N. (2019). The influence of a cyclic loading history on soil-geogrid interac-

tion under pullout condition. *Geotext. Geomembr.*, 47 (4) 552-65.

Cazzuffi, D. (1983). L'impiego dei geotessili nelle opere di sostegno: criteri di progettazione e indagini sperimentali. *Atti XV Convegno Nazionale di Geotecnica* (Spoleto), Vol. 3, pp. 311-320.

di Filippo, G., Biondi, G. e Moraci, N. (2019). Seismic performance of geosynthetic-reinforced retaining walls: experimental tests vs numerical predictions. *Atti del 7th Int. Conf. Earthq. Geotech. Eng.* (Roma), p 2574-82.

Gaudio, D., Masini, L. and Rampello, S. (2018a). A performance-based approach to design reinforced-earth retaining walls. *Geotext. Geomembr.*, 46 (4) 470-85.

Gaudio, D., Masini, L. and Rampello, S. (2018b). Seismic performance of geosynthetic-reinforced earth retaining walls subjected to strong ground motions. *Atti della China-Europe Conf. Geotech. Eng.* (Vienna) (Springer Series in Geomechanics and Geoengineering 216849) p 1474-78.

Gaudio, D., Masini, L. e Rampello S. (2021). A procedure to design geosynthetic-reinforced earth retaining walls under seismic loadings. *Atti della 16th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, M. Barla et al. (Eds.), Turin, Italy: 1-9, Springer Nature Switzerland AG 2021, DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-030-64518-2_36.

Gaudio, D., Masini, L. e Rampello, S. (2022). Seismic design of geosynthetic-reinforced earth retaining walls following a pseudo-static approach. *Atti del 7th European Geosynthetics Conference (EuroGeo7)*, Varsavia, Polonia, 4-7 Settembre 2022.

Gaudio, D., Rauseo, R., Masini, L. e Rampello S. (2020). Semi-empirical relationships to assess the seismic performance of slopes from an updated version of the Ital-

ian seismic database. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18 (14), 6245-6281, DOI: <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00937-6>.

Itasca (2005). *Fast Lagrangian Analysis of Continua v. 5.0. User's manual* (Minneapolis: Itasca Consulting Group).

Koseki, J., Nakajima, S., Tateyama, M., Watanabe, K., Shinoda, M. (2009). Seismic performance of geosynthetic reinforced soil retaining walls and their performance-based design in Japan. *Atti della 7th Int. Conf. on Perf. based Design in Earthq. Eng.* (Tokio), p 149-61.

Masini, L., Callisto, L. e Rampello, S. (2015). An interpretation of the seismic behaviour of reinforced-earth retaining structures. *Géotechnique*, 65 (5) 349-58.

Ministero delle Infrastrutture (2018). *Norme Tecniche per le Costruzioni Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana 42* (Rome: Decreto Ministero Infrastrutture 17.01.2018).

Newmark, N.M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Géotechnique*, 15 (2) 139-93.

Paulay, P. e Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings* (New York: Wiley).

Rathje, E.M., Abrahamson, N.A. e Bray, J.D. (1998). Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 124 (2) 150-9.

Trifunac, M.D. e Brady, A.G. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 65 (3) 581-626.

Wu, Y. e Prakash, S. (1996). On the seismic displacements of rigid retaining walls *ASCE Geotech. Special Publ.: Analysis and Design of Retaining Structures against Earthquakes ASCE*, p 21-3.7.

RIASSUNTO

Progettazione sismica di muri in terra rinforzata secondo un approccio prestazionale

In presenza di eventi sismici intensi i muri in terra rinforzata tramite geosintetici hanno mostrato una prestazione sismica migliore dei muri di sostegno convenzionali, grazie alla loro capacità di ridistribuire le deformazioni indotte dal sisma all'interno della zona rinforzata. In questo articolo viene richiamato un metodo di progetto di tali

ABSTRACT

Seismic design of geosynthetic-reinforced earth retaining walls following a performance-based approach

Geosynthetic-reinforced earth (GRE) retaining walls show a better performance than conventionally-designed walls during destructive earthquakes, due to their capability of redistributing seismic-induced deformations within the reinforced zone. In this paper, a recently-

muri recentemente proposto, in cui viene promossa l'attivazione dei meccanismi plastici interni quando il muro è soggetto a terremoti intensi. Nel metodo pseudo-statico, nella rappresentazione dell'azione sismica, il coefficiente sismico k viene quindi legato alla resistenza ai meccanismi interni, quest'ultima posta pari al coefficiente sismico critico del muro, k_c^{int} . Il coefficiente sismico è poi calibrato sulla prestazione sismica del muro, espressa in termini di valori di soglia dello spostamento permanente del muro indotto dal sisma. Gli spostamenti permanenti sismo-indotti sono stati valutati attraverso relazioni empiriche precedentemente sviluppate sulla base di un'integrazione parametrica di una versione aggiornata del database sismico italiano. L'efficacia della procedura è stata dimostrata attraverso lo svolgimento di analisi dinamiche non lineari condotte tramite il metodo delle differenze finite, nelle quali viene valutata la prestazione sismica di due muri caratterizzati dalla medesima resistenza sismica, l'uno (muro in terra rinforzata tramite geogriglie) caratterizzato dall'attivazione di meccanismi plastici interni, l'altro (muro a gravità convenzionale) per il quale gli unici meccanismi plastici possibili sono esterni. Entrambi i muri sono soggetti alla registrazione di un evento sismico di intensità tale da attivare i meccanismi plastici. I risultati delle analisi mostrano che il muro in terra rinforzata tramite geogriglie garantisce una migliore prestazione sismica (minori spostamenti permanenti), grazie al contributo degli elementi di rinforzo quando vengono attivati meccanismi plastici interni.

Questo articolo verrà presentato in lingua Inglese in occasione del 7th European Geosynthetics Conference (EuroGeo7) che si terrà a Varsavia, Polonia, dal 4 al 7 settembre 2022 (Gaudio et al., 2022).

proposed method to design GRE walls is first recalled, where the wall is designed to trigger an internal plastic mechanism in the presence of strong earthquakes. Following a pseudo-static approach, the seismic coefficient k is therefore assumed equal to the internal seismic resistance of the wall k_c^{int} . The seismic coefficient is then calibrated against given seismic wall performance, expressed in terms of limit values of earthquake-induced displacements. Permanent displacements are evaluated through empirical relationships that were previously developed on the basis of a parametric integration of an updated Italian seismic database. Effectiveness of the proposed procedure is then demonstrated by assessing, through Finite Difference nonlinear dynamic analyses, the seismic performance of two walls, namely a GRE and a conventional gravity wall, characterised by the same seismic resistance but triggering an internal and external plastic mechanism, respectively. They are both subjected to a real strong motion, capable of activating a plastic mechanism. Results showed that lower permanent displacements are accumulated in the GRE wall where internal mechanisms are triggered.

This paper will be presented in English at the 7th European Geosynthetics Conference (EuroGeo7) that will be held in Warsaw, Poland, September 4-7 2022 (Gaudio et al., 2022).

XXXI CONVEGNO NAZIONALE GEOSINTETICI

SOSTENIBILITÀ, ASPETTI AMBIENTALI E CAMBIAMENTI CLIMATICI



a cura di
Daniele Cazzuffi
Nicola Moraci
Claudio Soccodato

Bari, 7 ottobre 2021

PÀTRON EDITORE
BOLOGNA