UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE ED ARCHITETTURA

Tesi di Dottorato in Ingegneria Strutturale e Geotecnica
XXVIII Ciclo

ANALISI NUMERICA DI MURI IN TERRA RINFORZATA IN CAMPO STATICO E DINAMICO

Maria Todaro

Coordinatore del Dottorato:
Prof. Ing. Aurelio Ghersi

Tutor:
Prof. Ing. Ernesto Motta

Catania, Dicembre 2015

A mio fratello

Sommario

INTRODUZIONE 1

OBBIETTIVI DELLA RICERCA 2

ORGANIZZAZIONE DELLA TESI 2

CAPITOLO 1 **LE OPERE DI SOSTEGNO IN TERRA RINFORZATA** 1

1.1 PREMESSA 1

1.2 TIPOLOGIE DI OPERE IN TERRA RINFORZATA: MATERIALI UTILIZZATI E APPLICAZIONI 5
1.2.1 Tipologie di opere 5
1.2.2 I rinforzi 6
1.2.3 Rivestimento di facciata 10
1.2.4 Terreno di riempimento 15
1.2.5 Applicazioni 17

1.3 PRINCIPIO DI FUNZIONAMENTO DEI MURI IN TERRA RINFORZATA 18

1.4 METODI DI PROGETTO DEI MURI A PARAMENTO VERTICALE IN CONDIZIONI STATICHE: APPROCCIO ALL' EQUILIBRIO LIMITE 20
1.4.1 Generalità 20
1.4.2 Coherent Gravity Method 22
1.4.3 Tieback Wedge Method 26
1.4.4 Structure Stiffness Method 27
1.4.5 Semplified method 28

1.5 METODI DI PROGETTO DEI MURI IN TERRA RINFORZATA A PARAMENTO INCLINATO 29

1.6 MECCANISMO D'INTERAZIONE TERRENO-RINFORZO IN CONDIZIONI DI SFILAMENTO. 30

1.7 PROVE DI PULLOUT. 34

1.8 METODI DI PROGETTO IN CAMPO SISMICO 37
1.8.1 Generalità 37
1.8.2 I metodi pseudo-statici 38
1.8.3 Il metodo degli spostamenti 40
1.8.4 I metodi dinamici completi 42

1.9 COMPORTAMENTO SISMICO DELLE OPERE IN TERRA RINFORZATA 43
1.9.1 Terremoto di Northridge, 1994 (USA, M_w = 6.7) 44
1.9.2 Terremoto di Kobe, 1995 (Giappone, M_w=6.7) 46
1.9.3 Terremoto di Chi-Chi, 1999 (Taiwan; M_w=7.7) 48
1.9.4 Terremoto di Tecomán 2003 (Messico, M_w=7.6) 51
1.9.5 Terremoto di Niigata 2004 (Giappone, M_w=6.6) 53

CAPITOLO 2 **COMPORTAMENTO DI UN MURO IN VERA GRANDEZZA REALIZZATO CON SISTEMA MACRES®** 1

2.1 PREMESSA **1**

2.2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA MACRES OGGETTO DI STUDIO **2**

2.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI **5**
2.3.1 Test eseguiti in laboratorio 5
2.3.2 Caratteristiche mineralogiche 6
2.3.3 Prove di classificazione 7
2.3.4 Peso specifico dei grani 10
2.3.5 Densità relativa 10

2.4 PROVA DI TAGLIO DIRETTO **11**

2.5 PROVA DI COLONNA RISONANTE **13**

2.6 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA **19**
2.6.1 Strain Gauges o misuratori di deformazione 19
2.6.2 Celle di carico sulla connessione geostrip-muro 19
2.6.3 Estensimetro multi-base 19
2.6.4 Celle di pressione 20

2.7 FASI DI COSTRUZIONE DEI MURI **21**

2.8 DATI SPERIMENTALI ACQUISITI **27**
2.8.1 Posizionamento della strumentazione 27
2.8.2 Dati estensimetri multibase 28
2.8.3 Dati strain gauges 32
2.8.4 Dati celle di carico alle connessioni 38
2.8.5 Dati celle di pressione 40

CAPITOLO 3 **MODELLAZIONE FEM DEI MURI SPERIMENTALI: ANALISI STATICA** **1**

3.1 PREMESSA **1**

3.2 CODICE DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI **2**
3.2.1 Metodo degli elementi finiti (FEM) 2
3.2.2 Descrizione del codice di calcolo utilizzato e delle procedure di analisi 3

3.3 DESCRIZIONE DEL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI **7**
3.3.1 Geometria 7
3.3.2 Condizioni al contorno 8
3.3.3 Proprietà degli elementi strutturali 9
3.3.4 Fasi di calcolo 32

3.4 ANALISI DEI RISULTATI E CONFRONTO CON I DATI SPERIMENTALI **33**
3.4.1 Spostamenti 33
3.4.2 Forze di trazione nei rinforzi. 36
3.4.3 Deformazione media assiale nei rinforzi 66

CAPITOLO 4 **ANALISI DINAMICA DEI MURI SPERIMENTALI** **1**

4.1 PREMESSA **1**

4.2 ACCELEROGRAMMI UTILIZZATI PER L'ANALISI SISMICA DEI MURI **1**

4.3 ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI 6

4.4 ANALISI DEI RISULTATI 24
4.4.1 Generalità 24
4.4.2 Spostamenti 25
4.4.3 Forze di trazione nei rinforzi. 33
4.4.4 Variazione della forza massima trazione nei rinforzi con la profondità 48
4.4.5 Deformazione media assiale sui rinforzi 56
4.4.6 Luogo dei punti di massima trazione nei rinforzi 63

4.5 CONFRONTO CON I DATI IN LETTERATURA 70

CONCLUSIONI 1

BIBLIOGRAFIA 1

RINGRAZIAMENTI 1

INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni le tecniche di rinforzo delle terre hanno avuto un crescente sviluppo sia nell'ambito della realizzazione di strutture impiegate negli interventi di sistemazione e consolidamento dei versanti in frana, che nell'ambito della realizzazione di un'ampia gamma di opere di ingegneria civile come ad esempio le spalle di ponti o muri di sostegno stradali e ferroviari. Tali opere si svilupparono a partire dall'idea di Henri Vidal che mise a punto e brevettò un sistema denominato "Terre armèe", in cui gli strati di terreno venivano alternati a rinforzi metallici per creare un sistema composito altamente performante.

Tali strutture si pongono come effettiva alternativa tecnico-strutturale alle opere di sostegno tradizionali in cemento armato, rispetto ai quali possono vantare, oltre ad un minor impatto ambientale, anche una maggiore competitività sia dal punto di vista economico che prestazionale.

Il crescente impiego delle opere in terra rinforzata è stato soprattutto dovuto al buon comportamento mostrato durante eventi sismici anche piuttosto intensi (Northridge 1994, Kobe 1995, Chi Chi 1999), rispetto alle opere in cemento armato che in molti casi hanno subito fenomeni di collasso.

Proprio per la buona capacità di assorbire gli effetti dinamici e per la facilità con cui è possibile eseguire interventi di ricostruzione post-sismica per ripristinare la funzionalità dell'opera, oggi, a più di 60 anni dall'intuizione di Vidal, la tecnologia della terra rinforzata è adoperata nella maggior parte dei casi di realizzazione di opere di sostegno a gravità (Wartman et al., 2006) con enormi vantaggi economici: basti pensare che negli Stati Uniti d'America si è stimato che l'utilizzo della tecnica della terra rinforzata per la realizzazione di opere di sostegno realizzate nell'ambito di opere di pubblica utilità ha portato ad una riduzione dei costi che, in relazione all'altezza dell'opera ed alla tipologia di rinforzo, è variabile dal 23 al 52 % (Koerner et al., 1998).

Con la crescente diffusione di nuovi materiali nell'ingegneria civile, l'utilizzo delle barre in acciaio, come rinforzo, è andato sempre più in disuso, lasciando spazio a rinforzi realizzati con materiali polimerici (geosintetici) meno costosi e più performanti, che hanno reso particolarmente agevole la realizzazione di queste opere, per la maggiore facilità nelle operazioni di posa in opera.

Tale convenienza è diventata ancor più una necessità in relazione all'aumento della sismicità di riferimento, sia a livello nazionale (NTC '08) che a livello internazionale, a cui consegue un aumento del livello prestazionale. Tuttavia, nonostante l'aumento della sismicità di riferimento, lo sviluppo tecnologico consente oggi di realizzare nelle zone con maggiore sismicità muri anche di notevole altezza in condizioni di sicurezza.

A tale sviluppo nel campo dei materiali, sempre più performanti, non è seguito un adeguato sviluppo della sperimentazione fisica di muri in terra rinforzata in campo sismico in grado di poter valutare i parametri ingegneristici da utilizzare in fase progettuale.

Proprio per la difficoltà di fare una modellazione fisica lo studio del comportamento in campo sismico di tali opere viene nella maggior parte dei casi affrontato attraverso tecniche numeriche su modelli implementati in codici di calcolo.

OBBIETTIVI DELLA RICERCA

La ricerca approntata nasce dall'esigenza di valutare il comportamento sia in campo statico ma soprattutto in campo sismico di una determinata tipologia di opere di sostegno con pannelli di facciata in calcestruzzo e rinforzi polimerici attraverso un'analisi numerica effettuata con un codice di calcolo agli elementi finiti, definendo quali metodologie tra quelle comunemente utilizzate nella pratica progettuale potrebbero essere più adeguate a verificare la funzionalità e la sicurezza di tali opere.

ORGANIZZAZIONE DELLA TESI

Nel capitolo 1 viene descritto lo stato dell'arte delle terre rinforzate e dei metodi di progetto focalizzando l'attenzione sulla tipologia di opere in terra rinforzata a paramento verticale. Vengono inoltre riportate le osservazioni post-sismiche condotte sui muri in terra rinforzata soggette a terremoti disastrosi per mettere in evidenza il buon comportamento di queste opere rispetto alle opere di sostegno tradizionali.

Nel capitolo 2 vengono descritti i casi studio oggetto di ricerca: si tratta di due muri strumentati in terra rinforzata realizzati con la stessa tipologia di rinforzo e pannelli di facciata, ma con differenti tipologie di terreno. In particolare viene descritta la

strumentazione utilizzata, i dati acquisiti e le caratteristiche dei materiali con cui i muri sono realizzati.

Nel capitolo 3 viene riportata una descrizione del codice di calcolo utilizzato, del modello agli elementi finiti implementato e i risultati ottenuti dall'analisi numerica in campo statico. Tali risultati ottenuti vengono confrontati con i dati acquisiti dalla strumentazione al fine di validare il modello numerico. Vengono inoltre riportati alcuni risultati presenti in letteratura sui muri in terra rinforzata per un ulteriore confronto.

Nel capitolo 4 viene riportata l'analisi dinamica effettuata sottoponendo il modello agli elementi finiti a 5 differenti storie di accelerazioni aventi tutte la stessa ampiezza ma differente contenuto in frequenza. Vengono infine riportati i risultati ottenuti confrontandoli con i dati presenti in letteratura.

Infine vengono riportate le conclusioni.

Questa pagina è lasciata intenzionalmente bianca.

CAPITOLO 1 LE OPERE DI SOSTEGNO IN TERRA RINFORZATA

1.1 PREMESSA

Le opere di sostegno in terra rinforzata sono realizzate alternando strati di terreno ad elementi di rinforzo. Da un punto di vista generale il concetto di terreno rinforzato tramite inclusioni può essere adoperato in un'accezione del tutto analoga a quella utilizzata per altri materiali (ad es.: il cemento armato). Si tratta, cioè, di un materiale composito che combina la resistenza di due differenti materiali in modo da migliorare le caratteristiche globali dell'insieme. Gli strati di terreno, resistenti esclusivamente a sforzi di compressione e taglio, vengono alternati a specifiche tipologie di rinforzi, in grado di sopportare anche importanti sforzi di trazione in maniera tale da creare un tutt'uno estremamente performante dal punto di vista meccanico. I rinforzi, interagendo con il terreno, sviluppano per attrito uno stato tensionale di natura tangenziale che consente al sistema composito di sostenere dei livelli di sollecitazione ben superiori rispetto alle possibilità della sola matrice solida (terreno), FIG. 1. 1.

FIG. 1. 1 – Miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno tramite rinforzi.

L'utilizzo dei rinforzi all'interno del terreno per migliorarne le caratteristiche meccaniche è un sistema già utilizzato dall'uomo più di 3000 anni fa. La tecnologia delle terre rinforzate rappresenta infatti la ripresa e il perfezionamento, in chiave moderna, di un sistema che ha origini antichissime. Sembra, infatti, che i primi esempi di applicazione di questo sistema di costruzione, di cui si hanno testimonianze archeologiche, furono ritrovate ad Aqar Quf, sito archeologico che si trova a 30 km a nord-ovest di Baghdad che racchiude le rovine della città babilonese, fondata dal re cassita Kurigalzū, nel XIV sec. a. C (x-1375 a.C.); nei muri della torre templare (ziqqurat), FIG. 1. 2, alta 57 metri si trova, tra 8 o 9 strati di mattoni, uno strato di stuoie di canna in un letto di circa 8 cm di sabbia e ciottolame; corde di canna di 10 cm di diametro servivano anche esse a rinforzare la costruzione (Tim Clayden 2010).

FIG. 1. 2 – Ziggurat di Agar-Quf.

Un esempio significativo è documentato addirittura nella Bibbia (Esodo 5, v.6-9: «Voi non darete più come prima le paglie al popolo per far i mattoni; ma vadano essi stessi a raccogliere le stoppie!»). Numerose altre testimonianze dell'impiego di materiali vari, utilizzati come elementi di rinforzo, come giunchi, bambù, pelli di animali, legname, per la realizzazione di opere in materiali sciolti, si ritrovano nell'antichità presso i cinesi, i giapponesi, i romani, i galli, ecc. Tra i romani ad esempio, è noto l'utilizzo della tecnica dei terreni rinforzati per la costruzione degli argini del Tevere e una recente scoperta ha portato alla luce una parte di un pontile costruito per il porto di Londinium mostrando come le tecniche di costruzione del passato fossero molto simili a quelle odierne. Il pontile in legno, FIG. 1. 3, parte del quale è stato preservato nella palude del Tamigi per molti secoli, si pensa fosse stato lungo 1,5 km. Alto 2 metri, aveva un paramento verticale in legno di quercia tenuto in posizione da rinforzi di legno immersi terreno (Bassett, 1981).

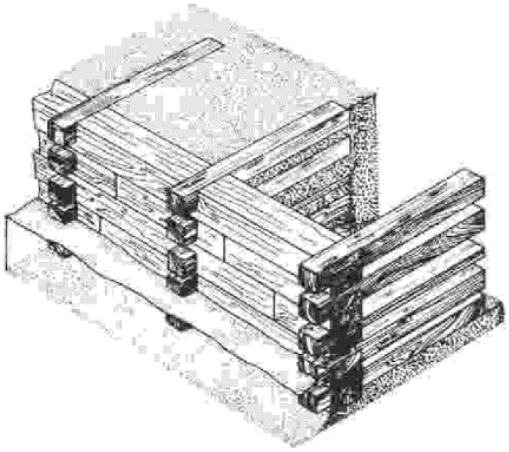


FIG. 1. 3 – Struttura del Pontile Romano.

Analogamente ai romani, i galli fecero uso di tecniche di rinforzo del terreno nelle fortificazioni, anche loro alternando tronchi a strati di terreno (Duncan,1855).

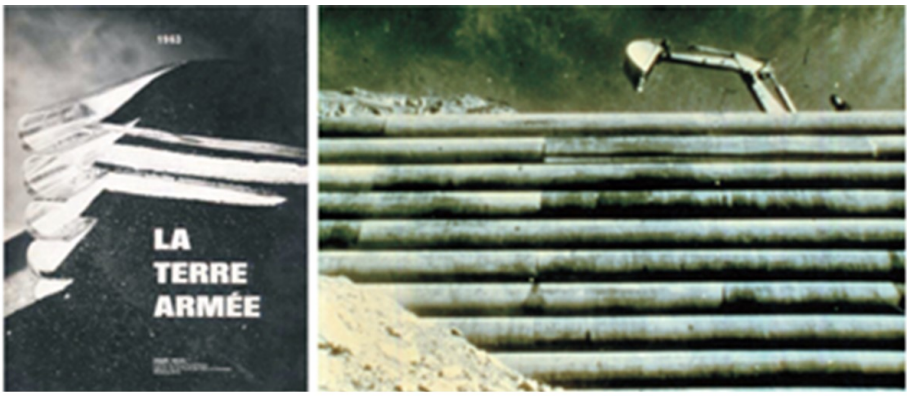
Un notevole contributo fu dato nel 1822 quando il Col. Pasley introdusse con successo una forma di rinforzo del suolo per una costruzione militare nell'armata Britannica (Jones, 1996). Egli dimostrò che si può avere una notevole riduzione della pressione agente sul muro di sostegno se il terreno ritenuto fosse rinforzato con degli strati orizzontali di legname di sottobosco. Delle osservazioni simili furono fatte con i moderni rilevati strutturali in terra rinforzata quasi 150 anni più tardi (Saran et al. 1979)

Durante il 17 ° e 18 ° secolo, i coloni francesi, lungo la baia di Fundy, in Canada, usarono bastoni per rafforzare fango utilizzato per la costruzione delle dighe. Rinforzi del terreno, quali ad esempio rami di alberi, sono stati usati sia in Cina per almeno 1000 anni nella parte occidentale della Grande Muraglia, FIG. 1. 4, e lungo il fiume Mississippi intorno al 1880. Altri esempi includono pioli di legno utilizzati per il controllo di erosione e frane in Inghilterra, e tele di bambù o filo, impiego universale per il controllo dell'erosione del rivestimento (Ryan et al., 2009).

FIG. 1. 4 – Parte orientale della Muraglia Cinese.

Tali tecniche, per tanto tempo quasi dimenticate, vedono la loro riapparizione solo a partire dal secolo scorso in cui sono state messe a punto e perfezionate nuove tecniche del rinforzo delle terre.

Il concetto moderno di terreno rinforzato fu per la prima volta proposto da Casagrande che concepì il problema nella forma di un terreno debole rinforzato con delle membrane ad alta resistenza disposte in strati orizzontali (Westergaard, 1938). Fu poi sviluppato in Francia nel 1963 ad opera dell'ingegnere e architetto Henri Vidal che mise a punto e brevettò un sistema di costruzione di terra rinforzata denominato "Terre armèe", FIG. 1. 5 a, un sistema in cui viene utilizzato all'interno del terreno, come rinforzo, per conferire il miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno, delle barre di acciaio. Inizialmente l'armatura consisteva in sottili nastri di acciaio zincato mentre la superficie di facciata veniva realizzata con blocchi precostituiti di acciaio. La prima opera costruita utilizzando questa tecnologia, fu realizzata nel 1965 nei Pirenei, FIG. 1. 5 b.



(a) (b)

FIG. 1. 5 - (a) "La Terre Armèe" di Henri Vidal; (b) prima struttura realizzata in terra rinforzata a Pragnères, nel sud della Francia.

Dalle Prime opere importanti, eseguite nel 1968, al 1988 erano già stati costruiti nel mondo più di 7 milioni di m^2 (superficie esterna) di opere in terra armata.

Dall'inizio degli anni '70, lo sviluppo dell'industria dei polimeri ha portato all'introduzione di nuovi materiali, in sostituzione dei materiali tradizionali, che hanno permesso lo sviluppo di nuove tipologie di rinforzo: i geosintetici (geotessili e le geogriglie estruse, tessute ed a nastri saldati). I primi muri con i geotessili furono costruiti in Francia nel 1971 e in seguito negli Stati Uniti nel 1974; il primo impiego di geogriglie polimeriche, invece, risale alla costruzione di un muro in terra rinforzata realizzato in una stazione ferroviaria dello Yorkshire nel 1979. Agli inizi degli anni '80 il processo produttivo delle geogriglie fu esportato negli USA e la prima applicazione di tali materiali in tale nazione risale ad un progetto di consolidamento di un versante realizzato in Texas nel 1982 mentre il primo muro in terra rinforzata con geosintetici venne realizzato in Oregon nel 1984. In Italia le prime

applicazioni risalgono al 1986, con la realizzazione di un rilevato rinforzato a Modena e di un muro di sostegno alla base NATO di Sigonella (Moraci, 2011).

A partire dagli anni 80 la realizzazione dei muri in terra viene incrementata in maniera significativa e il crescente miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei materiali polimerici ha permesso l'introduzione di tecnologie sempre più avanzate come i muri a parete verticale ma con rinforzi a nastri che hanno la funzionalità delle barre metalliche ma i vantaggi dei rinforzi polimerici, creando dei sistemi sempre più all'avanguardia e dagli anni 80 ancora oggi si preferisce realizzare opere in terra rinforzata, meno costose, più performanti, di agevole realizzazione, rispetto ai più tradizionali muri di sostegno. Così, a quasi cinquanta anni dall'intuizione di Vidal, la tecnologia della terra rinforzata è adoperata nella maggior parte dei casi di realizzazione di opere di sostegno a gravità (Wartman et al., 2006) e costituisce la quasi totalità delle realizzazioni di opere di altezza superiore a 6 m (Leshchinsky e Han, 2004).

1.2 TIPOLOGIE DI OPERE IN TERRA RINFORZATA: MATERIALI UTILIZZATI E APPLICAZIONI

1.2.1 Tipologie di opere

Le terre rinforzate si suddividono in due tipologie fondamentali: **muri in terra rinforzata**, MSEW acronimo di Meccanicaly Stabilized Earth Wall, e **pendii in terra rinforzata**, (RSS acronimo di Reinforced Soil Slope). Alla prima categoria appartengono le strutture a parete pressoché verticale, con inclinazione sull'orizzontale ≥ 70%:

a) ***terre rinforzate con paramento murario*** che può essere realizzato o mediante pannelli modulari prefabbricati o mediante pannelli prefabbricati in cemento armato a tutta altezza, FIG. 1. 6-a;
b) ***terre rinforzate con paramento modulare in blocchi*** (MBW, acronimo di Moduar Block Wall), FIG. 1. 6-b;
c) ***terre rinforzate realizzate con la tecnica del risvolto*** (Wrap-Around Facing Reinforced Soil Structure), FIG. 1. 6-d;
d) ***terre rinforzate con paramento in gabbioni***, FIG. 1. 6-c.

Nella seconda categoria rientrano le opere in terra rinforzata con inclinazione sull'orizzontale < 70%, solitamente impiegate negli interventi di sistemazione dei versanti; possono essere realizzate sia con la tecnica del risvolto, FIG. 1. 6-e, che utilizzando i gabbioni, FIG. 1. 6-f.

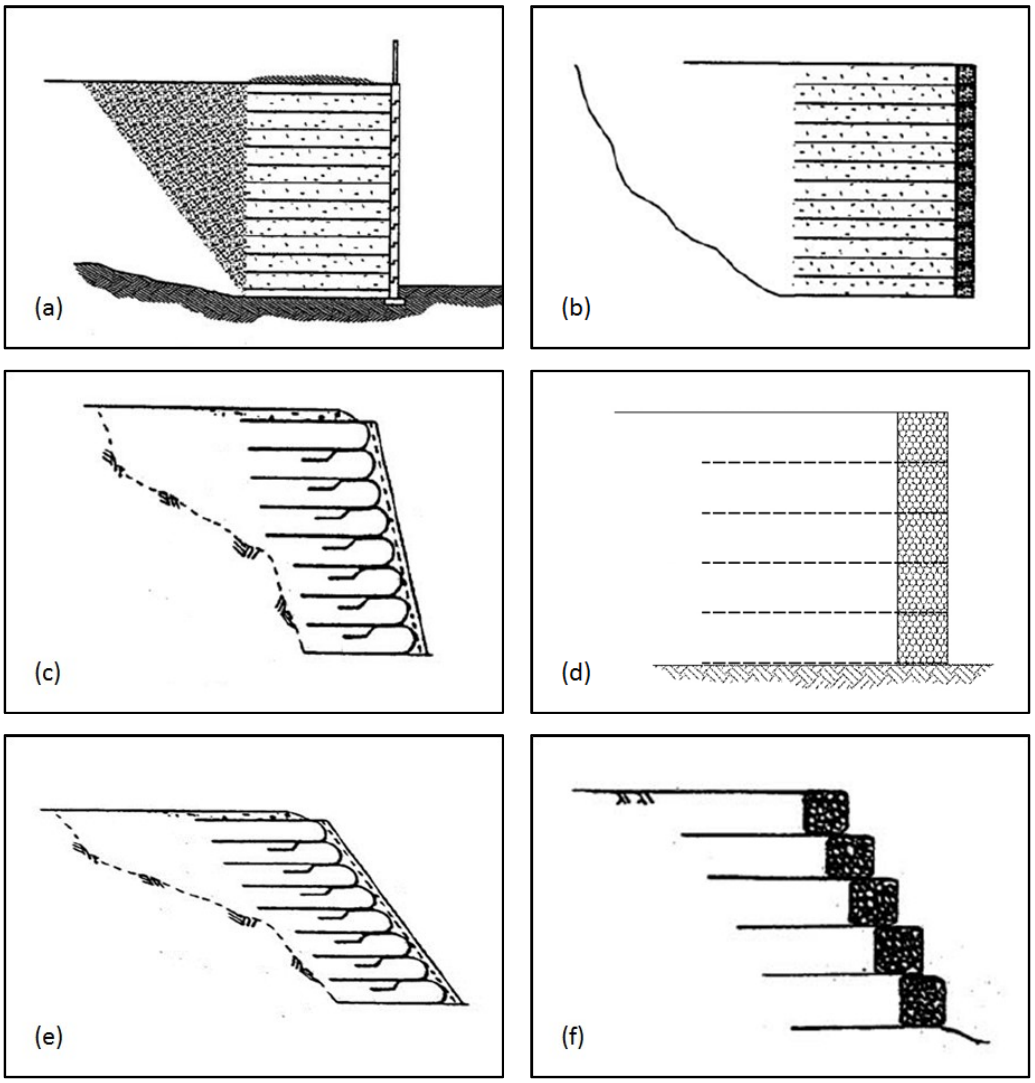


FIG. 1. 6 – (a) terre rinforzate con paramento murario; (b) terre rinforzate con paramento modulare in blocchi; (c) terre rinforzate realizzate con la tecnica del risvolto; (d) terre rinforzate con paramento in gabbioni; (e) pendii rinforzati con la tecnica del risvolto; (e) pendii rinforzati con paramento in gabbioni (Ryan et al., 2009).

Le differenze tra i diversi sistemi avviene sulla base delle caratteristiche dei due elementi principali che li costituiscono: rinforzi e sistemi di facciata.

1.2.2 I rinforzi

Una terra rinforzata è caratterizzata da inclusioni rigide o flessibili all'interno del terreno che garantiscono la monoliticità dell'ammasso di terra. Il materiale con cui sono realizzati i rinforzi deve possedere idonee caratteristiche di resistenza a trazione e rigidezza. Occorre infatti poter garantire che il rinforzo attivi adeguati livelli di resistenza a trazione nel momento in cui il terreno, ad esso adiacente, per effetto dei carichi esterni applicati, richieda il suo contributo. Il livello deformativo che si genera all'interno del rinforzo, nel caso in cui vi sia effettivamente una collaborazione sinergica tra le due componenti, tende ad

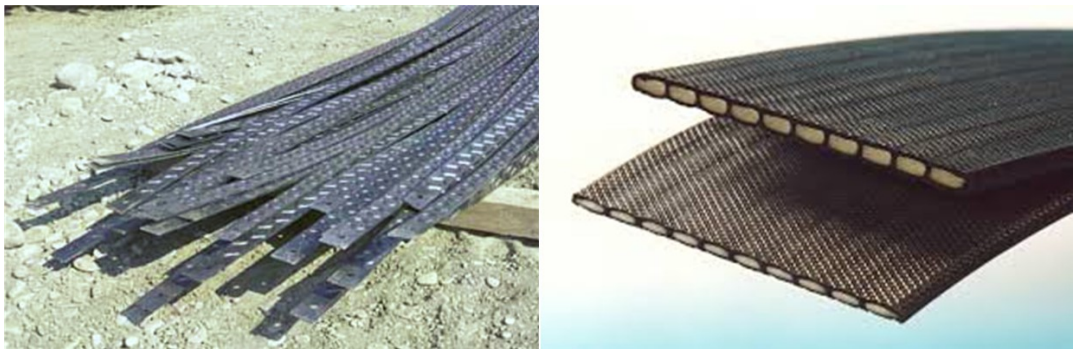
attivare la capacità intrinseca del prodotto sintetico di resistere a trazione. E' tuttavia fondamentale che il livello deformativo corrispondente, attivato nel rinforzo, non risulti incompatibile con i valori deformativi che rendono l'opera non funzionale. Nel caso in cui le deformazioni non dovessero essere compatibili con le prestazioni che l'opera deve garantire è necessario rivedere la scelta progettuale del rinforzo.

I rinforzi solitamente vengono distinti o in base alla geometria o al tipo di materiale di cui sono costituiti o alle loro caratteristiche di estensibilità. Per illustrare quali sono le più comuni tipologie di rinforzi utilizzati faremo riferimento alla classificazione geometrica.

1.2.2.1 Classificazione dei rinforzi in riferimento alla loro geometria

In base alla forma geometrica distinguiamo:

- ***Rinforzi lineari unidirezionali***: sono elementi monodirezionali singoli, non connessi tra di loro, agenti in maniera indipendente e interagenti in maniera localizzata con il terreno. Possono essere realizzati sia con materiale metallico che con materiale polimerico: nel primo caso si tratta delle barre metalliche, sia lisce che nervate, FIG. 1. 7-a, nel secondo caso si tratta di nastri, comunemente chiamati geostrip, costituiti da polimeri ad alta resistenza ancorati ad una estremità, FIG. 1. 7-b.



(a) (b)

FIG. 1. 7 – (a) Barre metalliche; (b) nastri polimerici.

- Una nuova tipologia di rinforzi unidirezionali, ideati da Horpibulsuk e Niramitkornburee nel 2010, prevede dei rinforzi che presentino delle barre trasversali chiamati "Bearing reinforcement", FIG. 1. 8, che danno un notevole contributo al coefficiente di interazione terreno-struttura.

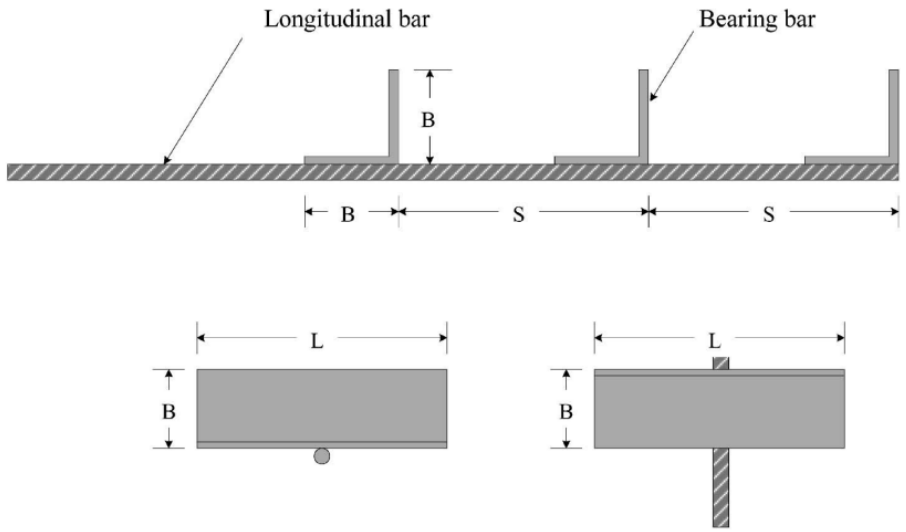
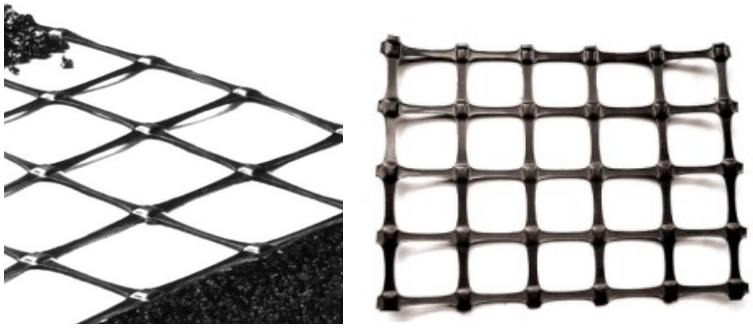


FIG. 1. 8 – Configurazione dei "bearing reinforcement" (Horpibulsuk et al., 2010).

- **Rinforzi planari**: sono strutture bidimensionali, continue o discontinue, che interagiscono con il terreno in maniera diffusa su tutto il piano. A differenza dei rinforzi lineari unidirezionali, non tutti i rinforzi appartenenti a questa categoria vengono adoperati per la costruzione delle terre rinforzate; alcuni di loro sono più adatti per svolgere una funzione di strato di separazione, filtrazione e rinforzo alla base dei rilevati. Nella maggior parte dei casi sono i rinforzi discontinui, data la loro struttura geometrica, che svolgono la funzione di rinforzo nei muri in terra. I rinforzi bidimensionali possono essere monodirezionali o bidirezionali. Nella prima categoria rientrano i rinforzi costituiti da geogriglie realizzate con elementi paralleli monodirezionali collegati da elementi trasversali che non danno contributo significativo alla resistenza nella loro direzione longitudinale, FIG. 1. 9-a e FIG. 1. 9-b. Nella seconda categoria rientrano i rinforzi che hanno elevata resistenza sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale: geogriglie estruse, FIG. 1. 10, tessute, FIG. 1. 11-a, e a nastri saldati, FIG. 1. 11-b, reti metalliche elettrosaldate, FIG. 1. 12-a, e reti metalliche a maglie esagonali a doppia torsione ottenute per tessitura di trafilato di acciaio, FIG. 1. 12-b. A volte i rinforzi planari vengono combinati tra di loro per unire le prestazioni meccaniche dell'uno alle proprietà dell'altro, FIG. 1. 13.

(a) (b)

FIG. 1. 9 – Geogriglie monodirezionali: (a) estruse, (b)a nastri saldati.

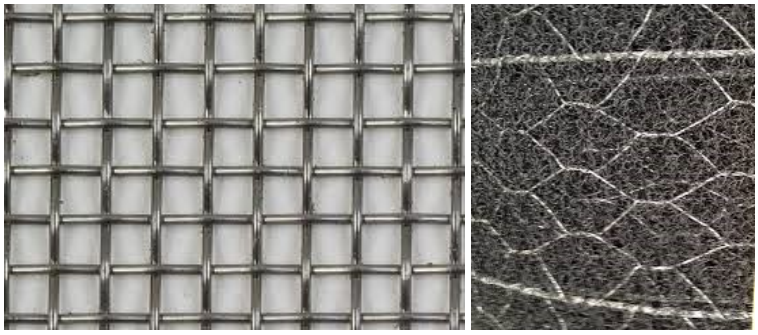


(a) (b)

FIG. 1. 10 – Geogriglie estruse bidirezionali.

(a) (b)

FIG. 1. 11 – Geogriglia bidirezionale: (a) tessuta, (b) a nastri saldati.



(a) (b)

FIG. 1. 12 – Reti metalliche: (a) elettrosaldate, (b) a maglie esagonali.

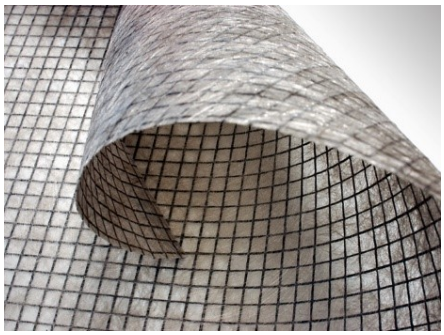


FIG. 1. 13 – Rinforzo composto da una geogriglia bidirezionale e un geotessile non tessuto.

1.2.2.2 Classificazione dei rinforzi in riferimento al materiale di realizzazione dei rinforzi

In base al materiale con cui i rinforzi sono realizzati distinguiamo:

- ***Rinforzi metallici***: generalmente realizzati in acciaio protetto mediante zincatura o con resine epossidiche, PVC o altri polimeri.
- ***Rinforzi non metallici***: realizzati con materiali polimerici come polietilene, poliammide, polipropilene e poliestere; questi ultimi due in generale sono quelli più usati (Ryan et al., 2009).

1.2.2.3 Classificazione dei rinforzi in riferimento alle proprietà di estensibilità

In base alle caratteristiche di estensibilità che presentano i rinforzi distinguiamo:

- ***Rinforzi estensibili***: quando la deformazione del rinforzo a rottura è molto minore rispetto la deformabilità del terreno. Solitamente hanno queste caratteristiche i rinforzi metallici.
- ***Rinforzi inestensibili***: quando la deformazione del rinforzo a rottura è comparabile o più grande della deformabilità del terreno (Ryan et al., 2009).

1.2.3 Rivestimento di facciata

Le tipologie di rivestimento della parete, utilizzate nella realizzazione delle opere in terra rinforzata, determinano l'aspetto estetico dell'opera e come tale vengono scelte in base al contesto in cui l'opera viene realizzata. Tale rivestimento di facciata, sebbene in linea di principio non abbia nessuna funzione strutturale, svolge diverse altre funzioni:

- In condizioni di esercizio funge da contenimento del terreno e come tale è spesso soggetto a pressioni che variano a seconda del tipo di rinforzo che viene utilizzato, lineari o planari, e alla distanza tra i rinforzi;
- Svolge una funzione di protezione anti erosiva e, quando previsto, deve consentire la crescita della vegetazione;
- In certi casi provvede a definire i percorsi di drenaggio;

Può essere un elemento critico nei confronti dell'aspetto prestazionale dell'opera: deve infatti consentire l'assestamento interno del rilevato strutturale senza subire deformazioni eccessive e senza che si verifichino rotture nei rinforzi, quando sono collegati agli elementi che lo costituiscono e, in secondo luogo e deve essere tale da non causare cedimenti inammissibili del terreno di fondazione. Deve inoltre integrarsi al contesto in cui l'opera viene realizzata (Comedini, Rimoldi, 2014).

1.2.3.1 Pannelli prefabbricati

I pannelli prefabbricati, che possono essere realizzati sia in calcestruzzo che in metallo, trovano la loro applicazione ottimale laddove le esigenze architettoniche richiedano una particolare finitura del paramento a vista, ma soprattutto in quei casi in cui sia da realizzare una struttura sottoposta a forti carichi e sollecitazioni, pur dovendo mantenere la verticalità della parete esterna. Oggi l'utilizzo dei pannelli in metallo è quasi del tutto scomparso in quanto questi pannelli hanno lo svantaggio di avere una vita più breve a ausa dei fenomeni di corrosione. I pannelli in calcestruzzo sono spessi non meno di 140 mm e, ove previsto, dotati di armatura, vengono collegati ai rinforzi mediante un apposito sistema di fissaggio che i trova nella parte posteriore, FIG. 1. 14. Sono realizzati con varie forme, colori e diversa finitura e sono dotati di giunti compressibili sia verticali che orizzontali al fine di adattarsi agli assestamenti del terreno e consentire i piccoli spostamenti relativi tra di essi, FIG. 1. 15-a. Vengono eretti man mano che il muro viene realizzato e per evitare la perdita della frazione fine del rilevato, ad opera dell'acqua, attraverso i giunti, viene posizionato nella parte retrostante dei pannelli, in corrispondenza del giunto, una striscia di geotessile che consente il filtraggio dell'acqua ma non il passaggio della componente fine di terreno, FIG. 1. 15-b. Questa tipologia di paramento è un'ottima soluzione quando si devono realizzare strutture in terra rinforzata a paramento verticale in cemento per opere in contesto urbano.

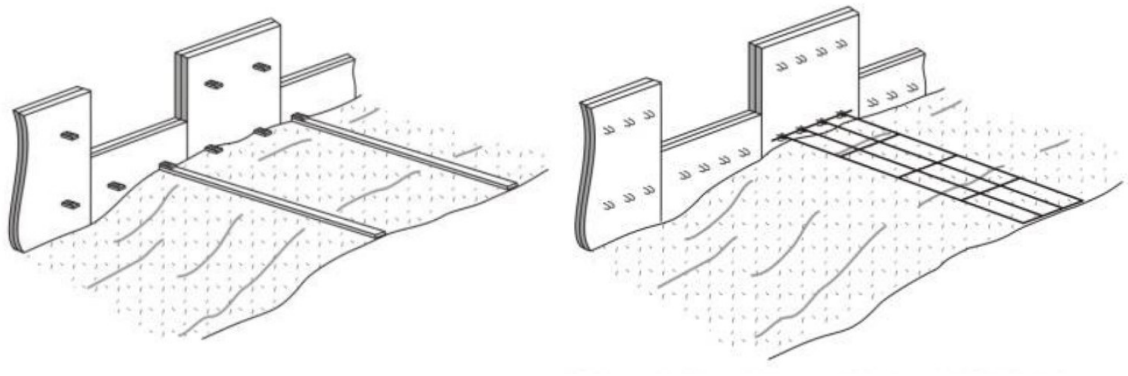


FIG. 1. 14 – Vista posteriore dei pannelli prefabbricati (Colin et al., 2002).

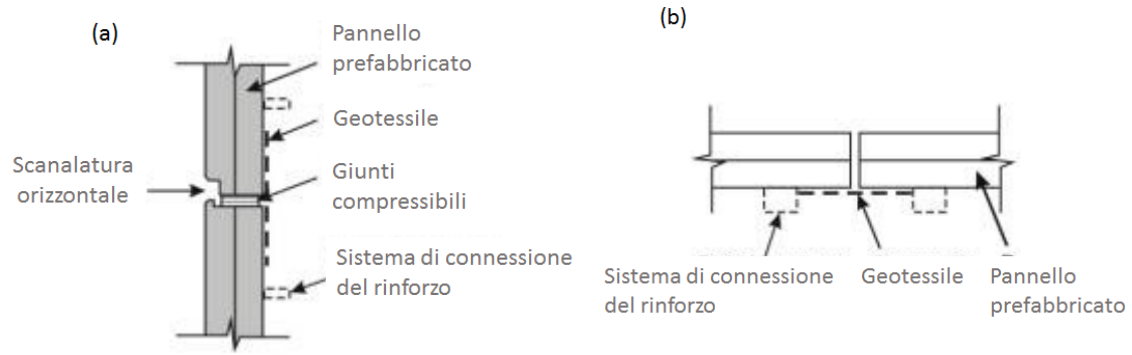


FIG. 1. 15 – Particolari del muro realizzato con pannelli prefabbricati: (a) sezione verticale, (b) sezione orizzontale (Colin et al., 2002).

1.2.3.2 Pannelli prefabbricati in cemento armato a tutta altezza

I pannelli prefabbricati in cemento armato a tutta altezza, FIG. 1. 16, sono dei pannelli che hanno la stessa funzionalità dei pannelli descritti in precedenza ma differiscono per il fatto che hanno un'altezza pari a quella dell'opera finita. Vengono eretti prima della realizzazione dell'opera e tenuti in verticale grazie all'aiuto di contrafforti provvisori che vengono rimossi a opera finita e anche in questo è necessario prevenire la fuoriuscita della parte fine di terreno attraverso i giunti.

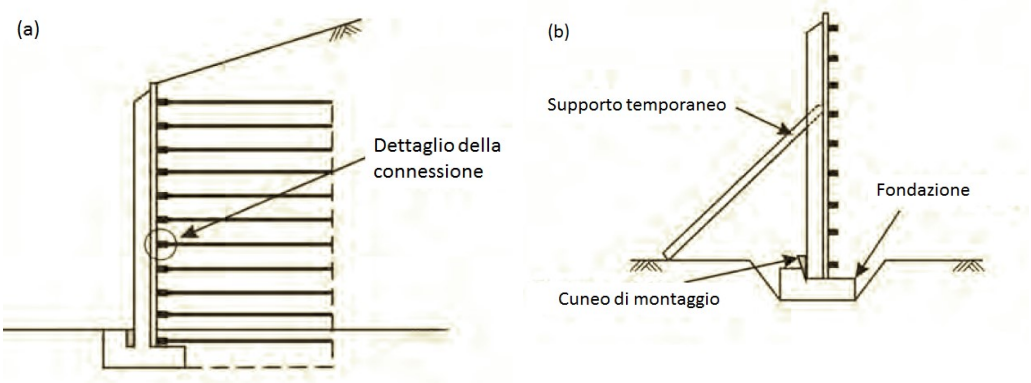


FIG. 1. 16 – (a) Particolari del muro realizzato con pannelli prefabbricati a tutta altezza; (b) dettagli di installazione (Westergaard, 1938).

1.2.3.3 Paramento modulare in blocchi

Il paramento modulare in blocchi è realizzato con dei blocchi relativamente piccoli realizzati in cemento, specificatamente progettati e realizzati per le opere di sostegno in terra rinforzata, FIG. 1. 17-a. I blocchi sono realizzati in varie forme, FIG. 1. 17-b, e possono essere sia pieni che presentare un nucleo vuoto che può essere riempito con aggregati in fase di costruzione. Vengono messi in opera solitamente a secco senza l'aggiunta di malta né di cuscinetti di supporto in una configurazione di sfasamento. Lateralmente le unità

adiacenti possono essere connesse l'una all'altra con delle connessioni particolari a seconda del blocco utilizzato. Generalmente questi elementi vengono abbinati a rinforzi flessibili in grado si assecondare il movimento relativo tra i blocchi. La varietà di forme e colori degli elementi modulari si presta bene per poter essere inserito in qualsiasi contesto urbano ed extra urbano.

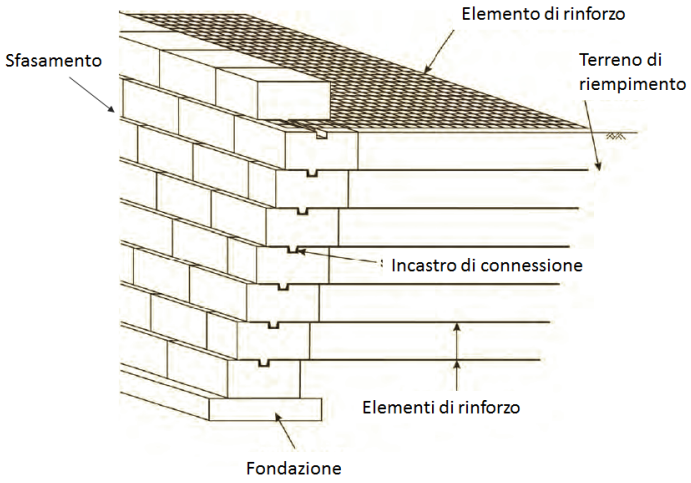


FIG. 1. 17 – Particolari del muro in terra rinforzata con paramento modulare in blocchi (Colin et al., 2002).

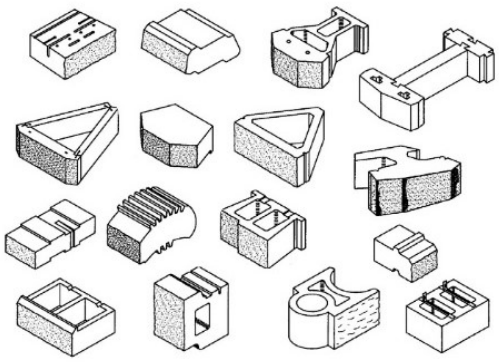


FIG. 1. 18 – Blocchi per paramenti modulari (Colin et al., 2002).

1.2.3.4 Paramento in gabbioni

Questa tipologia di paramento può essere utilizzata sia per la costruzione di muri in terra rinforzata, FIG. 1. 19-a, che per la realizzazione di pendii in terra rinforzata, FIG. 1. 19-b. I gabbioni sono parallelepipedi di rete metallica riempiti di pietrame. Essi possono essere abbinati sia ad elementi di rinforzo planari, sia metallici che polimerici, che vengono posti tra di loro o realizzati integralmente con la gabbia metallica. Hanno il vantaggio di essere particolarmente flessibili rispetto ai paramenti costruiti con elemento in calcestruzzo

permettendo la realizzazioni di muri di elevata altezza in grado di sopportare notevoli cedimenti differenziali senza danneggiarsi. Hanno inoltre il vantaggio di poter essere impiegati in opere direttamente a contatto con l'acqua e quindi di svolgere sia funzione di sostegno che di protezione spondale.

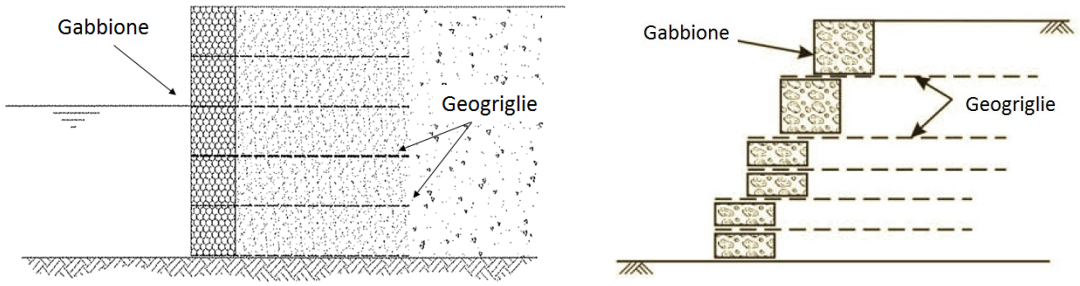


FIG. 1. 19 – (a) Particolari dei muri realizzati con paramento in gabbioni (Comedini, Rimoldi, 2014); (b) particolari dei pendii in terra rinforzata realizzati con gabbioni (Colin et al., 2002).

1.2.3.5 Paramento realizzato con la tecnica del risvolto.

Come nel caso precedente, questa tecnica di realizzazione del paramento di facciata può essere utilizzata sia per la costruzione di muri in terra rinforzata che per la realizzazione di pendii in terra rinforzata. Con questo sistema si possono utilizzare solo i rinforzi planari che vengono posizionati per strati e, una volta posto in opera e compattato lo strato, viene realizzata la finitura frontale risvoltando il geosintetico, "Wrap-Around", FIG. 1. 20, in modo da immorsarsi all'interno del rilevato strutturale. La funzione del risvolto quella di contenere il terreno ed evitare i fenomeni di erosione.

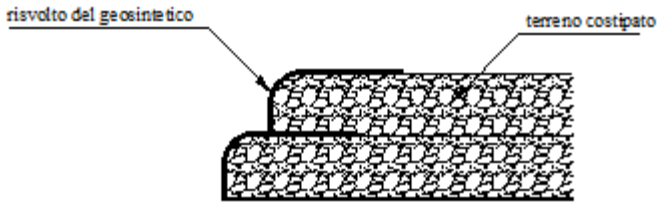


FIG. 1. 20 – Particolare del risvolto del geosintetico.

È un sistema che si presta bene a realizzare opere con paramento vegetato. Quando l'inclinazione sull'orizzontale supera i 45-50° è necessario irrigidire il paramento con dei casseri a perdere in rete metallica elettrosaldata in modo da evitare deformazioni eccessive. Quando vengono utilizzati sistemi a struttura aperta, per evitare l'erosione del terreno, potrebbe essere opportuno inserire delle biostuoie tra il rinforzo e il terreno.

1.2.4 Terreno di riempimento

Il terreno di riempimento gioca un ruolo fondamentale perché è anche dalle sue caratteristiche che dipende il meccanismo di trasferimento degli sforzi tangenziali.

Esso deve avere caratteristiche che dipendono dalla tipologia di terra rinforzata che si vuole costruire e dai requisiti che deve avere la struttura in relazione al suo impiego, nonché dalle caratteristiche dei rinforzi che si intende utilizzare

Nella scelta del terreno che andrà a costituire il rilevato strutturale occorre porre particolare attenzione alle seguenti caratteristiche:

- Granulometria;
- Stato di addensamento;
- Resistenze al taglio e il fenomeno della dilatanza (ove presente).

Il materiale di riempimento deve essere tale da massimizzare le caratteristiche prestazionali dell'opera. In linea di massima viene utilizzato un materiale granulare drenante con elevato angolo di attrito interno

Più in dettaglio, per la realizzazione dell'opera in terra rinforzata devono essere impiegate terre appartenenti ai gruppi A1-a, A1-b, A3, A2-4, A2-5 della classifica HRB – AASHTO (ex CNR UNI 10006/1963), TAB. 1. 1.

In ogni caso dovranno essere rispettate le seguenti condizioni:

- Il terreno di riempimento sarà idoneo quando la percentuale passante al setaccio da 80 micron (0,08 mm.), secondo l'analisi granulometrica, è inferiore del 15%.
- I terreni con la percentuale passante al vaglio da 80 micron superiore al 15%, saranno ugualmente validi quando:
    - la percentuale del campione esaminato per sedimentazione passante al vaglio di 15 micron (0,015 mm.), è inferiore al 10%;
    - la percentuale del campione esaminato per sedimentazione passante al vaglio di 15 micron (0,015 mm) rimane compresa tra il 10% e 20% e l'angolo di attrito interno, misurato con prove di taglio su campioni saturi del materiale passante al setaccio da 4,76 mm, con velocità di taglio di 1 mm/min, è superiore a 25°.
    - Il terreno di riempimento non dovrà contenere nessun elemento superiore a 250 mm.

I terreni che presentano ciottolame di grossa pezzatura non vengono impiegati per la costruzione di terre rinforzate in quanto la presenza di ciottolame rende difficoltosa la compattazione. I terreni coesivi a grana troppo fine, invece, non vengono utilizzati in quanto fortemente condizionati dal contenuto d'acqua e possono avere un comportamento elasto-plastico o plastico quando questo è troppo elevato per effetto delle sovrappressioni che si genera in questi terreni quando vengono costipati. In ogni

caso, anche quando il terreno non dovesse arrivare a plasticizzarsi, sarebbe comunque soggetto a cedimenti differiti che comprometterebbero la funzionalità dell'opera. Neanche terreni organici, materiali solubili e materiali molto rigonfianti sono idonei alla realizzazione di terre rinforzate. È comunque consigliabile utilizzare terreni bel assortiti in quanto una granulometria troppo uniforme può rendere difficoltosa la compattazione con una conseguente cattiva interazione con i rinforzi.

Spesso la difficoltà di trasportare materiale da altri siti fino al luogo di realizzazione dell'opera o l'esigenza di ottimizzare le risorse disponibili nel territorio per limitare i costi, rende necessario l'utilizzo di materiale reperibile in cantiere e, qualora questo abbia scarse proprietà meccaniche, viene consigliata la stabilizzazione a calce (questo accorgimento non è applicabile a rinforzi in PET, soggetti a decadimento chimico in ambiente basico). Se il terreno presente in situ dovesse avere un contenuto d'acqua troppo elevato, è necessaria la messa in opera di dreni artificiali alternati ai rinforzi direttamente integrati con essi (Comedini, Rimoldi, 2014).

In prossimità del paramento, quando non è previsto nessun sistema di rivestimento della facciata, può essere opportuno eseguire il riempimento con terreno vegetale, al fine di creare le condizioni ottimali per l'attecchimento e la permanenza del tappeto erboso. Il materiale di riempimento verrà steso e compattato in più tornate dello spessore consigliato di 0,30 - 0,35 m, sino ad una costipazione non inferiore al 95% dello Standard Proctor.

TAB. 1. 1 – Classificazione dei terreni HRB – AASHTO (ex CNR UNI 10006/1963).

Classificazione generale	**Terre ghiaia - sabbiosa**							**Terre limo - argillose**					**Torbe e terre organiche palustri**
	Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 ≤ 35%							**Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 >35%**					
Gruppo	A1		A3	A2				A4	A5	A6	A7		A8
Sottogruppo	A1 a	A1 b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7						
Analisi granulometica - Frazione passante al setaccio													
2 UNI 2332 %	≤ 80												
0,4 UNI 2332 %	≤ 30	≤ 80	≥80										
0,075 UNI 2332 %	≤15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	
Caratteristiche della frazione passante al setaccio 0,4 UNI 2332													
Limite liquido	0			≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	≤ 40	≤ 40	
Indice di plasticità	≤ 6		N.P.	≤ 10	≤10max	> 10	> 10	≤ 10	≤ 10	> 10	>10 (IP>LL30)	>10 (IP>LL30)	
Indice di gruppo	0		0	0		≤4		≤ 8	≤ 12	≤ 18	≤ 20		
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	ghiaia e breccia, sabbione, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fine	ghiaia e sabbia limosa e argillosa				Limi poco compressibili	Limi fort. compressibili	Argille poco compressibili	Argille fort. compressibili med. plastiche	Argille fort. compressibili fort. plastiche	Torbe di recente o remota formazione, detriti organici di origine palustre
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	da eccellenti a buone					Da mediocre a scadente							Da scartare come sottofondo
Azione del gelo sulla qualità portanti del terreno di sottofondo	Nessuna o lieve			Media				media	elevata	Media	elevato	Media	
Ritiro o rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve				Lieve o media		elevato	elevato	molto elevato	
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa						Scarsa o nulla			
Identificazione dei territori in sito	Facilmente individuabili a vista		Aspri al tatto Incoerenti allo stato asciutto	La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo - Aspri al tatto - Una tenacità media e elevata allo strato asciutto indica la presenza di argilla				Reagiscono alla prova di scuotimento - Polverulenti o poco tenaci allo stato asciutto - Non facilmente modellabili allo stato umido		Non reagiscono alla prova di scuotimento - Tenaci allo stato asciutto - Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido			Fibrosi di colore bruno a nero - facilmente individuabili a vista

1.2.5 Applicazioni

La tecnica delle terre rinforzate offre soluzioni ottimali in molti campi di applicazione ed è stata utilizzata per risolvere molti problemi nell'ambito dell'ingegneria civile dove la costruzione delle tradizionali opere di sostegno sarebbe limitata o considerevolmente costosa. Oltre che per la realizzazione di vere e proprie opere con funzione di sostegno e contenimento, come muri di sostegno, FIG. 1. 21-a, piede di discariche controllate, FIG. 1. 21-b, valli paramassi, FIG. 1. 21-c, opera di sostegno di controripa e sottoscarpa, FIG. 1. 21-d, o di opere prettamente nell'ambito dell'ingegneria geotecnica (opere di recupero e consolidamento di scarpate franate, FIG. 1. 21-e, o di sponde soggette ad erosione, FIG. 1. 21-f), può essere applicata sia per la costruzione di opere nell'ambito dell'ingegneria dei trasporti (come rilevati stradali e ferroviari con notevole riduzione d'ingombro delle scarpate, FIG. 1. 21-g, opere di consolidamento del terreno all'imboccatura dei tunnel, FIG. 1. 21-h, e di mascheramento di opere di consolidamento, FIG. 1. 21-i, ampliamento sede stradale o di parcheggi sopraelevati, FIG. 1. 21-l, barriera fonoprotettive, FIG. 1. 21-m), che per la costruzione di infrastrutture idrauliche (Argini fluviali, FIG. 1. 21-n).

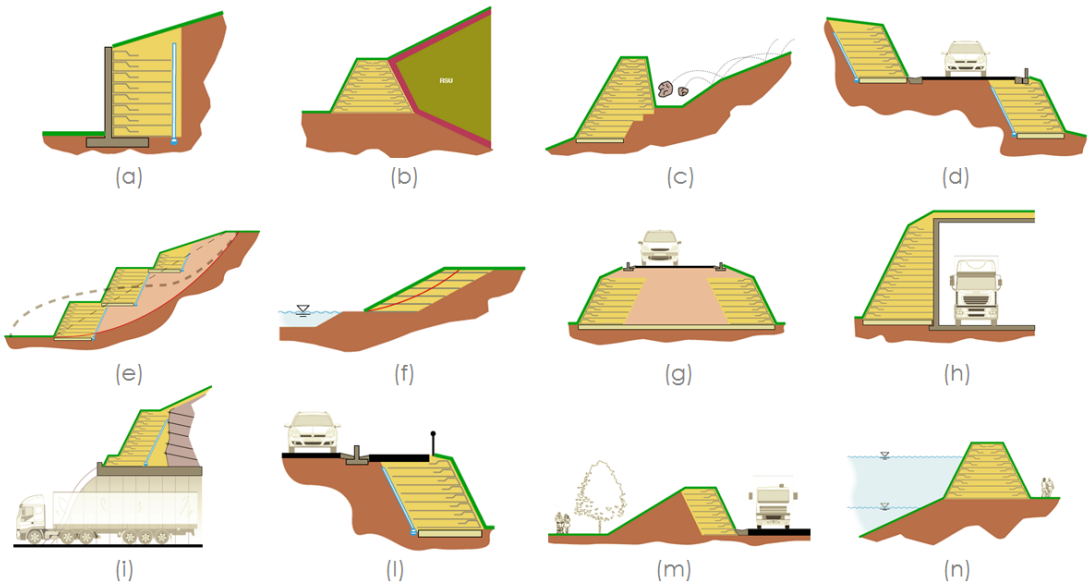


FIG. 1. 21 – (a) Muro di sostegno; (b) piede discarica; (c)vallo paramassi; (d) sostegno di controripa e sottoscarpa; (e) ripristino pendio; (f) ripristino sponde; (g) rilevati stradali; (h) mascheramento strutture in c.a.; (i) mascheramento strutture di consolidamento; (l) ampliamento sede stradale; (m) barriera antirumore; (n) argine fluviale.

Le terre rinforzate inoltre vengono a volte impiegate anche per opere di arredo urbano come anfiteatri e gradinate.

1.3 PRINCIPIO DI FUNZIONAMENTO DEI MURI IN TERRA RINFORZATA

Il principio di funzionamento della terra rinforzata e alquanto intuitivo: a ridosso del muro si forma un cuneo di rottura che esercita una spinta attiva secondo la teoria di Rankine/Coulomb e che divide una zona attiva da una zona passiva, FIG. 1. 22.

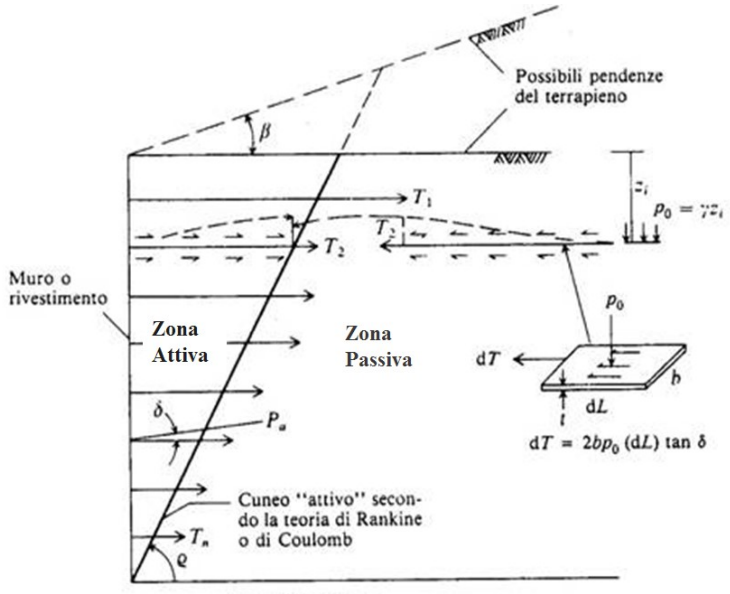


FIG. 1. 22 – Principio di funzionamento.

Nella zona attiva, una parte di terreno a contatto con la parete, esercita una spinta che si trasmette ai rinforzi ancorati alla parete; il terreno contenuto tra le incursioni, invece, tende a muoversi verso il paramento verticale ed esercita delle azioni tangenziali, al contatto con gli elementi di rinforzo, che trascinano il rinforzo. Entrambe le azioni producono una forza sul rinforzo che lo mettono in trazione. L'andamento delle forze di trazione nei rinforzi tende a crescere allontanandosi dal paramento verso l'interno del terrapieno fino a raggiungere un valore massimo (T_{MAX}) al limite posteriore della zona attiva (Ghionna e Moraci, 1997).

Al di là della zona attiva, in cui sono ancorati i rinforzi, si generano delle azioni tangenziali all'interfaccia tra terreno e rinforzo che si oppongono allo sfilamento indotto dalle sollecitazioni prodotte nella zona attiva. Queste tensioni tangenziali sono legate, dall'angolo d'attrito δ tra il rinforzo e terreno, alla pressione verticale del terreno σ_V sul rinforzo e sono dirette verso l'interno dando luogo ad una distribuzione di sforzi di trazione decrescenti dal valore presente sulla superficie di separazione tra le due zone, a zero in corrispondenza dell'estremità posteriore (Ghionna e Moraci, 1997).

La legge di variazione dell'andamento delle tensioni in ogni rinforzo

$$\tau = T(x) \qquad (1.1)$$

dipende, oltre che dalla distribuzione delle tensioni verticali efficaci agenti sul rinforzo, anche dal coefficiente di attrito all'interfaccia e presenta l'andamento mostrato in FIG. 1. 23.

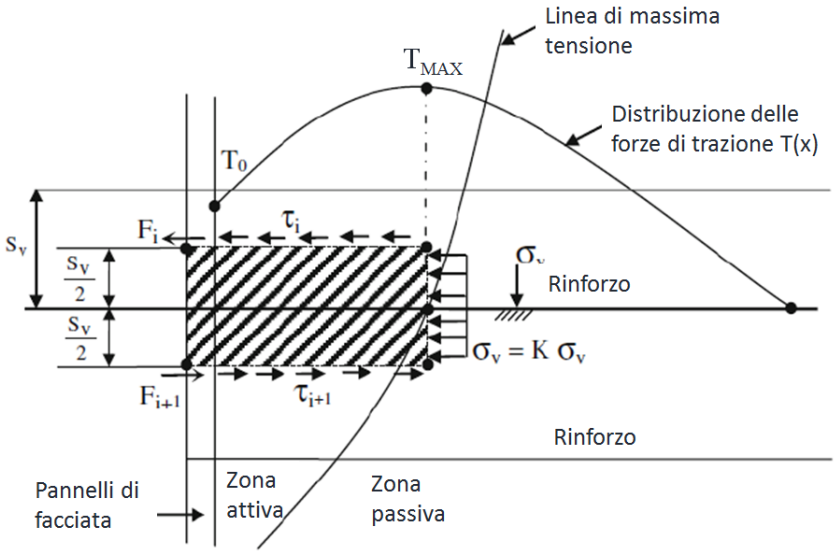


FIG. 1. 23 – Andamento delle forza di trazione nei rinforzi (Tatsuoka et al 1997).

Il luogo geometrico delle forze di trazione massime nei rinforzi (T_{MAX}) rappresenta il limite di separazione tra la zona attiva e la zona passiva e la sua conoscenza è fondamentale per il dimensionamento delle opere. Da osservazioni sperimentali eseguite su opere in vera grandezza si è visto che, al momento della rottura, la superficie di scorrimento nell'ammasso rinforzato coincide all'incirca con la linea di massima trazione.

In definitiva la reazione che si oppone alla spinta generata dal cuneo, che nelle opere di sostegno a gravità tradizionali è offerta dall'intero muro, viene sostituita dallo sforzo di trazione complessivo che si genera sulle barre.

Tuttavia a fronte della semplicità della concezione del funzionamento di un'opera in terra rinforzata, fa riscontro una situazione molto complessa dal punto di vista meccanico. Lo stato di sollecitazione orizzontale nella massa di terreno rinforzato è infatti fortemente condizionato dalle caratteristiche di estensibilità dei rinforzi rispetto alla deformabilità del terreno di riempimento.

Originariamente McGown (1978) definì:

- Rinforzi inestensibili sono quelli che hanno deformazione a rottura minori rispetto alla massima deformazione di trazione nel terreno, senza incursione, (sotto le stesse condizioni di esercizio);
- Rinforzi estensibili sono quelli che hanno deformazione a rottura maggiore rispetto alla massima deformazione di trazione nel terreno, senza incursione, (sotto le stesse condizioni di esercizio).

Oggi le norme Britanniche definiscono estensibile un rinforzo se la forza di progetto determina una deformazione > 1%, inestensibile se la forza di progetto determina una deformazione assiale <1% (British standard code of practice BS-8006).

Sostanzialmente il rinforzo inestensibile crea una massa relativamente indeformabile, così che lo stato di sforzo orizzontale nella parte superiore del muro si avvicina a quello di stato a riposo, mentre con un rinforzo estensibile il riempimento può deformarsi lateralmente in modo che la condizione di stato attivo può essere raggiunta in tutta la massa di terreno rinforzato. I rinforzi costituiti con elementi lineari con alta resistenza (come strisce metalliche o poliestere) sono considerati inestensibili e possono rompersi prima che il terreno raggiunga una condizione di rottura. Invece altri tipi di rinforzo possono deformarsi molto prima della rottura così che il terreno raggiunge uno stato di rottura prima del rinforzo. In tali casi il rinforzo è generalmente assunto come estensibile. Ovviamente la peculiarità dei rinforzi è direttamente legata alle proprietà fisiche e meccaniche del materiale con cui vengono realizzati. L'inestensibilità del rinforzo infatti è direttamente legata ad un'alta resistenza allo sfilamento e ad un'elongazione e spostamento minimo dei rinforzi stessi, proprietà che dipendono dal modulo elastico del materiale e dalla resistenza che si esplica al contatto con il terreno.

1.4 METODI DI PROGETTO DEI MURI A PARAMENTO VERTICALE IN CONDIZIONI STATICHE: APPROCCIO ALL' EQUILIBRIO LIMITE

1.4.1 Generalità

A differenza dei muri tradizionali, nei muri in terra rinforzata, oltre a dover garantire la stabilità esterna è necessario garantire la stabilità interna dell'opera. Com'è noto, la stabilità esterna si riferisce alla stabilità del muro, inteso come un blocco rigido, e le verifiche da eseguire sono allo scivolamento, FIG. 1. 24-a, al ribaltamento, FIG. 1. 24-b, alla capacità portante, FIG. 1. 24-c, e alla stabilità globale dell'opera, come per un normale muro a gravità; pertanto i meccanismi di rottura che si riferiscono alla stabilità esterna dell'opera possono essere analizzati con l'approccio usualmente adottato per i muri di sostegno tradizionali. L'analisi di stabilità interna, invece, deve verificare che il muro, sotto l'azione del proprio peso e della spinta del terreno adiacente, non collassi. In generale il collasso può essere dovuto:

- al raggiungimento della resistenza di trazione nei rinforzi, FIG. 1. 24-d;
- allo sfilamento dal terreno per difetto di ancoraggio (pullout), FIG. 1. 24-e;
- allo scorrimento lungo un piano di rottura costituito dall'elemento di rinforzo stesso (direct-sliding), FIG. 1. 24-f);

- allo scivolamento dei blocchi, FIG. 1. 24-g;
- alla rottura delle connessioni,FIG. 1. 24-h;
- al ribaltamento dei blocchi, FIG. 1. 24-i.

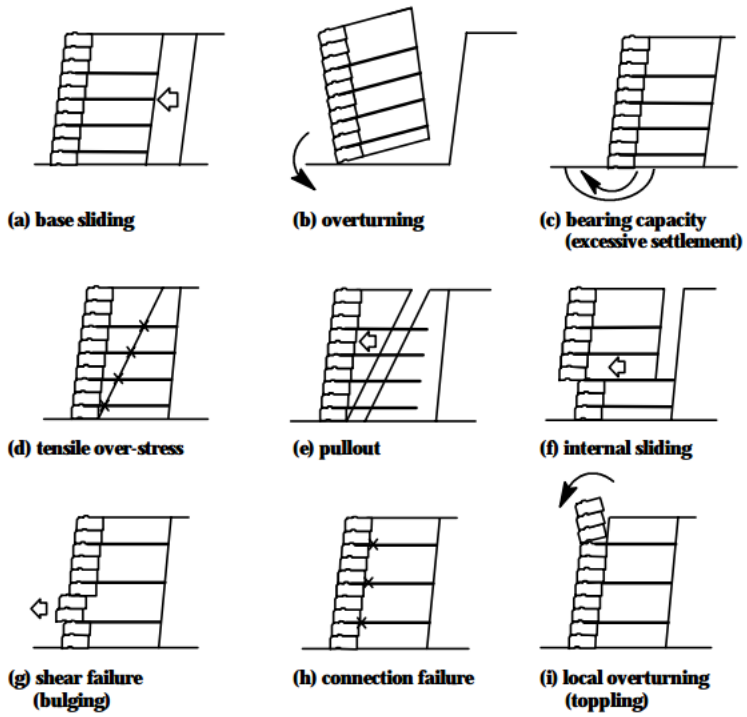


FIG. 1. 24 – Meccanismi di collasso (Cai e Bathurst, 1995).

Ovviamente, a seconda della tipologia dei muri analizzati, alcuni dei meccanismi di collasso, nei riguardi della stabilità interna, non possono verificarsi. I possibili meccanismi di collasso che si possono sempre verificare sono la rottura dei rinforzi per effetto del superamento della resistenza a trazione o lo sfilamento dei rinforzi. In quest'ultimo caso l'azione stabilizzante che si oppone all'instaurarsi del cinematismo di rottura, è determinata dai fenomeni di interazione che si sviluppano al contatto con l'interfaccia (Ghionna e Moraci, 1997). Per garantire che l'opera non collassi è necessaria un'adeguata scelta della metodologia di calcolo in fase di progettazione. Quest'ultima è fortemente condizionata dalla tipologia del rinforzo utilizzata in quanto condiziona il comportamento meccanico del muro e quindi l'eventuale superficie di rottura che si può venire a creare. Per ottenere le prestazioni richieste e durata di vita delle struttura, i progettisti devono sapere con quale tipologia di rinforzo si ha a che fare e applicare il metodo di progettazione appropriato al tipo sistema utilizzato.

Le metodologie di calcolo ad oggi utilizzate nella progettazione e la verifica interna dei muri in terra rinforzata sono principalmente due: il Tieback Wedge Method (TWM), utilizzato per le opere in terra con rinforzi estensibili, e il Coherent Gravity Method (CGM),

utilizzato per le opere in terra con rinforzi inestensibili. Esistono altre metodologie in letteratura quali: lo Structure Stiffnes method della FHWA, simile al TWM, e il Semplified method, che è un metodo semplificato sviluppato per poter essere utilizzato a prescindere dalla tipologia del rinforzo.

Nel 1971, su invito della Federal Highway Administration (FHWA), furono introdotte le strutture rinforzate (Reinforced Earth®) realizzate con rinforzi inestensibili in acciaio tecnologia che diede inizio all'industria dei muri di sostegno stabilizzati (MSE: Mechanically Stabilized Earth). La progettazione di muri MSE con rinforzi inestensibili era, ed è tuttora, effettuata assumendo che la struttura MSE si comporti come un corpo rigido, dimensionandoli per resistere a carichi esterni applicati dal terreno ritenuto e da qualsiasi altro sovraccarico, quindi verificando la stabilità interna sia nei confronti dello sfilamento che della rottura a trazione. Questo metodo di progettazione è noto come il Coherent Gravity Method.

Già nel 1970, il Coherent Gravity Method era stato perfezionato a seguito di numerosi studi di ricerca sui muri stabilizzati meccanicamente stabilendo un inviluppo bilineare delle tensioni massime nei rinforzi e uno strato di tensione all'interno della struttura variabile con la profondità della struttura.

Alla fine del 1970, con lo sviluppo dei geosintetici (rinforzi estensibili), fu necessario introdurre un nuovo metodo di progettazione che tenesse conto sia della differente distribuzione interna degli sforzi che delle evidenti differenti caratteristiche di deformazione. Così sorge una confusione tra i progettisti dovuta all'utilizzo dei due metodi dando vita ad ancora più metodi di progettazione, alcuni dei quali avevano lo scopo di lavorare per entrambi i rinforzi inestensibili ed estensibili.

Nel frattempo, però, la validità del Coherent Gravity Method veniva validato in decine di migliaia di strutture autostradali ed è diventato il metodo di struttura di progettazione adottato dalla maggior parte dei dipartimenti statali di trasporto.

Nel 1975 la Federal Highway Administration ha promulgato le sue "Specifiche standard per i muri in terra rinforzata", in seguito ribattezzata per muri Meccanicamente stabilizzati, ma questa specifica è stato abbandonato nei primi anni 1990, quando l'American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) ha creato le sue specifiche dal simile titolo.

1.4.2 Coherent Gravity Method

Il metodo di calcolo chiamato CGM, basato sull'approccio dell'equilibrio limite, è stato originariamente sviluppato da Schlosser e Vidal (1969), Schlosser(1978) e Schlosser e Segrestin (1979). Per stimare le sollecitazioni nelle strisce di rinforzo di acciaio collegate ai pannelli prefabbricati di facciata. Essi hanno utilizzato i concetti sviluppati nel 1953 da

Meyerhof per la determinazione della pressione verticale sotto un basamento di calcestruzzo con carico eccentrico. L'approccio di Meyerhof è stato applicato alla massa in terra rinforzata a ciascun livello di rinforzo fino alla base del muro assumendo che la massa di terreno rinforzato si comporti come un corpo rigido, consentendo che il carico laterale agente sul retro della zona rinforzata faccia aumentare la tensione verticale sul piano a profondità Z sotto la cresta fino a valori superiori alla pressione geostatica a causa delle eccentricità indotte dal momento ribaltante. Lo sforzo orizzontale assorbito dal rinforzo viene determinato applicando allo sforzo verticale un coefficiente di spinta laterale funzione dell'angolo di attrito del terreno. Lo sforzo assorbito da ciascun rinforzo viene assunto pari all'integrale delle tensioni orizzontali sul terreno nella ona di competenza di ogni rinforzo.

Questo metodo si basa sul presupposto che il rinforzo supporti pienamente la facciata quasi verticale del muro comportandosi in pratica come un tirante. Il coefficiente di spinta orizzontale del terreno viene assunto pari al coefficiente di spinta a riposo k_0 alla sommità del muro e pari al coefficiente di spinta attiva k_a ad una profondità di 6 m sotto la cresta. A profondità maggiori di 6 m sotto la cresta si suppone che venga a mobilitarsi la spinta attiva.

Queste ipotesi sono state verificate sulla base di misurazioni eseguite su muri reali strumentati, con facciata in pannelli prefabbricati in calcestruzzo e rinforzo a barre piatte in acciaio (Schlosser, 1978).

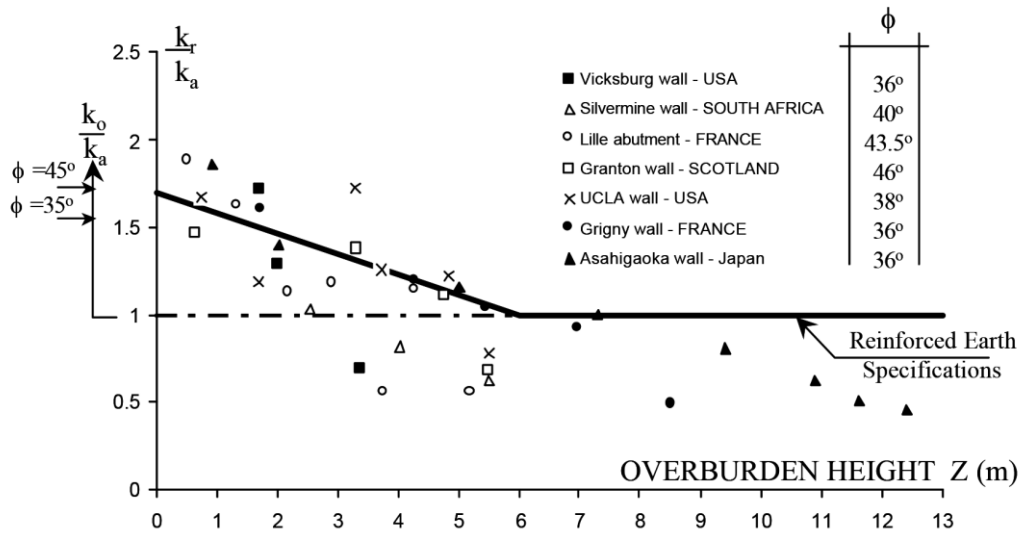


FIG. 1. 25 - Variazione of Kr/Ka per rinforzi in acciaio (adottati da Schlosser, 1978) (Allen et al. 2001).

In base a tali misure e ai concetti teorici sopracitati, Schlosser e Segrestin (1979) hanno incluso che k_0 e k_a possono essere utilizzati direttamente come coefficienti di spinta orizzontale per la progettazione di muri in terra rinforzata con rinforzi inestensibili.

La peculiarità dei rinforzi fa sì che non si formi una vera e propria superficie di rottura e non si ha pertanto la formazione di un cuneo di rottura in quanto lo stato attivo non viene a mobilitarsi del tutto a seguito delle limitate deformazioni orizzontali. La zona attiva viene dunque individuata attraverso la linea di massima trazione che rappresenta l'inviluppo dei punti in cui la forza di trazione raggiunge il massimo valore in ogni barra, quindi il punto di massima sollecitazione a ciascun livello di rinforzo. La variazione delle forze di trazione lungo l'armatura e la posizione della forza massima sono state stabilite sia sperimentalmente, tramite strumentazione di modelli in scala reale, sia teoricamente utilizzando analisi numeriche.

Tutti i dati confermano che quando vengono utilizzati rinforzi inestensibili la linea che separa le due zone inizia al piede della struttura e segue un percorso quasi verticale ad una distanza di 0,3H dal paramento fino alla sommità della struttura. Questo è valido a prescindere dalle dimensioni della struttura (fino a L/H=0,4) anche per strutture con sezione trapezoidale. Il metodo prevede quindi un inviluppo bilineare della linea di massima trazione dei rinforzi, uno stato tensionale variabile con la profondità all'interno della struttura. Le FIG. 1. 26 e FIG. 1. 27 mostrano lo schema di progetto per le terre rinforzate realizzate con rinforzi inestensibili.

Il valore della tensione di trazione massima che si sviluppa in un rinforzo è pari a:

$$T_{MAX} = S_V R_C (\sigma_V \cdot k_r) \tag{1.2}$$

con:

$$\sigma_V = \frac{V_1 + V_2 + F_T \sin\beta}{L - 2e} \tag{1.3}$$

$$e = \frac{F_T \cos\beta \cdot H/3 \cdot F_T \sin\beta \cdot L/2 \cdot V_2 \, L/6}{V_1 + V_2 + F_T \sin\beta} \tag{1.4}$$

dove:

S_V è la spaziatura verticale del rinforzo;

$R_C = b / S_h$ è il rapporto di copertura della superficie del geosintetico (unità di larghezza del rinforzo/spaziatura orizzontale del rinforzo) (nel caso di rinforzo continuo questo rapporto è unitario);

σ_V è la tensione verticale ad ogni livello di rinforzo;

e è l'eccentricità della forza risultante;

k_r è il coefficiente di spinta che varia da k_0 a k_a in base alle proprietà del terreno e alla posizione del rinforzo;

$$k_0 = 1 - \sin\varphi \tag{1.5}$$

$$k_a = \tan(45 - \varphi/2) \tag{1.6}$$

$$H_1 = H + \frac{0{,}3H\tan\beta}{1 - 0{,}3\tan\beta} \tag{1.7}$$

φ Angolo di resistenza al taglio di picco del terreno retrostante il muro (Tutte le altre variabili sono riportate in FIG. 1. 26.

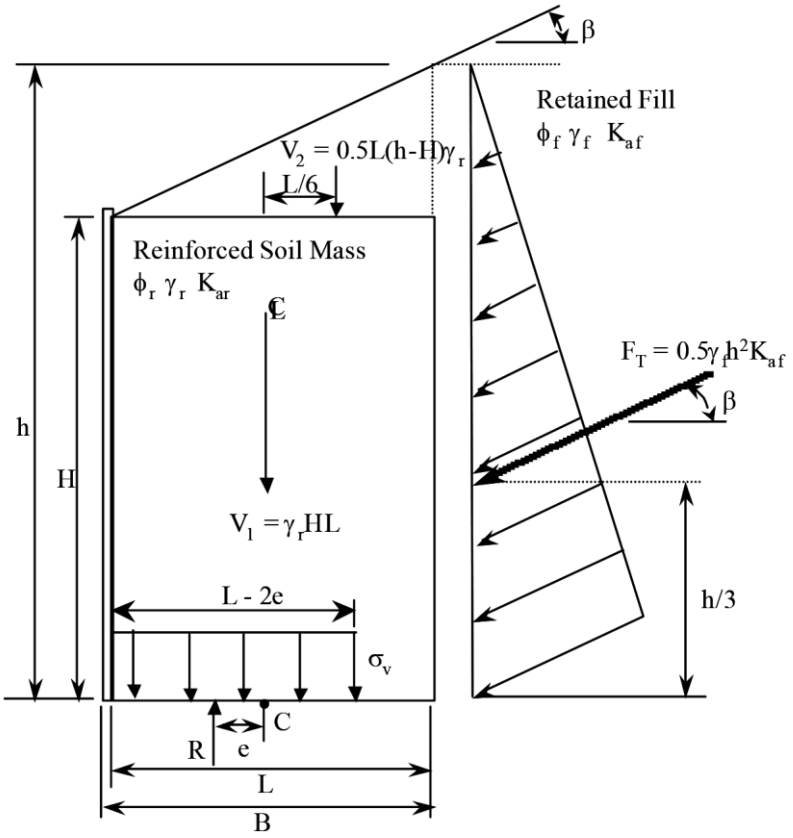


FIG. 1. 26 – Forze e tensioni per calcolare la distribuzione verticale delle tensioni alla Meyerhof nei MSEW (adottata dalle AASHTO,1996) (Allen et al. 2001).

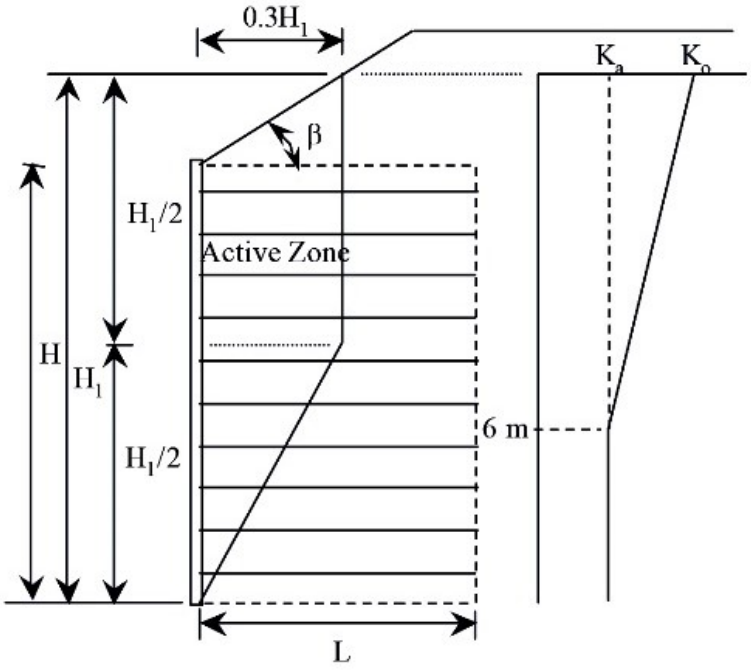


FIG. 1. 27 – Determinazione dei coefficienti di pressione laterale (Allen et al. 2001).

1.4.3 Tieback Wedge Method

Nel Tieback Wedge Method il muro viene assunto deformabile e quindi le spinte laterali del terreno non influenzano le sollecitazioni verticali all'interno della zona dove sono posizionati i rinforzi. Ne segue che la tensione verticale nell'ammasso è semplicemente pari a $\sigma_V = \gamma \cdot Z$. Il metodo presuppone che la deformazione sia tale da permettere che si sviluppi uno stato attivo lungo tutta l'altezza della parete. Il valore del coefficiente di spinta attiva k_a è determinato ipotizzando che il pendio dietro il muro sia orizzontale e ipotizzando l'assenza dell'attrito sulla parete verticale. Si determina così una zona attiva definita dal piano di rottura alla Rankine (inclinato di $45+\varphi/2$ dal piano orizzontale e passante per il piede del muro) non modificato dalla presenza dei rinforzi.

In questo caso la trazione massima che di sviluppa nel rinforzo è data dalla seguente espressione:

$$T_{MAX} = S_V R_C k_a (\gamma Z + q + S) \tag{1.8}$$

dove

S_V è la spaziatura verticale del rinforzo;

$R_C = b / S_h$ Rapporto di copertura della superficie del geosintetico (unità di larghezza del rinforzo/spaziatura orizzontale del rinforzo) (nel caso di rinforzo continuo questo rapporto è unitario);

γ è l'unità di peso del terreno;

Z è la profondità del livello del rinforzo rispetto al punto in testa al muro;

S è il valore medio della profondità del terreno al di sopra della testa del muro;

q è il valore dell'eventuale sovraccarico (dovuto per esempio al traffico stradale).

1.4.4 Structure Stiffness Method

Lo Structure Stiffness Method è un approccio alla progettazione dei muri in terra sviluppato da Christopher (1990) sulla base di risultati di muri strumentati in vera grandezza e in base ai risultati riportati in letteratura dei muri strumentati in condizione di esercizio. Esso inoltre è stato validato attraverso analisi numeriche. Lo Structure Stiffness Method è molto simile al Tieback Wedge Method, tuttavia viene assunta un inviluppo bilineare delle tensioni massime sui rinforzi qualora si abbia a che fare con rinforzi inestensibili, e si utilizza una superficie di rottura alla Rankine piana e inclinata di rispetto all'orizzontale qualora si abbia a che fare con rinforzi estensibili. Anziché utilizzare direttamente k_a, Il coefficiente di spinta laterale k_r, viene ricavato con una formula abbastanza complessa che tiene conto della profondità al di sotto della parete superiore, tipo di armatura, e la rigidità globale del muro. La metodologia di progetto è riassunta dalle seguenti formule:

$$T_{MAX} = S_V R_C k_a (\gamma Z + q + S) \tag{1.9}$$

Con:

$$k_r = k_a \left(\Omega_1 \left(1 + 0.4 \frac{S_r}{47880} \right) \left(1 - \frac{Z}{6} \right) + \Omega_2 \frac{Z}{6} \right) \qquad se \quad Z \le 6m \tag{1.10}$$

$$k_r = k_a \Omega_2 \qquad se \quad Z > 6m \tag{1.11}$$

$$S_r = \frac{EA}{(H - n)} \tag{1.12}$$

Dove:

k_r Coefficiente di spinta laterale

S_r è la rigidezza globale dei rinforzi per il muro (ad esempio la media delle rigidezze dei rinforzi)

Ω_1 è un coefficiente adimensionale pari a 1 per strip e rinforzi in lamiera, pari a 1,5 per geogriglie e maglie elettrosaldate

Ω_2 è un coefficiente adimensionale pari a 1 se $S_r \leq 47880\,kPa$ pari a Ω_1 se $S_r > 47880\,kPa$

EA è la rigidezza assiale del rinforzo moltiplicato l'area in unità di forza per unità di larghezza del muro

H/n è la media della spaziatura verticale del rinforzo ed n è il numero totale di strati di rinforzo.

Questo metodo non è riportato in nessuna specifica AASHTO, tuttavia, ha condotto alla determinazione del rapporto dei coefficienti di spinta K_r/K_a che attualmente è utilizzato nel metodo semplificato.

1.4.5 Semplified method

Il metodo semplificato mette insieme le caratteristiche migliori e più semplici dei vari metodi consentiti dalle specifiche standard AASHTO. Tale metodo nasce infatti per creare un'unica procedura di progetto da applicare qualunque siano le caratteristiche dei rinforzi, sia che si tratti di rinforzi estensibili che inestensibili, e soprattutto che si possa adattare meglio alle nuove tipologie di rinforzo utilizzate nella costruzione dei muri meccanicamente stabilizzati rispetto alle metodologie più obsolete.

Una delle finalità del metodo semplificato é quella di tenere conto, della caratteristiche dei rinforzi utilizzati, sviluppando apposite curve k_a/k_r, per ogni tipologia di rinforzo.

Il metodo semplificato, applicato ad opere con rinforzi inestensibili, approssima l'aumento della tensione verticale semplicemente aggiungendo la quantità $0{,}2 \cdot \gamma z$ nella parte sommitale della struttura, come se fosse sovraccaricata. Se si tratta di muri progettati con rinforzi estensibili non viene considerato nessun aumento di tensione (Anderson et al., 2012,). Infatti minore è la rigidezza complessiva del muro in terra rinforzata, minore è l'effetto legato all'eccentricità dei carichi.

Un passo importante nello sviluppo del metodo semplificato è stata la calibrazione in base ai dati disponibili dei modelli in scala reale. Alla fine il metodo è simile allo Structure Stiffness Method e al Tieback Wedge Method e può essere ancora utilizzata l'espressione

$$T_{MAX} = S_V R_C k_a (\gamma Z + q + S) \tag{1.13}$$

Dove le variabili sono le stesse elencate nel paragrafo precedente, con la differenza che per il calcolo delle tensioni massime agenti sui rinforzi utilizziamo una differente espressione di k_a/k_r che viene fornita dal grafico in FIG. 1. 28:

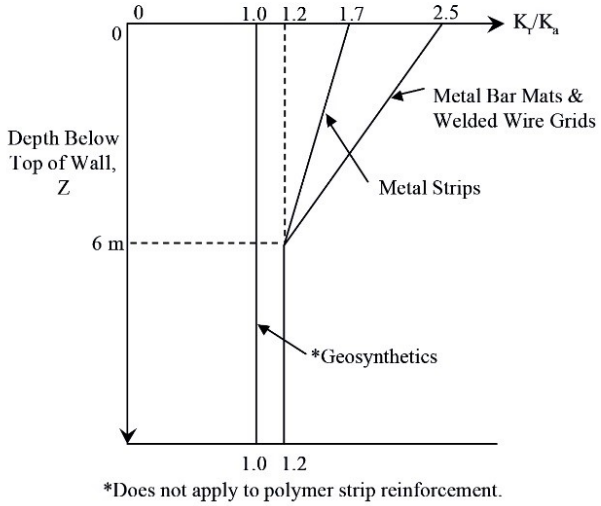


FIG. 1. 28 – Determinazione del rapporto Kr/Ka per il metodo semplificato.

Il Simplified Method considera come inviluppo dei punti di massima trazione la stessa bilineare utilizzata nel Coherent Gravity Method quando si ha a che fare con rinforzi inestensibili e una linea coincidente con la superficie di rottura alla Rankine, inclinata di 45+φ/2 dall'orizzontale, nel caso di rinforzi estensibili.

1.5 METODI DI PROGETTO DEI MURI IN TERRA RINFORZATA A PARAMENTO INCLINATO

Quando un muro in terra rinforzata a parete inclinata o un pendio rinforzato va a collasso, la superficie di rottura che si viene a creare assume una forma curvilinea non approssimabile con nessuna delle linee di rottura ipotizzate nei metodi sopra descritti. È necessario, come tale, utilizzare un metodo di progetto più consono a tale situazione. Nella pratica comune, in questi casi, il problema viene affrontato facendo riferimento al metodo dei due cunei sviluppato da Jewell et al. (1991) schematizzato in FIG. 1. 29 e che comporta la risoluzione di un sistema di 4 equazioni in 4 incognite.

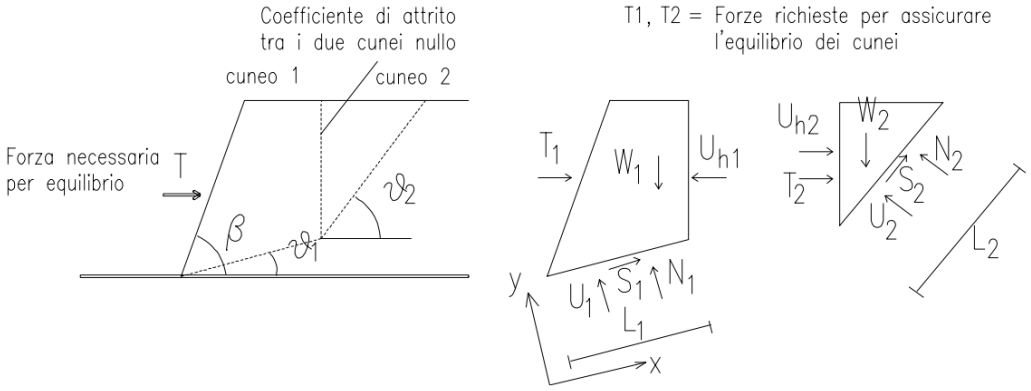


FIG. 1. 29 – Metodo dei due cunei (Recalcati, 2002).

1.6 MECCANISMO D'INTERAZIONE TERRENO-RINFORZO IN CONDIZIONI DI SFILAMENTO

L'interazione terreno-rinforzo è di fondamentale importanza ai fini della progettazione e delle previsioni della prestazione delle strutture in terra rinforzata, risultando anche complessa, dipendendo dalla natura delle proprietà del rinforzo e del terreno.

In generale, i principali meccanismi di interazione che governano la resistenza allo scorrimento e allo sfilamento dipendono dall'attrito che si genera tra il terreno e la superficie piana dell'elemento di rinforzo, FIG. 1. 30-a, dalla resistenza di tipo passivo che si mobilita in corrispondenza degli elementi piani posti trasversalmente rispetto alla direzione di movimento relativo terreno-rinforzo, FIG. 1. 30-b, e dall'attrito tra il terreno imprigionato all'interno delle aperture del rinforzo e quello circostante, FIG. 1. 30-c (Moraci e Montanelli, 2000).

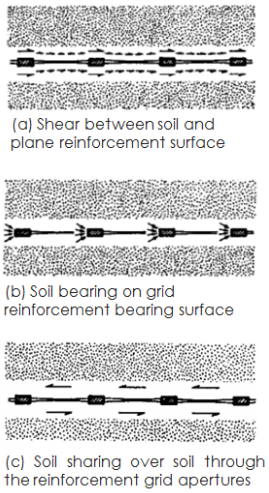


FIG. 1. 30 – Meccanismo di interazione (Jewell et al., 1985).

Nel caso di sfilamento del rinforzo il contributo dovuto all'attrito, tra il terreno imprigionato all'interno delle aperture del rinforzo e quello circostante, può considerarsi trascurabile e si può ritenere il meccanismo di interazione legato solo all'attrito tra il terreno e le superfici piane della geogriglia e alla spinta passiva che agisce sugli elementi disposti perpendicolarmente alla direzione del moto relativo terreno rinforzo (Calvarano, 2012).

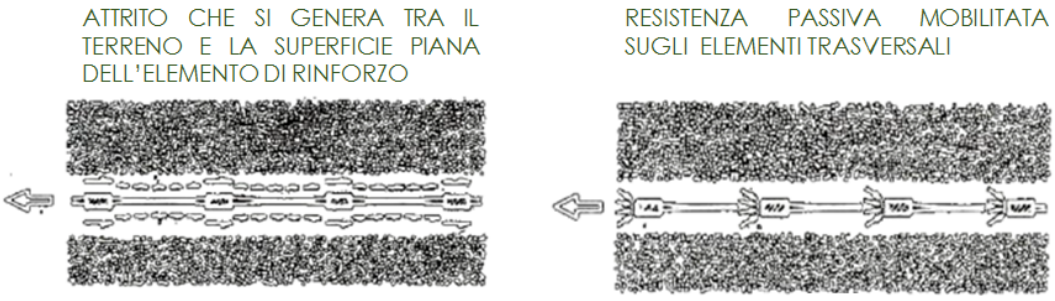


FIG. 1. 31 – Meccanismo di interazione in condizione di sfilamento (Jewell et al., 1985).

Si può quindi dire che la resistenza allo sfilamento è data dall'espressione:

$$P_R = P_{RS} + P_{RB} \tag{1.14}$$

dove:

P_R è la resistenza massima allo sfilamento [kN];

P_{RS} è la componente attritiva della resistenza allo sfilamento, pari all'integrale esteso alla frazione di area piena della superficie dell'elemento di rinforzo delle tensioni tangenziali di attrito che si mobilitano al contatto terreno-rinforzo [kN];

P_{RB} è la componente passiva della resistenza alla sfilamento, pari alla somma delle resistenze passive che si mobilitano su ciascuno degli elementi disposti ortogonalmente alla direzione di sfilamento [kN].

Facendo riferimento alla FIG. 1. 32 possiamo calcolare la componente attritiva della resistenza allo sfilamento come:

$$P_{RS} = 2\alpha_s \cdot L_r \cdot W_r \cdot \sigma'_n \tan\delta \tag{1.15}$$

dove:

α_s è la Frazione solida dell'area del campione di geosintetico;

L_r è la lunghezza dell'elemento di rinforzo ancorata nella zona passiva [m];

W_r è la larghezza dello stesso [m];

σ'_n è la Tensione normale efficace sulla superficie del campione [kN/m^3];

δ è l'angolo di attrito d 'interfaccia [°].

La componente passiva della resistenza alla sfilamento, invece, la possiamo calcolare come:

$$P_{RB} = \left(\frac{L_R}{S}\right) \cdot W_r \cdot \alpha_b \cdot B \cdot \sigma'_b \tag{1.16}$$

dove:

$\left(\frac{L_R}{S}\right)$ è lo spessore del singolo elemento trasversale [m];

L_r è la lunghezza dell'elemento di rinforzo ancorata nella zona passiva [m];

S è la spaziatura fra i due elementi trasversali resistenti della geogriglia [m];

W_r è la larghezza dell'elemento di rinforzo [m].

α_b è la frazione di larghezza della geogriglia su cui si mobilita la resistenza di tipo passivo;

B è il numero di elementi trasversali presenti;

σ'_b è la tensione di tipo passivo ortogonale alla direzione di sfilamento [kN/m^2];

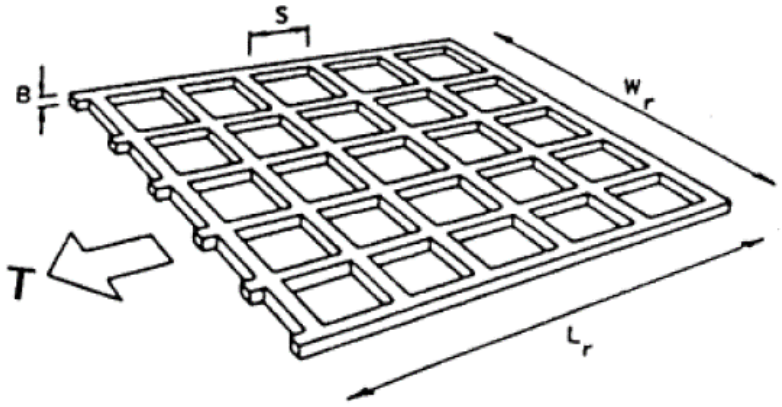


FIG. 1. 32 – Schematizzazione di una geogriglia (Jewell et al., 1985).

Nel caso di rinforzi continui viene meno la componente passiva e il meccanismo di interazione che si verifica sul rinforzo si riduce al solo attrito che si genera tra il terreno e la superficie dell'elemento e α_s è pari a 1.

Nell'ipotesi che i meccanismi di interazione, attrito superficiale ed effetti passivi, si mobilitino contemporaneamente e indipendentemente e come tale siano additivi (Jewell, 1990) la (1.14) diventa:

$$P_R = 2\alpha_s \cdot L_r \cdot W_r \cdot \sigma'_n \tan\delta + \left(\frac{L_R}{S}\right) \cdot W_r \cdot \alpha_b \cdot B \cdot \sigma'_b \qquad (1.17)$$

Considerando una distribuzione uniforme della tensione tangenziale d'attrito equivalente applicata lungo l'intera superficie del rinforzo possiamo scrivere la (1.17) in forma semplificata:

$$P_R = 2 \cdot f_b \cdot L_R \cdot W_r \cdot \sigma'_n \tan\varphi' \qquad (1.18)$$

dove:

f_b è il **coefficiente d'interazione per lo sfilamento** che permette di determinare in maniera semplice la resistenza allo sfilamento dell'inclusione flessibile con struttura a maglia riassumendo in un unico valore i due meccanismi d'interazione elementare precedentemente analizzati (Calvarano, 2012).

Uguagliando l'equazione (1.17) alla (1.18) possiamo scrivere:

$$f_b = \alpha_s \cdot \left(\frac{\tan\delta}{\tan\varphi'}\right) + \left(\frac{\alpha_b \cdot B}{S}\right) \cdot \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n}\right) \cdot \frac{1}{2 \cdot \tan\varphi'} \tag{1.19}$$

Il primo addendo dell'espressione (1.19) rappresenta il contributo legato all'attrito tra il terreno e la superficie piena del rinforzo, mentre il secondo addendo rappresenta il contributo fornito dalla resistenza di tipo passivo che si mobilitata sugli elementi trasversali della geogriglia.

Il rapporto σ'_b/σ'_n può essere calcolato con la seguente espressione:

$$\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} = e^{\left[\left(\frac{\pi}{2}+\varphi'\right)\tan\varphi'\right]} \tan\varphi' \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi'}{2}\right) \tag{1.20}$$

Occorre però osservare che l'espressione (1.19) presenta diversi limiti. In particolare il valore del coefficiente d'interazione per lo sfilamento così determinato non tiene conto di diversi parametri che potrebbero notevolmente influenzarlo quali forma e dimensioni degli elementi di rinforzo, dimensioni delle aperture e caratteristiche di resistenza e rigidezza degli elementi di rinforzo, resistenza relativa terreno-rinforzo, entità degli scorrimenti relativi all'interfaccia; è inoltre affetto da fattori di scala che possono portare a valori di pressioni passive maggiori rispetto a quelle calcolate con l'espressione (1.20)

La determinazione del coefficiente di interazione allo sfilamento dipende inoltre fortemente del valore dell'angolo di resistenza al taglio φ' mobilitato all'interfaccia, parametro di difficile determinazione. Come tale risulta di difficile determinazione la resistenza allo sfilamento.

Questi limiti possono essere superati introducendo il **coefficiente d'attrito apparente** $\mu_{S/GSY}$ all'interfaccia terreno-geosintetico che dato dalla seguente espressione:

$$\mu_{S/GSY} = f_{po} \tan\phi' = \frac{P_R}{2L_R\sigma'_V} \tag{1.21}$$

Dove:

P_R è la resistenza allo sfilamento per unità di lunghezza [kN/m];

L_R è la lunghezza del rinforzo nella zona di ancoraggio[m];

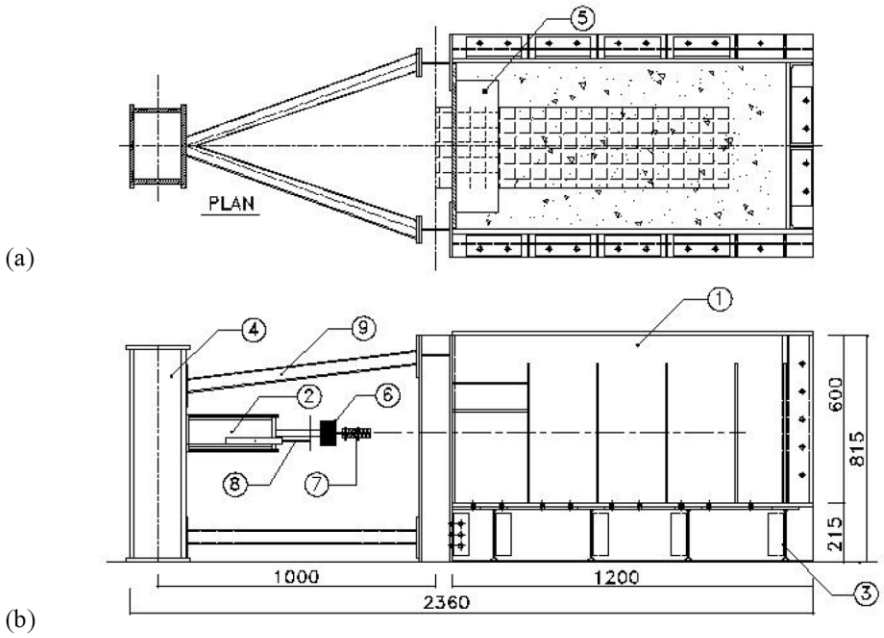
σ'_V è la tensione verticale efficace, [kN/m^2].

Tale coefficiente viene determinato attraverso delle prove di pullout (prove di sfilamento) e consente di correlare la resistenza allo sfilamento a pochi parametri di semplice valutazione ricavati nel corso di una prova di sfilamento.

1.7 PROVE DI PULLOUT

Le prove di pullout sono utilizzate per caratterizzare l'interazione terreno- rinforzo nelle condizioni di movimento relativo tra il rinforzo e il terreno, quando il geosintetico è sottoposto a sfilamento (Lopes et al., 1999).

Esse vengono effettuate tramite un'apparecchiatura che si compone di una scatola di sfilamento all'interno della quale si realizza il confinamento del provino di rinforzo tra due strati di terreno ricostituito, un sistema per l'applicazione e la ripartizione della tensione normale di confinamento sulla superficie superiore del campione di terreno, di un sistema di applicazione della forza di sfilamento assiale, un sistema per l'aggancio del provino e dalla strumentazione necessaria alla misurazione degli spostamenti e della forza in corrispondenza della sezione di aggancio, FIG. 1. 33.



(1) main box; (2) hydraulic actuator; (3) grid-type pad; (4) hydraulic jack support; (5) reinforcement casing; (6) load cell; (7) clamp; (8) LVDT; (9) reaction elements

FIG. 1. 33 – Schema dell'apparecchiatura di prova (Nayeri, A.,Fakharian,K. 2009).

Tra le apparecchiature di prova esistenti in letteratura esistono notevoli differenze relative sia alle dimensioni della scatola sia ai metodi utilizzati per rendere minimi gli effetti di bordo legati all'attrito laterale.

in una prova di pullout il provino viene posizionato all'interno della scatola seguendo una precisa procedura che consiste nella preparazione delle superfici della scatola, riempimento e compattazione del terreno di prova nella parte inferiore della scatola, posizionamento e aggancio al sistema di tiraggio del provino di rinforzo e degli strumenti di misura, riempimento e compattazione del terreno di prova nella parte superiore della

scatola, chiusura della scatola e posizionamento del cuscino per la ripartizione del carico. Le prove di sfilamento, a parità di terreno utilizzato, vengono condotte al variare della tensione di confinamento, della lunghezza del provino.

All'elemento di rinforzo, agganciato ad una pinza dotata di cella di carico per misurare la forza di sfilamento applicata al provino, viene imposto uno spostamento a velocità controllata e, durante lo svolgimento della prova, vengono monitorati gli spostamenti interni lungo lo sviluppo del provino di geogriglia, lo spostamento registrato in corrispondenza dell'estremità del provino e la forza di trazione in corrispondenza di questi spostamenti. La FIG. 1. 34 mostra un esempio dell'andamento della forza di sfilamento misurata in funzione dello spostamento del morsetto di aggancio per le diverse tensioni verticali applicate, per due differenti tipologie di terreno utilizzate nell'esecuzione della prova.

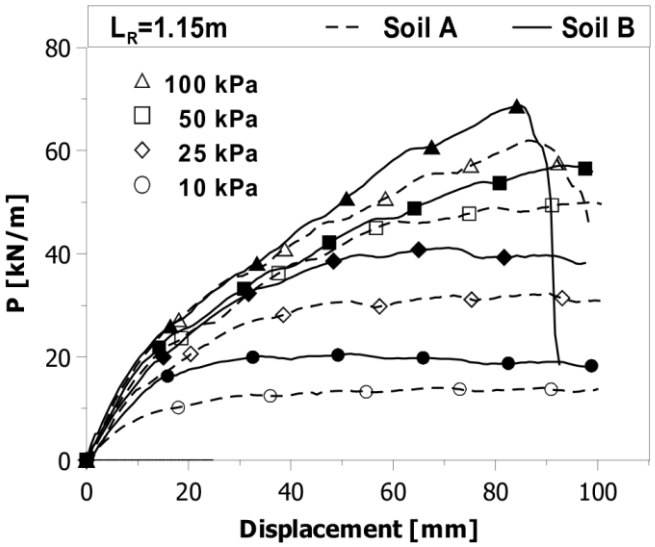


FIG. 1. 34 – Forza di sfilamento in funzione dello spostamento del morsetto di aggancio (Moraci et al., 2002).

Dalle prove è possibile determinare la forza di trazione massima che provoca lo sfilamento e, tramite l'espressione (1.21) è possibile ricavare, nota la lunghezza del provino di geosintetico, il valore del coefficiente di attrito apparente all'interfaccia, FIG. 1. 35.

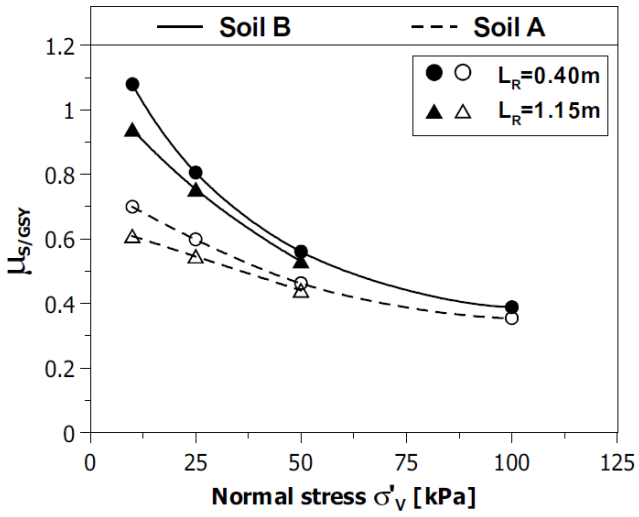


FIG. 1. 35 – Valori del coefficiente d'attrito apparente al variare della pressione di confinamento (Moraci et al., 2002).

Dalla FIG. 1. 35 si nota come il valore del coefficiente d'interazione, $\mu_{S/GSY}$, dipenda, oltre che dal tipo di terreno, anche dalla lunghezza del provino e dalla pressione di confinamento. In particolare risulta evidente una diminuzione del valore di $\mu_{S/GSY}$ all'aumentare della lunghezza del provino e della pressione di confinamento per via degli effetti della dilatanza all'interfaccia.

Questo coefficiente è ulteriormente abbattuto in condizioni di sfilamento dinamico: recenti studi hanno infatti evidenziato come i carichi di sfilamento ciclico producano una diminuzione della resistenza allo sfilamento post ciclica e quindi dell'attrito equivalente mobilitato all'interfaccia. Tali effetti dovrebbero essere considerati nella progettazione in zona sismica riducendo opportunamente i parametri d'interfaccia (Comedinii e Rimoldi, 2014).

A partire dal valore del coefficiente d'interazione e ipotizzata la potenziale superficie di scorrimento, è possibile determinare la lunghezza di ancoraggio del rinforzo necessaria a soddisfare la verifica allo sfilamento.

Il valore del coefficiente d'interazione viene di regola suggerito nelle specifiche tecniche del rinforzo in relazione al tipo di terreno del rilevato strutturale. Nonostante si noti la dipendenza del valore del coefficiente d'attrito apparente al variare della tensione di confinamento e della lunghezza del rinforzo e dalle eventuali condizioni cicliche, nelle analisi di stabilità delle opere in terra rinforzata questo parametro viene, nella pratica progettuale, assunto costante in tutto il rilevato strutturale e qualunque siano le condizioni di progettazione (statiche o dinamiche) con conseguente sovradimensionamento dell'opera.

Nel caso in cui le specifiche tecniche non riportino nessun valore da utilizzare per caratterizzare l'attrito all'interfaccia, le norme BS 8006-1:2010 suggeriscono dei valori da utilizzare in fase di progettazione oppure, come suggerito dalle EN 13738:2004, sarebbe opportuno eseguire delle specifiche prove di sfilamento.

1.8 METODI DI PROGETTO IN CAMPO SISMICO

1.8.1 Generalità

Diversi sono i metodi di analisi delle terre rinforzate in zona sismica che hanno ormai ottenuto la piena validazione da parte della comunità scientifica e che sono oggi inserite nei sistemi normativi di vari nazioni.

In generale tali metodi possono essere suddivisi in:

- metodi pseudo-statici;
- metodi degli spostamenti;
- metodi dinamici completi.

L'approccio comunemente utilizzato si basa sul metodo pseudo-statico in cui gli effetti dinamici vengono considerati in termini di sollecitazioni aggiuntive agenti sulla struttura in condizioni di equilibrio plastico (Okabe, 1926; Mononobe, 1929). Tale approccio fornisce, generalmente, risultati a favore di sicurezza e ciò è dimostrato dal fatto che le opere progettate con questo metodo, a seguito di eventi sismici, sono state in grado di resistere anche a sollecitazioni di entità superiore a quelle di progetto sebbene soggette ad elevate deformazioni. Basti pensare alle opere colpite dal sisma di Northridge con accelerazioni massime dell'ordine dei 0,5g o dal terremoto di Kobe con accelerazioni massime dell'ordine dei 0,7g. In ognuno di questi casi la progettazione pseudo-statica è stata eccessivamente cautelativa. Tuttavia l'approccio pseudo-statico sebbene molto più semplice e immediato non consente di esaminare gli effetti di interazione dinamica terreno-struttura e valutare le deformazioni in condizioni di esercizio ma trovano perciò una più idonea applicazione nelle verifiche di equilibrio limite, ovvero nelle analisi degli stati limite ultimi.

I metodi degli spostamenti, a differenza dei metodi pseudo-statici, hanno il principale vantaggio di tenere conto della storia della sollecitazione sismica e consentono di effettuare delle previsioni sull'entità degli spostamenti che può subire una struttura a seguito di un evento sismico.

I metodi dinamici completi, invece, non solo permettono di applicare la completa storia delle sollecitazioni alla struttura ma consentono anche di descrivere l'evoluzione

dello stato tenso-deformativo in ogni elemento rendendo quindi possibile un dettagliato esame degli stati limite di servizio e ultimi.

1.8.2 I metodi pseudo-statici

Nell'analisi sismica delle terre rinforzate i metodi pseudo-statici vengono generalmente applicati a seconda della geometria delle terre rinforzate.

Le terre rinforzate a paramento ripido costituiscono una classe di opere per le quali la condizione di collasso può essere analizzata nelle ipotesi di raggiungimento dell'equilibrio plastico attivo del volume di terreno immediatamente a ridosso del paramento. In questo caso, le verifiche interne consentono il completo dimensionamento dei rinforzi, mentre le verifiche esterne esaminano diversi cinematismi di rottura che sostanzialmente non intercettano i rinforzi.

L'approccio più utilizzato nella valutazione delle azioni sismiche e quello di Mononobe-Okabe che generalizza il metodo di Coulomb al caso di massa sottoposto, oltre che all'accelerazione di gravità, anche alle componenti verticale e orizzontale dell'accelerazione sismica. La valutazione pseudo-statica della spinta sismica secondo la teoria di Mononobe-Okabe avviene nelle ipotesi di equilibrio dinamico del cuneo semplice sottoposto al peso proprio W ed alle forze d'inerzia orizzontale K_h W e verticale K_v W, FIG. 1. 36.

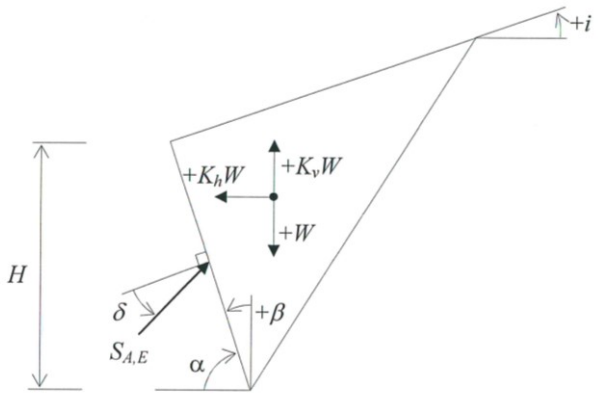


FIG. 1. 36 – Forze in gioco per il calcolo della spinta con il metodo di Mononobe-Okabe

La forza complessiva è equilibra la sommatoria delle trazioni ai rinforzi ed è pari a:

$$S_{AE} = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 (1 - k_v) \cdot k_{AE} \qquad (1.22)$$

dove k_{AE} è il coefficiente di spinta attiva dato dalla seguente espressione:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \vartheta)}{\cos^2\beta \cdot \cos\vartheta \cdot \cos(\delta + \beta + \vartheta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\varphi + \delta) \cdot sen(\varphi - i - \vartheta)}{\cos(\delta + \beta + \vartheta) \cdot \cos(i - \beta)}}\right]^2} \tag{1.23}$$

con:

$$\vartheta = actan\frac{k_h}{1 - k_v} \tag{1.24}$$

$$k_h = \frac{a_h}{g} \tag{1.25}$$

$$k_v = \frac{a_v}{g} = \frac{k_h}{2} \tag{1.26}$$

Col metodo di Mononobe-Okabe si assume un criterio di ripartizione della spinta attiva tra i rinforzi che tenga conto della posizione e dell'area di competenza del rinforzo stesso. A tal riguardo, le Norme Tecniche per le Costruzioni, NTC(2008), pur non trattando direttamente il problema delle terre rinforzate, indicano, per le opere di sostegno in grado di traslare, che il punto di applicazione dell'incremento di spinta sismica sia collocato ad un terzo dell'altezza del muro, a partire dalla base, o a meta altezza nei muri impediti di traslare. Le terre rinforzate sono opere deformabili in grado traslare e come tale ricadono in nella primo caso.

Tuttavia Seed e Whitman (1970) suggeriscono di posizionare la spinta sismica tra meta e due terzi dell'altezza dell'opera, a partire dalla base per via del fatto che i rinforzi superficiali sono meno vincolati durante la sollecitazione sismica.

Nelle verifiche interne solitamente l'angolo di inclinazione della spinta, δ, viene assunto pari zero e la spinta può essere applicata nella stessa direzione dei rinforzi ed equilibrata dalla sommatoria delle forze di trazione agenti sui rinforzi.

L'approccio pseudo-statico, idealizzando il terreno come un blocco rigido, produce tuttavia una spinta delle terre eccessiva ed è proprio per questo motivo che le NTC (2008) hanno previsto un coefficiente di riduzione dell'accelerazione, β, per tener conto della riduzione delle forze inerziali dovuta alla duttilità della struttura. Resta tuttavia, nella normativa, una forte carenza in quanto non è suggerito nessun valore di questo fattore di riduzione da poter applicare al caso specifico delle strutture in terra rinforzata.

Nel caso di strutture con geometria complessa, come ad esempio quella in FIG. 1. 37, non è generalmente possibile separare le verifiche di stabilita interna da quelle di stabilita esterna e le verifiche si eseguono attraverso il metodo dell'equilibrio limite che consente sia il dimensionamento dei rinforzi che la verifica di stabilità globale avvalendosi della

discretizzazione in conci. Le componenti di accelerazione sismica vengono applicate ai singoli conci e si ricerca, per tentativi, la superficie con il minimo coefficiente di sicurezza.

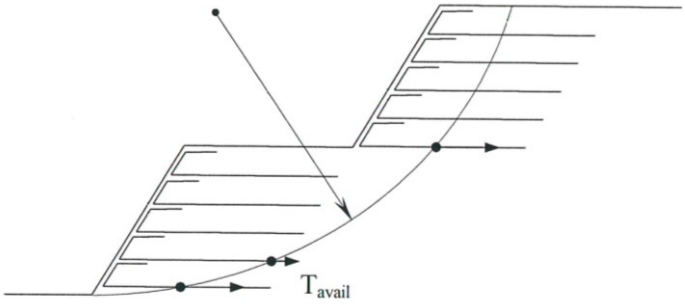


FIG. 1. 37 – Terra rinforzata a geometria composita.

1.8.3 Il metodo degli spostamenti

I metodi degli spostamenti rientrano nell'ambito dei metodi dinamici semplificati e a differenza dei metodi pseudo-statici consentono di condurre una progettazione di tipo prestazionale sui muri in terra rinforzata in quanto permettono di valutare gli spostamenti permanenti che la struttura riporta a seguito dell'evento simico. Tali metodi si sviluppano a partire dal blocco rigido di Newmark (1965) il quale schematizzò la massa di un pendio instabile, a seguito delle forze d'inerzie generate da una storia di accelerazioni a(t), in un blocco che scorre su di un piano quando le forze resistenti vengono superate dalle forze instabilizzanti. Tale condizione si ha quando viene superato un certo valore di soglia dell'accelerazione $a_{CRIT.}$ Il raggiungimento di tale soglia, infatti, comporta una condizione di equilibrio plastico lungo i piani di contatto dei blocchi in cui si discretizza la struttura.

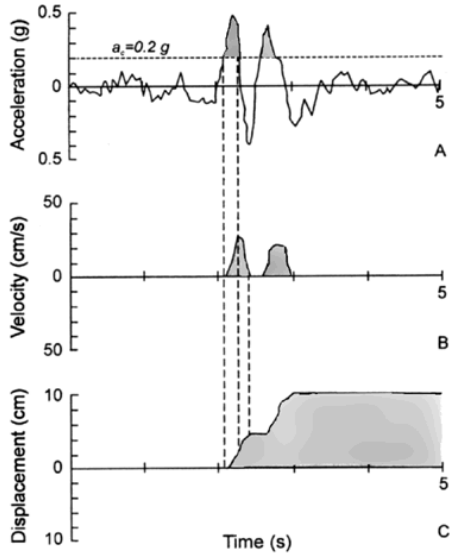


FIG. 1. 38 – Esempio di doppia integrazione dell'accelerazione e raggiungimento dell'accelerazione critica (Wilson, e Keefer, 1983).

Per cui, per valori di accelerazione inferiori all'accelerazione critica, i blocchi si muovono solidalmente col terreno mentre, per valori superiori, manifestano spostamenti relativi e condizioni di equilibrio dinamico.

Se si esprime la storia delle accelerazioni in termini di coefficiente sismico avremo:

$$k(t) = \frac{a(t)}{g} \tag{1.27}$$

Il sistema subirà degli spostamenti relativi una volta superato il valore del coefficiente sismico critico la cui espressione sarà:

$$k_{CRIT} = \frac{a_{CRIT}}{g} \tag{1.28}$$

Gli spostamenti permanenti cumulati dalla struttura possono essere calcolati attraverso una doppia integrazione nel tempo dell'eccesso di accelerazione rispetto al valore critico:

$$x_{MAX} = \iint [k(t) - k_{CRIT}] g \, dt \tag{1.29}$$

Un metodo dinamico semplificato per la stima degli spostamenti permanenti di un muro in terra rinforzata è stato sviluppato da Kramer e Smith (1997), Paulsen (2002) e successivamente da Paulsen e Kramer (2004) che schematizzarono il muro in terra rinforzata come un sistema SDOF (di periodo T_0) con molla e smorzatore in modo da rappresentare la rigidezza e lo smorzamento del terreno che costituisce il rilevato strutturale, collegato ad una massa posta su di un piano inclinato ed ad esso vincolata tramite una molla ed un piatto scorrevole che schematizzano l'elongazione dei rinforzi (per i quali si assume un legame tensioni-deformazioni elasto-plastico perfetto con rigidezza elastica K_r e soglia di snervamento F_Y) e lo sfilamento (P), FIG. 1. 39.

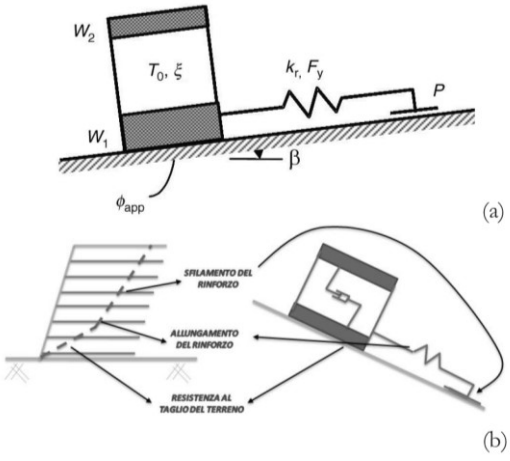


FIG. 1. 39 – (a) Modello proposto da Paulsen e Kramer (2004); (b) Corrispondenza tra gli elementi del modello e meccanismi di deformazione di un'opera in terra rinforzata.

Per un'assegnata storia temporale delle accelerazioni, l'integrazione numerica delle equazioni del moto del sistema consente di valutare la componente elastica e plastica dello spostamento, la prima correlata al moto relativo della massa $m_1 = W_1/g$, la seconda dovuta al superamento della resistenza allo scorrimento $\mu_{S/GSY}$ della massa $m_2 = W_2/g$, lungo un piano inclinato di un angolo β. Il modello presenta alcune limitazioni che riguardano la definizione della curva sforzi-deformazioni che caratterizza l'interazione terreno-rinforzo (Moraci e Cardile, 2009) e le modalità di definizione dei parametri di attrito apparente $\mu_{S/GSY}$ lungo il piano di scorrimento. Non consentono inoltre di tenere conto dell'interazione terreno -truttura fondamentale in campo sismico.

1.8.4 I metodi dinamici completi

I metodi di analisi completa consentono di conoscere lo stato tenso-deformativo della struttura modellando il comportamento degli elementi che compongono una struttura in terra rinforzata con legami costitutivi più o meno complessi. Consentono inoltre di inserire l'input dinamico e di prevedere la risposta del sistema nel tempo. Ad eccezione, infatti, di un numero molto limitato di situazioni semplici, l'approccio fisico-matematico non conduce però a soluzioni in forma chiusa, cioè per via integralmente analitica. Pertanto in generale è necessario fare ricorso a procedimenti numerici più o meno complessi, spesso con approcci basati su processi di discretizzazione del continuo.

Queste analisi sono, nella maggior parte dei casi, effettuate attraverso l'utilizzo di codici di calcolo che permettono agevolmente la risoluzione della matematica alla base dei modelli da analizzare, il cui onere computazionale ne rende improponibile lo sviluppo manuale.

Le prime applicazioni di analisi numeriche dinamiche risalgono a Segrestin and Bastick (1988) che schematizzarono due muri in terra rinforzata (6 m e 10 m) con rinforzi di metallo e facciata costituita da pannelli rigidi, utilizzando un codice di calcolo agli elementi finiti. Oggi, sebbene esistano dei modelli numerici più semplici, come il modello proposto da Carotti e Rimoldi (1998), in cui la struttura può essere modellata come un sistema newtoniano a molti gradi di libertà (M-DOF) con strati di geosintetico di rinforzo, lo studio dinamico dei muri in terra rinforzata viene eseguito attraverso i codici di calcolo. L'utilizzo di codici di calcolo, infatti, soprattutto in ambito geotecnico e ambientale, è sempre più frequente e costituisce un importante mezzo di previsione e di verifica, utilizzato in fase di progettazione, in corso d'opera e in fase di esercizio, non solo in campo dinamico ma anche in capo statico. Permette infatti di cogliere gli aspetti di interazione terreno–struttura che le classiche analisi di stabilità in campo statico non contemplano.

Sebbene l'utilizzo dei codici di calcolo sembri sia maggiormente rapportato ad analisi di tipo dinamico, ciò non toglie che si presti bene anche per analisi in campo statico di un'opera. Ovviamente sono maggiormente utilizzati in campo dinamico in quanto consentono, conoscere la storia delle deformazioni e delle tensioni nel tempo superando i limiti dei metodi pseudo-statici e/o pseudo dinamici in quanto consentono di tenere conto della non linearità del mezzo, di descrivere l'evoluzione dello stato tenso-deformativo in ogni elemento della struttura, di caratterizzare l'interazione terreno-rinforzo con una maggiore precisione attraverso l'impiego di elementi che permettono di simulare le superfici di contatto, di tener conto dell'effettiva interazione terreno-struttura fondamentale in campo sismico e di valutare gli spostamenti anche per avanzati stadi di plasticizzazione di alcuni elementi della struttura (Carrubba e Brusarosco, 2004).

Tali metodi possono operare nel dominio delle frequenze (analisi modale) o nel dominio del tempo (integrazione al passo).

Nel caso di simulazioni agli elementi finiti di opere in terra rinforzata, le fasi di modellazione, di selezione dei parametri e di taratura, risultano abbastanza delicate. Tale aspetto non deve essere tenuto in scarsa considerazione, soprattutto oggi che il proliferare dei codici di calcolo commerciali, ha notevolmente ampliato il bacino dei potenziali utilizzatori di tali metodi.

1.9 COMPORTAMENTO SISMICO DELLE OPERE IN TERRA RINFORZATA

Gli eventi sismici, soprattutto quelli più intensi degli ultimi decenni (Northridge 1994, Kobe 1995, Chi Chi 1999), hanno mostrato come le opere di sostegno in terra rinforzata sono in grado di sopportare le azioni sismiche molto meglio rispetto alle tradizionali opere in cemento armato che in molti casi hanno subito fenomeni di collasso e richiesto costi più alti nel ripristino della funzionalità, FIG. 1. 40.

(a) (b)

FIG. 1. 40 – (a) Muro di sostegno in cemento armato dopo il terremoto di Kobe; (b) muro in terra rinforzata dopo il terremoto di Kobe.

I fenomeni di collasso relativi alle opere in terra rinforzata sono stati rari; i pochi verificatesi sono più che altro da imputare a fenomeni di liquefazione dinamica dei terreni di fondazione e ad un eccessivo sviluppo di cedimenti degli stessi per effetto dello scuotimento sismico (Kutter et al., 1990; Collin et al., 1992; Ling et al., 1997 ; Kramer e Paulsen 2001) o alla non accuratezza dei calcoli di progetto, alle scadenti caratteristiche dei materiali adoperati o addirittura a modalità di posa in opera non adeguate (Ling e Leshchinsky, 2005). Nella maggior parte dei casi le opere in terra rinforzata hanno manifestato un ottimo comportamento tenendo conto che il 75% di esse erano state progettate facendo riferimento a valori dell'accelerazione sismica al suolo significativamente inferiori a quelli effettivamente verificatisi e che circa il 50% di tali opere era stato progettato per soli carichi statici (Rigano, 2011).

I casi studio presenti in letteratura hanno permesso di delineare alcuni aspetti della risposta sismica delle opere in terra rinforzata mettendo in evidenza le loro prestazioni rispetto ad altre tipologie di opere.

1.9.1 Terremoto di Northridge, 1994 (USA, M_w = 6.7)

Le prime osservazioni sul comportamento delle opere in terra rinforzata furono condotte a seguito del terremoto di Northridge verificatosi in Negli stati Uniti, in California, il 17 febbraio del 1994. Le opere di sostegno in terra rinforzata che furono soggette all'evento sismico furono in totale 23 (15 di altezza superiore a 5 m e 6 di altezza superiore a 10 m). 17 di queste erano state progettate per resistere ad azioni sismiche, sebbene le accelerazioni massime di progetto erano molto inferiori rispetto quelle che hanno caratterizzato l'evento ($a_{h,max}$ = 0.07-0.91g, $a_{v,max}$ = 0.04-0.62g); e le restanti 6 erano state progettate per i soli carichi statici. Ciò nonostante nessuna delle opere fu soggetta a fenomeni di completo collasso ma solo a danni limitati consistenti in spostamenti permanenti di modesta entità, lesioni dei paramenti costruiti con elementi modulari, e qualche frattura rilevata sull'estradosso dei terrapieni costituenti (Biondi e Moraci, 2014). Edifici in cemento armato situati nelle immediate vicinanze, invece, sono stati dichiarati inagibili a causa dei consistenti danni indotti dall'evento. Uno studio più dettagliato effettuato da Sandri nel 1998 su 11 opere di altezza superiore a 4.5 m, rinforzate con geosintetici e facciata in blocchi modulari rigidi, situate a distanze epicentrali comprese tra 23 e 113 km, descrive apprezzabili danni solamente per 2 muri denominati "Valencia Wall" e "Gould Walls", posti a distanze epicentrali di circa 26 e 34 km rispettivamente, FIG. 1. 41, che hanno riportato fratture all'interno e a tergo della zona rinforzata attribuite sia agli effetti dell'azione sismica che ad errate scelte costruttive.

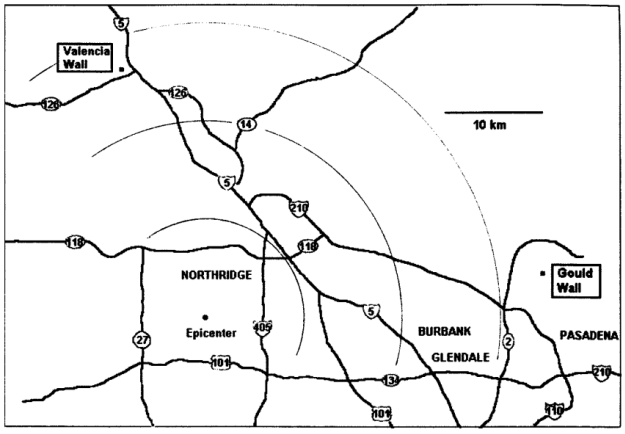
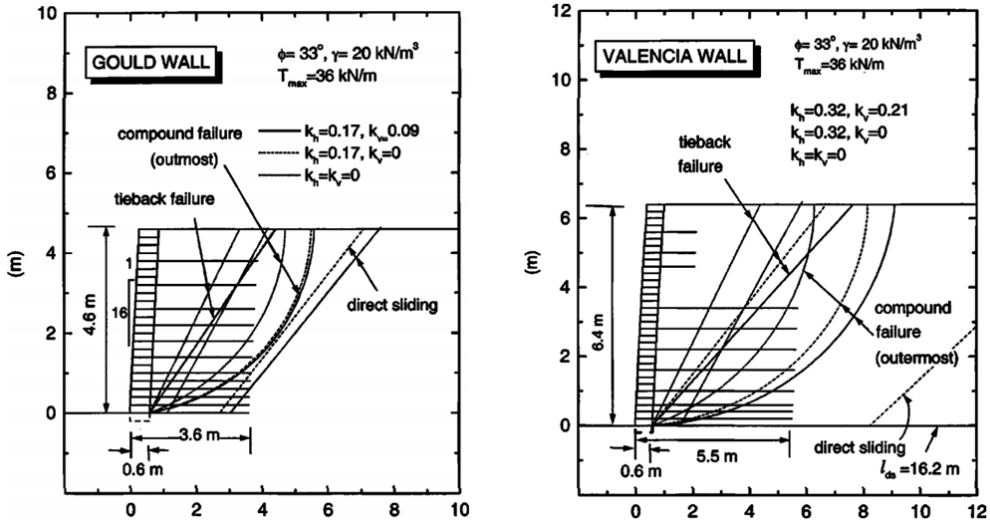


FIG. 1. 41 – Ubicazione di alcune opere in terra rinforzata rispetto all'epicentro (Ling, Leshchinsky, 2005).

La FIG. 1. 42 mostra i danni relativi al "Valencia Wall". Delle indagini post-sismiche si è constatato che i danni furono conseguenza di errate scelte costruttive: per realizzare canalizzazioni interrate a monte furono ridotti i rinforzi della parte sommitale risultando del tutto influenti sul comportamento sismico dell'opera (Biondi e Moraci 2014).

FIG. 1. 42 – Danni riportati sul "Valencia Wall" a seguito del terremoto di Northridge 1994.

Ling e Leshchinsky (2005) hanno effettuato delle analisi pseudo-statiche all'equilibrio limite per studiare il comportamento delle due opere analizzando i diversi meccanismi di collasso, interni ed esterni, che possono verificarsi, FIG. 1. 43.



(a) (b)

FIG. 1. 43 – Geometria e superficie di rottura associata in condizioni statiche e dinamiche per (a) "Gould Wall" e (b) "Valencia Wall" (Ling, Leshchinsky, 2005).

I risultati mostrano che il "Gould Wall" era stato progettato in maniera corretta nei confronti delle verifiche ai cinematismi di collasso interni, composti e per scorrimento, sia in condizioni statiche che dinamiche anche in presenza di accelerazione verticale. Il "Valencia Wall" invece risultava stabile in condizioni statiche e risultava soddisfatta la verifica interna in condizioni sismiche. tuttavia in condizioni sismiche, per i valori di l'accelerazione locale prevista, non era soddisfatta la verifica allo scorrimento. (Ling, Leshchinsky, 2005).

1.9.2 Terremoto di Kobe, 1995 (Giappone, M_w=6.7)

Durante l'evento sismico di Kobe de 17 Gennaio 1995, molte furono le opere di sostegno di varie altezze e tipologie costruttive che subirono danni e fenomeni di collasso. Molte delle opere a gravità, realizzate in cemento armato e non, infatti hanno subito spostamenti e rotazioni permanenti che ne hanno compromesso la funzionalità. Molte delle opere di notevole massa hanno subito il collasso per ribaltamento o per la perdita di capacità portante o per crisi strutturali e molte delle opere caratterizzate da sezioni molto snelle o non adeguatamente armate hanno subito il collasso strutturale in quanto soggette a spinte maggiori di quelle previste in fase di progetto.

Complessivamente le opere di sostegno in terra rinforzata interessate dall'evento sono state 120; nella maggior parte dei casi erano realizzate con rinforzi polimerici e pannello di facciata, continuo o discontinuo, in calcestruzzo armato gettato in opera. Il 70 % dei casi erano opere con altezze superiori a 5 m, nel 15 % superiori a 10 m. Nonostante le notevoli accelerazioni registrate, le prestazioni sismiche delle strutture rinforzate sono

state di gran lunga migliori rispetto a quelle delle strutture convenzionali. I dati post-sismici riportano danni limitati dovuti a modeste rotazioni e spostamenti o alla comparsa di lievi lesioni sul paramento di facciata e nella maggior parte dei casi i costi per il ripristino delle funzionalità è stato di gran lunga minori rispetto a quelle delle opere in cemento armato alcune delle quali demolite e la ricostruite in terra rinforzata.

Tatsuoka et al. (1997) mostrano il comportamento di due opere di sostegno, aventi praticamente la stessa altezza, realizzate nel sito di Tanata, a poche decine di metri l'una dall'altra, con due differenti tipologie costruttive: la prima opera, FIG. 1. 44, di altezza pari a 4.5 m è realizzata in terra rinforzata con geogriglie e pannello di facciata continuo in calcestruzzo armato gettato in opera; la seconda opera di altezza pari a 4.6 m, FIG. 1. 45, è costituita da un muro in cemento armato a spessore variabile con fondazioni su pali in cemento armato del diametro 120 cm disposti su un'unica fila con interasse di 3 m. Sottoposte ad un'accelerazione di circa 0.8g, l'opera in terra rinforzata ha subito degli spostamenti in testa di circa 26 cm e al piede di circa 10 cm, l'opera in cemento armato, sebbene costruita su pali di fondazione con costi di costruzione di gran lunga più elevati, ha mostrato spostamenti dello stesso ordine di grandezza: 22 cm in testa e 10 cm al piede. Osservazioni effettuate su altre sezioni dell'opera in terra rinforzata hanno evidenziato spostamenti in testa di minore entità laddove erano presenti rinforzi più lunghi nei livelli superiori (Biondi e Moraci 2014).

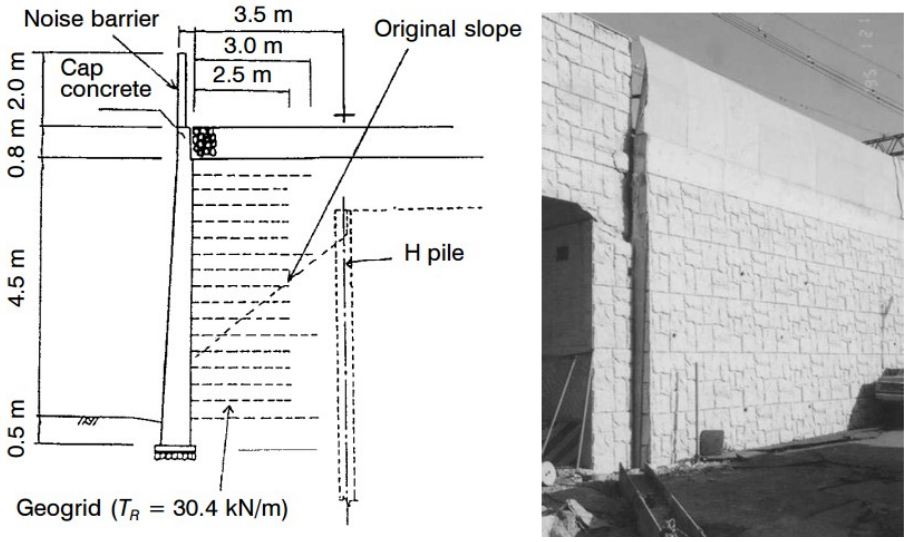


FIG. 1. 44 – Muro in terra rinforzata con pannello di facciata rigido in c.a. realizzato nel sito di Tanata (Tatsuoka et al. 1997).

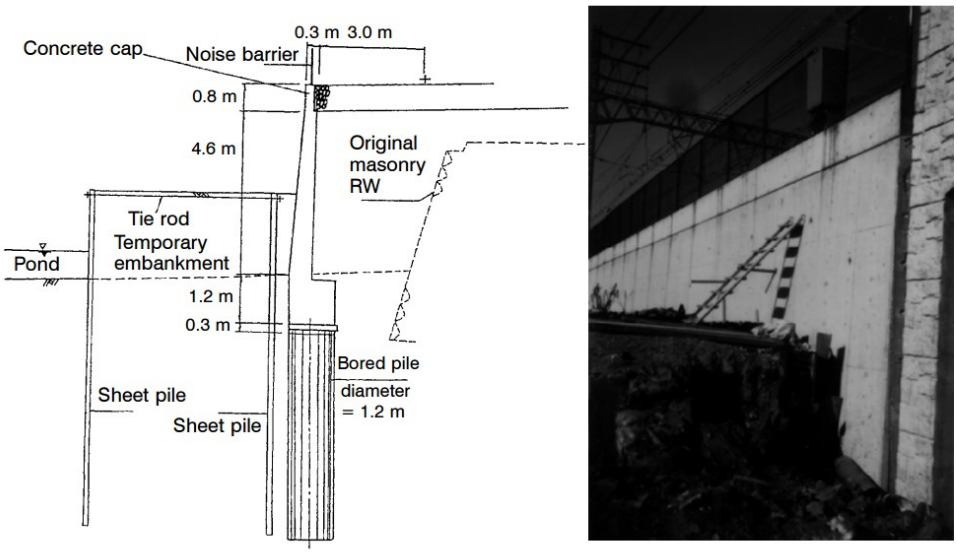


FIG. 1. 45 – Muro in cemento armato fondato su pali realizzato nel sito di Tanata (Tatsuoka et al. 1997).

Il muro in terra rinforzata ha manifestato spostamenti permanenti pari a circa 0.26 m in prossimità della testa e pari a circa 0.10 m in prossimità del piede. L'opera in cemento armato, pur essendo stata realizzata con opere di fondazione certamente più costose, ha manifestato spostamenti permanenti della stessa entità di quelli osservati nell'opera in terra rinforzata con geogriglie, inoltre alla stabilità dell'opera in c.a. ha contribuito la presenza, a quel tempo, di un cassone di fondazione posto a ridosso dell'opera stessa. Le osservazioni post-sismiche hanno indotto a preferire le opere in terra rinforzate che, ad un costo decisamente minore, hanno mostrato di poter garantire la stessa performance (Biondi e Moraci, 2014).

1.9.3 Terremoto di Chi-Chi, 1999 (Taiwan; M_w=7.7)

Durante il terremoto Chi-chi, verificatosi a Taiwan nel 1999, di magnitudo alquanto maggiore rispetto al terremoto di Kobe, sono stati osservati numerosi i fenomeni di collasso in opere di sostegno in terra rinforzata anche di modesta altezza (inferiore ai 4 m) distanti fino a 60 km dall'epicentro

L'evento sismico di Chi-Chi fu molto interessante per lo studio del comportamento delle opere in terre rinforzata in quanto la maggior parte delle opere danneggiate era costituita per lo più da muri a paramento sub-verticale realizzato in blocchi modulari con rinforzi polimerici (connessi tra di loro con giunzioni polimeriche) e terreno disponibile in sito. Studi sui danni post-sismici delle opere, condotti da Ling et al. (2001) e Huang (2003) imputano la maggior parte dei fenomeni di collasso all'utilizzo di terreni non idonei o non costipati a dovere, all'utilizzo di elementi di collegamento, tra rinforzi e paramento, di

ridotta resistenza o dall'eccesiva spaziatura dei rinforzi che ha determinato forti azioni di trazione. Inoltre diversi studi condotti sui fenomeni osservati hanno evidenziato che molti dei meccanismi di collasso verificatisi, che all'epoca non venivano presi in esame negli approcci di calcolo tradizionali, sono riconducibili all'inerzia degli elementi di facciata.

La FIG. 1. 46 mostra l'ubicazione di alcune opere investigate in cui si nota come, anche a parità di distanza epicentrale, alcune di esse sono fortemente danneggiate, FIG. 1. 47, FIG. 1. 49, altre danneggiate in maniera più lieve, FIG. 1. 48, FIG. 1. 50 e FIG. 1. 51, altre completamente integre, FIG. 1. 52.

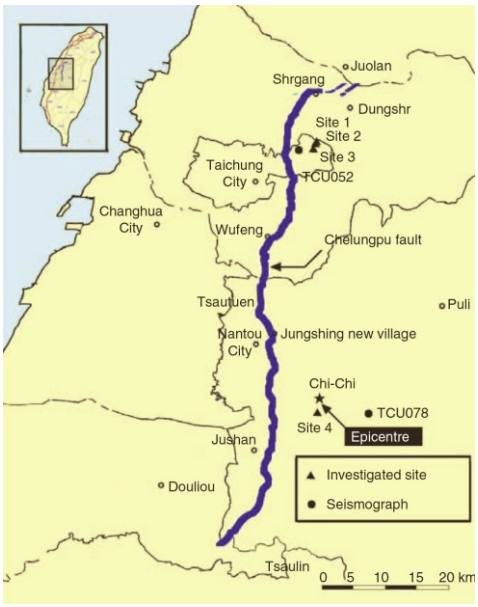
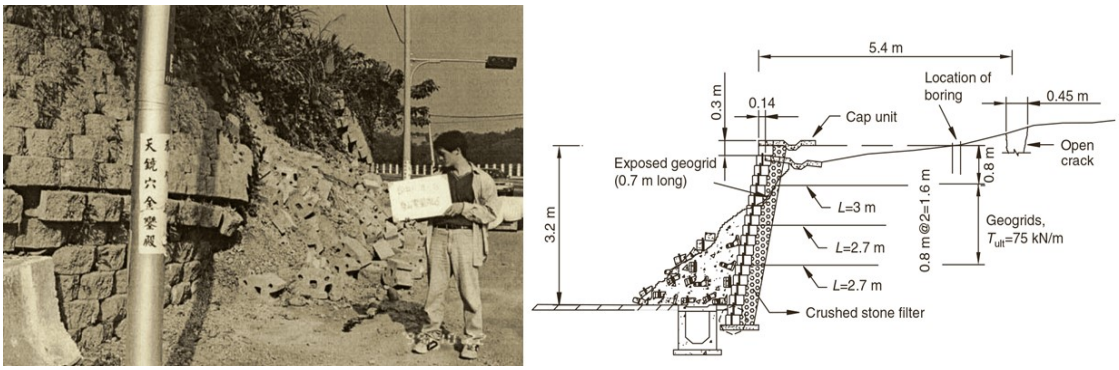


FIG. 1. 46 – Ubicazione di alcune opere in terra rinforzata rispetto all'epicentro:(a) Foto; (b) sezione (Huang et al., 2003).



(a) (b)

FIG. 1. 47 – Muro collassato in sito 1: (a) Foto; (b) sezione (Huang et al., 2003).

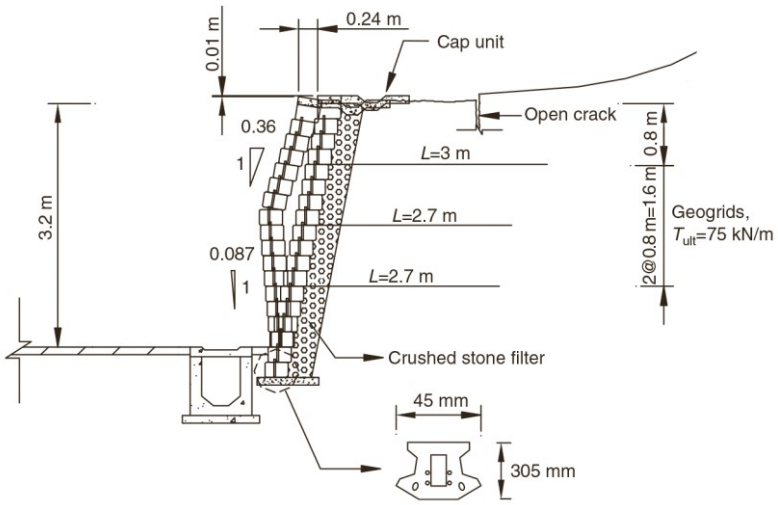


FIG. 1. 48 – Sezione danneggiata (con compromessa funzionalità dell'opera) in sito 1 (Huang et al., 2003).

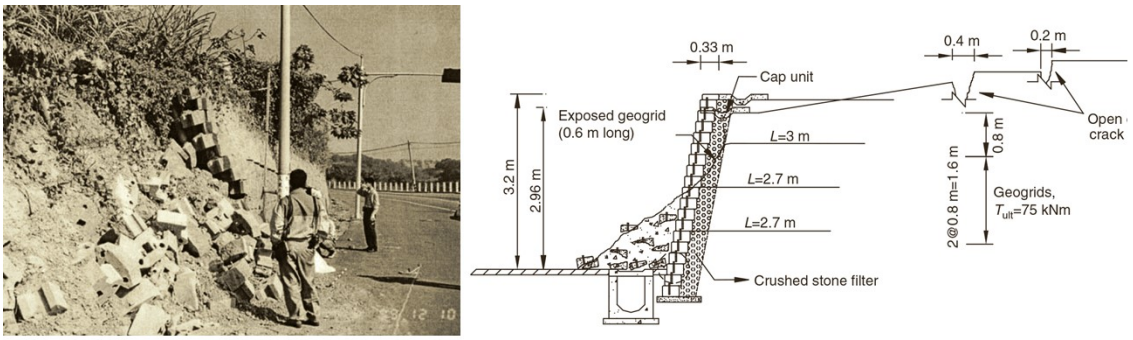


FIG. 1. 49 – Muro collassato in sito 2: (a) Foto; (b) sezione (Huang et al., 2003).

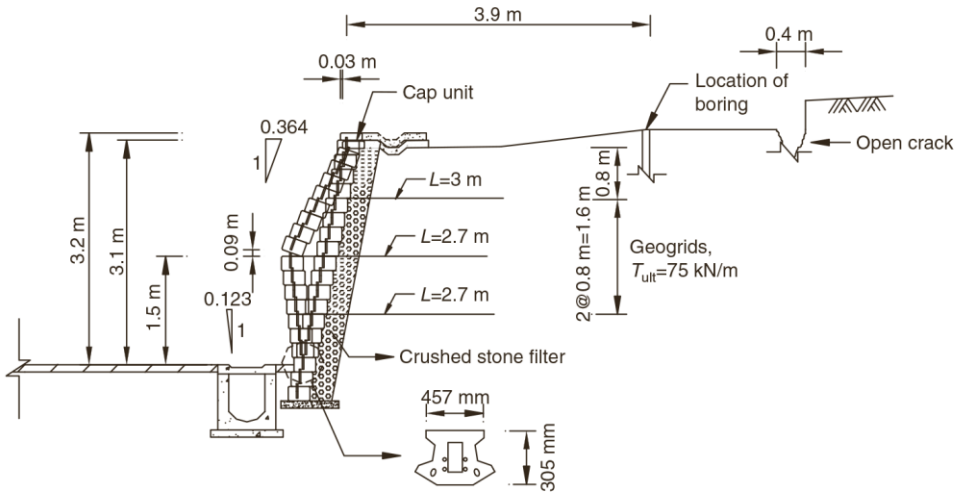
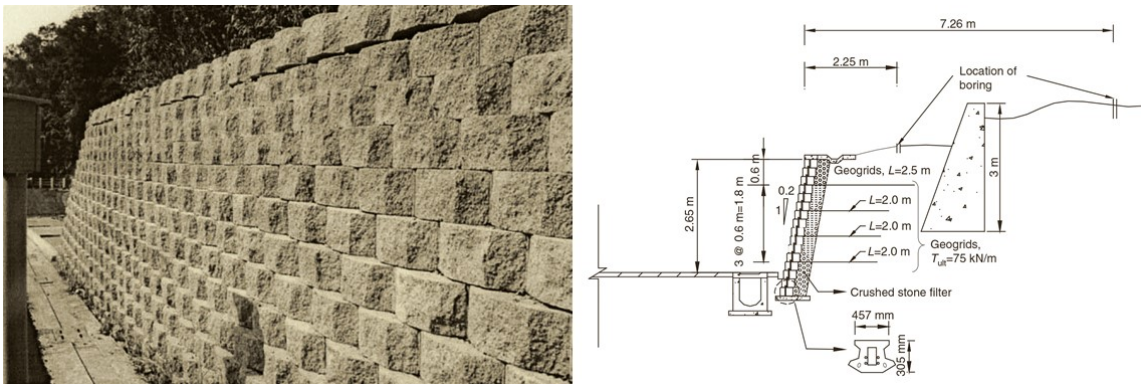


FIG. 1. 50 – Sezione danneggiata (con compromessa funzionalità dell'opera) in sito 2 (Huang et al., 2003).



(a) (b)

FIG. 1. 51 – Muro lievemente danneggiato in sito 3: (a) Foto; (b) sezione (Huang et al., 2003).

FIG. 1. 52 – Muro non danneggiato in sito 4 (Huang et al., 2003).

1.9.4 Terremoto di Tecomán 2003 (Messico, M_w=7.6)

Il terremoto avvenuto il 21 gennaio del 2003 in Tecomán (Messico) ha permesso di indagare sul comportamento delle opere interra rinforzata costituenti i rilevati di accesso ad un ponte a seguito di uno studio post-sismico (Wartman et al., 2006) effettuato su 8 opere di accesso a due ponti (denominati in seguito A e B), posti ad una distanza di 125 m circa l'uno dall'altro, in uno svincolo stradale a più livelli, FIG. 1. 53,

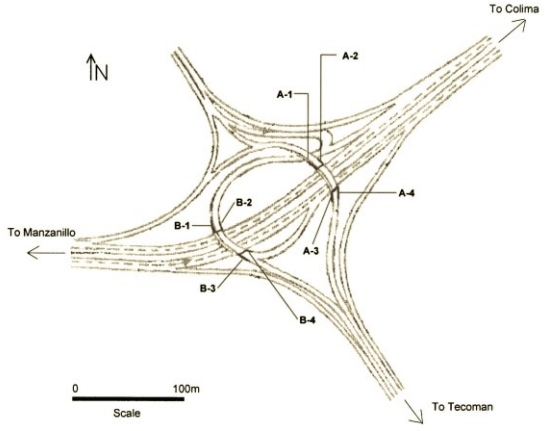
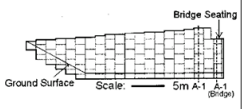
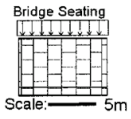
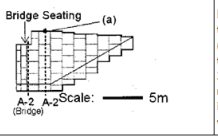
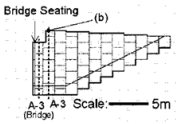
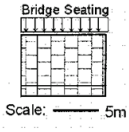
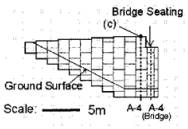


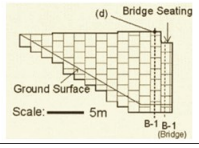
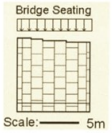
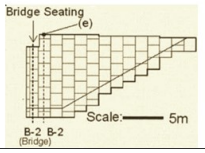
FIG. 1. 53 – Svincolo stradale in cui ricadono le opere esaminate da Wartman et al., 2006.

Le opere, di altezze variabili da 6.85 m a 9.95 m, furono realizzate con rinforzi rigidi metallici posti con interasse di 75 cm, di lunghezza variabile da 4 a 8 m, e pannelli di facciata in calcestruzzo prefabbricato. In FIG. 1. 54 sono riportate le caratteristiche delle opere interessate e i danni riportati a seguito dell'evento sismico. Lo studio non ha evidenziato danni rilevanti ma solo spostamenti permanenti di entità limitata compresi tra i 2 e i 10 cm, soprattutto nella parte sommitale di alcune opere.

Wartman et al. (2006), attraverso un'analisi a posteriori sia utilizzando l'approccio pseudo-statico e che l'analisi degli spostamenti di Newmark, hanno esaminato alcuni meccanismi di rottura, interni ed esterni, per le sezioni che hanno subito maggiori spostamenti e hanno osservato che questi ultimi sono stati causati dallo sfilamento dei rinforzi posti nella parte sommitale del rilevato strutturale. Inoltre, l'analisi degli spostamenti effettuata ha portato ad una stima degli spostamenti residui in linea con quelli che si sono verificati a seguito dell'evento.

Wall	View	Observed damage
A-1		Minor cracks observed near the bridge deck-roadway interface, but no permanent lateral displacement.
Front		No visible damage.
A-2		The top portion of wall A-2 was displaced laterally outward by 8 cm at the interface of the bridge dek and the roadway [lacation (a) on diagram]. The lateral displacements tapered to less then 1 cm at the distance of 2 m from the curb line. The lateral movement at the bridge deck-roadway interface was accompained by downward vertical deformation of up to 5 cm.

Wall	View	Observed damage
A-3		Small cracks were observed in the road surface at the top of the wall [location (b) on diagram], but no permanent lateral displacement.
Front		No visible damage.
A-4		Small cracks were observed in the road surface at the top of the wall [location (c) on diagram], but no permanent lateral displacement.

Wall	View	Observed damage
B-1		Large crack extended from B-2 toward B-1 [location (d) on diagram], tapering to an inward (eastward) offset of 7 cm near the top of B-1.
Front		No visible damage.
B-2		Highly localized lateral displacement (10 cm) was observed at the interface between the bridge deck and roadway at the top of wall [localization (e) on diagram]. Lateral deformation accompained by less than 1 cm of vertical deformation.

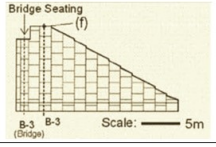
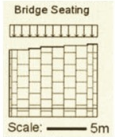
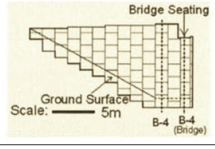
Wall	View	Observed damage
B-3		Lateral cracking (approximatively 1 cm in width) along the top of the wall [location (f) on diagram]. Limited relative movement of the upper panels.
Front		No visible damage.
B-4		No visible damage.

FIG. 1. 54 – Caratteristiche e danni indotti dal terremoto sulle opere di sostegno relative al ponte A e al ponte B (Wartman et al., 2006).

1.9.5 Terremoto di Niigata 2004 (Giappone, M_w=6.6)

Durante il terremoto di Niigata del 2004, numerosi sono stati i casi in cui sono stati riportati dei danni ai rilevati e agli ampliamenti della sede, sia stradali che ferroviari. Da uno studio effettuato da Koseki et al. (2006) si è visto che nella maggior parte dei casi questi danni non sono stati causati da spostamenti di entità tale da compromettere solo la funzionalità dell'opera. L'unico rilevato a subire dei danni ingenti è stato un rilevato ferroviario, FIG. 1. 55, ma le vistose fuoriuscite d'acqua hanno fatto ipotizzare ad un fenomeno di liquefazione a seguito delle forti azioni sismiche e da un cattivo funzionamento dei drenaggi.

FIG. 1. 55 - Collasso del rilevato ferroviario dopo il terremoto di Niigata.

Come per il terremoto di Kobe, le opere di sostegno che nella maggior parte dei casi hanno subito fenomeni di collasso, per ribaltamento o perdita di capacità portante, o comunque danni che ne hanno compromesso la funzionalità, sono state le opere in cemento armato, il più delle volte demolite e ricostruite facendo ricorso alla tecnica della terra rinforzata.

Questa pagina è lasciata intenzionalmente bianca.

CAPITOLO 2 COMPORTAMENTO DI UN MURO IN VERA GRANDEZZA REALIZZATO CON SISTEMA MACRES®

2.1 PREMESSA

La tipologia di muro oggetto di analisi rientra nella categoria dei muri in terra rinforzata stabilizzati meccanicamente (MSEW) con paramento murario realizzato mediante pannelli modulari prefabbricati e rinforzi lineari unidirezionali. Tale sistema prende il nome commerciale di "Sistema MacRes®" messo a punto dall'azienda "Officine Maccaferri S.p.A." e può essere realizzato sia con rinforzi metallici che con rinforzi polimerici caratterizzati da una elevata resistenza a trazione ancorati al paramento verticale con pannelli di calcestruzzo o calcestruzzo armato, a seconda della tipologia di progetto e dei carichi che devono sopportare. Qualunque sia la tipologia di rinforzo o di pannello di facciata, un sistema MacRes, si presenta come in FIG. 2. 1

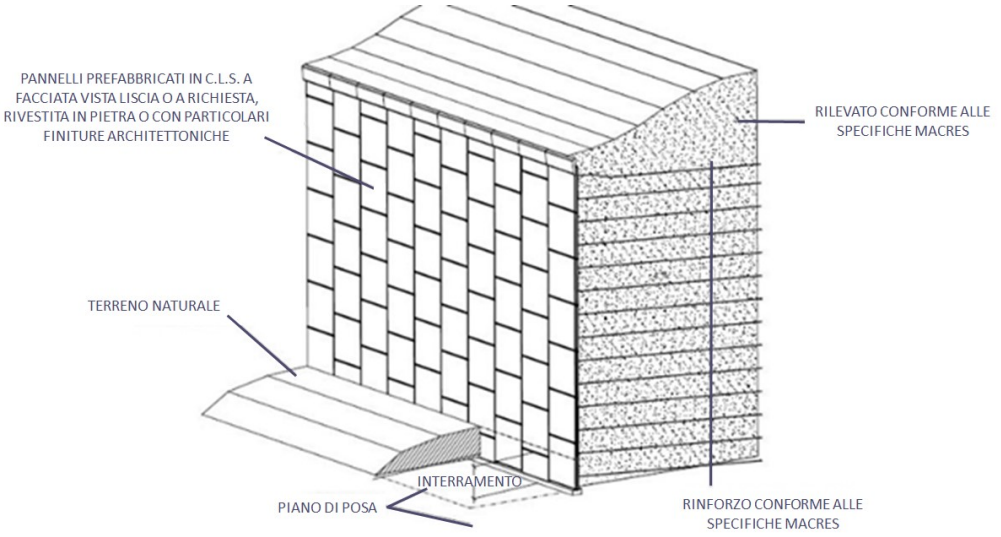


FIG. 2. 1 – Schema generale del sistema MacRes

Per studiare a fondo il comportamento di tale sistema, l'azienda ha riprodotto, nella propria sede in Brasile, due muri in vera grandezza strumentati realizzati entrambi con una specifica tipologia di rinforzi in materiale polimerico denominati ParaWeb®_MD_45, ma con due differenti tipologie di terreno costituenti terreno di riempimento. I due muri, realizzati uno a fianco all'altro, dopo una fase di assestamento successiva sono stati sottoposti ad un sovraccarico statico uniforme di 20 kN/m.

L'obiettivo generale del programma di test è stato quello di indagare sulle reali sollecitazioni che agiscono lungo i rinforzi, nelle connessioni e dietro i pannelli di facciata, attraverso le letture acquisite dalla strumentazione, riportate in un report interno dell'azienda (Jayakrishnan, 2013), per poter successivamente, attraverso un'analisi agli elementi finiti, indagare anche sul comportamento dei muri in condizioni dinamiche.

2.2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA MACRES OGGETTO DI STUDIO

MACRES è il nome commerciale del sistema costruttivo realizzato con rinforzi caratterizzati da un'elevata resistenza a trazione ancorati ad un paramento verticale in pannelli modulari di calcestruzzo. Gli elementi base costituenti il sistema MacRes in esame sono:

- pannelli prefabbricati in calcestruzzo;
- rinforzi a nastri polimerici (geostrip): ParaWeb MD_45;
- terreni con caratteristiche prevalentemente sabbiose.

Pannelli prefabbricati in calcestruzzo

I pannelli prefabbricati sono realizzati con calcestruzzo C28/25, con resistenza cubica a compressione di 35MPa, di larghezza 142 cm e altezza 150 cm. Ogni pannello è dotato di perni di sollevamento, placche di appoggio e attacchi per fissaggio dei rinforzi con interasse di 75 cm, FIG. 2. 2.

I perni di sollevamento sono degli elementi non strutturali necessari in fase di montaggio della parete.

Le placche di appoggio sono degli elementi in gomma interposti tra i pannelli in calcestruzzo per evitare il contatto diretto tra le superfici.

L'attacco per il fissaggio dei rinforzi è costituito da connessioni polimeriche solidali al pannello, chiamate MacLoop®, FIG. 2. 3: altro non sono che ParaWeb legati termicamente tra loro e provvisti di una sella in polietilene ad alta densità per la distribuzione del carico attorno alla quale vengono svoltate le strisce di rinforzo.

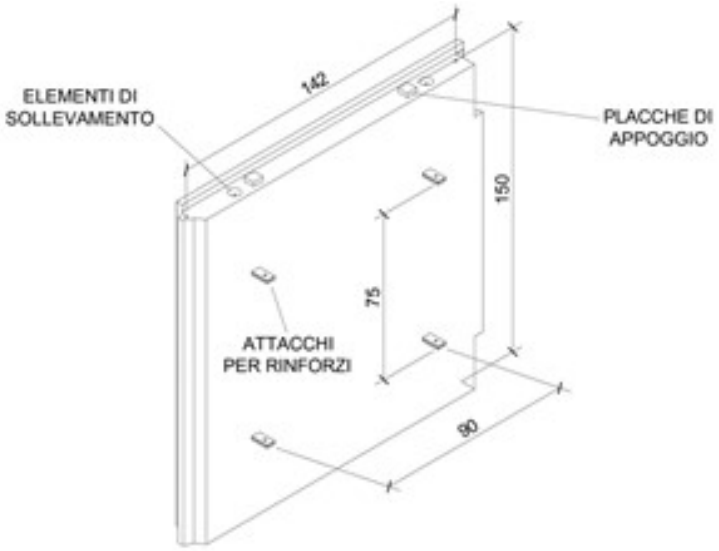


FIG. 2. 2 – Pannello tipo.

FIG. 2. 3 – Connessioni tra pannello e rinforzi: MacLoop.

Elementi di rinforzo

I rinforzi sono costituiti da nastri in poliestere ad alta tenacità concentrati in pacchetti separati e rivestiti, con un processo a vuoto, da un foglio in polietilene la cui aderenza è migliorata da risalti per massimizzare l'attrito che si esplica al contatto con il terreno, FIG. 2. 4.

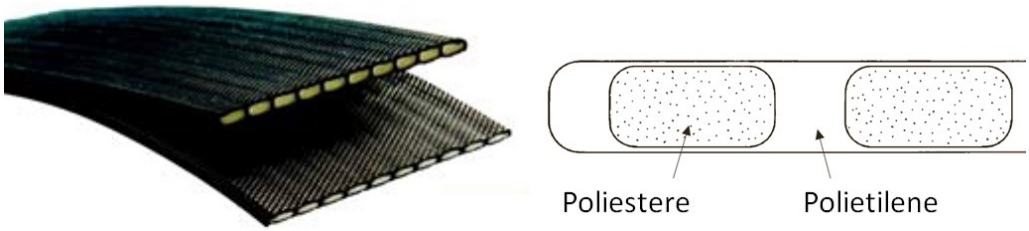


FIG. 2. 4 – Rinforzi a nastro

Le caratteristiche dei rinforzi a nastro, utilizzati nella realizzazione dei muri, sono: larghezza L = 48 ± 2 mm, resistenza assiale UTS = 45.22 kN e resistenza a lungo termine T_{cr} = 32.77 kN e coefficiente d'attrito α' pari a:

$$\alpha' = \frac{\tan\delta}{\tan\varphi} = 0{,}7 \qquad (2.1)$$

La tipica curva carico elongazione degli strip è riportata in FIG. 2. 5

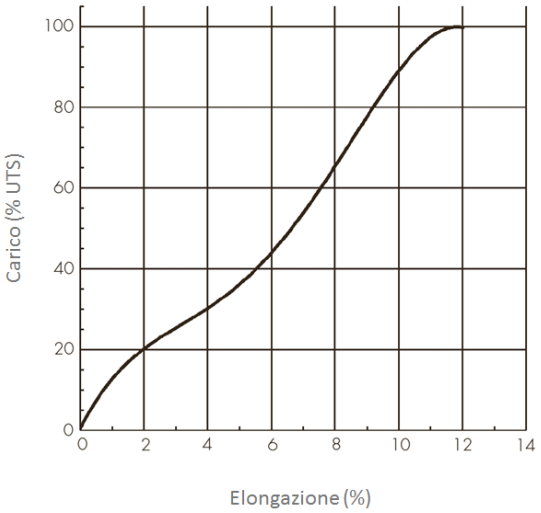


FIG. 2. 5 – Curva carico – elongazione.

I rinforzi a nastro vengono utilizzati congiuntamente con i panelli prefabbricati di calcestruzzo e disposti come in FIG. 2. 6. Nell'estremità opposta alle connessioni, per consentire la messa in opera dei rinforzi, prima che questi vengano ricoperti dal terreno successivamente compattato, vengono posizionate delle barre metalliche e dei ganci a forma di "J". Sono elementi essenziali solo in fase di costruzione del muro ma non hanno nessuna funzione strutturale a opera ultimata.

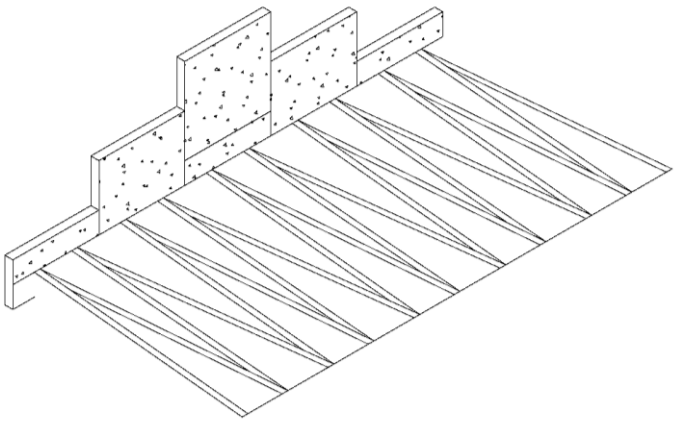


FIG. 2. 6 – Disposizione dei rinforzi a nastro lungo un livello.

Geometria dei muri in esame

Per entrambi i muri lo schema di progetto è lo stesso ed è riportato in FIG. 2. 7:

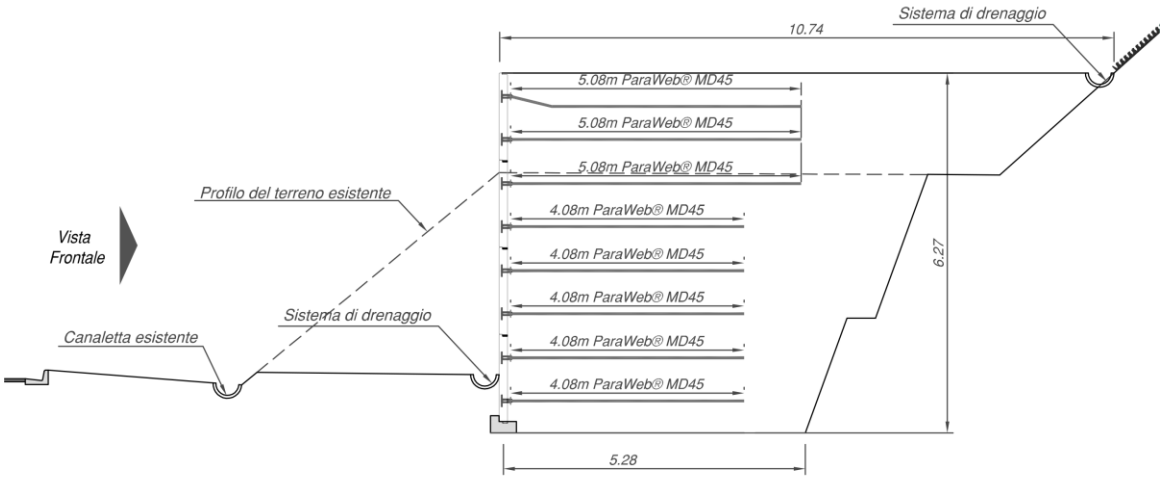


FIG. 2. 7 – Schema del muro oggetto di analisi

Il muro è complessivamente altro 6.27 m. È composto da 8 livelli di rinforzi a nastro: i cinque rinforzi posti a quote più basse sono di lunghezza 4.08 m, gli ultimi 3 livelli di lunghezza 5.08 m. La larghezza complessiva di ogni muro è di circa 7.65, confinamento escluso. I due muri sono stati realizzati con due differenti tipi di terreno. Il muro "Sand" è stato realizzato con sabbia portata in situ, il muro "Silty Sand" invece è stato realizzato con il materiale prelevato in situ.

2.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

2.3.1 Test eseguiti in laboratorio

Caratterizzazione fisica e meccanica dei due terreni, utilizzati per la realizzazione dei muri di prova è stata effettuata attraverso prove statiche e dinamiche di laboratorio su campioni ricostituiti tramite deposizione pluviale a diverse densità. Sono state effettuate prove di classificazione, quali analisi granulometrica, determinazione del peso specifico dei grani e determinazione della densità massima e minima, per la caratterizzazione geotecnica fisica. Sono state altresì eseguite prove diffrattometriche a raggi X che hanno consentito l'individuazione mineralogica. Per la caratterizzazione meccanica in campo statico sono state effettuate prove di taglio diretto. Per la caratterizzazione dinamica, sono state effettuate prove di colonna risonante che hanno permesso una valutazione del modulo di taglio a basse deformazioni e il rapporto di smorzamento.

I campioni di terreno sono stati suddivisi e denominati BRA-1, BRA-2, BRA-3 e BRA-4, BRA-1 e BRA-3 sono campioni del terreno sabbioso con componente fine "Silty sand" di colore rossastro; BRA-2 e BRA-4 sono campioni di terreno sabbioso "Sand" di colore biancastro.

In TAB. 2. 1 sono riportate le prove effettuate per ciascun provino.

TAB. 2. 1– Test eseguiti in laboratorio

Sample	Particle size	x-ray diffractometry	specific gravity of soil solid	direct shear tests	Resonant Coulumn test
BRA-1	x	x	x	x	x
BRA-2	x	x	x	x	-
BRA-3	x	x	x	-	-
BRA-4	x	x	x	x	x

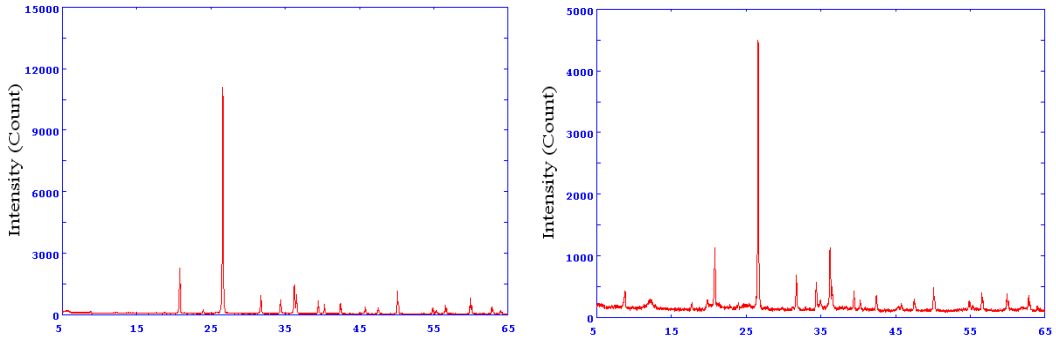
2.3.2 Caratteristiche mineralogiche

Per la caratterizzazione mineralogica dei due terreni provenienti dal Brasile, si è fatto ricorso alla diffrattometria a raggi X una delle principali tecniche utilizzate per l'individuazione dei vari minerali presenti nei terreni, ed in particolare dei minerali argillosi. Dalle prove diffrattometriche effettuate sui quattro campioni di terreno, si rileva la composizione mineralogica riportata in TAB. 2. 2: in particolare i campioni BRA-1 e BRA-3 risultano composti prevalentemente da quarzo (circa 85%), mentre i campioni BRA-2 e BRA-4 presentano una percentuale di clorite pari a circa il 42% e una percentuale di quarzo pari a circa il 25%.

TAB. 2. 2 – Composizione mineralogica.

Sample	Quartz	Feldspars	Kaolinite	Illite	Chlorite	Amphibole
BRA-1	87	2	traces	5	5	/
BRA-2	26	10	11	13	41	/
BRA-3	84	2	traces	5	8	/
BRA-4	25	8	11	13	43	/

In FIG. 2. 8 sono riportati i diffrattogrammi ottenuti rispettivamente per i campioni BRA-1 e BRA-4.



(a) (b)

FIG. 2. 8 – Curva diffrattometrica per il campione: (a) SILTY SAND; (b) SAND.

2.3.3 Prove di classificazione

2.3.3.1 Analisi granulometrica

I criteri di classificazione dei terreni e di accettazione dei materiali da costruzione per rilevati stradali, dighe e altre opere di ritenuta, si basano principalmente sull'analisi granulometrica. Obiettivo dell'analisi granulometrica è quello di raggruppare in diverse classi di grandezza le particelle costituenti il terreno e di determinare successivamente le percentuali in peso di ciascuna classe, riferendola al peso secco del campione iniziale.

L'importanza di conoscere le dimensioni delle particelle deriva dal fatto che, nel caso di terreni a grana grossa, di norma utilizzati per le terre rinforzate, il comportamento del materiale è strettamente correlato a tale parametro. Il comportamento dei terreni a grana fine invece dipende molto di più dal tipo di minerale e dalla storia geologica.

Le informazioni ottenute dall'analisi granulometrica vengono presentate sotto forma di curve granulometriche. Una curva granulometrica si traccia riportando per ogni diametro del setaccio considerato la percentuale in peso, rispetto al campione secco iniziale, della frazione più fine (percentuale di passante), o della frazione più grossolana (percentuale di trattenuto). Allo scopo di visualizzare più facilmente la distribuzione del materiale e tenendo conto dell'ampiezza delle dimensioni considerate, i diametri delle particelle (riportati in ascissa) sono rappresentati in scala logaritmica.

Dalla curva granulometrica, oltre alle percentuali delle singole classi, vengono desunti:

- Coefficiente di uniformità:

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \tag{2.2}$$

dove:

D_{10} e D_{60} sono i diametri equivalenti delle particelle, individuati rispettivamente al 10 e al 60% di passante

- Tale parametro permette di dare un'indicazione della distribuzione granulometrica: al diminuire di C_U la curva risulta più ripida e il materiale meno gradato e più omogeneo. Un terreno di massima uniformità, è caratterizzato da C_U=1. Superato tale valore la non uniformità cresce all'aumentare di C_U. In letteratura (Colombo Colleselli, 2000) si parla di materiale praticamente uniforme fino a C_U=2; di materiale poco graduato fino a C_U=6; per valori superiori di materiale ben graduato e per C_U>15 di materiale decisamente ben graduato.
- Coefficiente di curvatura

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \tag{2.3}$$

dove:

D_{30} è il diametro equivalente delle particelle, individuato al 30% di passante.

- Tale parametro permette di valutare se una data particella, di conformazione generica, è in grado di attraversare un foro quadrato di dimensione nota. La particella viene assunta di forma sferica con un diametro equivalente pari al lato della maglia del setaccio utilizzato. Un valore di C_C esterno all'intervallo 1÷3 è indice assenza di brusche variazioni di pendenza della curva granulometrica.

I valori di questi indici sono riportati in TAB. 2. 3.

Dall'analisi granulometrica effettuata sui quattro campioni di terreno si rileva che la frazione di passante al setaccio 200 ≤ 35% per cui i due terreni appartengono effettivamente ai gruppi A1–a, A1–b, A3, A2–4, A2–5 della classifica CNR UNI 10006/1963, e risultano quindi idonei ad essere utilizzati come materiale costituente il rilevato. Le curve granulometriche ottenute per ciascun campione sono riportate in FIG. 2. 9 (campioni BRA-1 e BRA-3) e in FIG. 2. 10 (campioni BRA-2 e BRA-4).

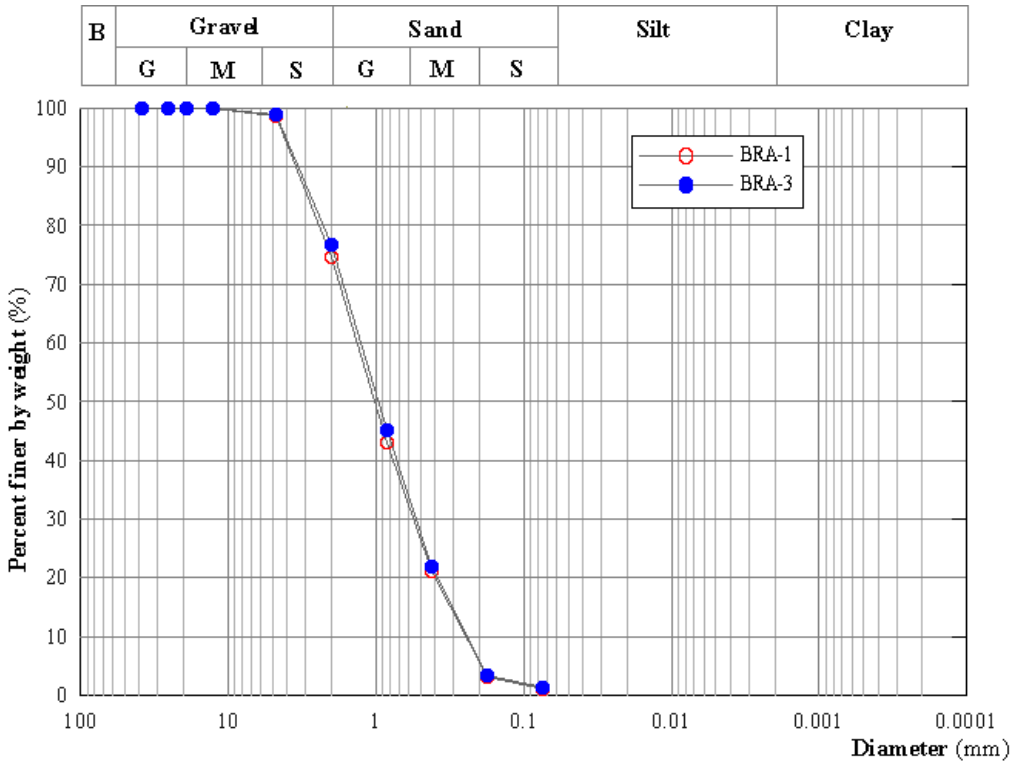


FIG. 2. 9 – Curve granulometriche ottenute per i campioni BRA-1 e BRA-3

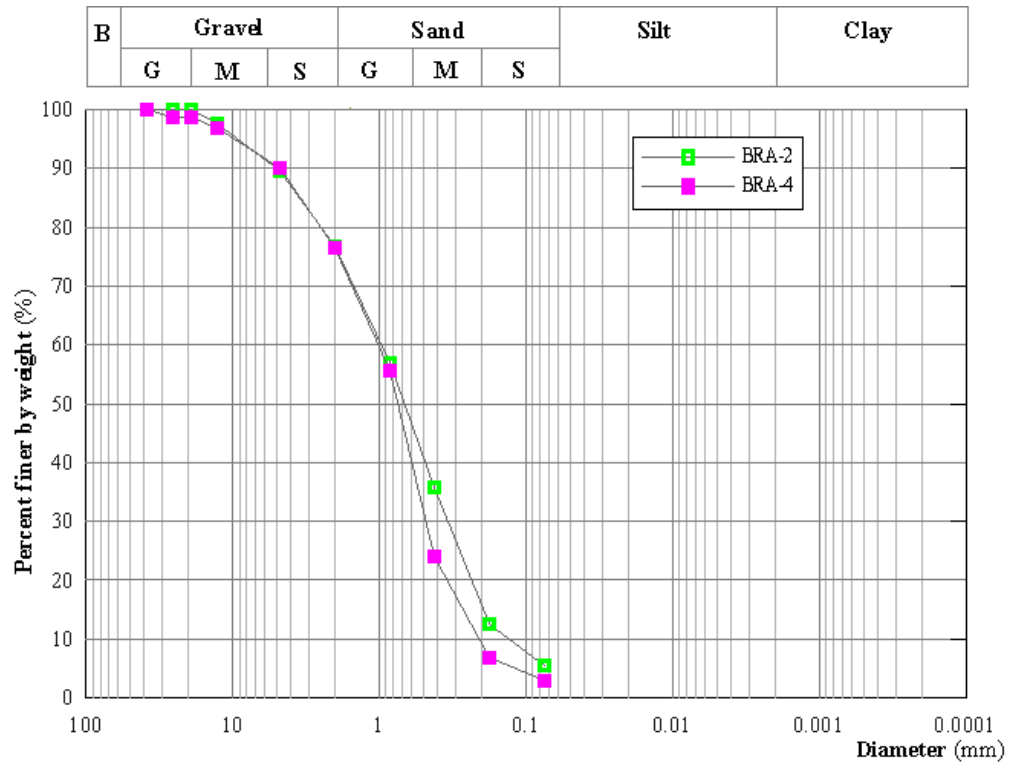


FIG. 2. 10 – Curve granulometriche ottenute per i campioni BRA-2 e BRA-4

2.3.4 Peso specifico dei grani

Il peso specifico dei grani è una grandezza adimensionale che rappresenta il peso specifico dei costituenti solidi normalizzato rispetto al peso specifico dell'acqua alla temperatura di 4° C:

$$G_s = \frac{\gamma_{mat}}{\gamma_{w,4^\circ C}} \tag{2.4}$$

E' un indice che interviene nel calcolo delle relazioni tra le fasi di un terreno e interviene nelle formule utilizzate per la definizione della curva granulometrica mediante sedimentazione. Il valore del peso specifico dei grani ricavato attraverso la prova ASTM standard (D854) è riportato in TAB. 2. 3

TAB. 2. 3 – Indici classificazione granulometrica.

Sample	D_{60}[mm]	D_{50}[mm]	D_{30}[mm]	D_{10}[mm]	C_U	C_C	G_s
BRA-1	1.4	0.9	0.58	0.25	5.6	0.96	2.7
BRA-2	1	0.6	0.32	0.13	7.69	0.79	2.74
BRA-3	1.4	0.78	0.58	0.25	5.6	0.96	2.72
BRA-4	1	1	0.5	0.2	5	1.25	2.72

D_{10} D_{30} D_{50} D_{60}: diametri dei grani corrispondenti alle frazioni granulometriche del 10%, 30%, 50% e 60% di passante C_U: Coefficiente di uniformità; C_C: Coefficiente di curvatura; G_S: Peso specifico dei grani.

2.3.5 Densità relativa

Il valore della massima densità secca è stata valutata secondo le norme ASTM (4253-83) standard. Il peso specifico massimo secco è di circa $\gamma_{d,MAX}$ = 16.47 kN/m^3 per il terreno sabbioso, mentre $\gamma_{d,MAX}$ = 17.50 kN/m^3 per la sabbia limosa

IL valore della densità minima secca è stato determinato secondo ASTM (4254-83), da cui sono stati ricavati i seguenti valori di peso specifico massimo e minimo $\gamma_{d,MIN}$ = 12.08 kN/m^3 per il terreno sabbioso, e $\gamma_{d,MIN}$ = 14.61 kN/m^3 per la sabbia limosa.

Questi parametri permettono di definire la densità relativa, D_r, parametro importante nei terreni a grana grossa in quanto consente di definire lo stato di addensamento rispetto alla massima densità che può raggiungere:

$$D_r = \frac{\gamma_{d,MAX}}{\gamma_d} \cdot \frac{\gamma_d - \gamma_{d,MIN}}{\gamma_{d,MAX} - \gamma_{d,MIN}} \tag{2.5}$$

2.4 PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Sono state eseguite per determinare il valore dell'angolo d'attrito a differenti densità relative. I campioni sono stati ricostituiti mediante la procedura di deposizione pluviale. La correlazione empirica tra D_r e l'altezza di deposizione h_d, ottenuta sulla base dei risultati sperimentali, è data dall'equazione (2.6) e mostrata in FIG. 2. 11:

$$D_r[\%] = 1.833 \cdot h_d\,[cm] - 52.55 \qquad (2.6)$$

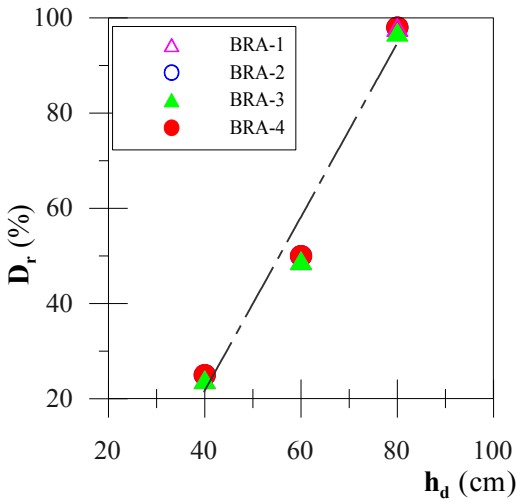


FIG. 2. 11 – Correlazione empirica tra densità relativa e altezza di deposizione.

Le prove sui campioni BRA-1 e BRA-3 sono state effettuate, variando la densità relativa da un minimo di 24% ad un massimo di 98%, sia con la scatola standard di Casagrande, 6x6x2 cm^3, che con la scatola 10x10x2 cm^3. Le prove sui campioni BRA-2 e BRA-4 sono state effettuate variando la densità relativa da un valore minimo di 25% ad un valore massimo di 98%. In questo caso è stato utilizzato solo la scatola di Casagrande standard. Le prove per i campioni di terreno BRA-2 e BRA-4 sono state effettuate mescolando con una percentuale di acqua distillata.

Le prove effettuate sono elencate nella TAB. 2. 4. Nelle successive tabelle sono invece riportati i valori ottenuti dalle prove.

TAB. 2. 4 – Prove di taglio eseguite.

Sample	D_r[%]	σ_v [kPa]	σ_v [kPa]	σ_v [kPa]	Box (6x6)	Box (10x10)	Distilled water [%]
BRA-1	24	100	200	300	x	x	-
BRA-1	49	100	200	300	x	x	-
BRA-1	98	100	200	300	x	x	-
BRA-2	25	100	200	300	x	-	x
BRA-2	49	100	200	300	x	-	x
BRA-2	98	100	200	300	x	-	x
BRA-3	24	100	200	300	x	x	-
BRA-3	49	100	200	300	x	x	-
BRA-3	98	100	200	300	x	x	-
BRA-4	25	100	200	300	x	-	x
BRA-4	49	100	200	300	x	-	x
BRA-4	98	100	200	300	x	-	x

Le TAB. 2. 5 e TAB. 2. 6 riportano i risultati delle prove.

TAB. 2. 5 – Valori dell'angolo di taglio in relazione alla densità relativa per BRA-1 e BRA-3

Sample	D_r[%]	γ	e	Box 6x6		Box 10x10	
				φ'	φ_{cv}	φ'	φ_{cv}
BRA-1	24	1,55	0,74	34,53	29,70	33,71	32,24
BRA-1	49	1,62	0,67	34,57	32,19	35,20	33,42
BRA-1	98	1,77	0,53	38,37	38,37	36,20	36,60
BRA-3	24	1,55	0,75	25,21	28,88	31,18	31,32
BRA-3	49	1,62	0,68	34,31	33,15	31,71	31,23
BRA-3	98	1,77	0,54	51,71	49,86	38,83	40,33

TAB. 2. 6 – Valori dell'angolo di taglio in relazione alla densità relativa per BRA-2 e BRA-4

Sample	D_r[%]	γ	e	Box 6x6		Box 10x10	
				φ'	φ_{cv}	φ'	φ_{cv}
BRA-2	25	1,32	1,00	26,31	26,08	28,15	30,27
BRA-2	49	1,41	0,94	30,73	30,65		
BRA-2	98	1,66	0,65	33,63	33,63		
BRA-4	25	1,32	1,00	36,00	32,97	32,57	32,57
BRA-4	49	1,41	0,93	35,20	34,46		
BRA-4	98	1,66	0,64	36,36	36,36		

È possibile osservare che l'angolo medio di resistenza al taglio per la sabbia è ha un valore compreso tra φ = 38°÷42°, mentre per la sabbia limosa vale φ = 33°÷35°.

2.5 PROVA DI COLONNA RISONANTE

Il modulo di taglio equivalente G_{eq} ed il rapporto di smorzamento D sono stati determinati in laboratorio attraverso prove di Colonna Risonante (RCT). La prova di colonna risonante opera nel campo delle deformazioni γ comprese tra 10^{-4} % e 1%.

La prova consiste nell'eccitare in torsione o flessione nella parte superiore un provino cilindrico e confinato, fissato sul fondo, per mezzo di un sistema elettromagnetico. Il segnale elettrico, V(t), infatti viene trasformato in sollecitazione meccanica torsionale, $M_t(t)$,

La frequenza di eccitazione viene fatta variare finché il sistema non raggiunge la condizione di risonanza. Quest'ultima può essere individuata come quel valore della frequenza in corrispondenza del quale si ha angolo di fase tra eccitazione torsionale e rotazione del sistema pari a π/2, e massima ampiezza della risposta.

In condizioni di risonanza esiste una relazione fra la velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s, e la frequenza fondamentale, f_n:

$$V_S = \Im(f_n, h) \tag{2.7}$$

dove:

f_n è frequenza fondamentale;

h è l'altezza del provino;

$\Im$ è una funzione che dipende dalle condizioni di vincolo del provino.

Nota la densità del provino si può risalire al modulo di taglio, G, attraverso la relazione:

$$G = \rho V_S^{\,2} \tag{2.8}$$

Mediante l'apparecchiatura di colonna risonante è possibile inoltre determinare il rapporto di smorzamento indicato con D.

I risultati delle prove, condotte su provini cilindrici di 50 mm di diametro e 100 mm di altezza, e le condizioni alle quali sono stati eseguite, sono riportati nella TAB. 2. 7.

TAB. 2. 7 – Condizioni di prova e risultati delle prove di colonna risonante

Sample	D_r[%]	σ_v [kPa]	G_o [MPa]
BRA-1	55	100	24
BRA-1	55	150	27
BRA-1	55	200	30
BRA-1	55	250	31
BRA-1	55	300	33
BRA-1	55	350	35
BRA-1	55	400	40
BRA-4	95	100	59
BRA-4	95	150	80
BRA-4	95	200	112
BRA-4	95	250	150

Le FIG. 2. 12 e FIG. 2. 13 mostrano le curve G – γ per differenti pressioni di confinamento rispettivamente su BRA-1 e BRA-4.

Le FIG. 2. 14 e FIG. 2. 15 mostrano i risultati sperimentali di G(γ) normalizzati per il valore iniziale G_o alle piccole deformazioni. Tali risultati sono stati interpolati attraverso la relazione di Yokota et al. (1981) che interpola il decadimento del modulo di taglio all'aumentare del livello di deformazione.

$$\frac{G(\gamma)}{G_o} = \frac{1}{1+\alpha(\%)^{\beta}} \tag{2.9}$$

Le FIG. 2. 16 e FIG. 2. 17 mostrano i valori del rapporto di smorzamento ottenuti attraverso la prova di colonna risonante.

Le FIG. 2. 18 e FIG. 2. 19 mostrano invece la variazione del rapporto di smorzamento al variare del rapporto $\frac{G(\gamma)}{G_o}$, interpolate dalla relazione suggerita da Yokota et al. (1981):

$$D(\gamma)(\%) = \eta \cdot \exp\left[-\lambda \cdot \frac{G(\lambda)}{G_o}\right] \tag{2.10}$$

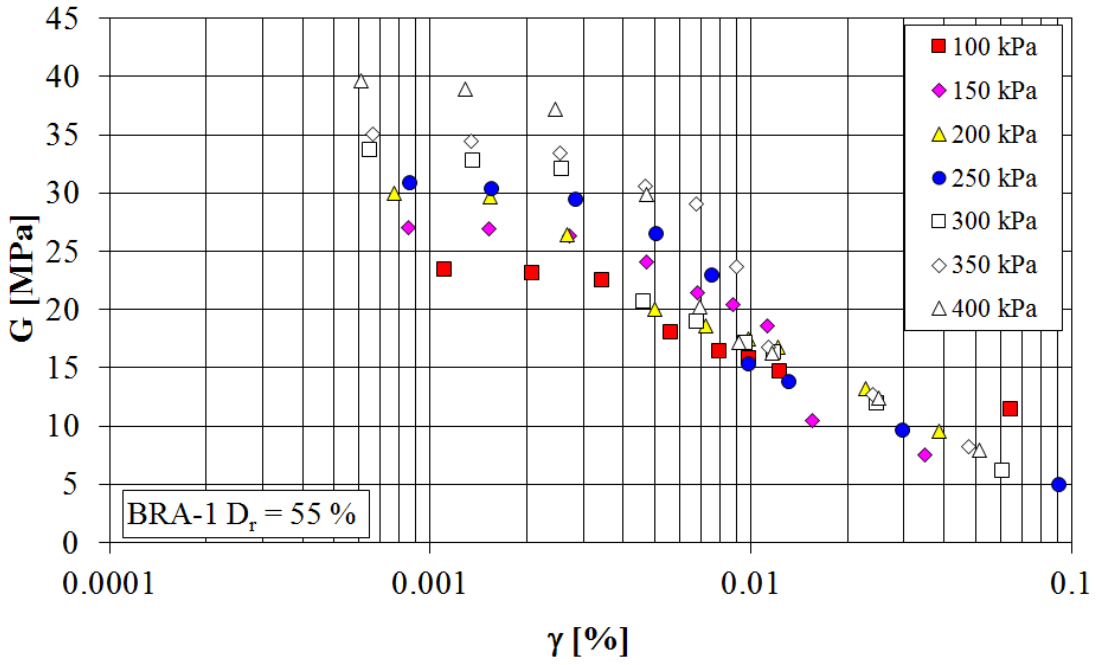


FIG. 2. 12 – curve G – γ ottenuta mediante prova di colonna risonante per BRA-1

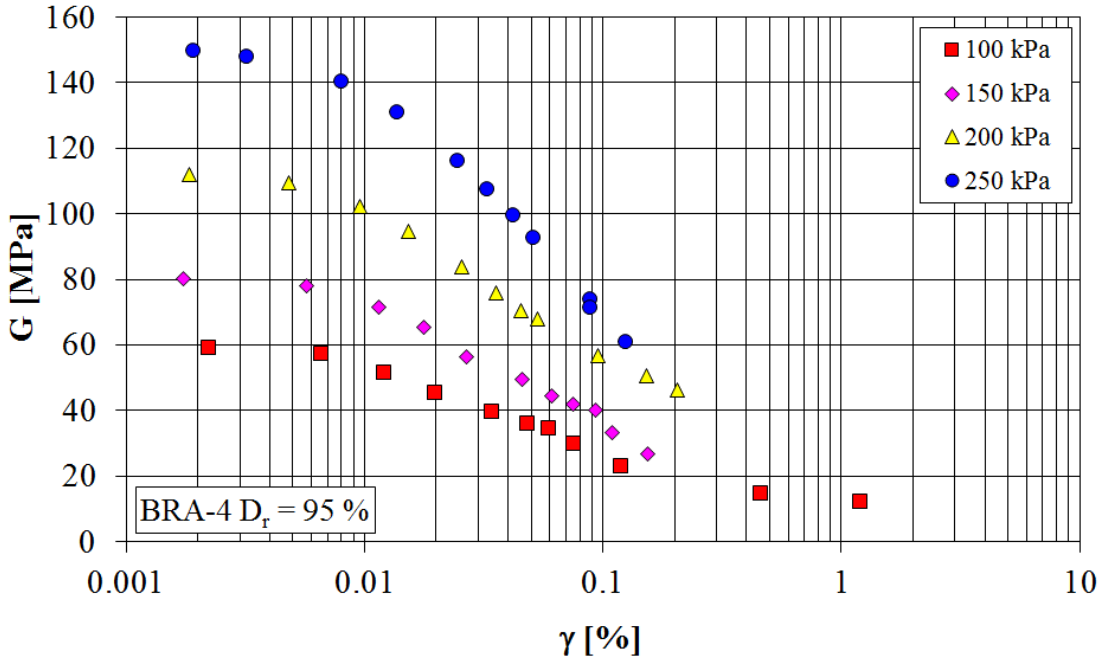


FIG. 2. 13 – curve G – γ ottenuta mediante prova di colonna risonante (BRA-4)

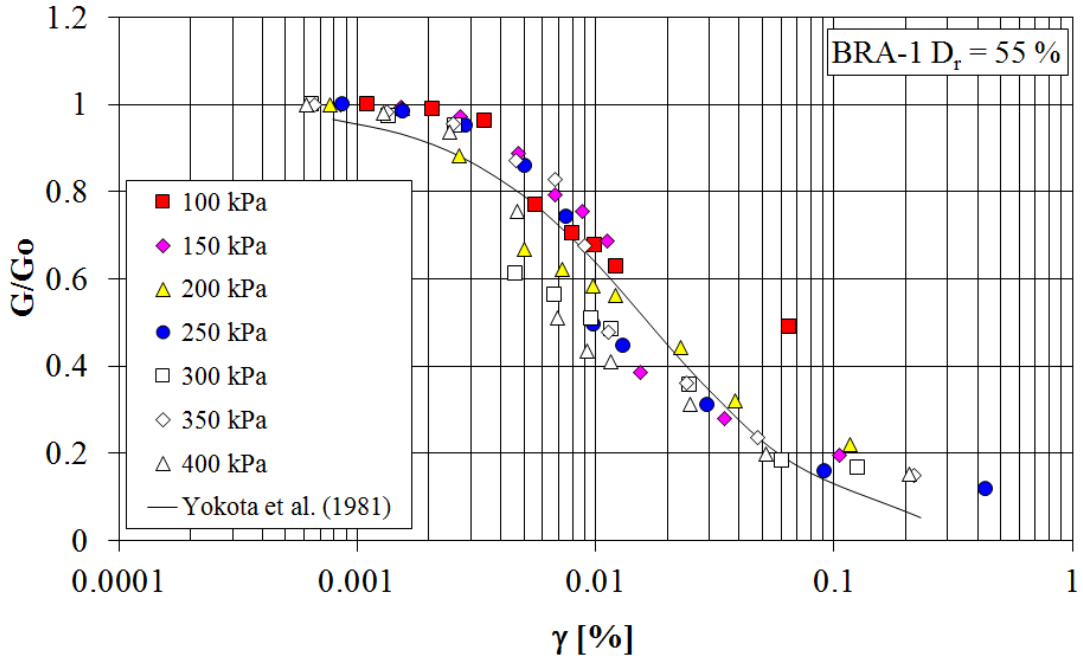


FIG. 2. 14 – Curva $G/G_0 - \gamma$ ottenuta mediante prova di colonna risonante (BRA-1)

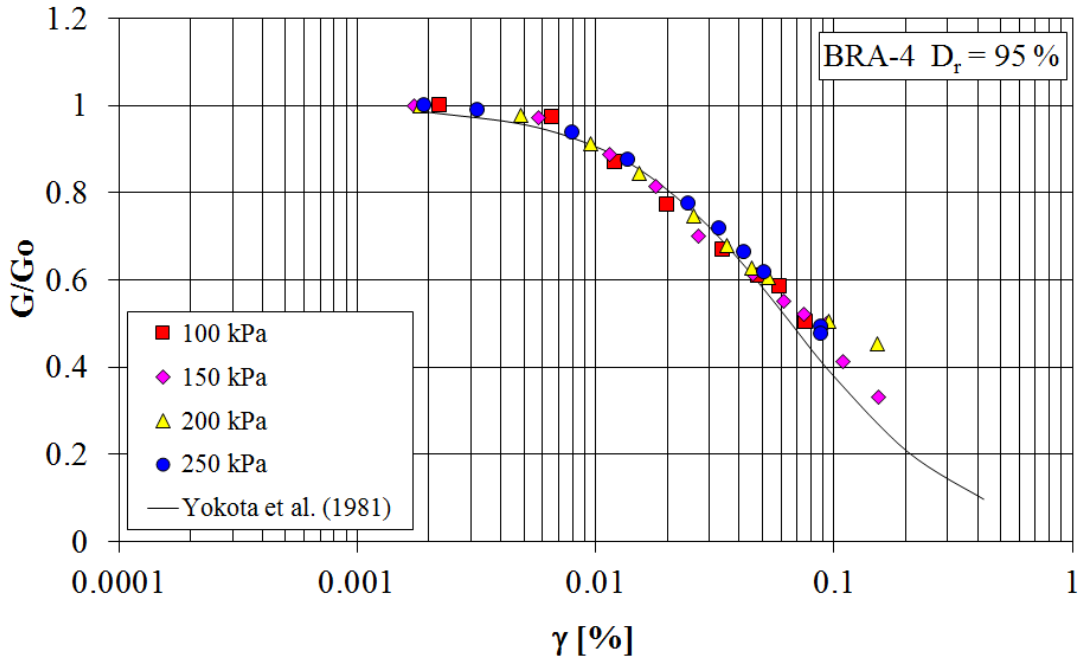


FIG. 2. 15 – Curva $G/G_0 - \gamma$ ottenuta mediante prova di colonna risonante (BRA-4)

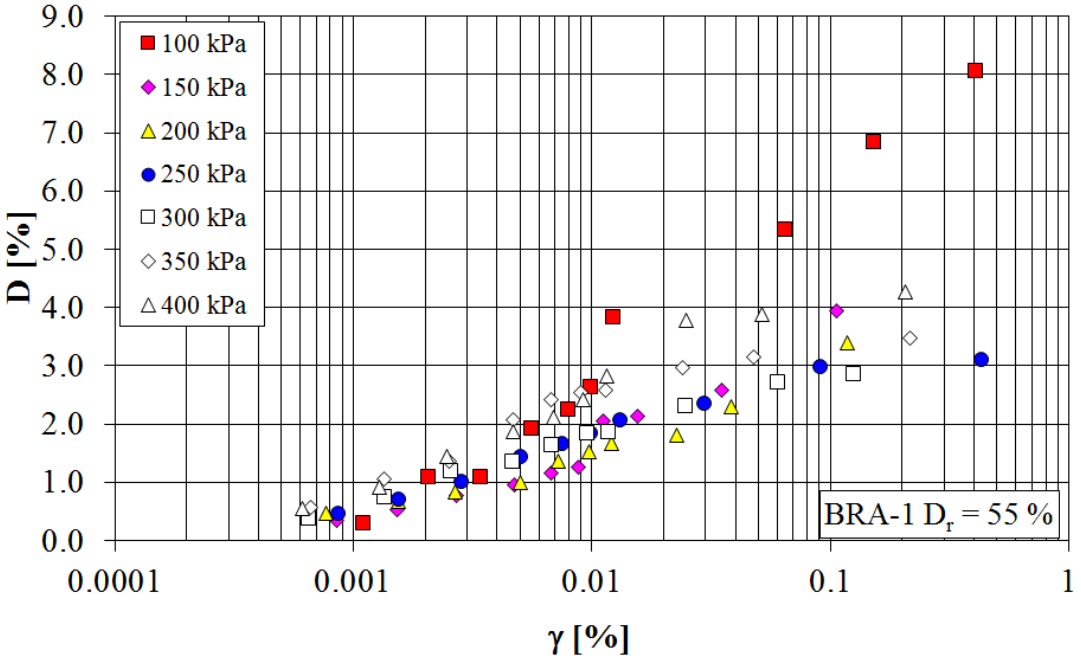


FIG. 2. 16 – Curva D – γ ottenuta mediante prova di colonna risonante (BRA-1)

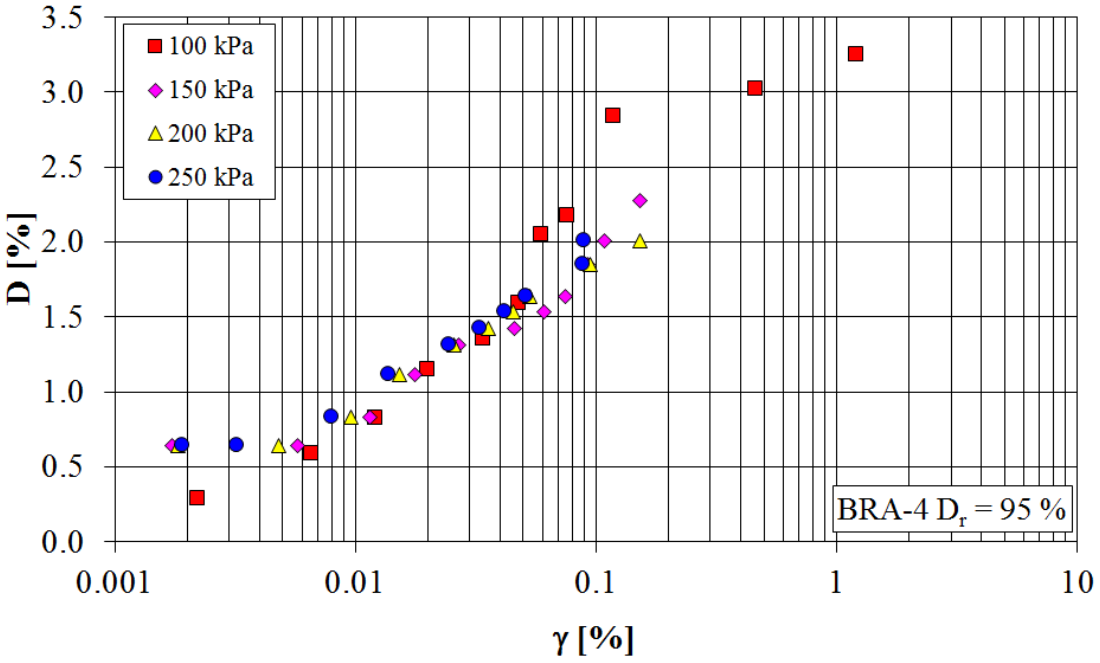


FIG. 2. 17 – Curva D – γ ottenuta mediante prova di colonna risonante (BRA-4)

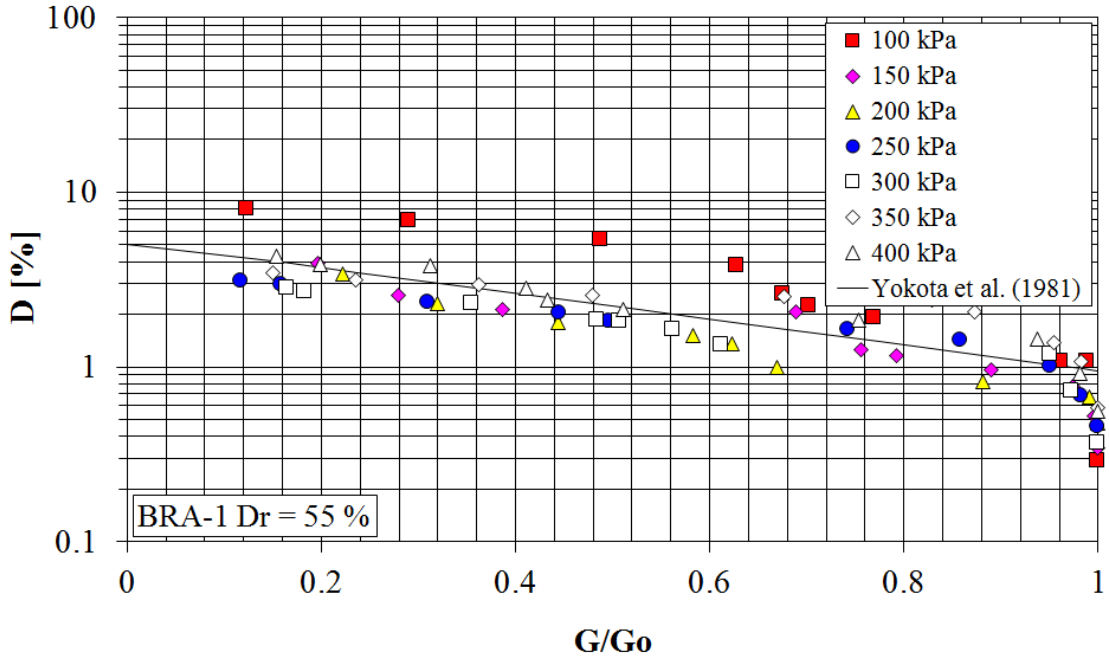


FIG. 2. 18 – Curva D – G/G_0 ottenute mediante prova di colonna risonante (BRA-1)

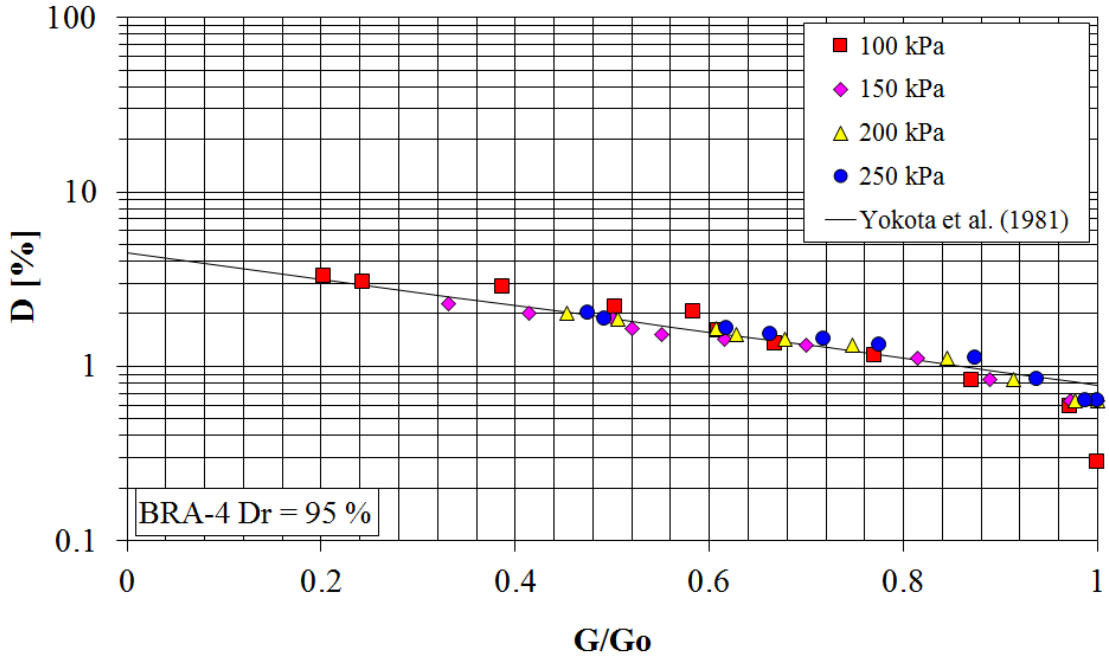


FIG. 2. 19 – Curva D – G/G_0 ottenuta mediante prova di colonna risonante (BRA-4)

2.6 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

2.6.1 Strain Gauges o misuratori di deformazione

Per misurare lo stato tenso-deformativo a cui i rinforzi sono sottoposti, sono stati posizionati dei misuratori di deformazione sui rinforzi. In totale, in ogni parte sono stati utilizzati 27 strain gauges, FIG. 2. 20, fissati ai geostrip mediante un apposito dispositivo meccanico ed in modo da ridurre l'attrito esterno che avrebbe influenzato la lettura dei dati.

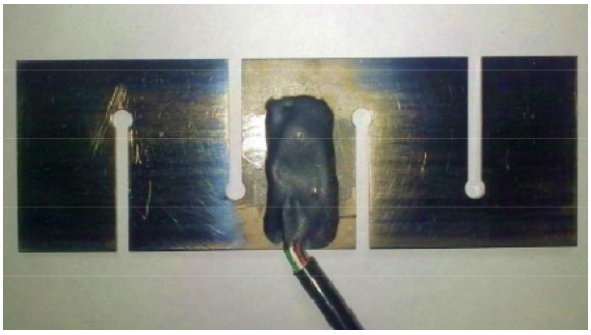


FIG. 2. 20 – Strain gauges

2.6.2 Celle di carico sulla connessione geostrip-muro

Per misurare i carichi sulla connessione, nello specifico tra paramento verticale e geostrip, sono state utilizzate 3 celle di carico, capaci di misurare fino a 50 kN, dotate di speciali componenti in acciaio per la realizzazione del collegamento, FIG. 2. 21.

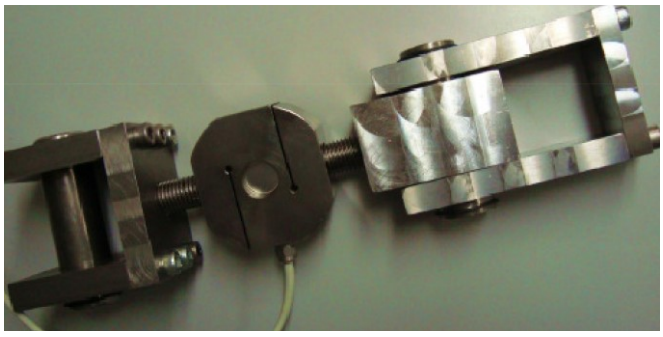


FIG. 2. 21 – Celle di carico sulle connessioni

2.6.3 Estensimetro multi-base

Per conoscere gli spostamenti a cui è soggetto il paramento verticale sono stati istallati degli estensimetri multibase. Questi sono composti da aste, libere di scorrere all'interno della guaina, che trasferiscono il movimento del punto di ancoraggio alla testa dello strumento. I movimenti relativi tra gli ancoraggi e la testa possono essere rilevati

utilizzando un calibro, o dei trasduttori di spostamento per monitoraggio con acquisizione remota.

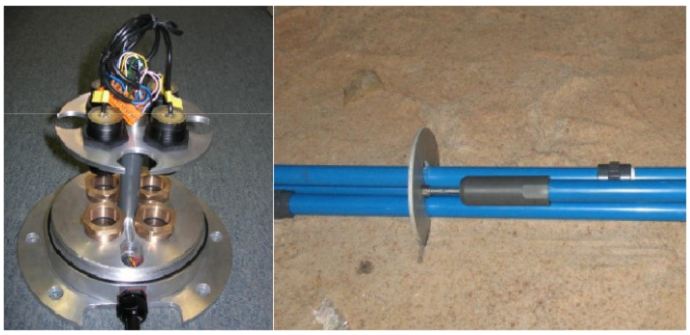


FIG. 2. 22 – Estensimetro

La misura viene effettuata calcolando la variazione della distanza tra un estremo di rilevamento, collocato in una posizione facilmente accessibile, e un punto di riferimento saldamente fissato all'interno del riempimento trattenuto.

L'estensimetro è essenzialmente costituito da:

- testa di rilevamento;
- base di misura con tubo di protezione esterno;
- punto di ancoraggio in profondità.;
- trasduttori elettrici con precisione fino a 0,01 mm;

2.6.4 Celle di pressione

Le celle di pressione sono state disposte sia nel lato interno del pannello che sul fondo. In particolare sono state utilizzate 5 celle di pressione, FIG. 2. 23: 4 disposte sul lato interno del pannello per registrare la pressione orizzontale ed 1 sul fondo del riempimento per misurare la pressione verticale.

FIG. 2. 23 – Celle di pressione

2.7 FASI DI COSTRUZIONE DEI MURI

I muri oggetto di studio sono stati realizzati, come prima accennato a Jundiai, a valle di un pendio preesistente, uno adiacente all'altro, FIG. 2. 25, FIG. 2. 25.

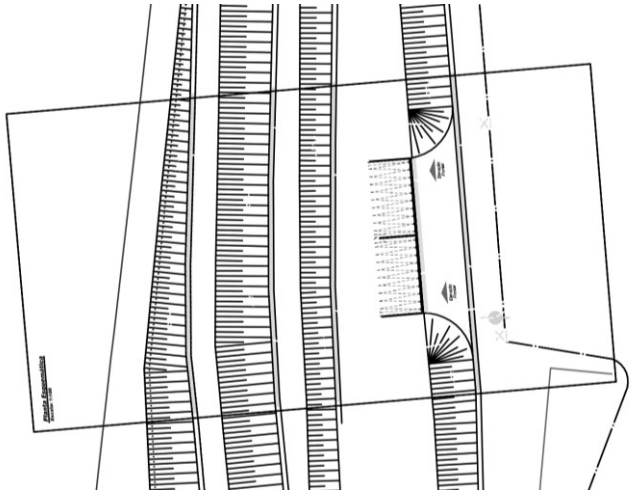


FIG. 2. 24 – Vista in pianta del sito dove sono stati realizzati i muri

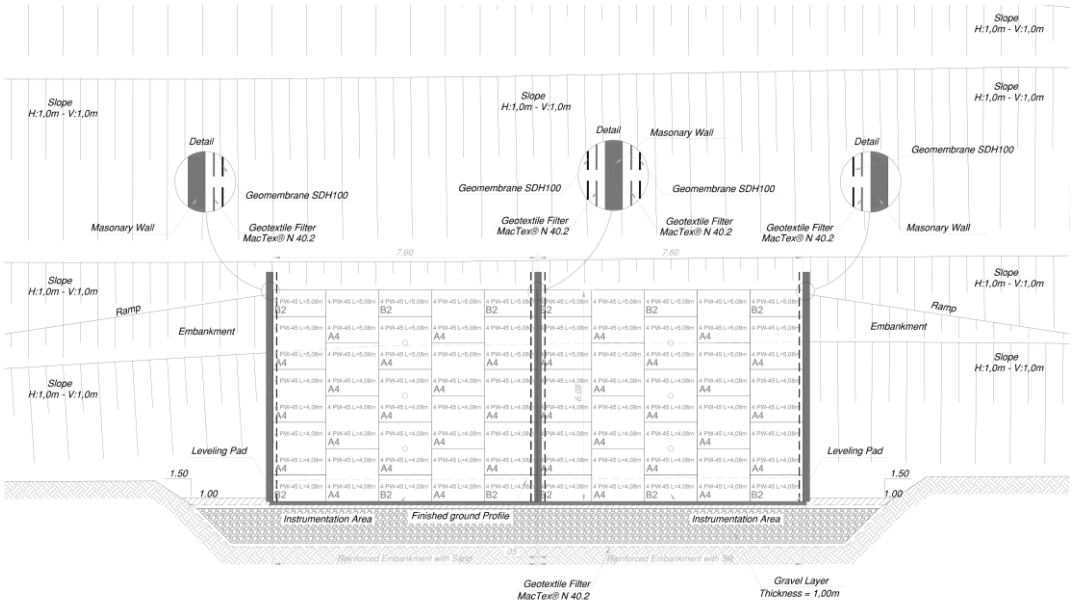


FIG. 2. 25 – Vista frontale del sito dove sono stati realizzati i muri

Prima della costruzione vera e propria dei muri è stato realizzato uno scavo, FIG. 2. 26, e predisposte le pareti di separazione dei muri, utili anche a rendere quanto più basso possibile l'attrito laterale, FIG. 2. 27, ed è stata preparata la base su cui è realizzare un getto di pulizia in calcestruzzo magro sul quale verrà a sua volta posizionata la prima fila di pannelli prefabbricati, FIG. 2. 28.

Lungo il piano di posa di entrambi i rilevati strutturali dei muri, opportunamente compattato con un rullo vibrante, sono stati posizionati dei dreni sub-orizzontali per evitare, in caso di pioggia, l'accumulo delle pressioni interstiziali all'interno del rilevato che possono andare a diminuire le caratteristiche meccaniche dell'intera struttura, FIG. 2. 29, ed è stata predisposta una cella di pressione per la misura della pressione verticale alla base del muro.

FIG. 2. 26 – Fase di scavo

FIG. 2. 27 – Pareti di separazione

FIG. 2. 28 – Magrone di calcestruzzo alla base

FIG. 2. 29 – Posizionamento dei dreni

I pannelli sono stati posizionati verticalmente, a partire dal basso, con un mezzo di sollevamento leggero utilizzando per l'aggancio esclusivamente i perni di sollevamento inseriti nello spessore dei pannelli stessi, montati in file orizzontali successive contemporaneamente alla formazione del rilevato strutturale e posizionati a scacchiera. Questo posizionamento sfalsato genera un mutuo incastro che conferisce complessivamente monoliticità della parete. Nelle fasi intermedie della sequenza di montaggio, i pannelli vengono mantenuti in posizione verticale mediante dei morsetti che li bloccano provvisoriamente alla fila inferiore e che saranno rimossi dopo la completa posa in opera di rilevato e rinforzi. Per la posa della prima fila di pannelli, FIG. 2. 30, sarà inoltre necessaria una opportuna puntellatura esterna.

FIG. 2. 30 – Prima fila di pannelli posizionata

A mano a mano che i pannelli vengono disposti verticalmente, a coprire l'intera lunghezza delle giunzioni, nella parte posteriore dei pannelli a contatto con il terrapieno, vengono disposte, sia orizzontalmente che verticalmente, delle strisce di 40 cm di tessuto non tessuto per evitate la fuoriuscita della componente fine del terreno costituente il rilevato strutturale pur consentendo il filtraggio dell'acqua e, là dove prevista, viene posizionata una cella di pressione per il calcolo delle pressioni agenti sul paramento verticale.

FIG. 2. 31 - Cella di pressione a ridosso del paramento verticale

La posa del rilevato è stata effettuata immediatamente dopo il montaggio di ciascuna fila di pannelli; in corrispondenza di ogni strato di rinforzo il materiale viene steso e compattato prima della posa e del fissaggio delle stesse. La stesa del materiale è stata eseguita sistematicamente per strati di spessore costante e con modalità e attrezzature

atte ad evitare segregazione, brusche variazioni granulometriche e del contenuto d'acqua ed è stata effettuata sempre parallelamente al paramento esterno.

Il grado di compattazione, maggiore del 90% del valore fornito dalla prova AASHTO modificata, è stato mediamente raggiunto in ogni strato, salvo per lo strato costituente il piano di posa della fondazione della pavimentazione che deve presentare una densità pari o superiore al 95%. La fase di compattazione è molto importante perché è la fase che massimizza le caratteristiche meccaniche che il terreno, in generale, dovrà esibire durante la vita utile dell'opera e che ne renderà massima l'efficienza. Per evitare distorsioni del fronte dell'opera a seguito di assestamenti in fase di esercizio, è necessario compattare con molta cura proprio la parte frontale. La compattazione a tergo del paramento, infatti, dovrà essere tale da escludere una riduzione di addensamento. Tuttavia si dovrà evitare che grossi rulli vibranti operino entro una distanza ≤1,5 m dai pannelli di facciata. A questa distanza si useranno mezzi di compattazione leggeri (piastre vibranti o piccoli rulli vibranti) badando a garantire i valori di densità richiesti, e operando, se necessario, su strati di spessore ridotto.

Una volta compattato il primo strato di terreno, vengono posizionati i rinforzi con una disposizione come quella mostrata in FIG. 2. 32 e in seguito agganciati ai pannelli e la dove previsti vengono posizionati gli strain gauges e le celle di carico.

FIG. 2. 32 – Posizionamento geostrip

FIG. 2. 33 – Posizionamento dei lettori di deformazione

FIG. 2. 34 – Celle di carico alle connessioni

Dopo il completamento, trascorso un periodo di assestamento di 6 mesi, è stato posizionato un sovraccarico uniformemente distribuito di 20 kN/m, FIG. 2. 35, e lasciato per altri 6 mesi.

FIG. 2. 35 – Muri completati sottoposti a sovraccarico

Tutta la strumentazione è stata collegata ad un sistema di acquisizione dati a 48 canali, FIG. 2. 36, per monitorare le variazioni delle varie grandezze nel tempo; i dati acquisiti sono stati periodicamente pubblicati su un sito dedicato: www.parawebtest.com.

FIG. 2. 36 – Sistema di acquisizione dati

2.8 DATI SPERIMENTALI ACQUISITI

2.8.1 Posizionamento della strumentazione

I dati sperimentali sono stati acquisiti ed elaborati da Jayakrishnan P.V. in un report che riassume i valori più significativi. I dati acquisiti nel periodo che va da novembre 2011 ad aprile 2012 sono relativi alla fase di assestamento del muro senza sovraccarico in testa; invece i dati acquisiti nel periodo che va da maggio 2012 ad ottobre 2012 sono relativi al alla fase di assestamento a seguito del posizionamento del sovraccarico.

La FIG. 2. 37 mostra uno schema del posizionamento della strumentazione complessivamente inserita all'interno di ogni muro di prova:

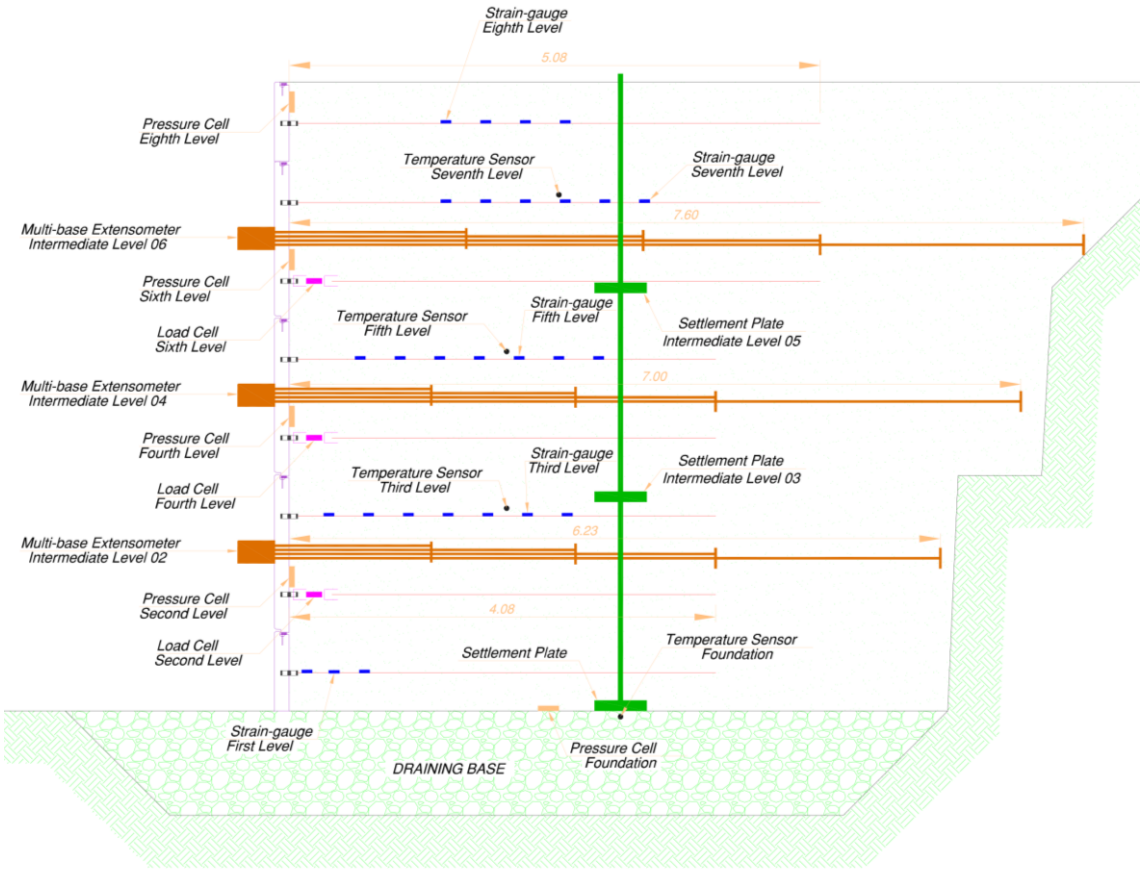


FIG. 2. 37 – Sezione del muro con i dettagli di posizionamento della strumentazione

Riportiamo in seguito alcune tabelle e figure che schematizzano i dati acquisiti durante il periodo di lettura.

2.8.2 Dati estensimetri multibase

Gli estensimetri sono disposti, a partire dalla base del rilevato strutturale, alle altezze riportate in TAB. 2. 8 e TAB. 2. 9 che contengono i valori ultimi misurati alla data del 2 ottobre 2012.

TAB. 2. 8 – Registrazioni degli estensimetri alla data 02-10-2012 (Sand)

SAND				
Extensometer Base No.	Altezza Es (m)	Outward Movement of Each Base (mm)	Total deformation in Structural Soil (mm)	Total deformation (mm)
ES_3_1	1.5	16.1		21.19
ES_3_2		0.14	5.09	
ES_3_3		0		
ES_3_4		4.95		
ES_2_1	3	13.33		26.47
ES_2_2		0.05	13.14	
ES_2_3		8.22		
ES_2_4		4.87		
ES_1_1	4.5	15.56		43.02
ES_1_2		11.4	27.46	
ES_1_3		10.24		
ES_1_4		5.82		

TAB. 2. 9 – Registrazioni degli estensimetri alla data 02-10-2012 (Silty Sand)

SILTY SAND				
Extensometer Base No.	Altezza Es (m)	Outward Movement of Each Base (mm)	Total deformation in Structural Soil (mm)	Total deformation (mm)
Es_ 4_1L	1.5	14.69		37.59
Es_ 4_2L		9.97	22.9	
Es_ 4_3L		8.38		
Es_ 4_4L		4.55		
ES_5_1L	3	20.52		38.82
ES_5_2L		11.55	18.3	
ES_5_3L		6.17		
ES_5_4L		0.58		
ES_6_1L	4.5	34.97		49.85
ES_6_2L		0	14.88	
ES_6_3L		10.39		
ES_6_4L		4.49		

I grafici in FIG. 2. 38, e FIG. 2. 39 mostrano invece l'evoluzione del tempo delle elongazioni degli estensimetri.

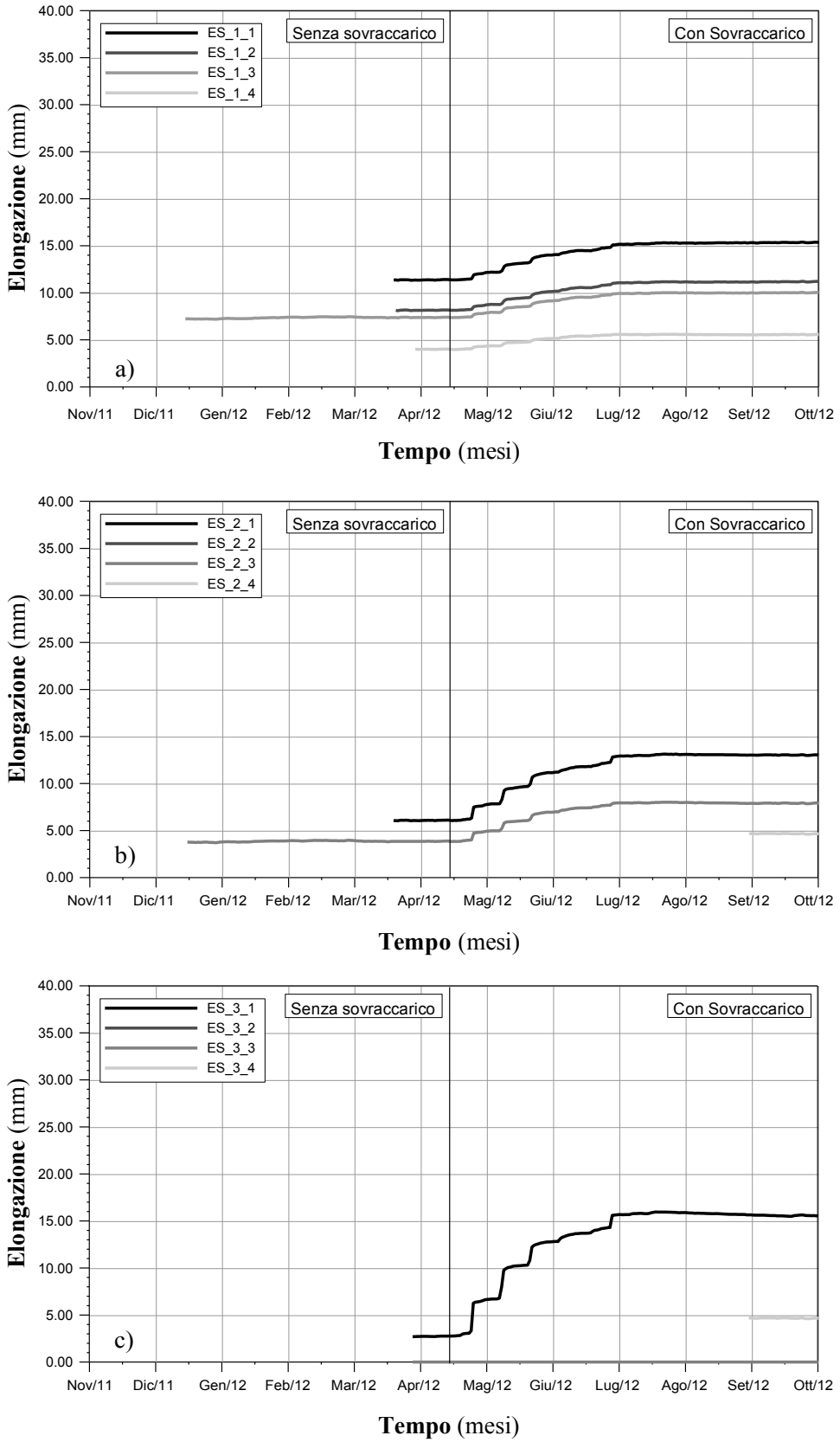


FIG. 2. 38 – Elongazione nel tempo estensimetri multibase: (a) ES_1; (b) ES_2; (c) ES_3 (Sand)

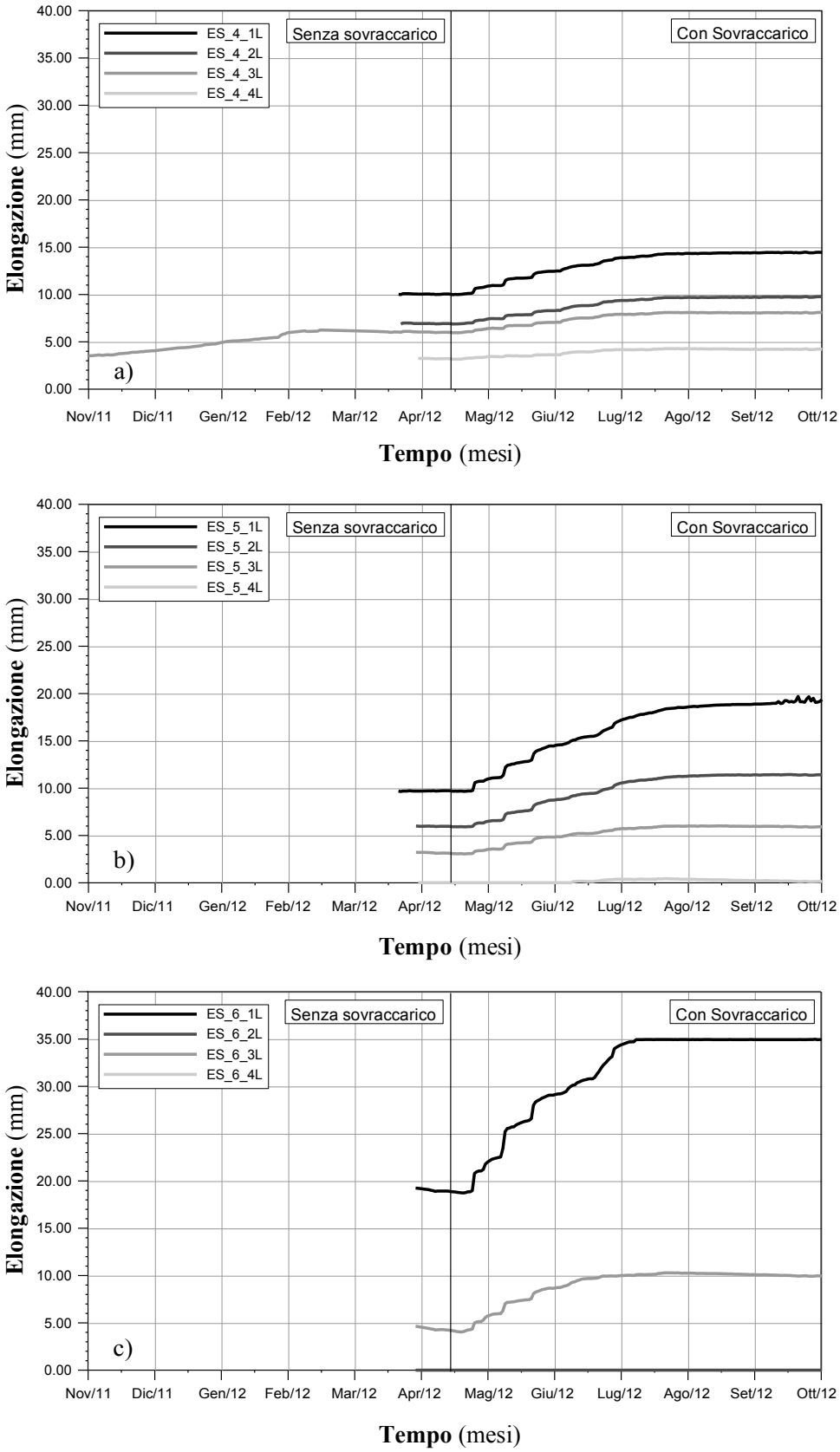


FIG. 2. 39 – Elongazione nel tempo estensimetro multibase: (a) ES_1L; (b) ES_2L; (c) ES_3L (Silty Sand)

2.8.3 Dati strain gauges

TAB. 2. 10, TAB. 2. 11 TAB. 2. 12 e TAB. 2. 13 riportano i valori delle forze di trazione sui rinforzi, prima e dopo l'applicazione del sovraccarico, nei punti in cui sono stati posizionati i misuratori di deformazione, al passare dei mesi. Quando gli strain gauges non hanno funzionato correttamente è stato inserito un valore nullo. (Jayakrishnan, 2013)

TAB. 2. 10 – Forze di trazione sui rinforzi prima dell'applicazione del sovraccarico (Sand)

Sand before surcharge								
Paraweb Level	Distance from Face of Wall (m)	Strain Gauge No.	Load (kN)					
			Nov (15/11)	Dec (15/12)	Jan (15/1)	Feb (15/2)	March (15/3)	April (15/4)
Level 1	0.17	CS01	0	0.9	0.91	1.03	0.99	0.95
	0.43	CS02	0	1.64	1.68	1.73	1.24	1.03
	0.72	CS03	0	0.96	1.26	2.55	0.88	1.24
Level 3	0.38	CS04	0	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28
	0.76	CS05	0	1.3	1.16	1.76	2.06	1.71
	1.14	CS06	0	0.93	1.25	1.51	1.64	1.52
	1.52	CS07	0	1.45	1.53	1.56	1.63	1.57
	1.9	CS08	0	0.29	0.3	0.29	0.29	0.2
	2.28	CS09	0	0.16	0.72	0.74	0.75	0.7
	2.66	CS10	0	0.49	0.44	0.55	1.02	0.84
Level 5	0.68	CS11	0	1.84	1.85	1.92	1.95	1.91
	1.1	CS12	0	0.46	0.92	1.23	1.39	1.42
	1.44	CS13	0	1.36	1.41	1.59	1.44	1.49
	1.86	CS14	0	0.73	0.83	0.91	0.63	0.75
	2.2	CS15	0	1.24	1.4	1.67	1.25	1.14
	2.62	CS16	0	0.87	1.59	2.86	1.94	3.01
	2.96	CS17	0	0.56	0.49	0.62	0.61	0.61
Level 7	1.5	CS18	0	0	0	0	0.00	0.92
	1.88	CS19	0	0	0	0	0.00	0.98
	2.26	CS20	0	0	0	0	0.00	0.78
	2.64	CS21	0	0	0	0	0	0
	3.02	CS22	0	0	0	0	0.00	0
	3.4	CS23	0	0	0	0	0.00	0.35
Level 8	1.5	CS24	0	0.76	0.94	0.92	0.99	0.89
	1.88	CS25	0	0.69	0.65	0.63	0.65	0.62
	2.5	CS26	0	0.72	0.77	0.87	0.87	0.81
	2.88	CS27	0	0.68	0	0.66	0	0

TAB. 2. 11 – Forze di trazione sui rinforzi dopo l'applicazione del sovraccarico (Sand)

Sand after surcharge								
Paraweb Level	Distance from Face of Wall (m)	Strain Gauge No.	Load (kN)					
			May (23/5)	June (2/6)	July (2/7)	Aug (2/8)	Sept (2/9)	Oct (2/10)
Level 1	0.17	CS01	1.19	1.2	1.71	1.85	1.89	1.81
	0.43	CS02	1.64	1.79	2.17	1.06	1.13	1.17
	0.72	CS03	0.9	0.93	0.44	1.31	1.51	1.48
Level 3	0.38	CS04	0.27	0.27	0.26	0.26	0.27	0.26
	0.76	CS05	2.19	2.33	2.7	1.89	2.23	2.11
	1.14	CS06	2.06	2.22	2.33	1.95	1.53	1.66
	1.52	CS07	1.92	2.07	2.23	2.3	2.31	2.23
	1.9	CS08	0.45	0.56	0.96	1.08	1.08	1.07
	2.28	CS09	0.9	0.97	1.13	1.14	1.18	1.14
	2.66	CS10	0.65	0.73	0.73	0.77	0.79	0.72
Level 5	0.68	CS11	2.52	2.67	2.75	2.68	2.66	2.66
	1.1	CS12	2.19	2.4	2.68	2.73	2.66	2.59
	1.44	CS13	2.09	2.45	2.65	2.66	2.57	2.57
	1.86	CS14	1.29	1.38	1.54	0.97	1.37	1.49
	2.2	CS15	0	0	0	0	0	0
	2.62	CS16	0.77	12.45	4.92	1.75	1.78	4.36
	2.96	CS17	0.91	1.02	1.17	1.19	1.19	1.19
Level 7	1.5	CS18	2.23	2.35	2.61	2.65	2.61	2.62
	1.88	CS19	1.85	2.02	2.22	2.22	2.19	2.17
	2.26	CS20	1.49	1.56	1.67	1.69	1.68	1.66
	2.64	CS21	0	0	0	0.19	0	0
	3.02	CS22	0.15	0.17	0.18	0.19	0.23	0.21
	3.4	CS23	1.1	1.21	1.36	1.36	1.29	1.26
Level 8	1.5	CS24	2.27	2.34	2.46	2.45	2.41	2.35
	1.88	CS25	2.11	2.22	2.35	2.37	2.37	2.33
	2.5	CS26	2.17	2.32	2.4	2.39	2.35	2.34
	2.88	CS27	0	0	0	0	0	0

TAB. 2. 12 – Forze di trazione sui rinforzi prima dell'applicazione del sovraccarico (Silty Sand)

Silty sand before surcharge								
Paraweb Level	Distance from Face of Wall (m)	Strain Gauge No.	Load (kN)					
			Nov (15/11)	Dec (15/12)	Jan (15/1)	Feb (15/2)	March (15/3)	April (2/10)
Level 1	0.17	CS29	0	0	0	4.92	2.92	0
	0.43	CS30	0	0	0	0	0.00	0
	0.72	CS31	0	2.28	0.96	0	0.77	3.37
Level 3	0.38	CS32	0	0	0	0	0.00	0
	0.76	CS33	1.8	1.76	1.58	1.74	3.93	3.99
	1.14	CS34	1.74	1.78	0.44	0	3.63	3.7
	1.52	CS35	0.41	1.04	2.15	2.72	2.43	2.13
	1.9	CS36	3.37	1.81	1.64	1.57	1.49	1.51
	2.28	CS37	0	0.96	0	0.36	0.11	0.26
	2.66	CS38	0.43	0.52	1.35	1.61	0.65	0.51
Level 5	0.68	CS39	1.18	0	0.27	0	0.00	0
	1.1	CS40	0.84	0	0.9	0.36	0.19	0.46
	1.44	CS41	1.05	1.55	1.54	1.47	1.06	1.22
	1.86	CS42	0.57	1.25	1.36	1.32	1.37	1.32
	2.2	CS43	0.5	0.55	1.15	1.08	0.93	0.79
	2.62	CS44	0.39	0.7	1.5	1.57	2.18	1.41
	2.96	CS45	0	0	0	0	0.00	0
Level 7	1.5	CS46	1.32	2.67	2.92	0	0.00	0
	1.88	CS47	1.17	1.87	2.45	2.26	1.93	1.77
	2.26	CS48	1.23	2.12	2.63	2.22	1.22	1.52
	2.64	CS49	0.67	0	1.02	1.31	0	0
	3.02	CS50	0.86	1.26	1.53	1.67	1.50	1.44
	3.4	CS51	0	0	0	0	0.00	0
Level 8	1.5	CS52	1.85	1.64	1.61	1.42	1.12	0.92
	1.88	CS53	0.19	0.74	1.28	1.28	0.88	0.81
	2.5	CS54	1.04	1.64	1.2	1.21	0.84	0.8
	2.88	CS55	0	0.58	1.36	1.26	0.88	0.84

TAB. 2. 13 – Forze di trazione sui rinforzi dopo l'applicazione del sovraccarico (Silty Sand)

Silty sand after surcharge								
Paraweb Level	Distance from Face of Wall (m)	Strain Gauge No.	Load (kN)					
			May (23/5)	June (2/6)	July (2/7)	Aug (2/8)	Sept (2/9)	Oct (2/10)
Level 1	0.17	CS29	3.32	0	0	0	0.00	0
	0.43	CS30	0	0	0	0	0.00	0
	0.72	CS31	3.84	3.85	5.28	5.71	5.14	3.92
Level 3	0.38	CS32	0	0	0	0	0.00	0
	0.76	CS33	4.31	4.33	4.37	3.37	2.67	2.46
	1.14	CS34	4.03	4.06	0	0	0.00	0
	1.52	CS35	2.39	2.55	2.65	2.73	2.68	2.64
	1.9	CS36	1.72	1.8	1.94	2.01	1.99	1.9
	2.28	CS37	0.49	0.55	0.71	0.8	0.84	0.82
	2.66	CS38	0.53	0.61	0.69	0.69	0.65	0.74
Level 5	0.68	CS39	0.55	0.65	1	1.08	1.16	1.01
	1.1	CS40	1.19	1.28	1.58	1.72	1.79	1.65
	1.44	CS41	1.63	1.78	2	2.08	2.03	2
	1.86	CS42	1.44	1.56	1.71	1.83	1.83	1.78
	2.2	CS43	1.08	1.21	1.49	1.83	1.93	1.88
	2.62	CS44	1.31	1.34	1.47	1.57	1.59	1.75
	2.96	CS45	0	0	0	0	0.00	0
Level 7	1.5	CS46	0	0	0	0	0.00	0
	1.88	CS47	2.57	2.71	3.26	3.26	3.19	3.07
	2.26	CS48	2.32	2.67	3.16	3.15	2.87	2.76
	2.64	CS49	0	0	0	0	0	0
	3.02	CS50	2.19	2.26	2.44	2.47	2.40	2.38
	3.4	CS51	0	0	0	0	0.00	0
Level 8	1.5	CS52	2.1	2.31	3.03	2.93	2.63	2.48
	1.88	CS53	1.76	1.85	2.37	2.44	2.32	2.21
	2.5	CS54	2.32	0	0	0	0.00	0
	2.88	CS55	1.63	1.67	2.01	2.25	2.33	2.17

Le FIG. 2. 40, FIG. 2. 41, FIG. 2. 42 e FIG. 2. 43 mostrano invece il luogo dei punti dove la tensione sui rinforzi risulta massima. Infine la FIG. 2. 44 riporta la media dei luoghi dei punti di massima trazione sui rinforzi. (Jayakrishnan, 2013).

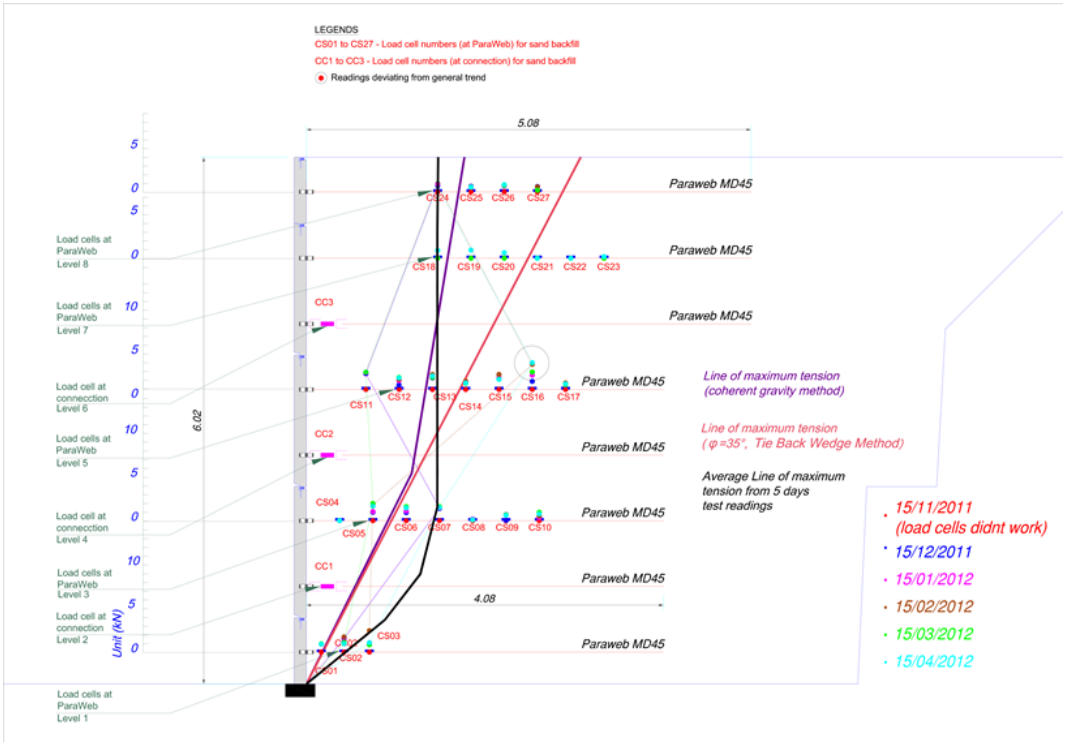


FIG. 2. 40 – Diagramma delle tensioni sui rinforzi prima dell'applicazione del sovraccarico (Sand)

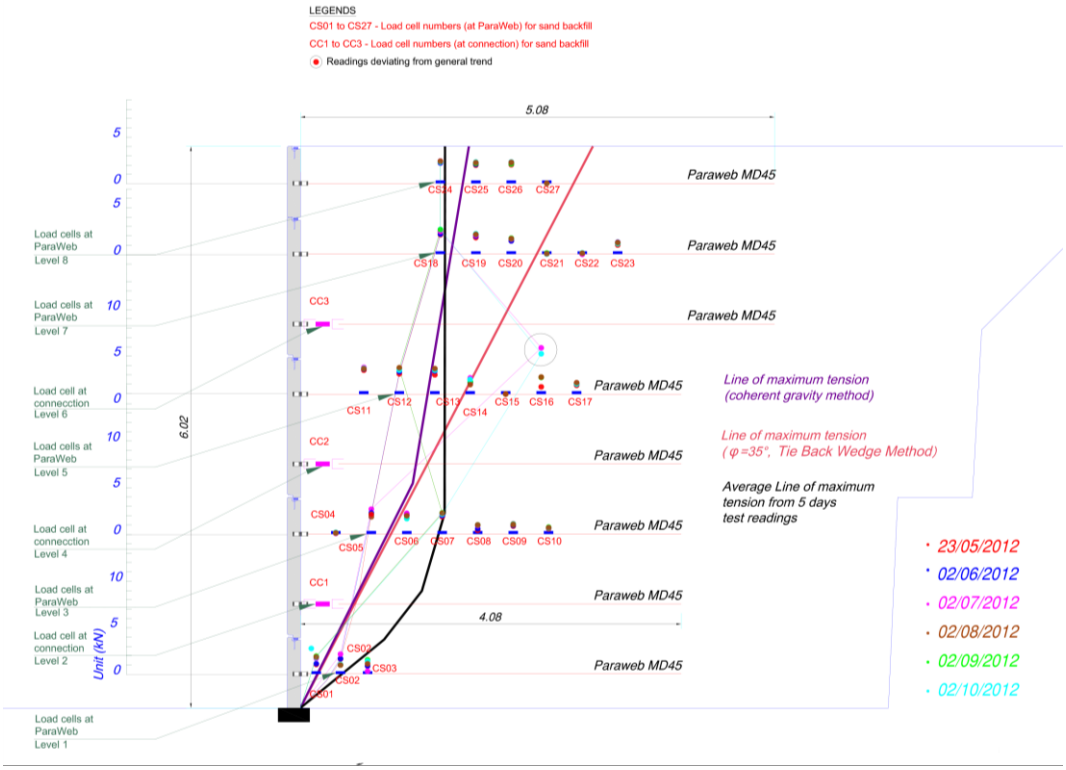


FIG. 2. 41 – Diagramma delle tensioni sui rinforzi dopo l'applicazione del sovraccarico (Sand)

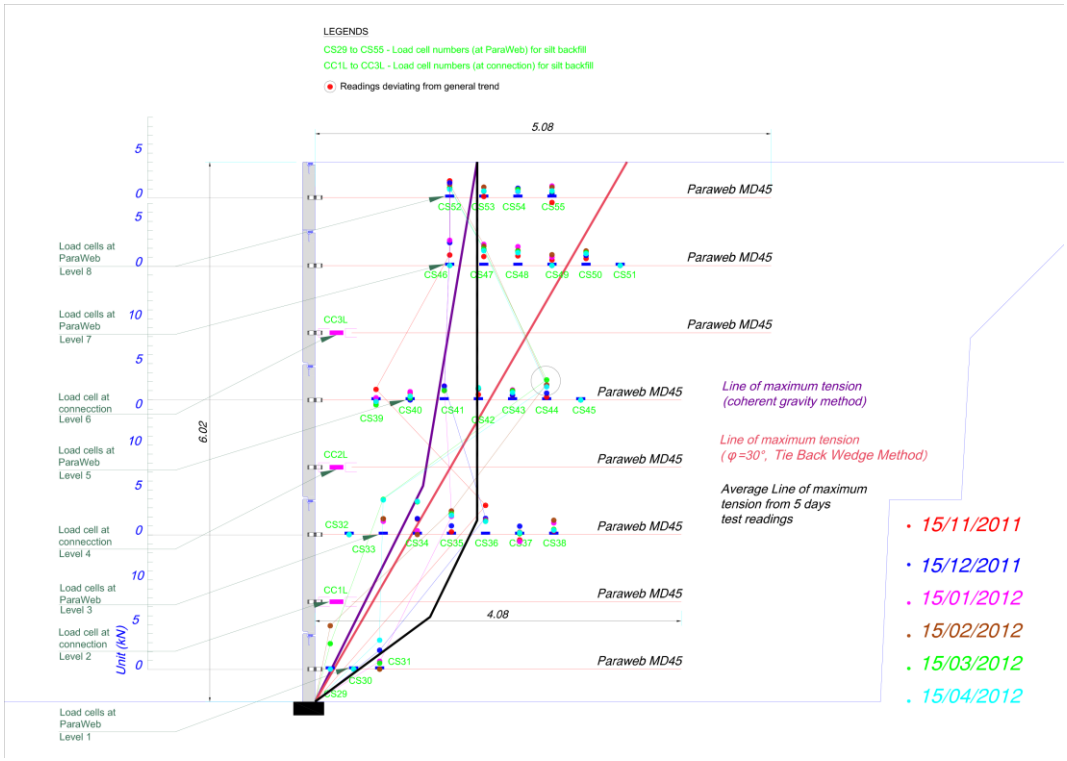


FIG. 2. 42 – Diagramma delle tensioni sui rinforzi prima dell'applicazione del sovraccarico (Silty Sand)

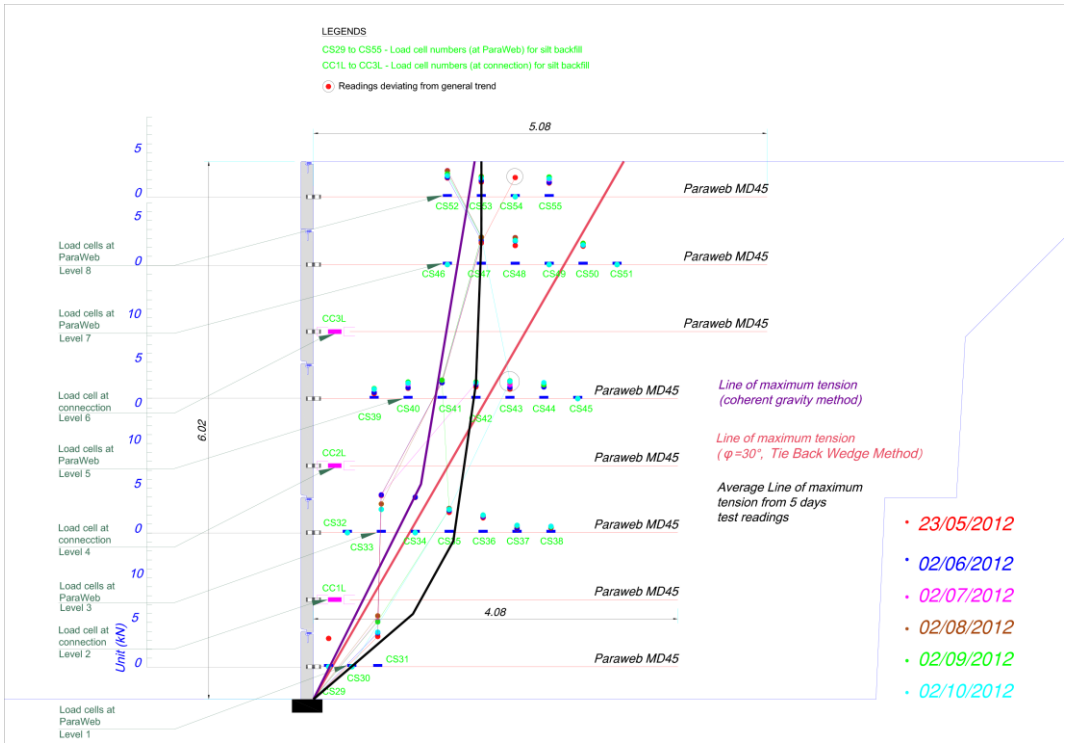


FIG. 2. 43 – Diagramma delle tensioni sui rinforzi dopo l'applicazione del sovraccarico (Silty Sand)

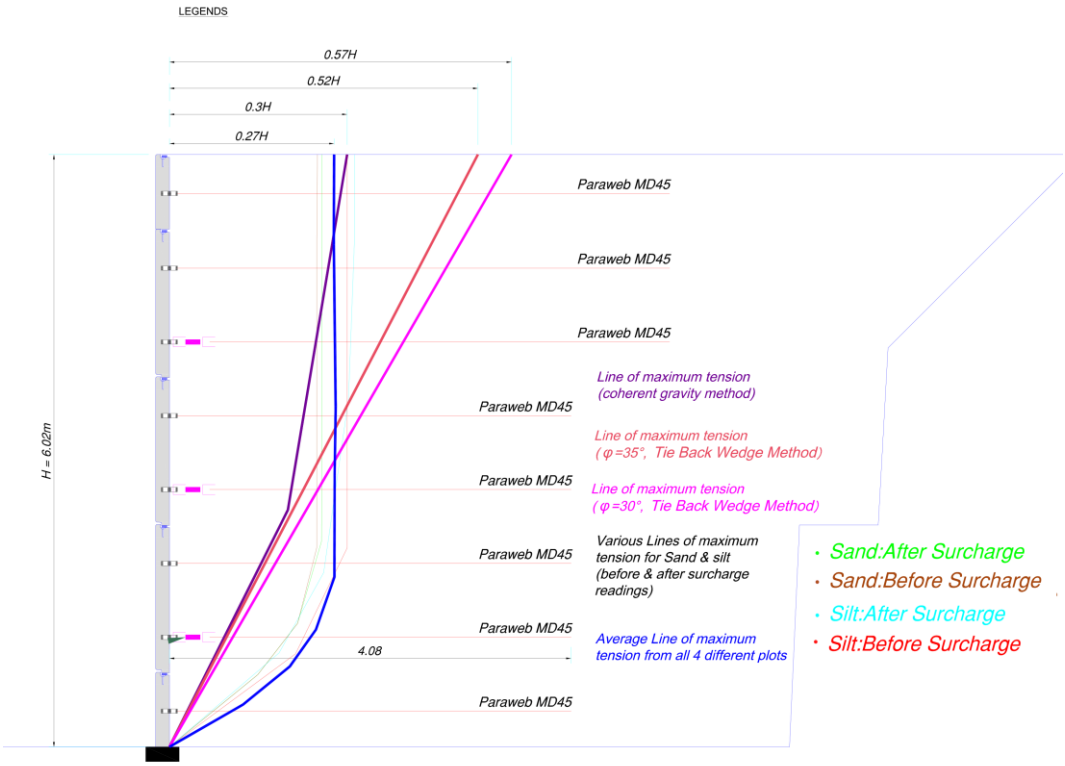


FIG. 2. 44 – Media dei luoghi dei punti di massima trazione sui rinforzi.

2.8.4 Dati celle di carico alle connessioni

In TAB. 2. 14 e TAB. 2. 15 sono riportati alcuni valori al variare dei mesi delle tensioni alle connessioni acquisite tramite celle ci carico posizionate, in entrambi i muri, nel secondo (CC1- CC1L), terzo (CC2- CC2L) e sesto rinforzo (CC3- CC3L). Le FIG. 2. 45 e FIG. 2. 46 invece riportano l'andamento di queste tensioni nel tempo.

TAB. 2. 14 – Valori delle forze di trazione alle connessioni prima e dopo l'applicazione del sovraccarico (Sand)

Sand before surcharge							
Conn. No.	Depth (m)	Load (kN)					
		Nov (15/11)	Dec (15/12)	Jan (15/1)	Feb (15/2)	March (15/3)	April (2/10)
CC1	4.9	0	0	0	0	0	0
CC2	3.4	0	3.758	3.753	3.861	3.655	3.396
CC3	1.9	0	3.504	3.396	3.606	3.602	3.464
Sand after surcharge							
Conn. No.	Depth (m)	Load (kN)					
		May (23/5)	June (2/6)	July (2/7)	Aug (2/8)	Sept (2/9)	Oct (2/10)
CC1	4.9	0	0	0	0	0	0
CC2	3.4	5.419	5.317	5.537	5.307	4.974	4.724
CC3	1.9	5.184	4.998	5.199	4.797	4.582	4.498

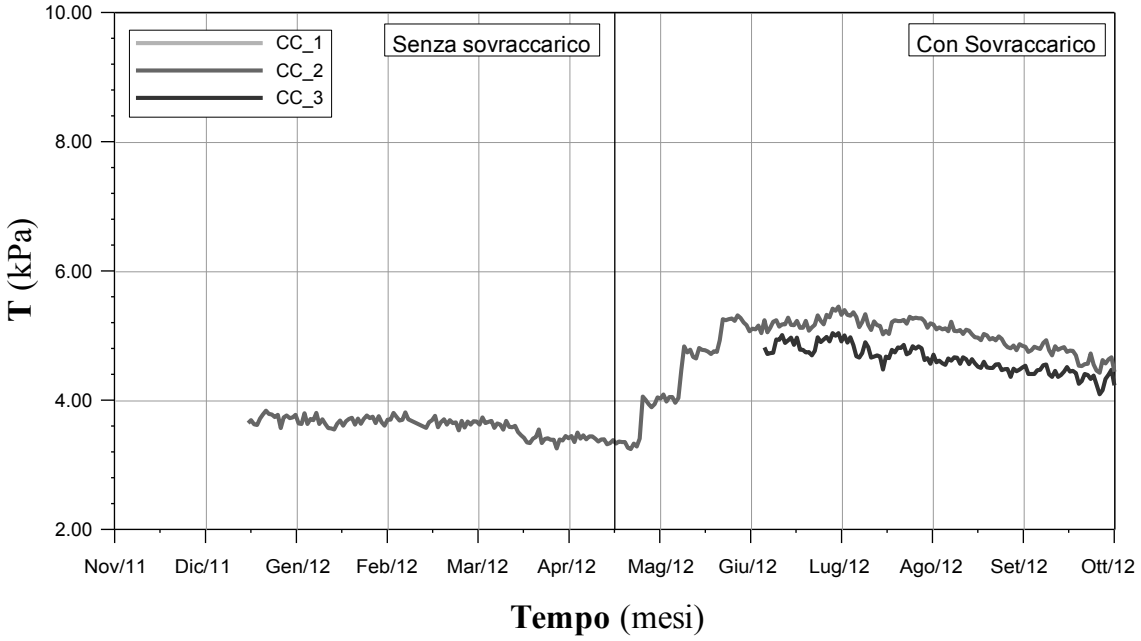


FIG. 2. 45 – Evoluzione nel tempo delle tensioni alle connessioni "Sand"

TAB. 2. 15 – Valori delle forze di trazione alle connessioni prima e dopo l'applicazione del sovraccarico (Silty Sand)

Silty sand before surcharge							
Conn. No.	Depth (m)	Load (kN)					
		Nov (15/11)	Dec (15/12)	Jan (15/1)	Feb (15/2)	March (15/3)	April (2/10)
CC1L	4.9	1.882	1.97	1.764	1.774	0.598	0.524
CC2L	3.4	3.084	2.44	2.156	2.205	0.78	0.853
CC3L	1.9	0	0	0	0	0	0
Silty sand after surcharge							
Conn. No.	Depth (m)	Load (kN)					
		May (23/5)	June (2/6)	July (2/7)	Aug (2/8)	Sept (2/9)	Oct (2/10)
CC1L	4.9	0.588	0.225	0.637	0.358	0.632	0.495
CC2L	3.4	0.779	0.775	0.833	0.823	0.995	0.951
CC3L	1.9	0	0	0	0	0	0

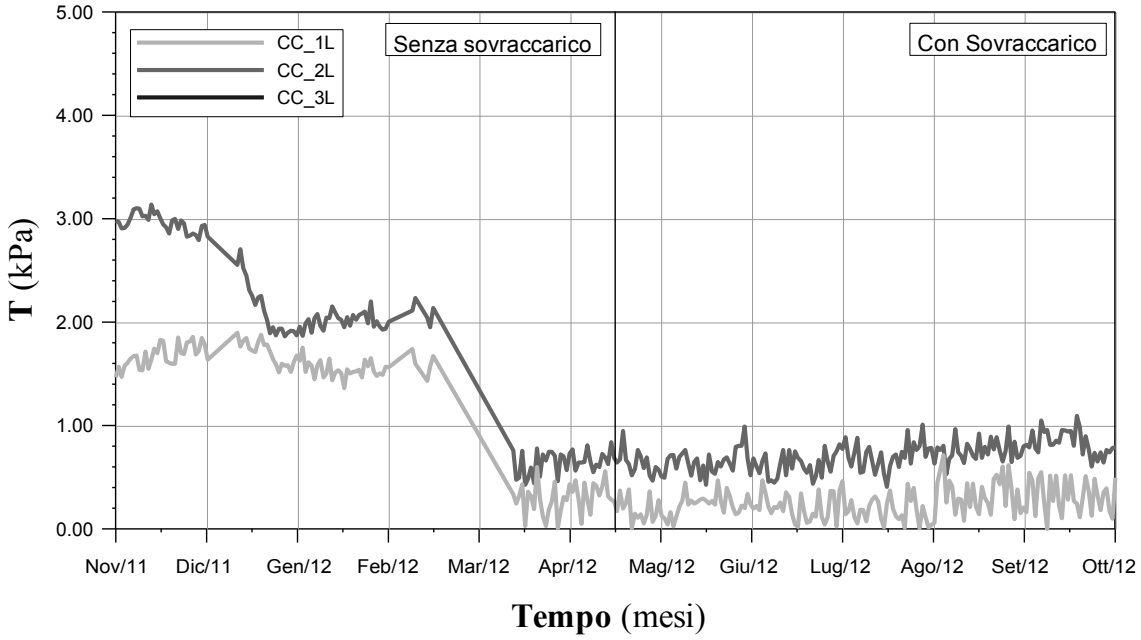


FIG. 2. 46 – Evoluzione nel tempo delle tensioni alle connessioni "Silty Sand"

Questi valori risultano di difficile interpretazione.

2.8.5 Dati celle di pressione

In TAB. 2. 16 e TAB. 2. 17 sono riportati i dati acquisiti dalle celle di pressione posizionate all'interno del rilevato strutturale a differenti quote rispettivamente per il muro "Sand" e per il muro "Silty Sand" prima e dopo l'applicazione del sovraccarico. Le FIG. 2. 47 e FIG. 2. 48,

riportano invece l'evoluzione nel tempo di queste pressioni. Come nel caso delle tensioni alle connessioni anche i valori delle pressioni all'interno del rilevato risultano di difficile interpretazione.

TAB. 2. 16 – Valori delle pressioni prima e dopo l'applicazione del sovraccarico (Sand)

Sand before surcharge							
Conn. No.	Depth (m)	Load (kN)					
		Nov (15/11)	Dec (15/12)	Jan (15/1)	Feb (15/2)	March (15/3)	April (2/10)
Vertical pressure cell on panel rear side							
CP1L	0.18	NA	232	237	0	0	136
CP2L	1.7	NA	194.6	181.4	113	0	5
CC3L	3.2	NA	123.6	121.4	0	0	0
CP4L	4.73	NA	115.8	125.4	0	0	70.7
Horizontal pressure cell at wall bottom middle							
CP5L	6.02	NA	NA	131.9	132	110.2	113.4
Sand after surcharge							
Conn. No.	Depth (m)	Load (kN)					
		May (23/5)	June (2/6)	July (2/7)	Aug (2/8)	Sept (2/9)	Oct (2/10)
Vertical pressure cell on panel rear side							
CP1L	0.18	127	128	130	135	135	136
CP2L	1.7	NA	NA	NA	NA	NA	NA
CC3L	3.2	NA	NA	NA	NA	NA	NA
CP4L	4.73	105.9	100.5	106.1	97.9	93.5	91.8
Horizontal pressure cell at wall bottom middle							
CP5L	6.02	120	121.5	149.7	149.6	149.5	149.5

TAB. 2. 17 – Valori delle pressioni prima e dopo l'applicazione del sovraccarico (Silty Sand)

Silty sand before surcharge							
Conn. No.	Depth (m)	Load (kN)					
		Nov (15/11)	Dec (15/12)	Jan (15/1)	Feb (15/2)	March (15/3)	April (2/10)
Vertical pressure cell on panel rear side							
CP1L	0.18	NA	NA	NA	NA	NA	NA
CP2L	1.7	NA	NA	NA	NA	NA	NA
CC3L	3.2	129.3	0	0	0	0	0
CP4L	4.73	90.3	NA	NA	NA	NA	NA
Horizontal pressure cell at wall bottom middle							
CP5L	6.02	12.4	8.2	NA	NA	NA	138.4
Silty sand after surcharge							
Conn. No.	Depth (m)	Load (kN)					
		May (23/5)	June (2/6)	July (2/7)	Aug (2/8)	Sept (2/9)	Oct (2/10)
Vertical pressure cell on panel rear side							
CP1L	0.18	143	144	189	245	155	NA
CP2L	1.7	148	136	140	134	147	147
CC3L	3.2	146.3	NA	NA	NA	NA	NA
CP4L	4.73	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Horizontal pressure cell at wall bottom middle							
CP5L	6.02	111.3	NA	NA	NA	NA	NA

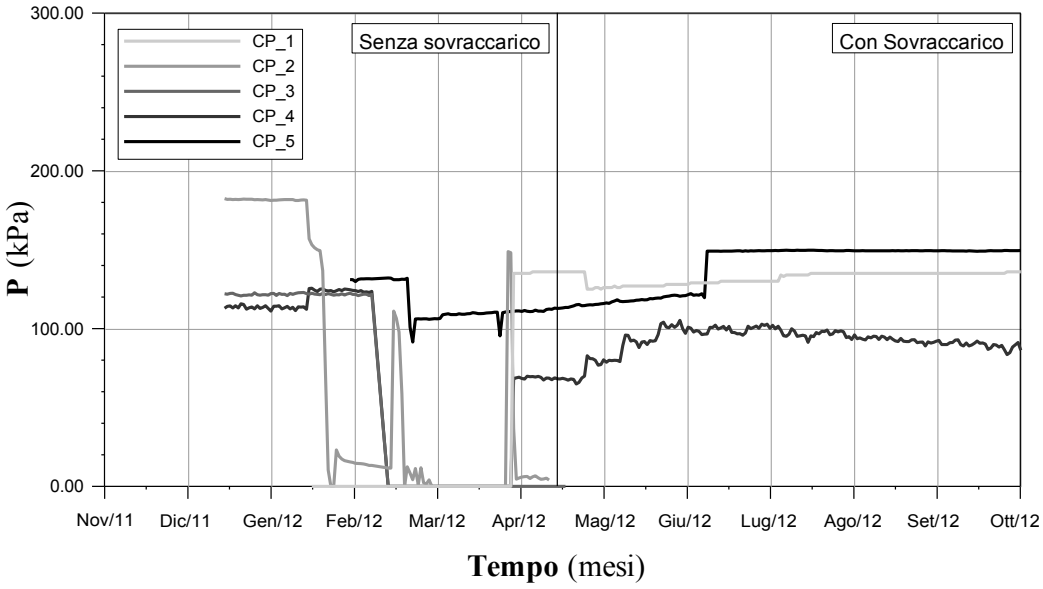


FIG. 2. 47 – Evoluzione nel tempo delle pressioni "Sand"

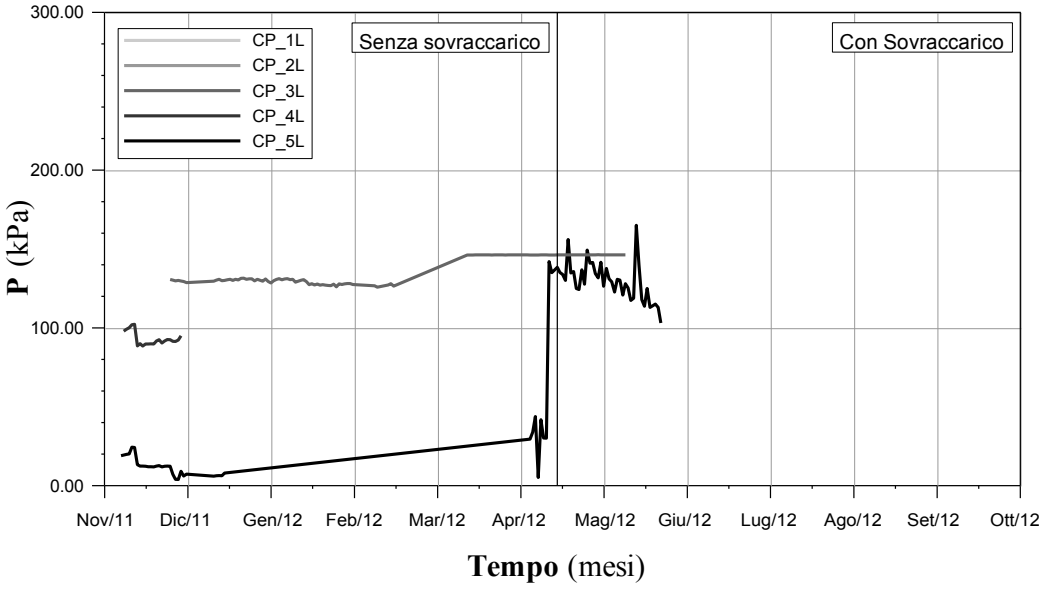


FIG. 2. 48 – Evoluzione nel tempo delle pressioni "Silty Sand"

Anche questi valori risultano di difficile interpretazione

Questa pagina è lasciata intenzionalmente bianca.

CAPITOLO 3 **MODELLAZIONE FEM DEI MURI SPERIMENTALI: ANALISI STATICA**

3.1 PREMESSA

Il complesso comportamento meccanico dei terreni e della loro interazione con gli elementi che costituiscono un'opera risulta difficile da schematizzare a causa della loro intrinseca disomogeneità e anisotropia. L'approccio alla progettazioni e/o analisi di validazione di opere geotecniche, nella maggior parte dei casi, viene pertanto effettuata con tecniche numeriche avanzate le quali consentono sia di determinarne le condizioni critiche che lo sviluppo dei danni all'interno della struttura in ogni istante di tempo e qualunque sia la condizione di sollecitazione a cui le strutture sono sottoposte.

Esistono differenti metodi di modellazione numerica che permettono di affrontare problemi complessi di cui non si ha a disposizione una soluzione in forma chiusa. Secondo la classificazione proposta da Jing nel 2003, i metodi numerici vengono suddivisi in due grandi gruppi: metodi al continuo e metodi discontinui:

I **metodi al continuo** schematizzano il sistema come un dominio discretizzato in "unità elementari" di forma geometricamente semplice (triangoli, quadrilateri, tetraedri, ecc.) che, pur deformandosi, rimangano costantemente in contatto reciproco attraverso le relative superfici di separazione. Fanno parte dei metodi al continuo il Metodo delle Differenze Finite (Finite Difference Method – FDM), il Metodo degli Elementi Finiti (Finite Element Method – FEM), il Metodo degli Elementi di Contorno (Boundary Element Method – BEM).

I **metodi discontinui** rappresentano il sistema come un insieme di corpi discreti e distinti che interagiscono tra loro solo in caso di reciproco contatto. Il comportamento meccanico del mezzo è descritto tracciando l'andamento delle forze che si sviluppano nei punti di contatto ed i movimenti dei singoli elementi che lo compongono. Dei metodi discontinui fa parte il Metodo degli Elementi Discreti (Discrete Element Method –DEM).

Esistono inoltre dei **metodi ibridi**, come ad esempio quelli FEM/DEM o DEM/BEM.

Mentre i metodi discontinui, permettono di valutare la risposta del sistema in condizioni di sia di equilibrio stabile, che di equilibrio limite, che a rottura, in quanto ammettono la separazione del dominio in blocchi che, nonostante abbiano perso i contatti reciproci, continuano a risentire delle sollecitazioni agenti, i metodi al continuo invece, non permettono tale fenomeno e risultano essere meno adatti per questo genere di analisi. Tuttavia questi sono i metodi numerici maggiormente impiegati in campo ingegneristico per la loro flessibilità nel trattare l'eterogeneità e la non linearità dei materiali e la complessità delle condizioni al contorno (Cesari, 2002).

3.2 CODICE DI CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI

3.2.1 Metodo degli elementi finiti (FEM)

Il codice di calcolo utilizzato si avvale del metodo agli elementi finiti, proposto per la prima volta da Clough nel 1960, che è, probabilmente, il metodo numerico più utilizzato nel campo della scienza e dell'ingegneria. Esso si basa sulla schematizzazione di una struttura continua come un insieme di regioni di volume finito e forma semplice che non si compenetrano connesse tra loro in un numero finito di punti detti nodi, FIG. 3. 1

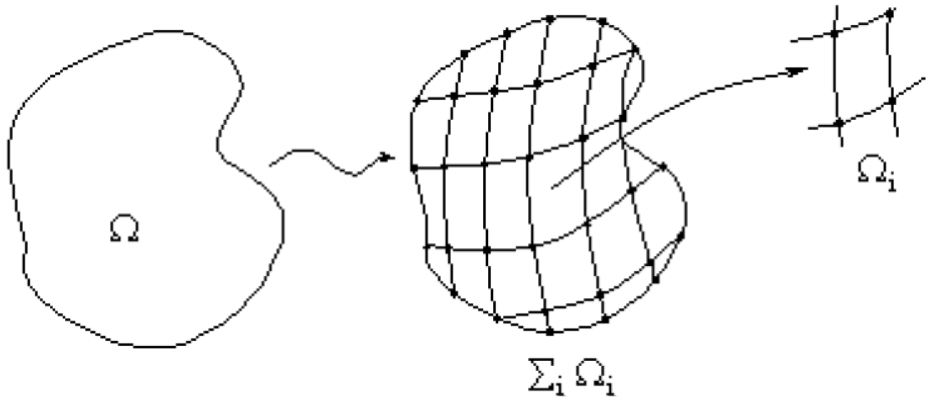


FIG. 3. 1 – Suddivisione del dominio di integrazione Ω in sottodomini Ωi.

Gli spostamenti dei punti interni agli elementi sono espressi in funzione degli spostamenti nodali tramite opportune funzioni di spostamento. (Brauer, 1988).
Il problema elastico del continuo considerato, la cui esatta formulazione conduce a sistemi di equazioni differenziali alle derivate parziali definiti da opportune condizioni al contorno, viene così discretizzato e ricondotto in via approssimata alla soluzione di un sistema di equazioni lineari (Cesari, 2002).

La vasta diffusione del Metodo degli Elementi Finiti, testimoniata dall'ampia disponibilità di nuovi e sempre più evoluti software di calcolo in commercio, è in gran parte

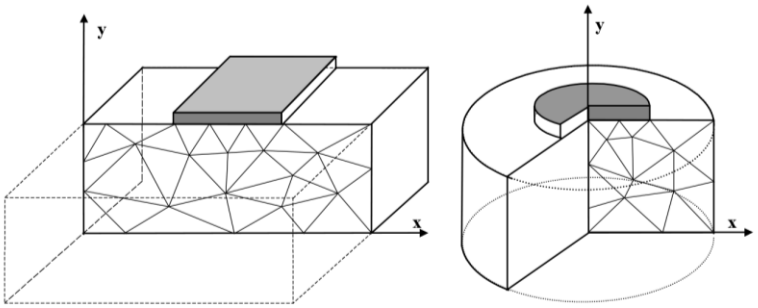
legata alla sua flessibilità tale da poter trattare la disomogeneità dei materiali e la loro anisotropia, la deformabilità non lineare (soprattutto plasticità), condizioni al contorno complesse, stato tensionale in situ e gravità e soprattutto l'aspetto dinamico dei problemi

La precisione ottenuta dipende principalmente dalla dimensione dell'intervallo di suddivisione utilizzato per la mesh: la riduzione che si ottiene sull'errore compiuto è proporzionale alla distanza reciproca tra i nodi della griglia, in quanto più ravvicinati sono i nodi migliore è la significatività dei risultati. Per questo motivo, per geometrie complesse si ricorre generalmente a mesh raffittite con passo non costante, che aumenta nelle zone di maggiore interesse (Cesari, 2002).

3.2.2 Descrizione del codice di calcolo utilizzato e delle procedure di analisi

3.2.2.1 Generalità

La determinazione dello stato tenso-deformativo dei casi studio in esame è stata effettuata tramite l'utilizzo di un codice di calcolo bidimensionale frequentemente utilizzato per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito o di molteplici applicazioni dell'ingegneria geotecnica. Il codice utilizzato consente di modellare situazioni reali riconducibili sia a condizione di deformazione piana sia a condizioni di assialsimmetria. Un modello in stato piano di deformazione può essere adoperato nel caso in cui la geometria sia riconducibile ad una sezione trasversale (nel piano x, y) che si ripete, unitamente ad i carichi su di essa applicati, in modo (più o meno) uniforme nella direzione ad essa normale (direzione z) per una lunghezza significativa. Spostamenti e deformazioni nella direzione z sono assunti nulli. Tuttavia si tiene conto nel calcolo delle tensioni normali in direzione z. Un modello assialsimmetrico invece può essere adoperato nel caso di strutture circolari con sezione radiale più o meno uniforme e carichi simmetrici rispetto l'asse centrale, FIG. 3. 2.



(a) (b)

FIG. 3. 2 – Esempio di un problema in stato di deformazione: (a) piana; (b) assialsimmetrica

Il programma fa uso di una semplice interfaccia grafica che consente all'utente di costruire rapidamente un modello geometrico e di generare un reticolo di elementi finiti, più o meno fitto a seconda del grado di precisione che si vuole ottenere, a partire da una sezione trasversale verticale rappresentativa della situazione considerata. (Brinkgreve et al, 2003)

3.2.2.2 Elementi del dominio

L'elemento in cui viene diviso il dominio, al fine di modellare gli strati di terreno e gli altri clusters di volume, è di tipo triangolare 6 o a 15 nodi, FIG. 3. 3,

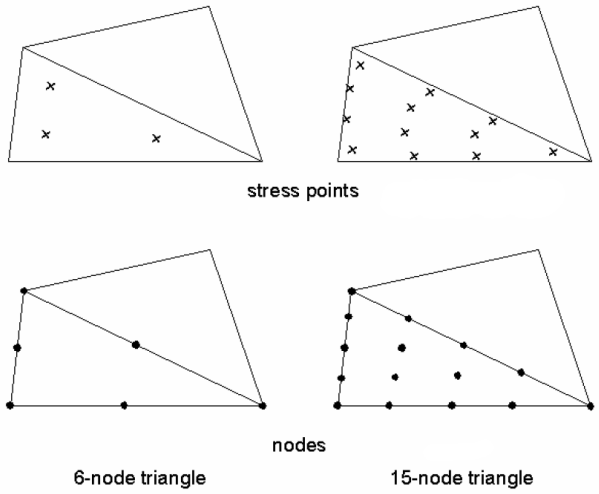


FIG. 3. 3 – Posizione dei nodi e dei punti di integrazione in elementi di terreno

Il triangolo a 15 nodi fornisce un'interpolazione del quarto ordine per gli spostamenti e l'integrazione numerica adopera dodici punti di Gauss (stress points). Il triangolo a 6 nodi fornisce un'interpolazione del secondo ordine e l'integrazione numerica adopera tre punti di Gauss. Il triangolo a 15 nodi è un elemento molto accurato che ha fornito ottimi risultati in termini di tensioni quando impiegato in problemi difficili, come ad esempio la determinazione delle condizioni di collasso in terreni incompressibili (Nagtegaal et al.,1974; Sloan, 1981; Sloan e Randolph, 1982). L'uso degli elementi triangolari a 15 nodi comporta sia l'impiego di una quantità di memoria sia tempi di calcolo relativamente elevati. Per tale ragione è anche disponibile il triangolo a 6 nodi che è un elemento sufficientemente accurato che fornisce buoni risultati in una normale analisi di deformazione, purché si adotti un numero sufficiente di elementi. Tuttavia in situazioni in cui possano presentarsi condizioni di collasso, come nel calcolo di un carico limite o in un'analisi di stabilità per mezzo della tecnica della riduzione dei parametri di resistenza è preferibile l'impiego di elementi a 15 nodi. Un elemento a 15 nodi può essere considerato come la composizione

di quattro elementi a 6 nodi, poiché il numero totale di nodi e punti d'integrazione è uguale; ciò nonostante, un elemento a 15 nodi è più potente di quattro elementi a 6 nodi. A questi elementi definiti elementi di volume, vengono assegnati dei modelli costitutivi atti a simulare il comportamento del terreno. (Brinkgreve et al, 2003)

3.2.2.3 Componenti della geometria

Un modello geometrico viene definito attraverso un insieme di punti, linee e clusters. Oltre a questi componenti di base è possibile assegnare al modello oggetti atti a simulare rivestimenti di galleria, setti, piastre, ancoraggi, interazioni terreno-struttura ecc., o sollecitazioni, sia statiche che dinamiche.

3.2.2.4 Input del programma

L'input del programma consente di definire il modello geometrico attraverso la combinazione degli elementi pocanzi elencati. In fase di input vanno definite le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali e i parametri che definiscono i relativi materiali per riprodurre, quanto più fedelmente possibile, il modello reale da analizzare. Occorre prestare particolare attenzione alla scelta del modello costitutivo del terreno, il tipo di comportamento del terreno (drenato o non drenato), le proprietà come il peso dell'unità di volume e la permeabilità, i parametri di rigidezza e resistenza e i parametri che mettono in relazione le proprietà dell'interfaccia con quelle del terreno.

In fase di input oltre ai componenti geometrici del modello è possibile introdurre carichi distribuiti, carichi lineari o carichi concentrati e spostamenti imposti applicati ai contorni del modello così come al suo interno.

Come per la maggior parte dei codici di calcolo agli elementi finiti, l'analisi può essere condotta su vari livelli di approssimazione scegliendo tra diversi modelli di comportamento del terreno, differenti modalità di carico e condizioni al contorno.

Quando il modello geometrico è completamente definito e le proprietà dei materiali sono state assegnate, è necessario discretizzare il modello e quindi dividerlo in elementi finiti (discretizzazione) al fine di poter eseguire il calcolo. L'insieme degli elementi finiti in cui il dominio viene suddiviso, viene chiamato mesh. Il programma genera automaticamente la mesh agli elementi finiti, basandosi su una robusta procedura di triangolazione, che dà luogo a mesh "non strutturate" che possono apparire disordinate ma la loro prestazione numerica è di solito migliore rispetto alle mesh regolari ("strutturate").

Discretizzato il modello geometrico è necessario definire uno stato tensionale iniziale a partire dal quale verrà effettuata l'analisi numerica. Le pressioni neutre vengono generate o sulla base di livelli di falda o attraverso l'analisi del moto di filtrazione. Le tensioni

iniziali invece possono essere generate utilizzando la procedura K_0 (K_0 - procedure) oppure utilizzando la procedura di generazione delle tensioni iniziali per incremento della gravità (gravity loading), disattivando rilevati o strutture, ed oggetti inizialmente non attivi (come carichi, piastre, geotessili, ancoraggi, interfacce o cluster di terreno al di sopra del piano di campagna iniziale). **(Amorosi et al. 2008)**

Una volta generato il modello, effettuata la discretizzazione e definite le condizioni iniziali, è possibile stabilire le fasi e la relativa tipologia di calcolo che definiscono l'analisi.

3.2.2.5 Tipi di calcolo consentiti dal programma

Il codice di calcolo consente di svolgere diversi tipi di calcolo agli elementi finiti Il programma consente di effettuare calcoli di tipo Plastico (Plastic), analisi di consolidazione (Consolidation), analisi di stabilità con il metodo della riduzione dei parametri di resistenza (Phi-c reduction) e analisi di tipo Dinamico (Dynamic analysis).

Cosi come nella pratica ingegneristica, un progetto è suddiviso in fasi esecutive, analogamente, il processo di calcolo è anch'esso suddiviso in fasi di calcolo. Esempi di fasi di calcolo sono l'attivazione di un particolare carico, la simulazione di uno stadio della costruzione, processi di scavo, l'introduzione di un periodo di consolidazione ecc. Ogni fase di calcolo è generalmente suddivisa in un numero di steps (passi) di calcolo; ciò è necessario in quanto il comportamento non lineare del terreno richiede che le sollecitazioni vengano applicate per incrementi successivi (chiamati steps di carico). (Brinkgreve et al, 2003)

Plastic calculation (Calcolo plastico)

Un calcolo di tipo plastico permette di eseguire un'analisi di deformazione elasto-plastica in cui non sia necessario prendere in considerazione la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo (Brinkgreve et al, 2003).

Consolidation analysis (Analisi di consolidazione)

L'analisi di consolidazione viene effettuata quando è necessario analizzare l'evoluzione o la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo in terreni saturi di tipo argilloso (Brinkgreve et al, 2003).

Phi-c reduction (Analisi di stabilità per riduzione dei parametri di resistenza)

Un'analisi di stabilità può essere eseguita riducendo i parametri di resistenza del terreno; tale processo deve essere selezionato se si desidera calcolare un fattore di sicurezza globale per il problema in studio. Un'analisi di stabilità può essere eseguita dopo

ogni singola fase di calcolo, e quindi per ogni fase di costruzione. La fase di Phi-c reduction non può essere utilizzata come condizione di partenza per un'altra fase di calcolo perché termina con una condizione di rottura (Brinkgreve et al, 2003).

Analisi dinamica

L'analisi dinamica viene utilizzata quando si vuole analizzare gli effetti delle vibrazioni nel terreno, che possono essere sia artificiali (battitura di pali, movimento di veicoli pesanti, passaggi di treni, ecc.) che naturali (come nel caso dei terremoti), che comportano una variazione temporanea delle sollecitazioni che si annulla al termine del terremoto, ma determinano una modifica permanente nello stato tenso-deformativo dell'opera. Un terremoto è modellato imponendo uno spostamento prescritto alla base del modello geometrico**.** (Brinkgreve et al, 2003)

3.3 DESCRIZIONE DEL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

3.3.1 Geometria

Per l'analisi numerica è stata simulata una sezione trasversale (ortogonale al paramento verticale) dei muri in esame. Nonostante la natura tridimensionale del problema, si è deciso di utilizzare un codice di calcolo bidimensionale per la complessità della geometria.

Due ipotesi di base hanno consentito di semplificare la geometria del modello:

1) Il mutuo incastro tra i pannelli, determinato dal posizionamento a scacchiera non consente ai pannelli di effettuare mutue rotazioni;
2) L'eventuale rottura di un rinforzo può avvenire per effetto del meccanismo di sfilamento o superamento della resistenza massima a trazione e non per rottura dell'elemento di aggancio al pannello;

Al fine della modellazione numerica è stata necessaria un'analisi preliminare per valutare le fasi costruttive dell'opera per poter modellare i volumi di terreno coinvolti in ogni fase.

Il modello, implementato in condizioni di deformazione piana, con elementi a 15 nodi, è largo 200 metri, ha una profondità di circa 30 metri misurati dalla base del muro e presenta il livello di falda a circa 5,20 al di sotto della base del muro. La FIG. 3. 4 e la FIG. 3. 5 mostrano le principali caratteristiche geometriche del modello.

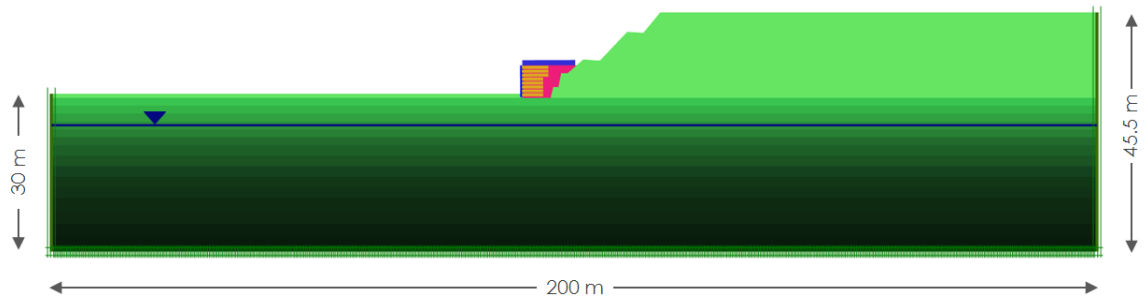


FIG. 3. 4 – Modello geometrico.

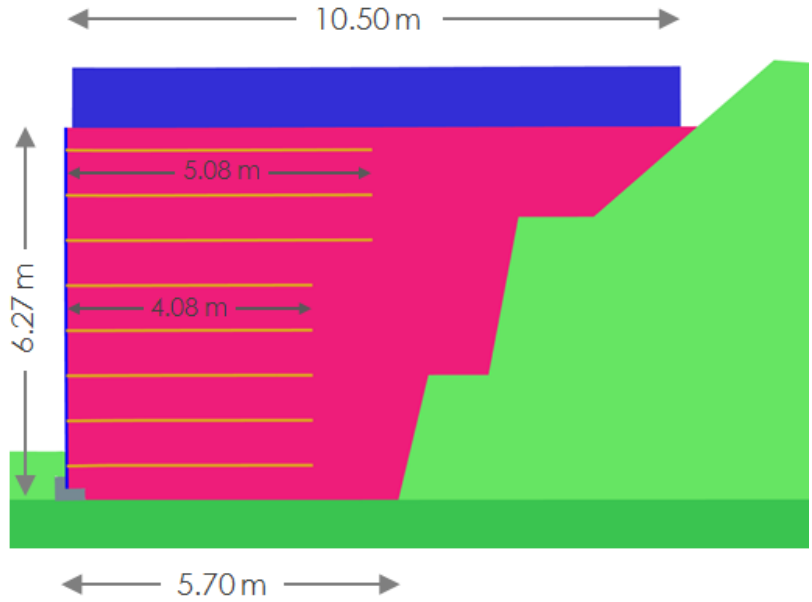


FIG. 3. 5 – Particolare del modello geometrico.

Sebbene non mostrati nelle figure sopracitate, sono stati modellati anche i volumi di terreno presenti in situ prima della costruzione del muro per simulare le fasi di scavo.

La distanza del muro dai contorni, sia verticali che orizzontali, è stata definita in previsione di un'analisi dinamica per cui i contorni sono stati allontanati dalla zona di maggiore interesse nella modellazione sia lateralmente che in profondità ed è stata inoltre effettuata una suddivisioni in strati del terreno al di sotto del muro con strati che presentano velocità delle onde di taglio crescenti, di cui parleremo in dettaglio nell'analisi sismica.

3.3.2 Condizioni al contorno

Per l'analisi statica del muro, sono stati assegnati dei vincoli tali da obbligare i contorni verticali a spostamenti nulli in direzione x, e la linea orizzontale, che delimita il contorno inferiore, a spostamenti impediti sia in direzione x che in direzione y.

3.3.3 Proprietà degli elementi strutturali

3.3.3.1 Pannelli di facciata

I pannelli sono stati simulati attraverso i "plate" aventi significativa rigidezza flessionale e normale con comportamento elastico. Con gli elementi di terreno a 15 nodi, le piastre sono discretizzate con elementi a 5 nodi, FIG. 3. 6:

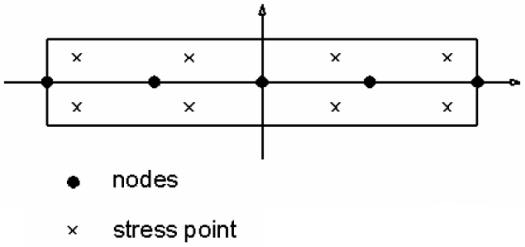


FIG. 3. 6 – Posizione dei nodi e dei punti di integrazione in elementi piastra a 5 nodi.

Le proprietà meccaniche delle piastre sono definite attraverso la rigidezza flessionale EI e la rigidezza assiale EA:

$$EI = E \cdot \frac{h^3 \cdot b}{12} \tag{3.1}$$

$$EA = E \cdot h \cdot b \tag{3.2}$$

dove:

b è la profondità unitaria;

h è lo spessore della piastra.

Entrambe le quantità sono illustrate nella FIG. 3. 7.

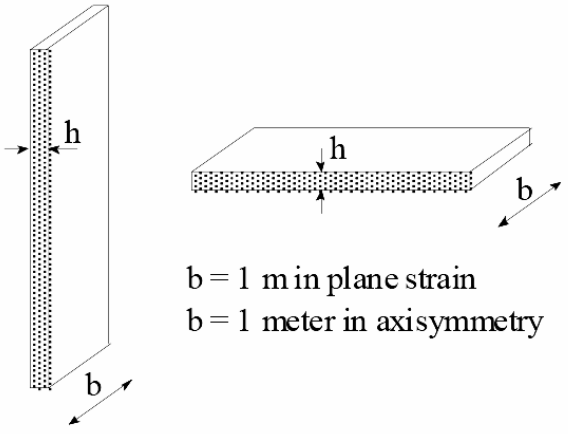


FIG. 3. 7 – Geometria degli elementi piastra.

Da questi due parametri viene calcolato uno spessore equivalente di piastra d_{eq} con l'equazione:

$$d_{eq} = \sqrt{12\frac{EI}{EA}} \tag{3.3}$$

In TAB. 3. 1 sono riportate le caratteristiche degli elementi piastra.

TAB. 3. 1 – Proprietà degli elementi piastra

Piastra (MacRes)	
Modello del materiale	Elastico
Spessore piastra h	0.145 m
Modulo di Young E	29961000 kN/m^2
Peso specifico γ_{CLS}	24 kN/m^3
$EA = E \cdot h \cdot b$	4344345 kN/m
$EI = \frac{E \cdot h^3 \cdot b}{12}$	7611.65 kNm^2/m

3.3.3.2 Elementi di rinforzo

I rinforzi sono stati modellati attraverso le "geogrid", strutture sottili con una rigidezza assiale EA ma senza alcuna rigidezza flessionale.

$$EA = \frac{F}{\Delta L / L} = \frac{F}{\varepsilon} \tag{3.4}$$

Le geogriglie possono quindi sopportare forze di trazione ma nessuna forza di compressione.

Quando si adottano elementi di terreno a 15 nodi, le geogriglie vengono discretizzate con elementi definiti da 5 nodi, FIG. 3. 8:

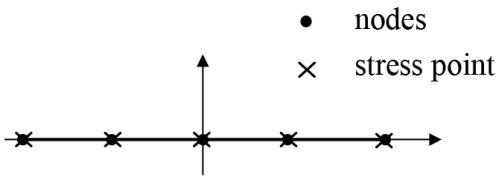


FIG. 3. 8 – Posizione dei nodi e dei punti di integrazione in elementi geogriglia a 5 nodi.

Prima di elencare le caratteristiche assegnate all'elemento di rinforzo facciamo una premessa riguardante la determinazione della rigidezza assiale.

I rinforzi a nastro i non si presentano come un continuo nella direzione z ma sono disposti come mostrato in FIG. 3. 9.

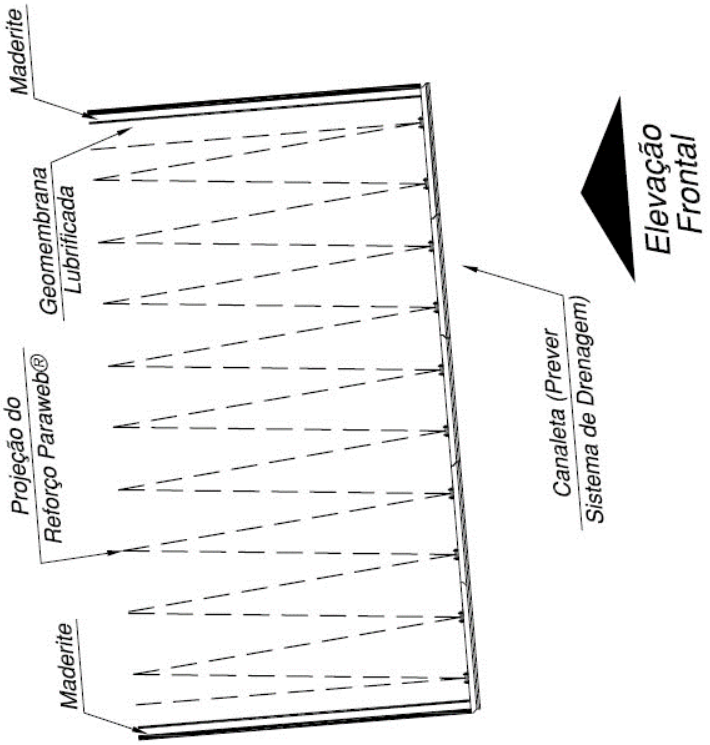


FIG. 3. 9 – Disposizione dei rinforzi.

Al fine di modellare il rinforzo tramite elementi "geogrid" dunque è stato considerato uno strato continuo meccanicamente equivalente dalla rigidezza assiale, per metro lineare, pari a:

$$EA_{eq} = \frac{2\,EA\cos\alpha}{i} \tag{3.5}$$

dove:

EA è la igidezza assiale del rinforzo;

α è l'angolo di inclinazione del geostrip pari a 5°;

i e la larghezza del pannello su cui incidono 2 rinforzi pari a 0,75 m.

Le schede tecniche dei rinforzi riportano il valore della forza a rottura $F = 46.30 \pm 1.1\,kN$ e il valore dell'elongazione a rottura è pari a $\varepsilon = 12\%$. Nelle condizioni più svantaggiose il valore della rigidezza assiale è pari a

$$EA = \frac{F}{\varepsilon} = \frac{45{,}20\ kN}{0{,}12} = 376{,}67\ kN$$

Per cui il valore della rigidezza assiale equivalente $EA_{eq} = 1000\ kN/m$.

Il comportamento delle geogriglie è stato assunto di tipo elastico. La TAB. 3. 2 riporta le proprietà altre con cui sono stati modellati i rinforzi.

TAB. 3. 2 – Proprietà degli elementi di rinforzo.

Geogrid (ParaWeb_MD45)	
Modello del materiale	Elastico
Resistenza ultima a trazione	46.3-1.1 kN
Elongazione a trazione	12±1 %
Larghezza del nastro	48 mm
Sperssore del nastro	3.3 mm
Modulo di Young E	2400 Mpa
Coefficiente di initerazione in condizioni di sfilamento f_0	0.7

3.3.3.3 Cluster di volume

Per simulare il comportamento del terreno si è utilizzato il noto Modello di Mohr-Coulomb ovvero un modello di comportamento elastico perfettamente plastico la cui plasticità è associata a deformazioni irreversibili.

La condizione di rottura alla Mohr-Coulomb formulata in termini di tensioni principali, consiste di sei funzioni di snervamento (Smith e Griffith, 1982):

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\varphi - c\cos\varphi \le 0 \quad (3.6)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\varphi - c\cos\varphi \le 0 \quad (3.7)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\varphi - c\cos\varphi \le 0 \quad (3.8)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\varphi - c\cos\varphi \le 0 \quad (3.9)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\varphi - c\cos\varphi \le 0 \quad (3.10)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\varphi - c\cos\varphi \le 0 \quad (3.11)$$

I due parametri del modello plastico che appaiono nelle funzioni di snervamento sono l'angolo d'attrito φ e la coesione c, FIG. 3. 10.

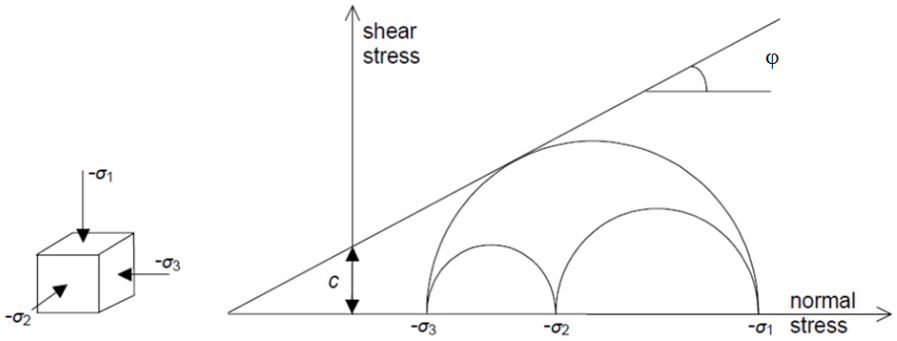


FIG. 3. 10 – Cerchi di Mohr configurazione al limite plastico.

Tutte queste funzioni di snervamento assieme formano un cono esagonale nello spazio delle tensioni principali, FIG. 3. 11.

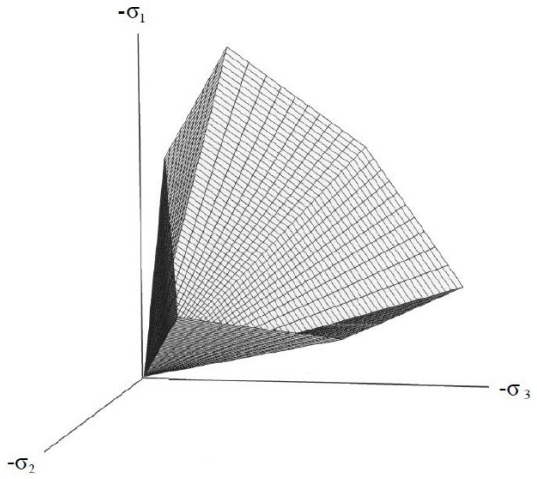


FIG. 3. 11 – Superficie di rottura alla Mohr-Coulomb nello spazio delle tensioni principali (c=0).

Se un punto, che rappresenta uno stato tensionale, ricade all'interno di tale regione, si avrà comportamento elastico, se è posizionato sulla frontiera si avrà comportamento plastico.

Alle funzioni di snervamento per il modello Mohr-Coulomb vi sono affiancate sei funzioni di potenziale plastico:

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi \tag{3.12}$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\psi \tag{3.13}$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi \tag{3.14}$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi \tag{3.15}$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi \tag{3.16}$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\psi \tag{3.17}$$

Per c>0, il modello Mohr-Coulomb permette trazioni nel terreno, oltre che compressioni, anche se il terreno non riesce a sostenere trazioni se non piccole.

I parametri fondamentali richiesti nel modello Mohr-Coulomb sono: il modulo di Young E, il coefficiente di Poisson ν, la coesione c, l'angolo di attrito φ e l'angolo di dilatanza ψ.

Nella TAB. 3. 3 sono riportati le principali caratteristiche degli elementi di volume con cui sono stati schematizzati i terreni coinvolti nella modellazione.

TAB. 3. 3 – Proprietà dei cluster di volume dei terreni

	Reinforced soil (SAND)	Reinforced soil (SILTY SAND)	Retained soil
Modello del materiale	Mohr-coulomb	Mohr-coulomb	Mohr-coulomb
Tipo di materiale	Drenato	Drenato	Drenato
γ_{UNSAT}	17 kN/m^3	17 kN/m^3	18.5 kN/m^3
γ_{SAT}	20 kN/m^3	20 kN/m^3	20 kN/m^3
Modulo di Young E	50000 kN/m^2	60000 kN/m^2	60000 kN/m^2
Modulo di Poisson ν	0.3	0.3	0.3
Coesione c'	0 kN/m^2	0 kN/m^2	20 kN/m^2
Angolo di resistenza al taglio φ'	42°	32°	32°

Il valore di ψ è stato stimato attraverso la relazione empirica proposta da Bolton (1983)

Per tutte le tre tipologie di terreno è stato scelto un comportamento di tipo drenato per il quale non vengono generate sovrappressioni neutre per effetto del rapido drenaggio dovuto all'elevata permeabilità dei terreni. Alcuni dati sono stati ottenuti grazie alla caratterizzazione effettuata in laboratorio, altri sono stati ipotizzate sulla base dei valori presenti in letteratura.

Per il cluster di volume per la modellazione della base in calcestruzzo, su cui poggia il paramento verticale, è stato scelto un comportamento di tipo elastico i cui parametri sono riportati in TAB. 3. 4:

TAB. 3. 4 – Proprietà dei cluster di volume del calcestruzzo

Concrete	
Modello del materiale	Elastico
Tipo di materiale	Non drenato
γ_{UNSAT}	24 kN/m^3
Modulo di Young E	$3 \cdot 10^7$ kN/m^2
Modulo di Poisson ν	0.35

3.3.3.4 Interfaccia

Nel del codice di calcolo utilizzato l'interfaccia viene inserita per simulare l'interazione terreno-struttura. Gli elementi di interfaccia che vanno disposti tra l'elemento strutturale e il terreno e danno luogo ad un comportamento intermedio tra un contatto perfettamente liscio ed un contatto perfettamente scabro. La scabrezza dell'interazione è assegnata mediante un opportuno valore del fattore di riduzione della resistenza all'interfaccia, R_{Inter},

che mette in relazione la resistenza all'interfaccia (attrito ed adesione con il muro) con quella del terreno (angolo di resistenza a taglio e coesione).

Le interfacce sono costituite da specifici elementi connessi agli elementi terreno: quando si utilizzano elementi terreno a 15 nodi, i corrispondenti elementi interfaccia sono definiti da 5 coppie di nodi, FIG. 3. 12.

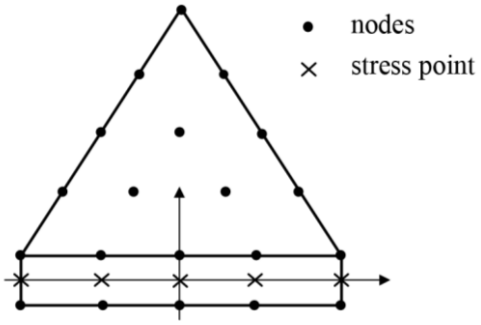


FIG. 3. 12 – Distribuzione dei nodi e dei punti d'integrazione negli elementi interfaccia e loro connessioni con gli elementi di terreno (Brinkgreve, 2002)

Nella figura, gli elementi interfaccia sono mostrati con uno spessore finito, ma nella formulazione agli elementi finiti, le coordinate di ogni paio di nodi sono identiche e ciò significa che gli elementi hanno spessore nullo. (Brinkgreve, 2002)

Prima di effettuare la modellazione vera e propria dei muri in esame è stato effettuato un lavoro preliminare di modellazione su alcune prove di pullout, eseguite da Moraci et al. (2002), per comprendere più a fondo i meccanismi di interazione nell'ambito della modellazione. In particolare tale lavoro è stato finalizzato a comprendere come il coefficiente riduttivo R_{Inter} è relazionato ai i parametri del terreno e come meglio definire la geometria degli elementi di interfaccia al fine di ottenere risultati quanto più vicini al comportamento reale.

3.3.3.4.1 Modellazione delle prove sperimentali di pullout (Moraci et al., 2002)

Le prove di pullout sono state effettuate attraverso l'apparecchiatura di pullout di grandi dimensioni e sono state finalizzate ad indagare sul comportamento di geogriglie estruse mono-orientate in condizioni di sfilamento.

L'apparecchiatura di laboratorio è costituita da una scatola 1500x600x640 mm con un sistema di applicazione del carico verticale per la tensione di confinamento e una pinza che simula la forza orizzontale. (Moraci, Montanelli 2000, Ghionna et al. 2001).

Per la sperimentazione il cassone è stato riempito utilizzando due tipi di terreno, uno prevalentemente sabbioso, l'altro invece contenente una buona percentuale di limo, denominati rispettivamente "Soil A" e "Soil B"; la simulazione numerica è stata eseguita

solo per quelle prove di cui si dispongono le curve sperimentali, relativamente al terreno di tipo A che è un terreno di tipo sabbioso.

Le prove sono state eseguite su un tipo di geogriglia mono-orientata TENAX TT 090 SAMP, le cui caratteristiche sono riportate in TAB. 3. 5, variando la lunghezza del provino (LR_1=0.40, 0.90, 1.15 m) e la pressione di confinamento (σ'_v=10, 25, 50, 100 kN/m^2), ad una velocità di sfilamento costante pari a 1.0 mm/min in ogni prova.

TAB. 3. 5 – Caratteristiche della geogriglia.

Tenax TT 90 SAMP	Geogriglia estrusa mono-orientata		
Resistenza a trazione al 2% di deformazione	$T_{2\%}$	18.93	kN/m
Resistenza a trazione al 5% di deformazione	$T_{5\%}$	35.97	kN/m
Resistenza a trazione massima	T_F	66.73	kN/m
Modulo secante al 2% di deformazione	$J_{2\%}$	946.5	kN/m
Modulo secante al 5% di deformazione	$J_{5\%}$	719.4	kN/m
Lunghezza Rinforzo	L_R	1.15	m

Il terreno di tipo A è una sabbia che ha un coefficiente si uniformità $U=D_{60}/D_{10}$ =1.5, una misura media dei grani D_{50}=0.22 mm, peso unitario di volume secco minimo γ_{dmax}=16.24 kN/m^3 ad un contenuto d'acqua ottimale di pari al 13.5%, valori dell'angolo d'attrito di picco compresi tra 48° and 42°, che rappresentano rispettivamente il valore ottenuto ad una pressione di confinamento pari a σ'_v=10kPa e quello ottenuto ad una pressione di confinamento paria a σ'_v=100kPa. L'angolo di resistenza a taglio a volume costante φ'_{CV} è pari a 34°. La curva granulometrica del terreno A è riportata in FIG. 3. 13.

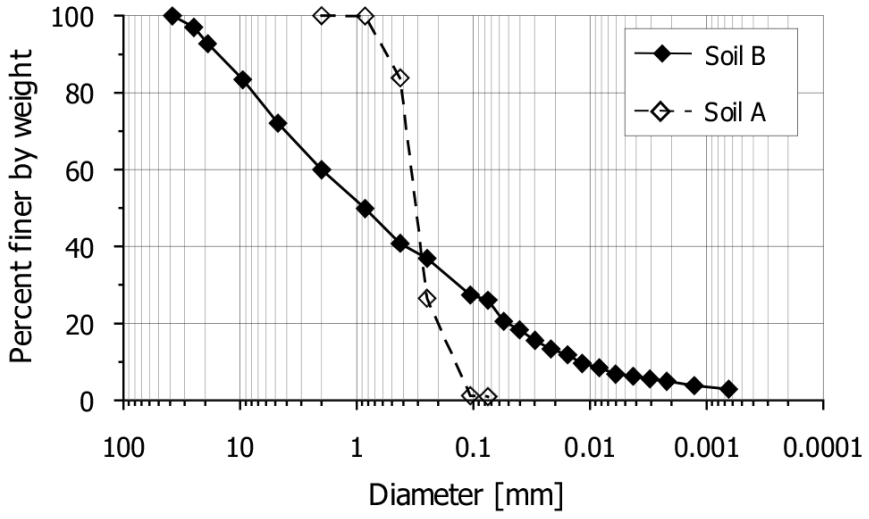


FIG. 3. 13 – Distribuzione granulometrica dei terreni utilizzati (Moraci et al., 2002).

Man mano che la prova viene effettuata viene registrato l'andamento dello sforzo di trazione della pinza al variare dello spostamento. Tutti i test sono stati eseguiti fino alla rottura della geogriglia o fino ad uno spostamento orizzontale 100 mm, in modo tale da restare confinata nel terreno per l'intera lunghezza. Nella tabella a seguire sono riportati valori massimi della forza di pullout registrata in ognuna delle prove.

TAB. 3. 6 – Resistenza allo sfilamento Pr (kN/m) misurata nei test (Moraci et al., 2002).

Specimen Length (m)	Soil	Normal stress σ'_v			
		10 kPa	25 kPa	50 kPa	100 KPa
0.40	A	4.81	10.82	15.89	27.69
0.90	A	9.59	24.07	37.87	55.98
1.15	A	14.00	32.47	50.19	62.26 *
0.40	B	7.82	14.10	19.34	30.00
0.90	B	18.83	35.39	49.59	61.65
1.15	B	20.85	41.14	57.09	68.67 *

* Specimen failure

Nella pubblicazione vengono riportati solo le curve che mostrano l'andamento della forza allo sfilamento ottenute per il provino di lunghezza L_R= 0.40 m e il provino di lunghezza L_R=1.15 m alle differenti pressioni di confinamento mostrate rispettivamente in FIG. 3. 14 e FIG. 3. 15.

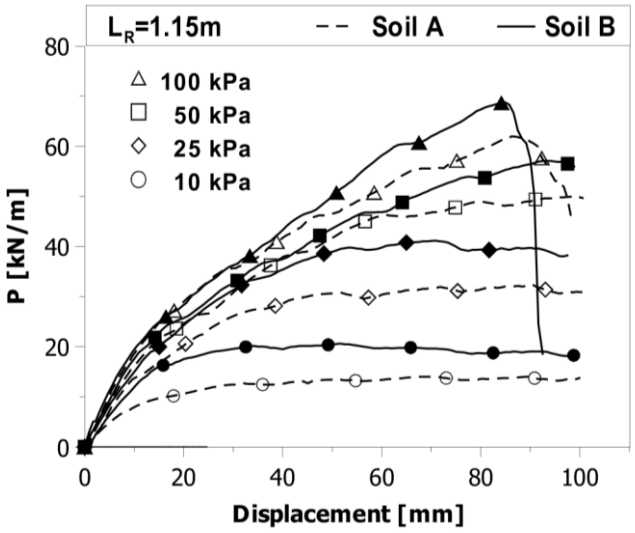


FIG. 3. 14 – Curva di sfilamento per provino lungo L_R =0.40 m (Moraci et al., 2002).

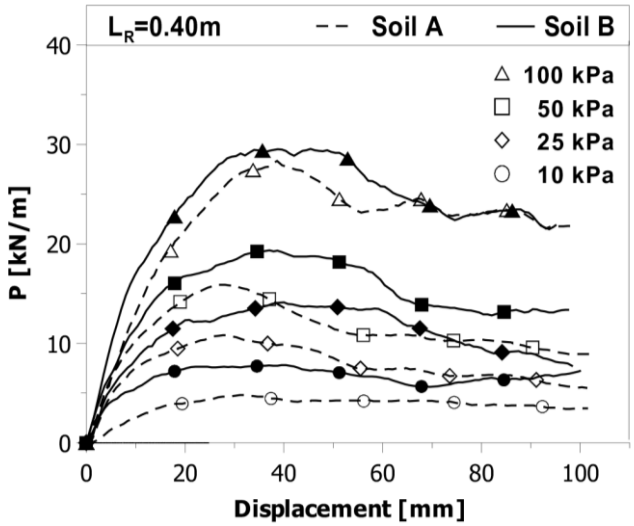


FIG. 3. 15 – Curva di sfilamento per provino corto L_R=1.15 m (Moraci et al., 2002).

Il comportamento all'interfaccia è fortemente influenzato sia dalla lunghezza del provino che dalla tipologia di terreno utilizzato: i provini lunghi mostrano un comportamento incrudente con un progressivo incremento della resistenza allo sfilamento. I provini corti invece mostrano un comportamento rammollente con un progressivo decremento della resistenza allo sfilamento dopo il picco.

I fattori che concorrono a determinare la resistenza allo sfilamento sono molteplici, tuttavia le prove di pullout consentono di correlare la resistenza di interfaccia ad un unico parametro che è il coefficiente di interazione a pullout (1.21) che ricordiamo avere la seguente espressione:

$$\mu_{S/GSY} = f_{po} \tan\phi' = \frac{P_R}{2L_R\sigma'_V}$$

La FIG. 3. 16 mostra i risultati delle prove di pullout in termini di coefficiente d'attrito apparente tra il terreno e il geosintetico $\mu_{S/GSY}$.

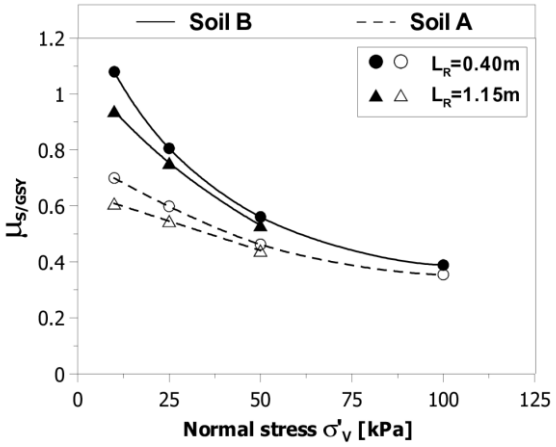


FIG. 3. 16 – Valori del coefficiente di attrito apparente ottenuto attraverso le prove di pullout (Moraci et al., 2002).

Si ha un decremento dei valori del coefficiente di interazione mobilitato all'interfaccia all'aumentare della pressione di confinamento per effetto della dilatanza che tende a diminuire all'aumentare della pressione applicata. Si può notare inoltre come ad un provino di lunghezza maggiore è associato un valore minore di questo coefficiente e questo fenomeno è legato all'estensibilità del rinforzo che ha una forte influenza sulla distribuzione degli sforzi di taglio lungo l'interfaccia.

In totale sono state simulate 8 prove di sfilamento. Il modello per simulare la prova di pullout è largo 1,7 m alto 0,68 m, che altro non sono che le dimensioni della apparecchiatura di prova, ed è stato realizzato con elementi triangolari a 15 nodi, FIG. 3. 17 (la figura fa riferimento alla simulazione del test eseguito su geogriglia di lunghezza L_R = 115 cm alla pressione di confinamento di 100 kN/m^2). Nella parte superiore è stato posizionato il carico verticale che simula la tensione verticale efficace di confinamento applicata al provino. Alla geogriglia, attorno alla quale sono stati inseriti gli elementi di interfaccia per simulare l'interazione terreno-struttura, è stato attribuito un comportamento di tipo elasto-plastico. All'estremità destra della geogriglia è stato imposto uno spostamento di 0,1 m, che simula lo spostamento imposto dalla pinza.

I vincoli sul modello sono tali da obbligare i contorni verticali a spostamenti nulli in direzione x, e la linea orizzontale alla base, che delimita il contorno inferiore, a spostamenti impediti sia in direzione x che in direzione y.

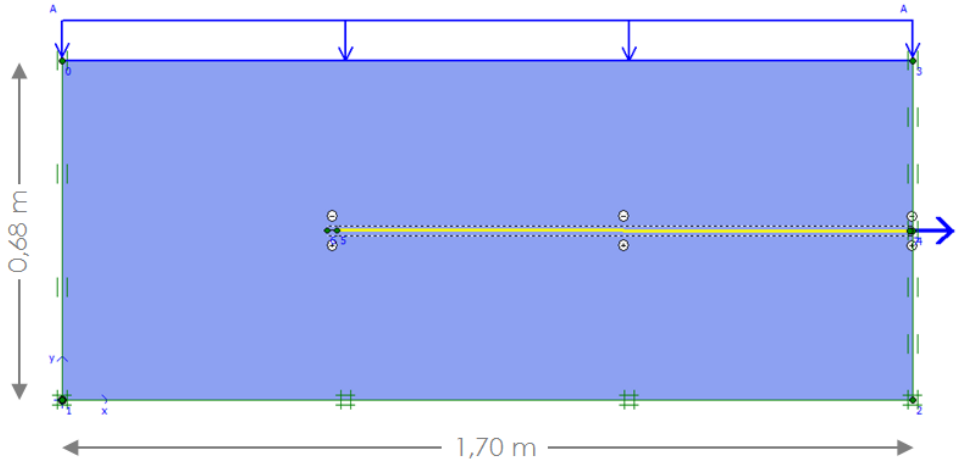


FIG. 3. 17 – Modello geometrico (L_R=115 cm).

Il modello di comportamento attribuito al terreno è di tipo Mohr-Coulomb. Le proprietà sono state assegnate facendo riferimento ai valori riportati da Moraci et al. (2002) Il peso del volume di terreno è stato posto pari a 16.95 kN/m^3 essendo:

$$\gamma_t = \gamma_{d95} \cdot (1 + w_{95}) \tag{3.18}$$

dove:

γ_{d95} è il peso per unità di volume del terreno secco pari al 95% del valore massimo determinato nella prova Proctor Standard;

w_{95} è il contenuto d'acqua del terreno determinato dalla curva di costipamento in corrispondenza del valore γ_{d95}.

Il valore dell'angolo d'attrito attribuito al terreno alle varie pressioni di confinamento è stato determinato per interpolazione, FIG. 3. 18.

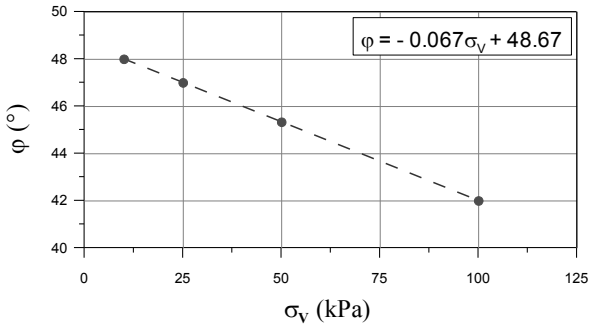


FIG. 3. 18 – Valori dell'angolo d'attrito al variare della pressione di confinamento.

L'interfaccia è stata inserita su entrambi i lati del geosintetico, come mostra la FIG. 3. 19, a contatto con il terreno.

FIG. 3. 19 – Particolare del modello geometrico.

Dallo studio effettuato si è potuto constatare come una corretta restituzione dei risultati dipenda proprio dalla modellazione dell'interfaccia. Notiamo che nella parte finale della geogriglia, l'interfaccia è stata prolungata oltre l'estremità sinistra del rinforzo, per consentire lo scorrimento dell'ultimo nodo, FIG. 3. 20.

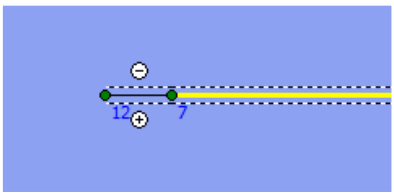


FIG. 3. 20 – Particolare del modello geometrico.

In particolare l'interfaccia funziona bene se viene prolungata l'interfaccia oltre la geogriglia nell'estremità libera del geosintetico, FIG. 3. 21; diversamente, FIG. 3. 22, al nodo si verifica un effetto di trascinamento dell'elemento terreno a cui è legato. Il valore della forza di trazione nell'estremità sinistra della geogriglia infatti deve essere nulla e ciò non accade se non viene introdotto questo espediente.

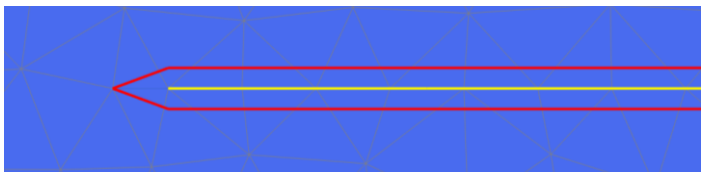


FIG. 3. 21 – Particolare della mesh in cui è stata prolungata l'interfaccia.

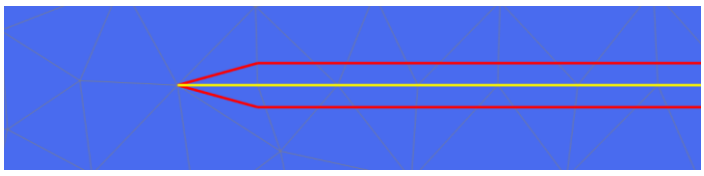


FIG. 3. 22 – Particolare della mesh in cui è non stata prolungata l'interfaccia.

Altri autori confermano l'importanza di una corretta modellazione nella parte terminale del rinforzo Yogarajah e Yeo (1994), FIG. 3. 23, Carrubba e Brusarosco (2002), FIG. 3. 24, e Seiera et al. (2010), FIG. 3. 25

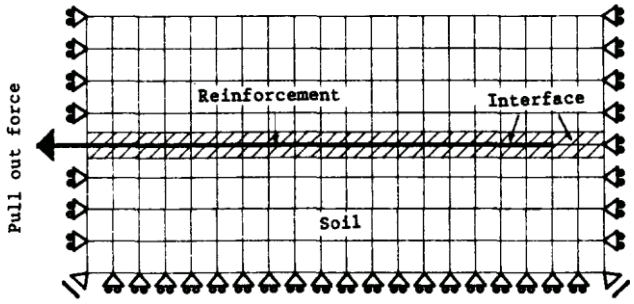
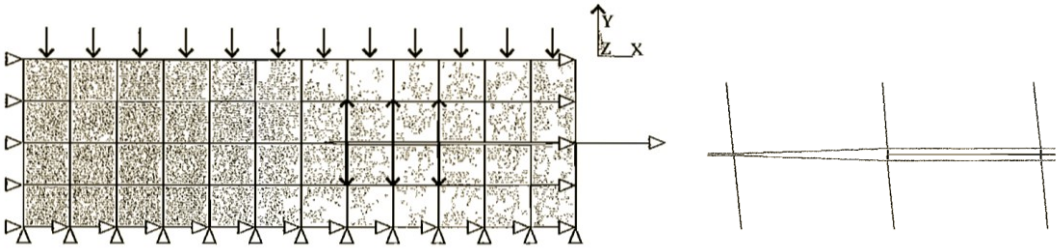


FIG. 3. 23 – Mesh del modello agli elementi finiti per simulazione di prove di pullout. (Yogarajah e Yeo, 1994).



(a) (b)

FIG. 3. 24 – Modellazione di prove di sfilamento: (a) mesh impiegate nella simulazione; (b) particolare della parte terminale (Carrubba, Brusarosco, 2002).

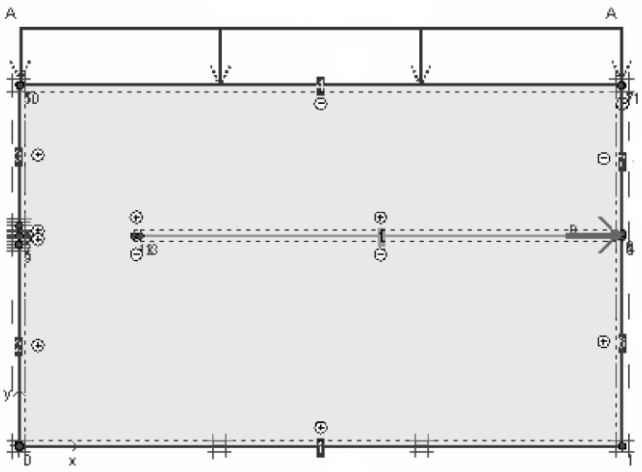


FIG. 3. 25 – Numerica model (Seiera 2010).

Definita l'interfaccia da un punto di vista geometrico è stato assegnato un valore di R_{inter} decrescente a partire dal valore 1 di default fino a che la curva numerica fosse sovrapposta alla curva sperimentale come mostrato in FIG. 3. 26:

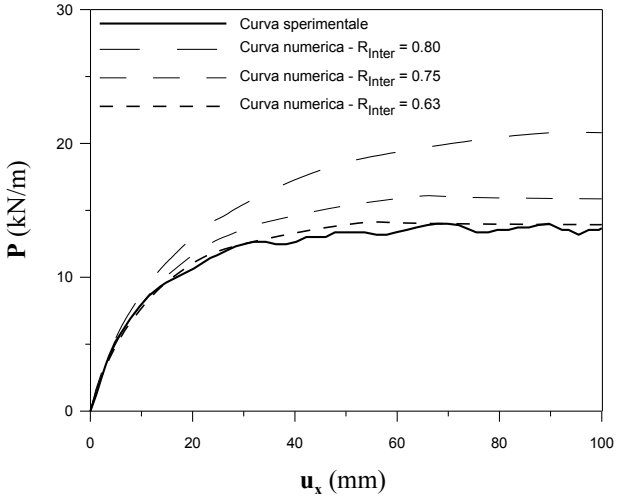


FIG. 3. 26 – Curve numeriche al variare del valore di R_{inter} (σ'_V=10kPa, L_R=115cm)

Nella letteratura questo valore viene definito dalla relazione:

$$R_{Inter} = \frac{\tan\varphi_i}{\tan\varphi} \tag{3.19}$$

dove:

$\tan\varphi_i$ è la tangente dell'angolo d'attrito all'interfaccia;

$\tan\varphi$ è la tangente dell'angolo di resistenza a taglio.

Uno studio effettuato da Skejic (2012) ha messo in evidenza come questo valore sia messo in relazione all'angolo di resistenza a taglio dalla relazione;

$$R_{Inter} = \frac{\varphi_i}{\varphi} \tag{3.20}$$

dove:

φ_i è l'angolo d'attrito all'interfaccia;

φ è l'angolo di resistenza a taglio.

Dal confronto dei risultati sperimentali con quelli numerici, in termini di $\mu_{S/GSY}$* è evidente come il valore di R_{Inter} vada a decurtare direttamente il valore dell'angolo d'attrito e non della tangente all'angolo d'attrito.

Il valore di $\mu_{S/GSY}$* a partire dal valore di R_{inter} viene determinato dalla relazione che lega la forza necessaria allo sfilamento di un rinforzo, P_R, con l'angolo d'attrito all'interfaccia, φ_i.

La forza di trazione P_R è paria a:

$$P_R = 2N\tan\varphi_i \tag{3.21}$$

dove:

$N = L_R\sigma'_V$ è la pressione normale sulla faccia del rinforzo;

Se esplicitiamo il valore di N, la (3.21) diventa

$$P_R = 2L_R\sigma'_V \tan\varphi_i \tag{3.22}$$

Sostituendo la (3.20) nella (3.22) otteniamo

$$P_R = 2L_R\sigma'_V \tan\left(R_{Inter}\cdot\varphi\right) \tag{3.23}$$

Mettendo in relazione la (1.24) con la (3.23) possiamo determinare il valore del coefficiente d'attrito apparente tra il terreno e il geosintetico determinato per via numerica $\mu_{S/GSY}$*.

$$\mu_{S/GSY}* = \tan\left(R_{Inter}\cdot\varphi\right) \tag{3.24}$$

I valori del coefficiente d'attrito apparente determinati tramite analisi numerica sono riportati nella TAB. 3. 7. Questi valori sono in buon accordo con i valori di $\mu_{S/GSY}$ sperimentali mostrati in TAB. 3. 8 determinati a partire dai valori di resistenza allo sfilamento tramite la relazione (1.24).

TAB. 3. 7 – Valori numerici del coefficiente d'attrito apparente

σ'_V [kPa]	φ [°]	L_R = 0.40 m		L_R = 1.15 m	
		R_{INTER}	$\mu_{S/GSY}$*	R_{INTER}	$\mu_{S/GSY}$*
10	48.0	0.63	0.58	0.63	0.58
25	47.0	0.62	0.56	0.59	0.53
50	45.3	0.49	0.41	0.49	0.41
100	42.0	0.46	0.35	0.35	0.26

TAB. 3. 8 – Valori sperimentali del coefficiente d'attrito apparente

σ'_V [kPa]	φ [°]	L_R = 0.40 m		L_R = 1.15 m	
		P_R [kN/m]	$\mu_{S/GSY}$	P_R [kN/m]	$\mu_{S/GSY}$
10	48.0	4.81	0.60	14.00	0.61
25	47.0	10.82	0.54	32.47	0.56
50	45.3	15.89	0.40	50.19	0.44
100	42.0	27.69	0.35	62.26	0.27

Non si raggiungono gli stessi risultati se invece della relazione (3.20) consideriamo la relazione (3.21) ma soprattutto da un'analisi a ritroso non si ritrovano a partire dal $\mu_{S/GSY}$* gli stessi valori numerici di resistenza allo sfilamento che l'hanno generato.

La FIG. 3. 27 e la FIG. 3. 28 mostrano il confronto grafico tra i risultati numerici e i risultati sperimentali del coefficiente d'attrito apparente rispettivamente nel caso di provini corti e lunghi.

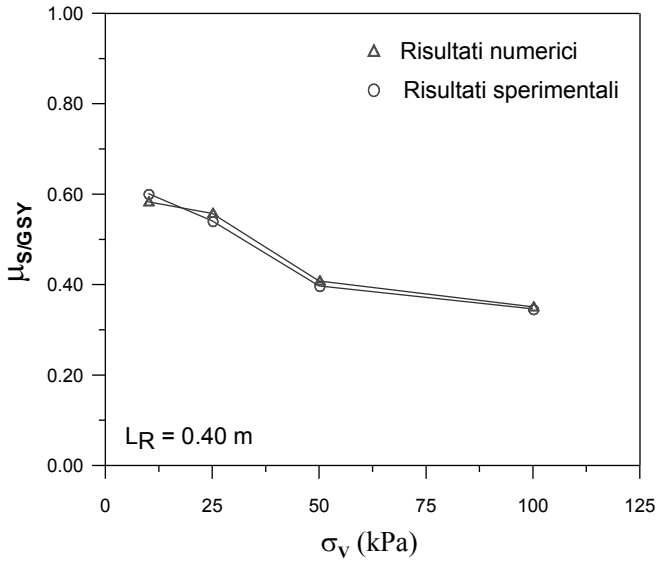


FIG. 3. 27 – Confronto tra i risultati sperimentali e i risultati numerici di $\mu_{S/GSY}$ per provini corti

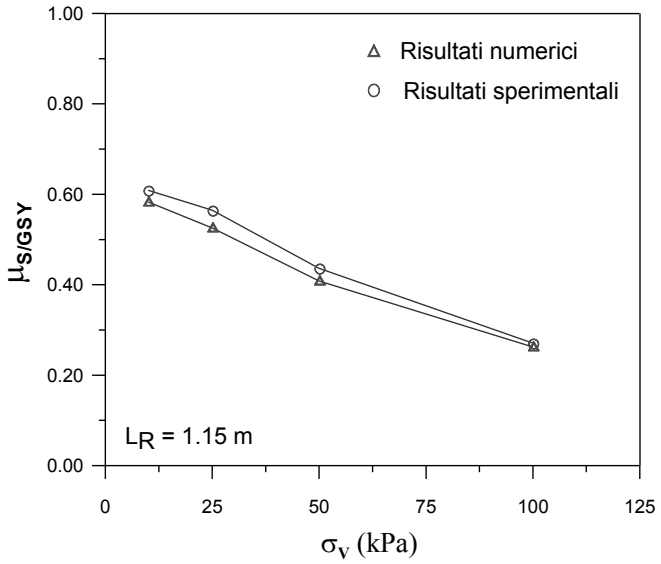


FIG. 3. 28 – Confronto tra i risultati sperimentali e i risultati numerici di $\mu_{S/GSY}$ per provini lunghi

Il confronto, in termini di forza di sfilamento, tra i dati sperimentali delle prove di pullout e i risultati delle analisi di modellazione numerica sono riportati in FIG. 3. 29 e FIG. 3. 30.

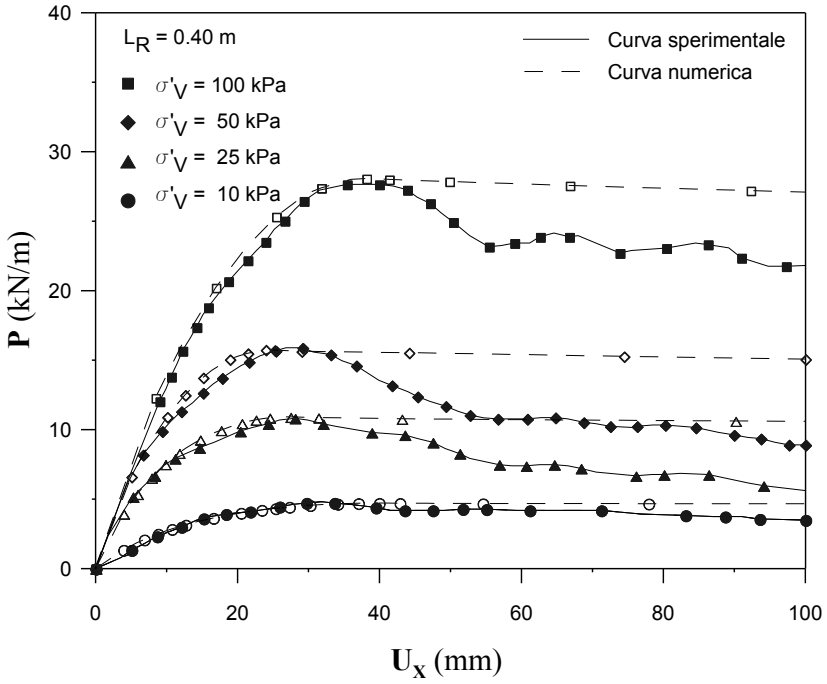


FIG. 3. 29 – Confronto tra le curve sperimentali e le curve numeriche di prove di pullout per provini corti

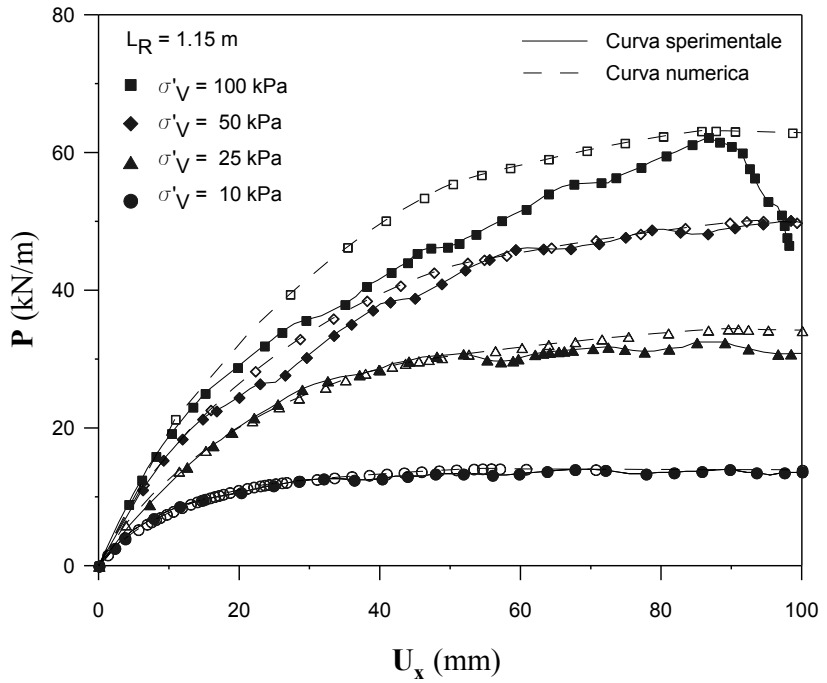


FIG. 3. 30 – Confronto tra le curve sperimentali e le curve numeriche di prove di pullout per provini lunghi

Si può notare come la modellazione numerica con il legame costitutivo alla Mohr-Coulomb utilizzato coglie bene il comportamento nel caso di provini lunghi, eccezion fatta

per la prova condotta a σ'_V = 100 kPa dove è avvenuta una rottura al di sotto della soglia di massima resistenza a trazione, probabilmente dovuta allo sfilamento della pinza dell'apparecchiatura di pullout. Non riesce a cogliere, invece, l'eventuale comportamento di softening che si ha nel caso di rinforzi corti. Questo problema può però essere bypassato considerando che in una struttura in terra rinforzata le lunghezze dei rinforzo sono di gran lunga superiori a quelle dei provini corti utilizzati nelle prove di sfilamento.

Sebbene, alla luce di quanto detto, la modellazione dell'interfaccia risulti intuitiva, in letteratura sono numerose sono le modellazioni riguardanti le terre rinforzate in cui non viene utilizzata l'interfaccia o in cui l'interfaccia viene modellata in maniera non del tutto corretta causando effetto di trazione all'estremità libera del rinforzo, FIG. 3. 31 In quest'ultimo caso l'errore che viene commesso è tuttavia trascurabile.

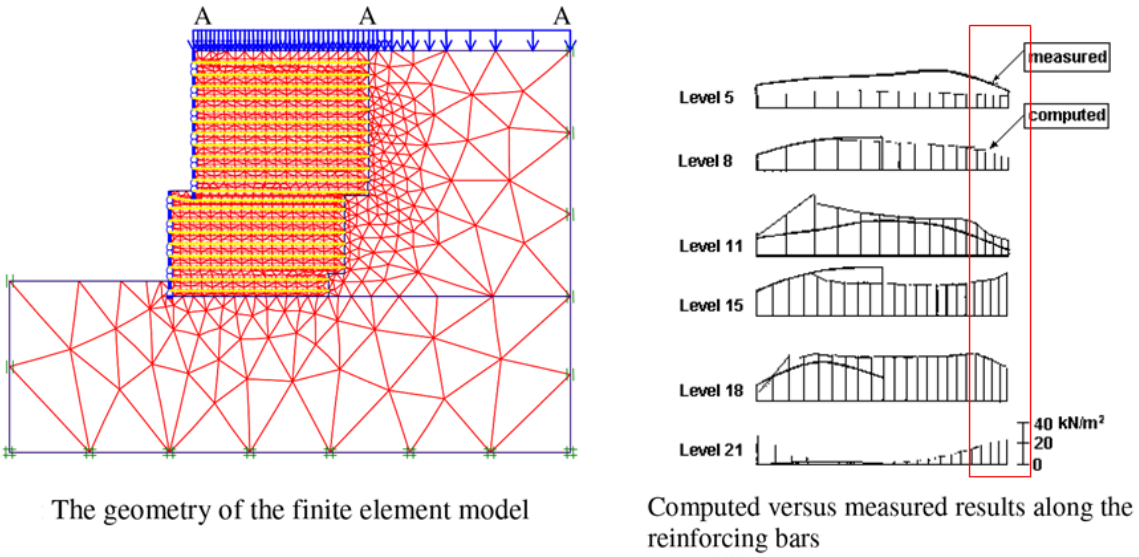


FIG. 3. 31 – Esempio di modellazione agli elementi finiti senza l'utilizzo dell'interfaccia(a) e risultati relativi (b), (Ali et al., 2008).

In generale uno studio sul meccanismo di sfilamento, quando possibile, dovrebbe sempre precedere una modellazione di terre rinforzate in quanto attraverso le prove di pullout si può stabilire il valore corretto del coefficiente di interazione al variare dell'altezza a cui sono posizionati i rinforzi. Studi recenti (Moraci et al. 2003, Moraci e Recalcati, 2006) hanno confermato come per una determinata interfaccia i parametri di interazione diminuiscono passando dalle basse alle alte tensioni.

Tuttavia quando non si hanno a disposizione le prove di sfilamento per i rinforzi utilizzati, come nel caso in esame e come avviene nella maggior parte dei casi nella patica progettuale, l'interazione viene modellata con un valore del coefficiente d'attrito

uniforme per tutta l'altezza del rilevato strutturale. Tale circostanza comporta un sovradimensionamento dell'opera.

3.3.3.4.2 Modellazione dell'interfaccia nel caso dei muri oggetto di analisi.

Alla luce di quanto finora detto la modellazione dell'interfaccia tra terreno e rinforzo le interfacce sono state posizionate lungo tutte le superfici in cui è stato necessario tenere conto di una interazione con il terreno. La FIG. 3. 32 mostra in dettaglio tutti gli elementi di interfaccia, che appaiono come linee tratteggiate, inseriti tra il terreno e gli elementi strutturali.

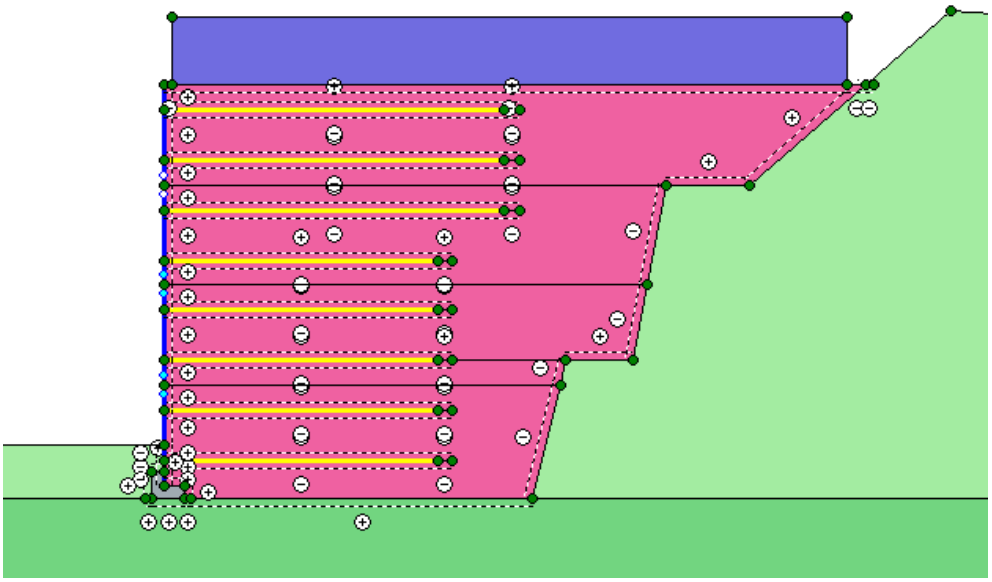


FIG. 3. 32 – Posizionamento interfacce.

(Le interfacce sono contrassegnate con un segno più (+) o con un segno meno (–) ma è solo per motivi identificativi: il segno non ha nessun significato fisico ne influenza sui risultati). Per quanto riguarda i rinforzi in particolare, le interfacce sono state posizionate su entrambi i lati per consentire la completa interazione con terreno circostante ed è stata prolungata oltre l'estremità libera del rinforzo per consentire l'eventuale meccanismo di sfilamento. Il motivo principale di effettuare un'analisi all'interfaccia è infatti proprio quello di modellare la possibilità di perdita di contatto tra l'elemento strutturale e il terreno.

Ogni interfaccia è caratterizzata dal valore di R_{inter} che definisce il meccanismo di interazione tenendo conto delle relazioni:

$$\varphi_i = \varphi \cdot R_{Inter} \tag{3.25}$$

$$c_i = c \cdot R_{Inter} \tag{3.26}$$

$$\psi_i = 0° \quad per \quad R_{Inter} < 1 \quad altrimenti \quad \psi_i = \psi \tag{3.27}$$

dove:

φ_i è l'angolo d'attrito all'interfaccia;

c_i è la coesione all'interfaccia.

Nel caso in esame, In mancanza di specifiche prove di pullout, al coefficiente di riduzione all'interfaccia tra terreno e rinforzi è stato assegnato un valore costante per tutta l'altezza del rilevato tale che

$$\tan\varphi_i = f_0 \tan\varphi \tag{3.28}$$

dove f_0 è definito tra le proprietà del rinforzo riportate in TAB. 3. 2.

Al contatto con la parete verticale e con tutti gli elementi in calcestruzzo, invece, è stato assegnato un valore tale che

$$\varphi_i = \frac{2}{3}\varphi \tag{3.29}$$

come da letteratura.

Fino a che la tensione

$$|\tau| < \sigma_n \cdot \tan\varphi_i + c_i \tag{3.30}$$

Quando

$$|\tau| < \sigma_n \cdot \tan\varphi_i + c_i \tag{3.31}$$

l'interfaccia si plasticizza.

3.3.3.5 Discretizzazione del modello

Definite le caratteristiche dei materiali, è stata effettuata una discretizzazione su un procedimento di triangolazione robusta, generando una mesh non strutturata dalle prestazioni numeriche migliori rispetto a quelle delle mesh strutturate (Brinkgreve, 2002).

La mesh dell'intero modello riportata in FIG. 3. 33 conta 7423 elementi.

Nella zona di maggiore interesse la mesh è stata ulteriormente raffittita per una maggiore precisione dei risultati finali, FIG. 3. 34.

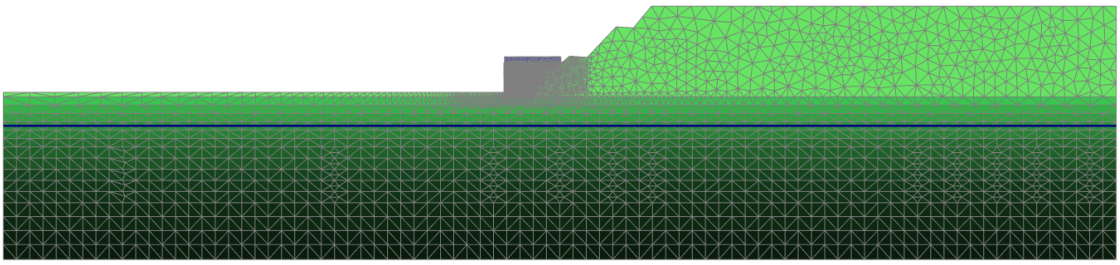


FIG. 3. 33 – Discretizzazione del modello.

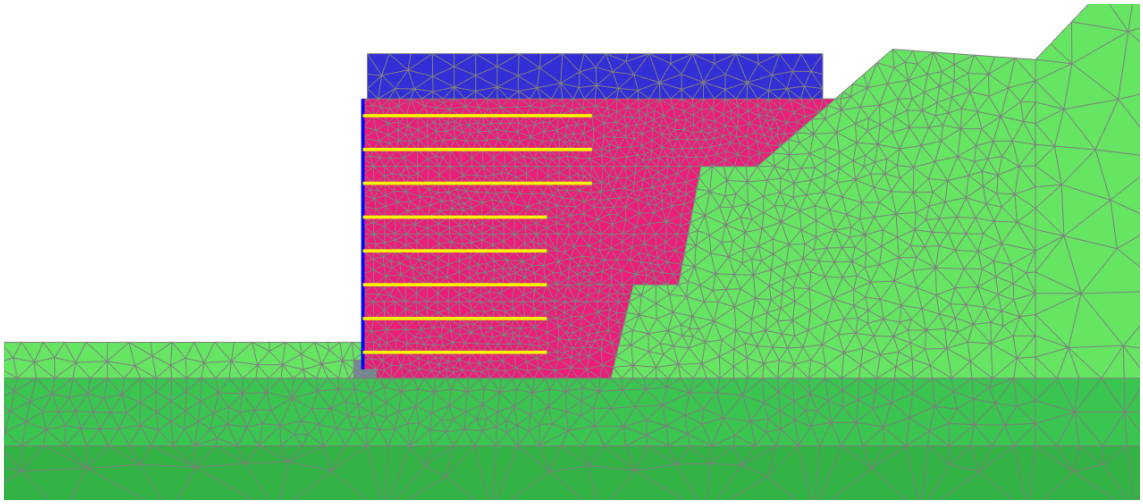


FIG. 3. 34 – Dettaglio delle discretizzazione nella zona di maggiore interesse.

3.3.3.6 Definizione delle condizioni iniziali

A completamento della fase di input è stato definito lo stato tensionale efficace del terreno, definito dal peso del terreno e dalle condizioni di spinta a riposo, e le condizioni iniziali di pressioni interstiziali, definite in base al livello di falda.

3.3.4 Fasi di calcolo

Il calcolo è stato effettuato considerando le fasi che simulano lo scavo, la realizzazione del muro in terra rinforzata e la successiva applicazione del sovraccarico di 20 kN/m^3,

I risultati numerici ottenuti dall'analisi sono stati confrontati con i dati sperimentali di entrambi i modelli in scala reale, in termini di spostamenti, di forze di trazione sui rinforzi e linee di massima trazione

3.4 ANALISI DEI RISULTATI E CONFRONTO CON I DATI SPERIMENTALI

3.4.1 Spostamenti

La prima verifica tra i risultati numerici e i risultati sperimentali è stata fatta in termini di spostamenti del paramento verticale. Nei grafici in FIG. 3. 35 e FIG. 3. 36, sono riportati i risultati ottenuti dall'analisi numerica, effettuata senza e con la successiva applicazione del sovraccarico di 20 kN/m^2, e i valori ultimi registrati dagli estensimetri a sei mesi dall'applicazione del sovraccarico in testa ai muri.

L'incremento degli spostamenti totali dovuto all'applicazione del sovraccarico valutata attraverso le elaborazioni numeriche è riportata nelle TAB. 3. 9 e TAB. 3. 10.

(Sia i grafici che le tabelle riportano lo spostamento dei pannelli di facciata, considerando come ordinata iniziale non la base del muro ma l'inizio dei pannelli)

Dal confronto è evidente come i risultati numerici siano in buon accordo con i risultati sperimentali.

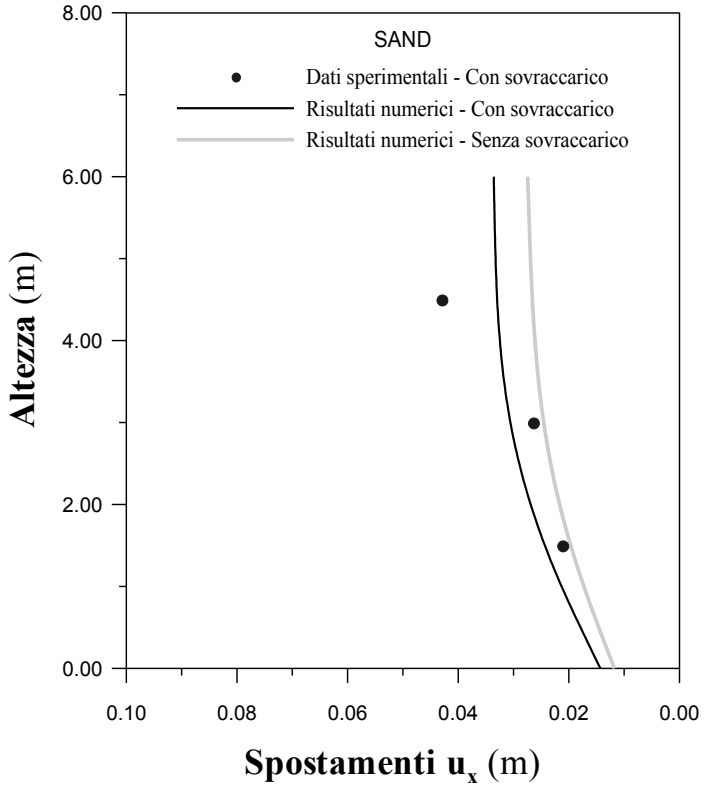


FIG. 3. 35 – Spostamenti del paramento di facciata del muro in terra rinforzata realizzato con sabbia.

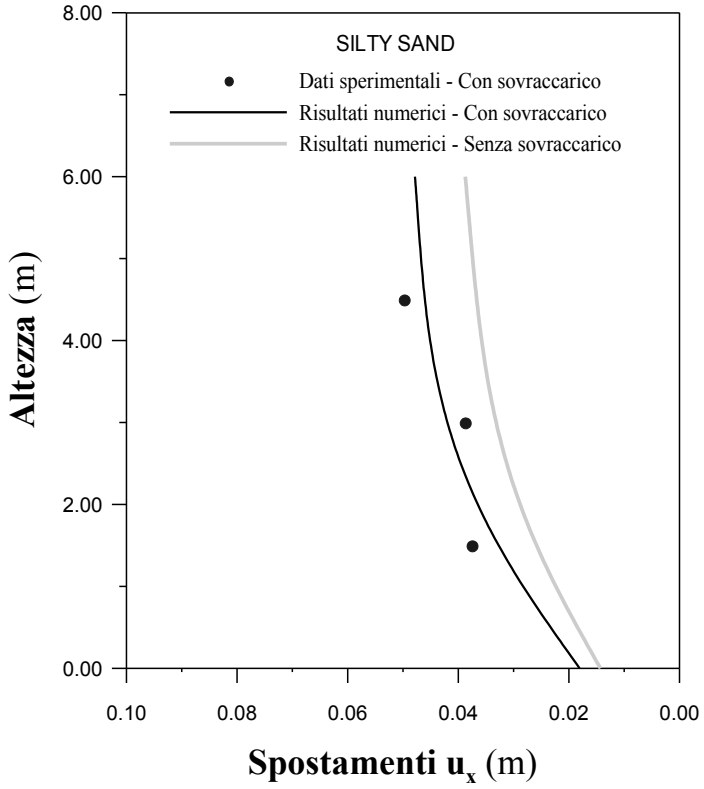


FIG. 3. 36 – Spostamenti del paramento di facciata del muro in terra rinforzata realizzato con sabbia limosa.

TAB. 3. 9 – Incrementi degli spostamenti del paramento di facciata a seguito dell'applicazione del sovraccarico nel muro in sabbia.

Altezza (m)		Spostamenti (mm)		
		u_X Prima dell'applicazione del sovraccarico	u_X Dopo l'applicazione del sovraccarico	Δu_X Incremento dovuto al sovraccarico
	6.27	40.98	48.43	18.2 %
Livello 8	5.83	40.44	47.92	18.5 %
Livello 7	5.08	39.40	46.92	19.1 %
ES_1	4.70	38.83	46.34	19.3 %
Livello 6	4.33	38.17	45.63	19.5 %
Livello 5	3.58	36.67	43.92	19.8 %
ES_2	3.20	35.74	42.81	19.8 %
Livello 4	2.83	34.64	41.47	19.7 %
Livello 3	2.08	32.18	38.44	19.4 %
ES_3	1.70	30.78	36.69	19.2 %
Livello 2	1.33	29.25	34.78	18.9 %
Livello 1	0.57	26.55	31.41	18.3 %

TAB. 3. 10 – Incrementi degli spostamenti del paramento di facciata a seguito dell'applicazione del sovraccarico nel muro in sabbia limosa.

Altezza (m)		Spostamenti (mm)		
		u_X Prima dell'applicazione del sovraccarico	u_X Dopo l'applicazione del sovraccarico	Δu_X Incremento dovuto al sovraccarico
	6.27	47.16	57.47	21.9 %
Livello 8	5.83	46.74	57.13	22.2 %
Livello 7	5.08	45.93	56.42	22.8 %
ES_1	4.70	45.47	55.97	23.1 %
Livello 6	4.33	44.91	55.36	23.3 %
Livello 5	3.58	43.53	53.73	23.4 %
ES_2	3.20	42.62	52.57	23.4 %
Livello 4	2.83	41.47	51.09	23.2 %
Livello 3	2.08	38.78	47.56	22.6 %
ES_3	1.70	37.15	45.42	22.2 %
Livello 2	1.33	35.32	43.00	21.8 %
Livello 1	0.57	31.90	38.49	20.7 %

3.4.2 Forze di trazione nei rinforzi.

L'analisi dei muri in esame ha messo in evidenza come i risultati sperimentali delle forze di massima trazione nei rinforzi, prima e dopo l'applicazione del sovraccarico, sono molto vicini ai dati estrapolati dall'analisi numerica. I valori di massima trazione, nei vari livelli di rinforzo per il muro in sabbia, sono mostrati nei grafici in FIG. 3. 37 e in FIG. 3. 38; per il muro in sabbia limosa invece sono mostrati nei grafici in FIG. 3. 39 e in FIG. 3. 40.

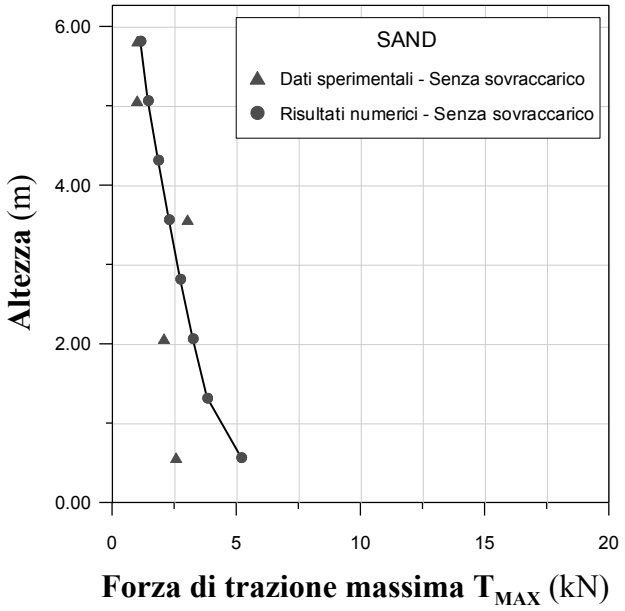


FIG. 3. 37 – Valori di massima trazione sperimentali e teorici ai vari livelli di rinforzo prima dell'applicazione del sovraccarico nel caso del muro in sabbia.

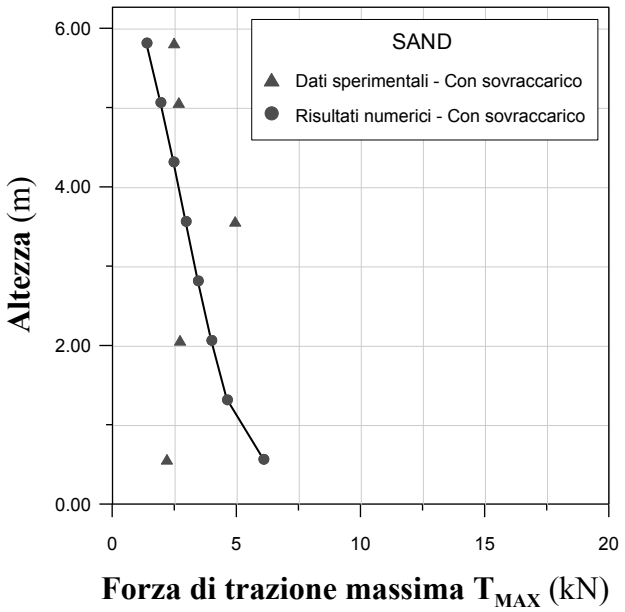


FIG. 3. 38 – Valori di massima trazione sperimentali e teorici ai vari livelli di rinforzo dopo l'applicazione del sovraccarico nel caso del muro in sabbia.

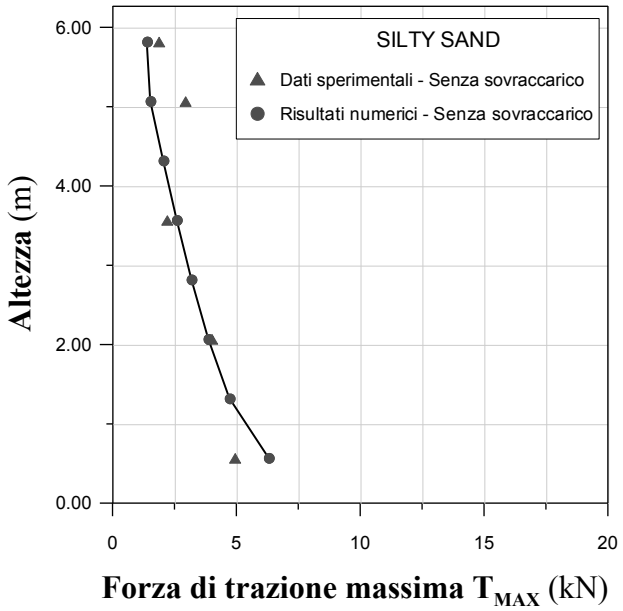


FIG. 3. 39 – Valori di massima trazione sperimentali e teorici ai vari livelli di rinforzo prima dell'applicazione del sovraccarico nel caso del muro in sabbia limosa.

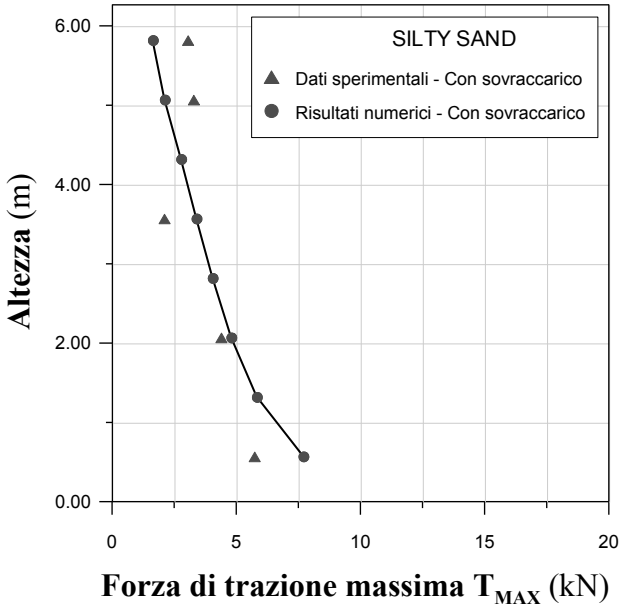


FIG. 3. 40 – Valori di massima trazione sperimentali e teorici ai vari livelli di rinforzo dopo l'applicazione del sovraccarico nel caso del muro in sabbia limosa.

Sperimentalmente si è visto però che, nella maggior parte dei casi, la variazione delle forze di massima trazione in funzione della profondità sotto la cresta del muro raggiunge il massimo ad una certa distanza dalla testa del muro per poi diminuire nei rinforzi più vicini alla base. In generale, infatti, le tensioni sperimentali nei rinforzi posti ai livello più bassi hanno dei valori di tensione più piccoli rispetto a quelli calcolati teoricamente in cui si considera il semispazio sottostante il muro infinitamente esteso e non si tiene conto

dell'effetto del confinamento dovuto invece al terreno sottostante che genera delle tensioni tangenziali che si esplicano nel momento in cui il muro, per effetto della spinta, cerca di scorrere.

In TAB. 3. 11 e in TAB. 3. 12 sono riportati i valori sperimentali e i valori numerici delle massime forze di trazione sui rinforzi, con e senza sovraccarico, rispettivamente per il muro in sabbia e il muro in sabbia limosa.

TAB. 3. 11 – Valori Sperimentali e numerici delle massime forze di trazione sui rinforzi, con e senza sovraccarico, per il muro in sabbia.

Livello del rinforzo	T_{MAX} [kN]					
	Valori Sperimentali			Valori Numerici		
	Senza sovraccarico	Con sovraccarico	Incremento ΔT_{MAX}	Senza sovraccarico	Con sovraccarico	Incremento ΔT_{MAX}
8	0.89	2.35	164%	1.13	1.37	21%
7	0.98	2.62	167%	1.43	1.93	35%
6	—	—	—	1.85	2.46	33%
5	3.01	4.36	45%	2.28	2.95	29%
4	—	—	—	2.73	3.44	26%
3	1.71	2.23	30%	3.24	3.98	23%
2	—	—	—	3.82	4.61	21%
1	1.24	1.81	46%	5.19	6.08	17%

TAB. 3. 12 – Valori Sperimentali e numerici delle massime forze di trazione sui rinforzi, con e senza sovraccarico, per il muro in sabbia limosa.

Livello del rinforzo	T_{MAX} [kN]					
	Valori Sperimentali			Valori Numerici		
	Senza sovraccarico	Con sovraccarico	Incremento ΔT_{MAX}	Senza sovraccarico	Con sovraccarico	Incremento ΔT_{MAX}
8	0.92	2.48	170%	1.38	1.63	18%
7	1.77	3.07	73%	1.52	2.11	39%
6	—	—	—	2.04	2.77	36%
5	1.41	2	42%	2.58	3.39	31%
4	—	—	—	3.18	4.04	27%
3	3.99	2.64	-34%	3.86	4.79	24%
2	—	—	—	4.72	5.82	23%
1	3.37	3.92	16%	6.30	7.69	22%

Se consideriamo che la spinta sui pannelli di facciata può essere assunta pari alla somma delle forze di massima trazione nei rinforzi:

$$S_a = \sum T_{MAX} = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 \cdot k_{r,num} \tag{3.32}$$

possiamo ricavare il valore del coefficiente di spinta ottenuto dall'analisi numerica come:

$$k_{r,num} = \frac{2\sum T_{MAX}}{\gamma \cdot H^2} \tag{3.33}$$

Per entrambi i muri i valori del coefficiente di spinta ottenuti numericamente hanno valori molto vicini al valore del coefficiente di spinta attiva di Rankine, TAB. 3. 13.

TAB. 3. 13 – Confronto tra il valore del coefficiente di spinta calcolato numericamente e i valori del coefficienti di spinta teorici.

φ	Coefficiente di spinta		
	$k_{r,num}$	K_a	k_0
32	0.26	0.31	0.47
42	0.17	0.20	0.33

Ciò nonostante la linea di massima trazione segue un andamento differente rispetto a quella ipotizzata nella teoria di Rankine.

I grafici in FIG. 3. 41 ÷ FIG. 3. 51 mostrano il confronto tra i dati numerici e i risultati sperimentali delle forze di trazione lungo i rinforzi per il muro in sabbia prima e dopo l'applicazione del sovraccarico; i grafici in FIG. 3. 51 ÷ FIG. 3. 60 mostrano invece il confronto tra i dati numerici e i risultati sperimentali delle forze di trazione lungo i rinforzi per il muro in sabbia limosa, prima e dopo l'applicazione del sovraccarico.

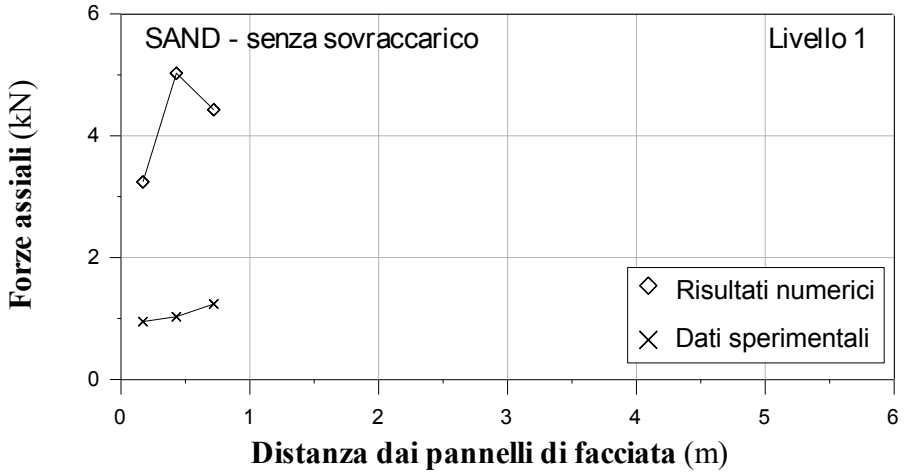


FIG. 3. 41 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel primo rinforzo del muro in sabbia prima dell'applicazione del sovraccarico.

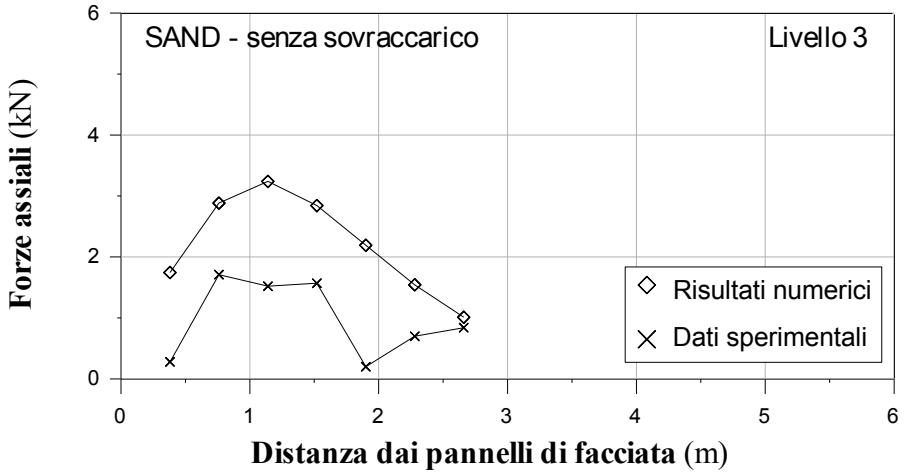


FIG. 3. 42 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel terzo rinforzo del muro in sabbia prima dell'applicazione del sovraccarico.

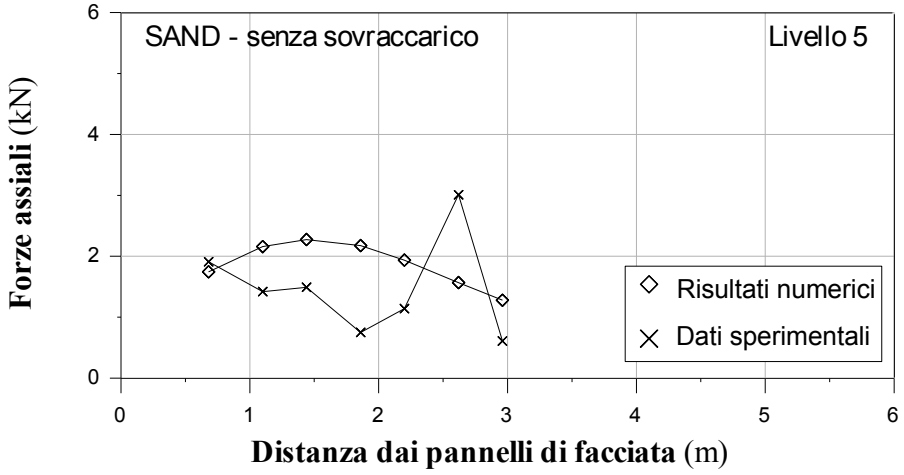


FIG. 3. 43 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel quinto rinforzo del muro in sabbia prima dell'applicazione del sovraccarico.

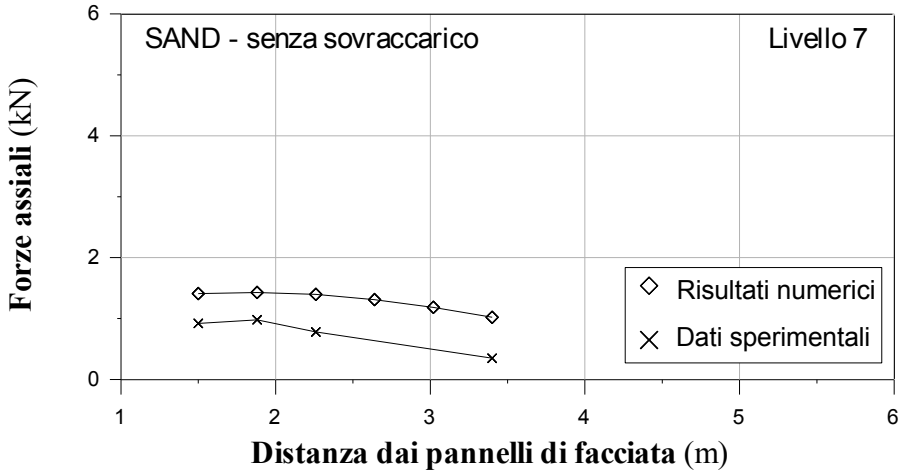


FIG. 3. 44 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel settimo rinforzo del muro in sabbia prima dell'applicazione del sovraccarico.

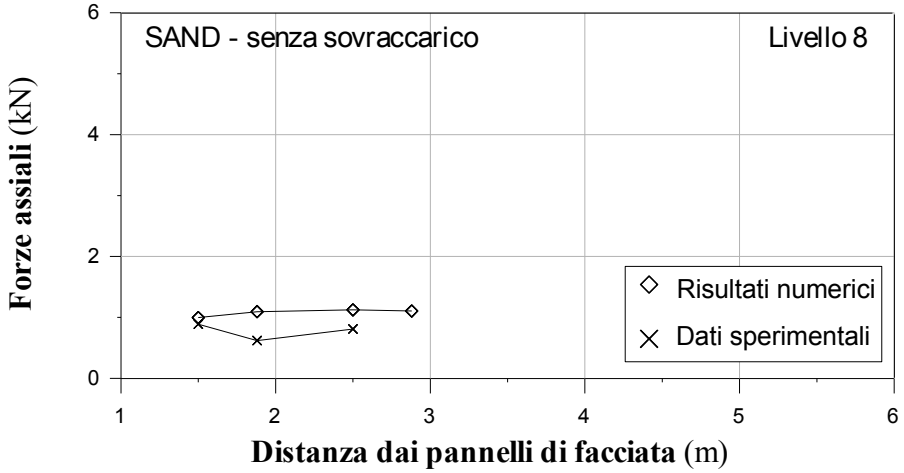


FIG. 3. 45 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nell'ultimo rinforzo del muro in sabbia prima dell'applicazione del sovraccarico.

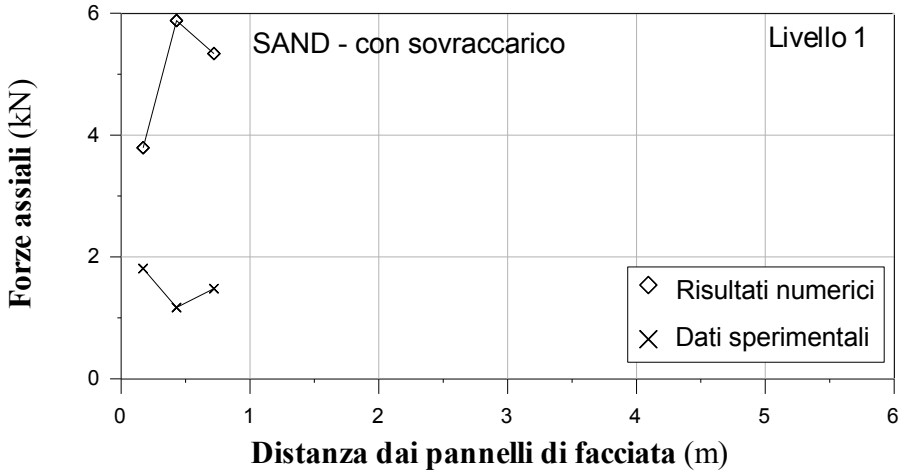


FIG. 3. 46 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel primo rinforzo del muro in sabbia dopo l'applicazione del sovraccarico.

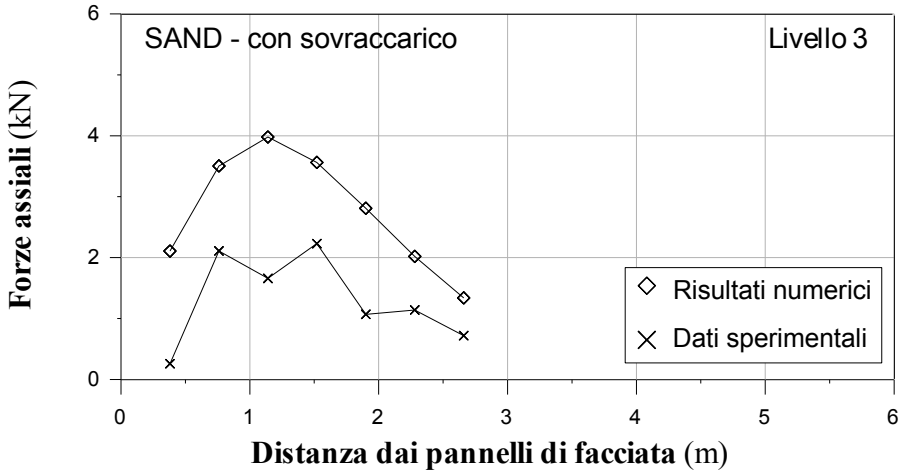


FIG. 3. 47 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel terzo rinforzo del muro in sabbia dopo l'applicazione del sovraccarico.

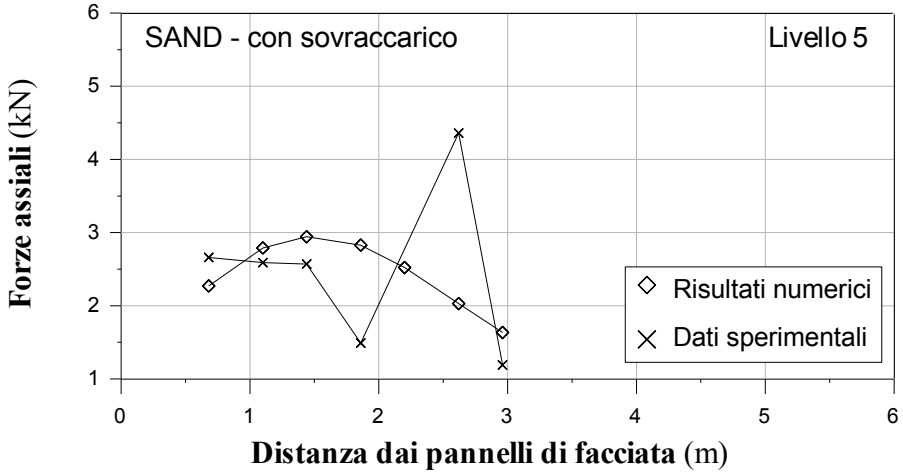


FIG. 3. 48 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel quinto rinforzo del muro in sabbia dopo l'applicazione del sovraccarico.

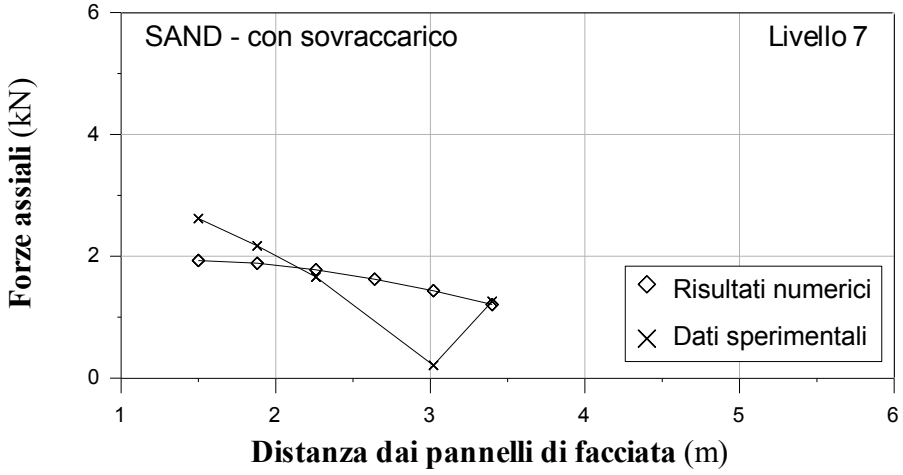


FIG. 3. 49 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel settimo rinforzo del muro in sabbia dopo l'applicazione del sovraccarico.

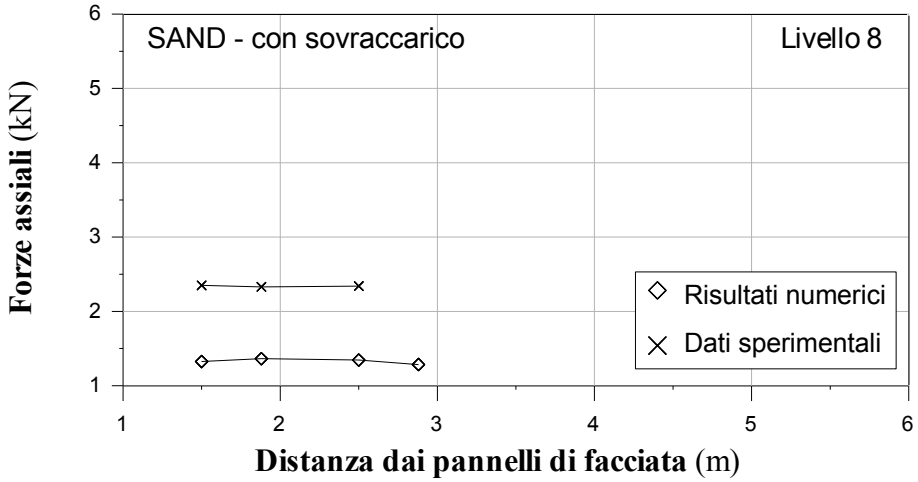


FIG. 3. 50 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nell'ultimo rinforzo del muro in sabbia dopo l'applicazione del sovraccarico.

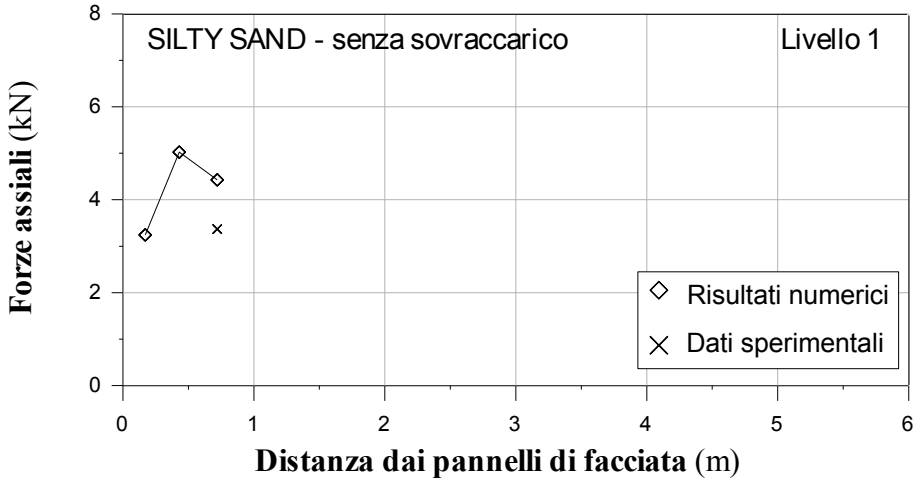


FIG. 3. 51 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel primo rinforzo del muro in sabbia limosa prima dell'applicazione del sovraccarico.

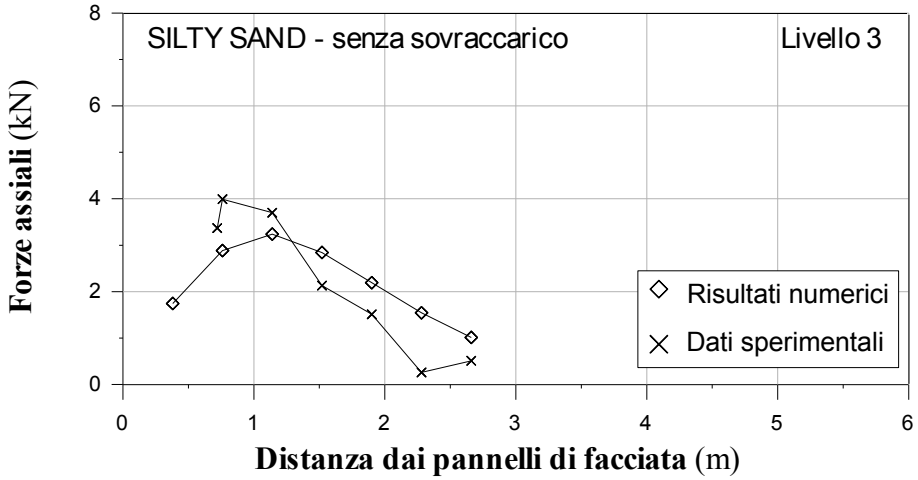


FIG. 3. 52 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel terzo rinforzo del muro in sabbia limosa prima dell'applicazione del sovraccarico.

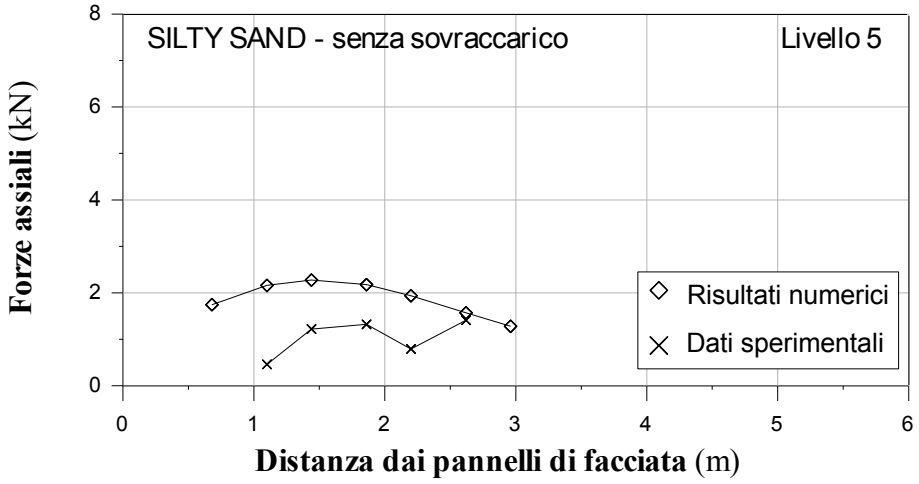


FIG. 3. 53 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel quinto rinforzo del muro in sabbia limosa prima dell'applicazione del sovraccarico.

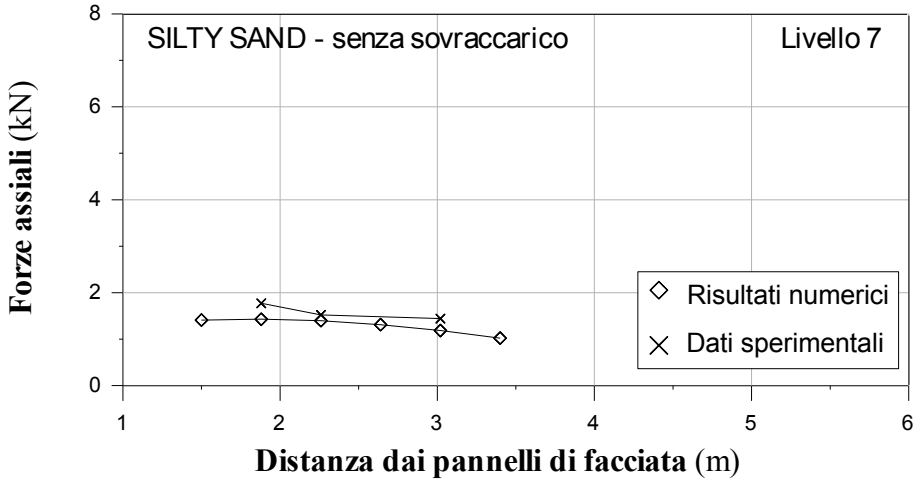


FIG. 3. 54 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel settimo rinforzo del muro in sabbia limosa prima dell'applicazione del sovraccarico.

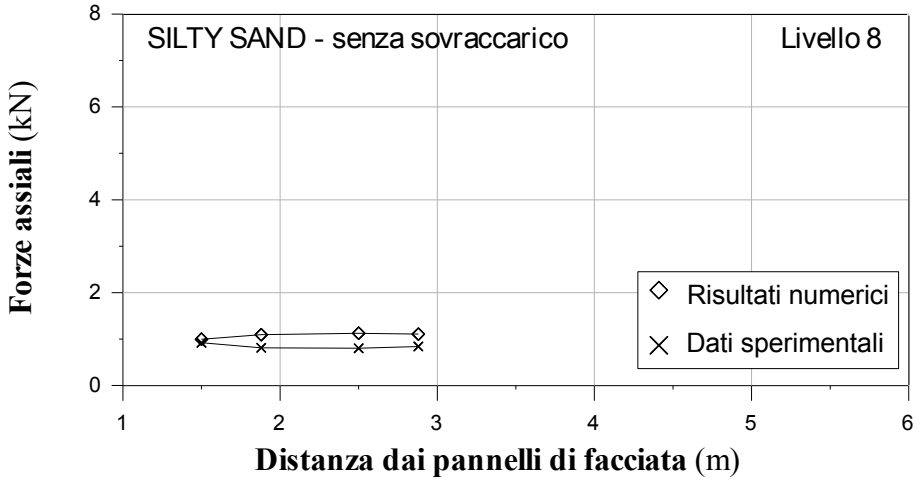


FIG. 3. 55 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nell'ultimo rinforzo del muro in sabbia limosa prima dell'applicazione del sovraccarico.

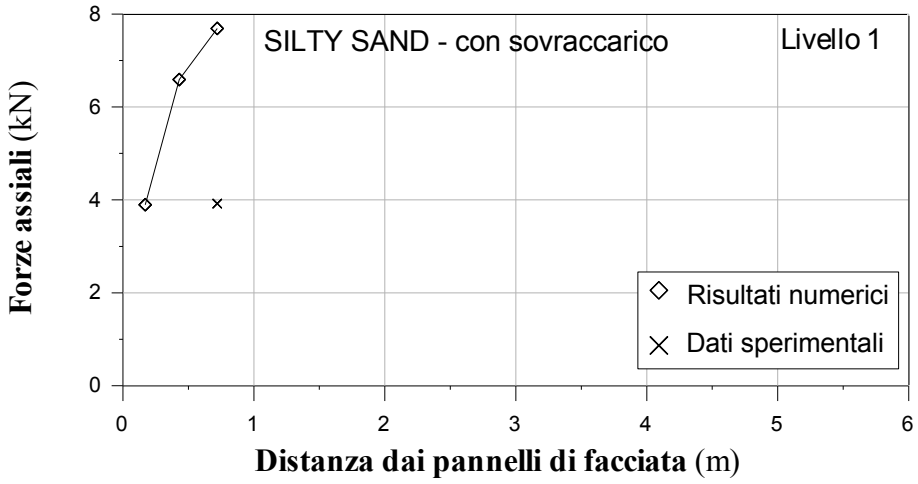


FIG. 3. 56 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel primo rinforzo del muro in sabbia limosa dopo l'applicazione del sovraccarico.

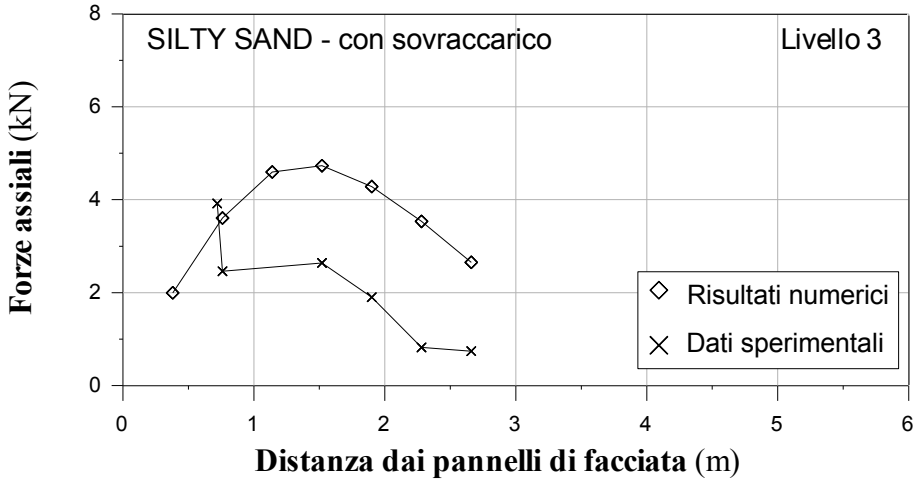


FIG. 3. 57 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel terzo rinforzo del muro in sabbia limosa dopo l'applicazione del sovraccarico.

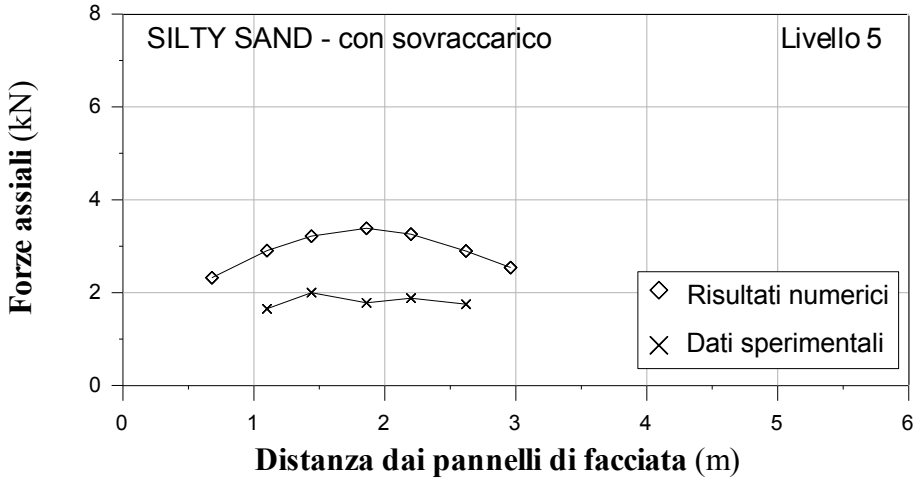


FIG. 3. 58 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel quinto rinforzo del muro in sabbia limosa dopo l'applicazione del sovraccarico.

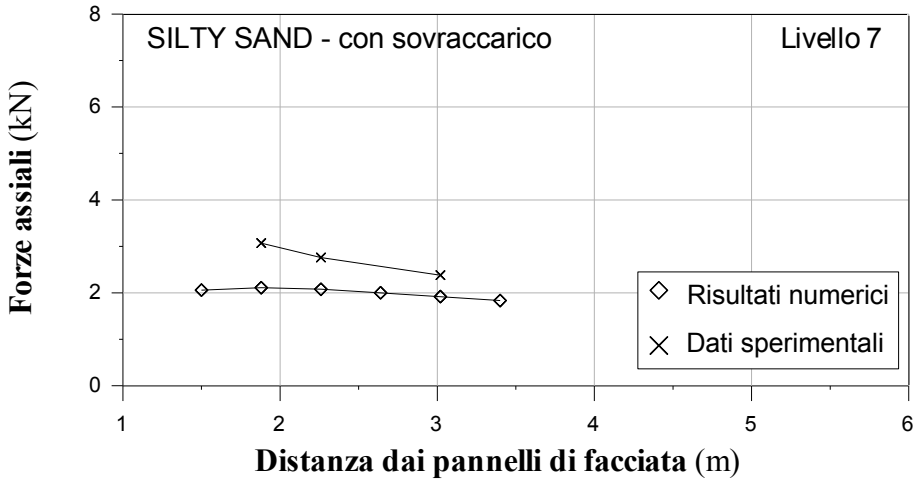


FIG. 3. 59 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nel settimo rinforzo del muro in sabbia limosa dopo l'applicazione del sovraccarico.

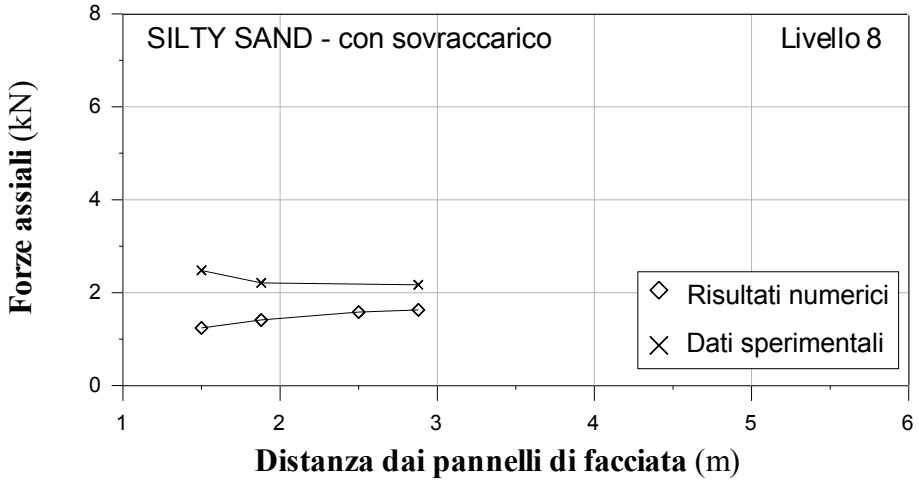


FIG. 3. 60 – Confronto tra i risultati numerici e i dati sperimentali delle forze di trazione nell'ultimo rinforzo del muro in sabbia limosa dopo l'applicazione del sovraccarico.

Dai grafici è possibile notare che la forza assiale misurata sperimentalmente nel modello in vera grandezza, nella maggior parte dei casi, risulta minore rispetto a quella numerica. Questo è probabilmente una conseguenza della resistenza laterale che si sviluppa nelle pareti che confinano e delimitano i muri sperimentali. Il modello bidimensionale non coglie infatti l'effetto di bordo dovuto alla lunghezza limitata del muro per cui l'effettivo coefficiente di spinta è minore rispetto a quello deducibile da un'analisi in condizioni di deformazione piana. È possibile tuttavia determinare l'effettivo coefficiente di spinta attraverso la soluzione di Motta (2012).

La variazione delle forze di trazione per tutta la lunghezza dei rinforzi è invece illustrata nei grafici in FIG. 3. 61 e in FIG. 3. 62 per il muro in sabbia e in FIG. 3. 63 e in FIG. 3. 64 per il muro in sabbia limosa.

Nei grafici in FIG. 3. 65 e FIG. 3. 66 è mostrato il confronto tra i risultati numerici con e senza sovraccarico rispettivamente per i muri in sabbia e i muri in sabbia limosa.

Vengono infine riportati in FIG. 3. 67 e FIG. 3. 68 il luogo dei punti di massima trazione per il muro in sabbia rispettivamente prima e dopo l'applicazione del sovraccarico e in FIG. 3. 69 e FIG. 3. 70 il luogo dei punti di massima trazione per il muro in sabbia limosa rispettivamente prima e dopo l'applicazione del sovraccarico. Anche in questo caso i risultati numerici sono in buon accordo con i risultati sperimentali.

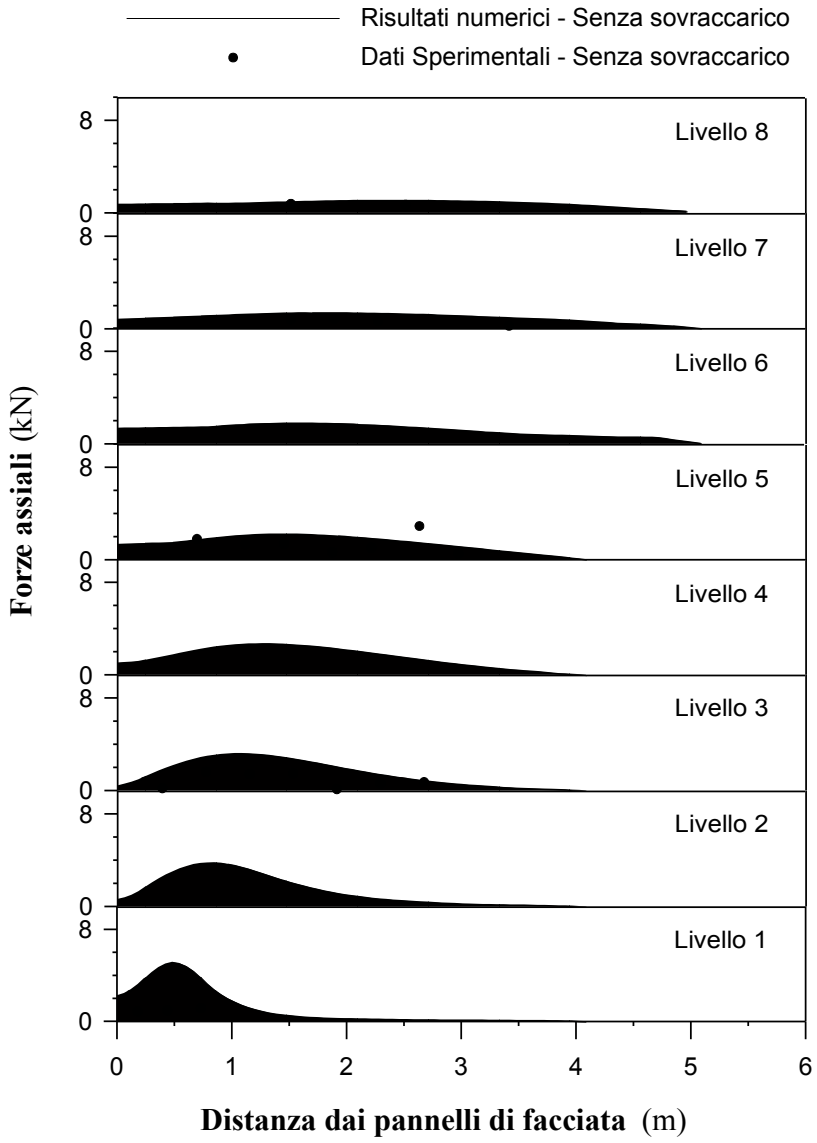


FIG. 3. 61 – Variazione delle forze di trazione lungo i rinforzi nel muro in sabbia prima dell'applicazione del sovraccarico.

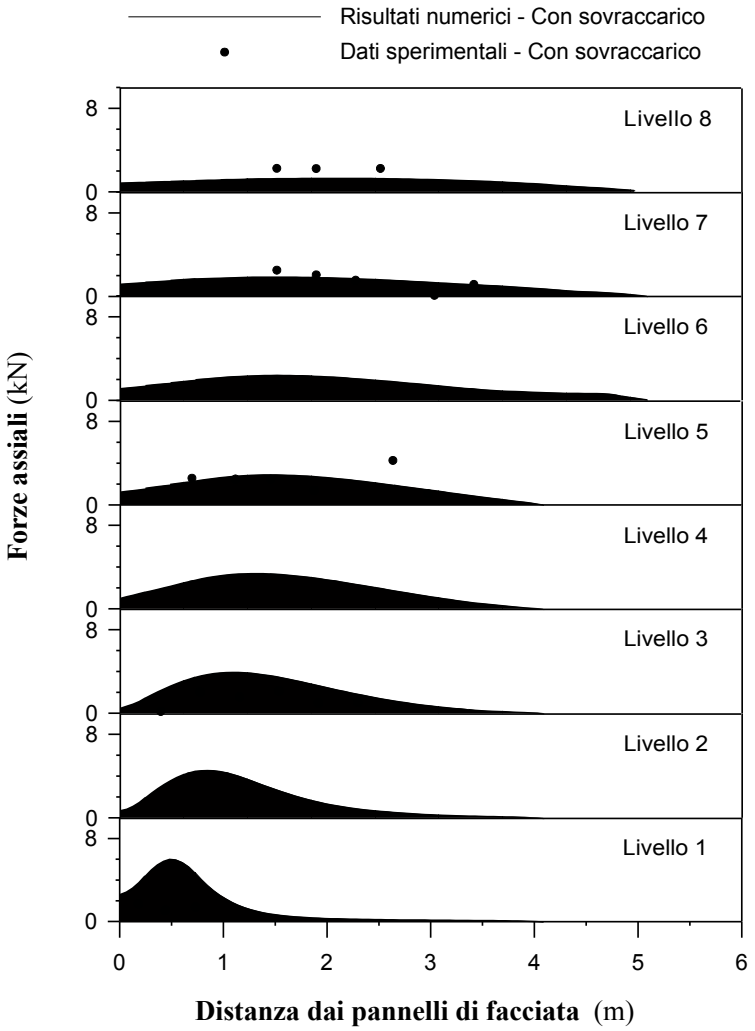


FIG. 3. 62 – Variazione delle forze di trazione lungo i rinforzi nel muro in sabbia dopo l'applicazione del sovraccarico.

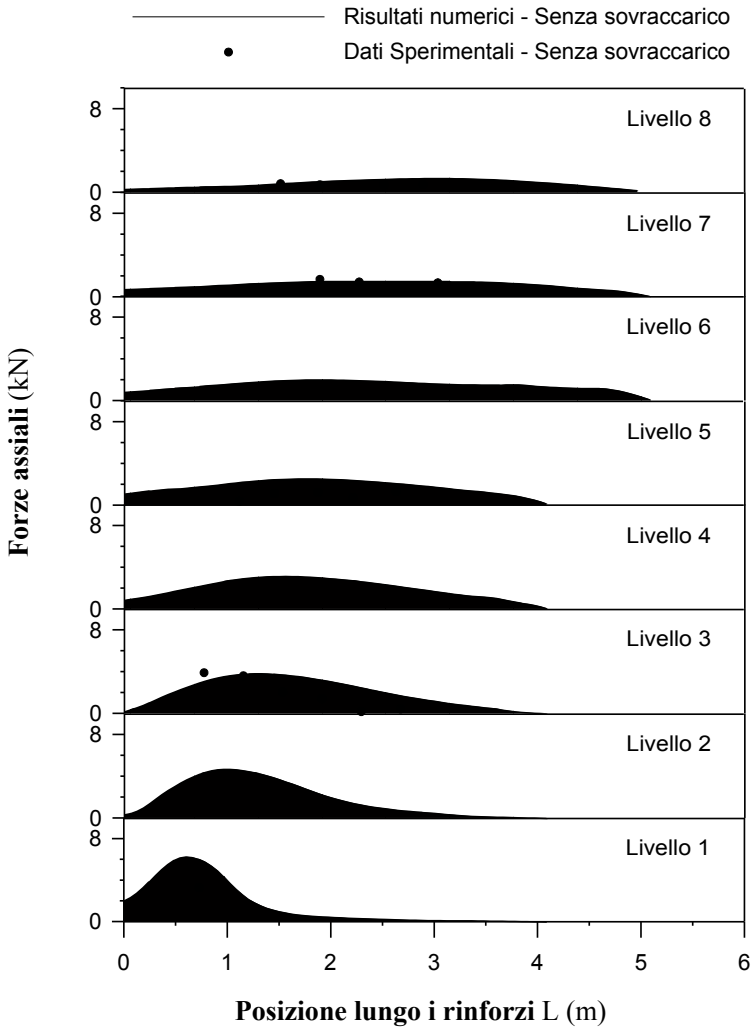


FIG. 3. 63 – Variazione delle forze di trazione lungo i rinforzi nel muro in sabbia limosa prima dell'applicazione del sovraccarico.

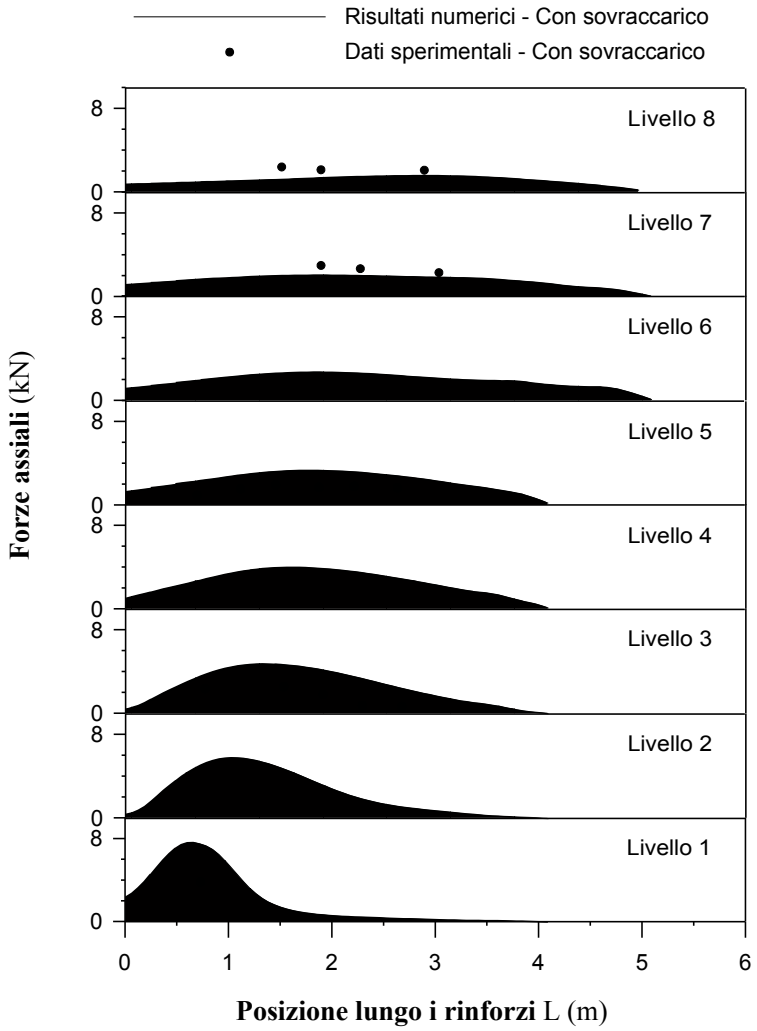


FIG. 3. 64 – Variazione delle forze di trazione lungo i rinforzi nel muro in sabbia limosa dopo l'applicazione del sovraccarico.

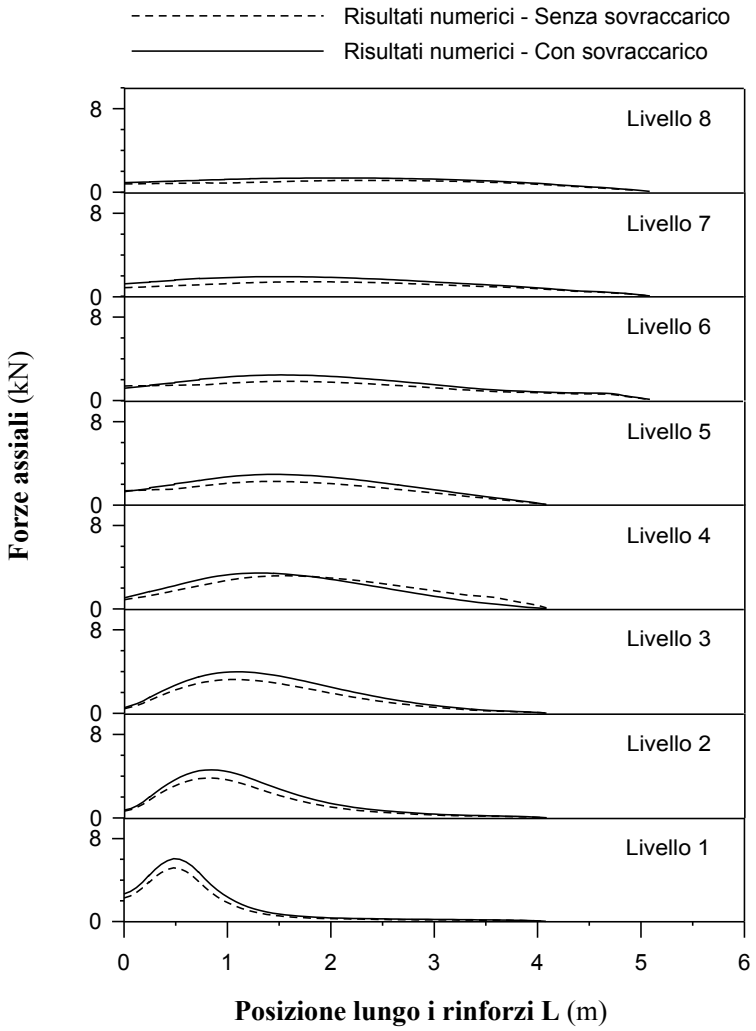


FIG. 3. 65 – Confronto tra i risultati delle forze di trazione lungo i rinforzi nel muro in sabbia prima e dopo l'applicazione del sovraccarico.

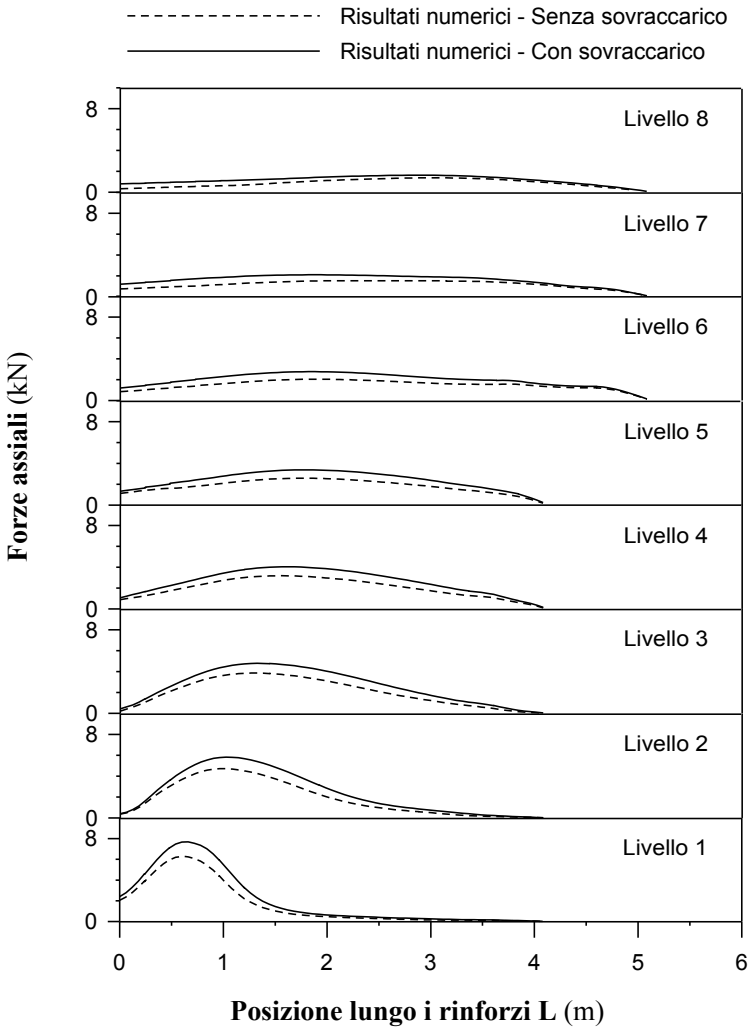


FIG. 3. 66 – Confronto tra i risultati delle forze di trazione lungo i rinforzi nel muro in sabbia limosa prima e dopo l'applicazione del sovraccarico.

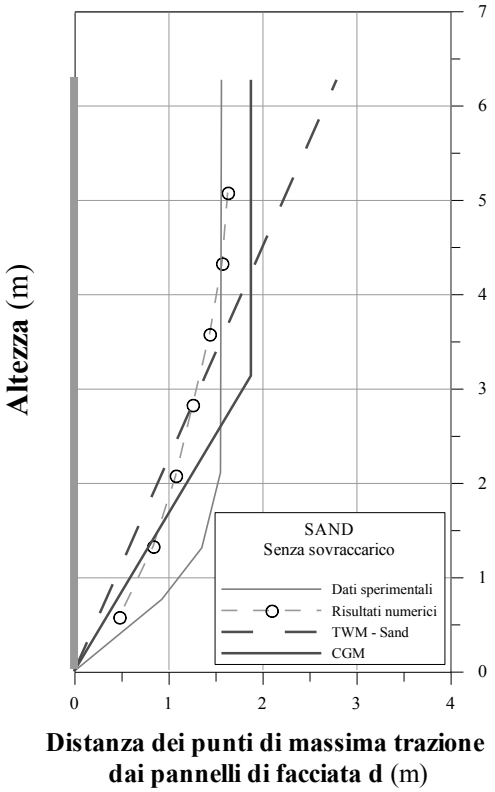


FIG. 3. 67 – Luogo dei punti di massima trazione per il muro in sabbia prima dell'applicazione del sovraccarico.

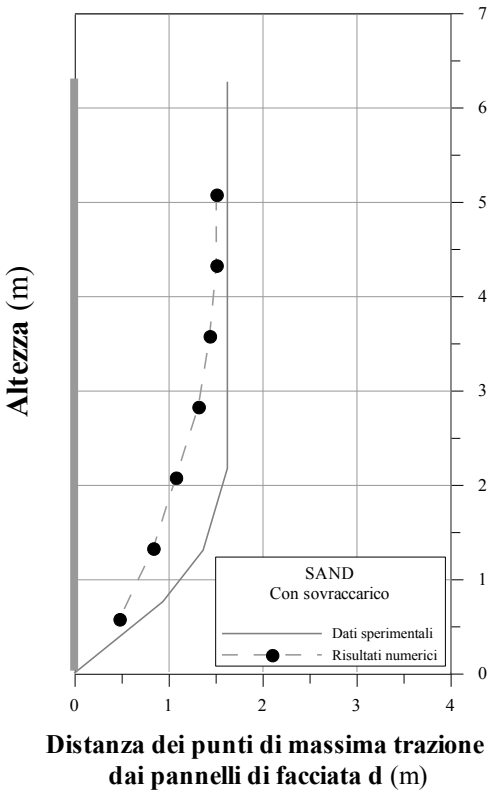


FIG. 3. 68 – Luogo dei punti di massima trazione per il muro in sabbia dopo l'applicazione del sovraccarico.

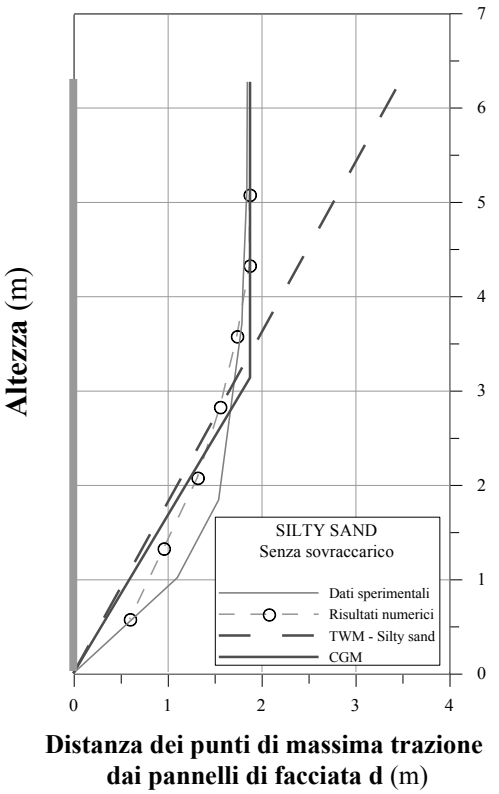


FIG. 3. 69 – Luogo dei punti di massima trazione per il muro in sabbia limosa prima dell'applicazione del sovraccarico.

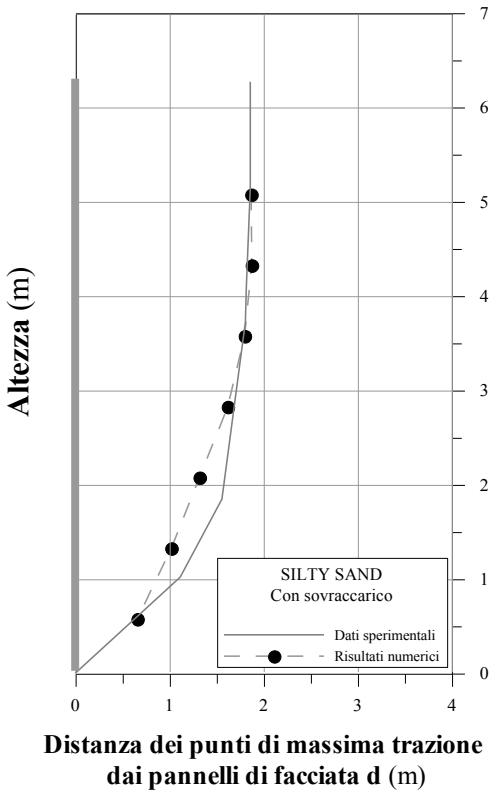


FIG. 3. 70 – Luogo dei punti di massima trazione per il muro in sabbia limosa dopo l'applicazione del sovraccarico.

I valori numerici della distanza del punto di trazione massima dai pannelli di facciata, d, normalizzata rispetto all'altezza, H, sono riportati in TAB. 3. 14.

TAB. 3. 14 – Distanza dai pannelli di facciata del punto di trazione massima, d, normalizzata rispetto all'altezza. H,

Livello	Altezza (m)	d/H			
		SAND		SILTY SAND	
		Senza sovraccarico	Con sovraccarico	Senza sovraccarico	Con sovraccarico
8	5.83	0.26	0.24	0.30	0.30
7	5.08	0.26	0.24	0.30	0.30
6	4.33	0.25	0.24	0.30	0.30
5	3.58	0.23	0.23	0.28	0.29
4	2.83	0.20	0.21	0.25	0.26
3	2.08	0.17	0.17	0.21	0.21
2	1.33	0.13	0.13	0.15	0.16
1	0.57	0.08	0.08	0.10	0.11

La TAB. 3. 15 e la TAB. 3. 16 riportano invece il confronto tra i valori teorici e i valori numerici della distanza dai pannelli di facciata, d, del punto di tensione massima trazione dei rinforzi normalizzata rispetto all'altezza, H, rispettivamente per la sabbia e la sabia limosa:

TAB. 3. 15 – Confronto tra i valori teorici e i valori sperimentali della distanza dai pannelli di facciata del punto di massima trazione nei rinforzi normalizzata rispetto all'altezza per il muro in sabbia

d/H					
Livello	Altezza (m)	CGM	TWM	Valori numerici	
				Senza sovraccarico	Con sovraccarico
H	6.27	0.30	1.11	—	—
8	5.83	0.30	1.03	0.26	0.24
7	5.08	0.30	0.90	0.26	0.24
6	4.33	0.30	0.77	0.25	0.24
5	3.58	0.30	0.63	0.23	0.23
H/2	3.135	0.30	0.56	—	—
4	2.83	0.27	0.50	0.20	0.21
3	2.08	0.20	0.37	0.17	0.17
2	1.33	0.13	0.23	0.13	0.13
1	0.57	0.06	0.10	0.08	0.08

TAB. 3. 16 – Confronto tra i valori teorici e i valori sperimentali della distanza dai pannelli di facciata del punto di massima trazione nei rinforzi normalizzata rispetto all'altezza per il muro in sabbia limosa

d/H					
Livello	Altezza (m)	CGM	TWM	Valori numerici	
				Senza sovraccarico	Con sovraccarico
H	6.27	0.30	1.60	—	—
8	5.83	0.30	1.49	0.30	0.30
7	5.08	0.30	1.30	0.30	0.30
6	4.33	0.30	1.10	0.30	0.30
5	3.58	0.30	0.91	0.28	0.29
H/2	3.135	0.30	0.80	—	—
4	2.83	0.27	0.72	0.25	0.26
3	2.08	0.20	0.53	0.21	0.21
2	1.33	0.13	0.34	0.15	0.16
1	0.57	0.06	0.15	0.10	0.11

Dai risultati notiamo che il luogo dei punti di massima trazione non subisce una sostanziale variazione a seguito del sovraccarico e i valori numerici sono molto prossimi a quelli sperimentali e a quelli teorici calcolati con il CGM.

Diversi studi, sia su modelli sperimentali in scala ridotta o reale, che su modelli numerici sono stati condotti negli anni per stabilire la posizione dei punti in cui, in ciascun livello di rinforzo, la tensione di trazione è massima:

- in FIG. 3. 71 è riportata la linea di massima sollecitazione ottenuta dai dati registrati un modello riprodotto in centrifuga, in cui con un'accelerazione di 100g in un modello alto 20 cm è stato riprodotto lo stesso livello tensionale che si può avere in un muro alto 20 m. il carico è stato misurato con dei sensorie e degli strain gauges. (Studio effettuato on il supporto finanziario del Gruppo Reinforced Earth®);
- in FIG. 3. 72 è riportata la linea di massima sollecitazione determinata dai risultati di un muro strumentato in vera grandezza, Silvermine Wall, costruito in Sud Africa nel 1976;
- in FIG. 3. 73 è riportata la linea di massima trazione di un muro in vera grandezza dalla forma trapezoidale in quanto realizzato con strip più corti alla ai livelli più bassi e rinforzi più alti ai livelli più alti. I risultati sono molto simili a quelli ottenuti nel caso dei muri costruiti con rinforzi dalla lunghezza costante per tutta l'altezza, a parità di altezza del muro;
- in FIG. 3. 74 sono riportate le tensioni sui rinforzi di un muro alto 6 m realizzato in Giappone nel 1978, nell'istituto di pubblica ricerca. Per studiare l'effetto del sovraccarico dovuto al terreno sovrastante. Durante questo studio furono sbullonati i rinforzi dall'esterno: in un primo momento il paramento di facciata è rimasto stabile e questo ha confermato l'ipotesi che non ha un ruolo strutturale rilevante. Quando, in seguito, fu caricato fino a rottura la parte di terreno che venne giù fu la stessa parte delimitata dalla linea di massima trazione (zona attiva);
- in FIG. 3. 75 è riportata la linea di massima sollecitazione dedotta dai risultati sperimentali di un muro in vera grandezza costruito con la stessa tipologia dei rinforzi utilizzati per la costruzione dei muri in esame;
- in FIG. 3. 76 è riportata la linea di massima trazione misurata sperimentalmente in un muro sperimentale in vera grandezza di 17 m e quella calcolata con le indicazioni riportate nelle specifiche standard AASHTO 1996 e AASHTO 1999;
- in FIG. 3. 77 sono riportati i dati sperimentali e quelli ottenuti tramite analisi numerica di un muro costruito nell'Illinois di 6 m realizzato con 5 pannelli in calcestruzzo, 8 strati di rinforzo e sabbia ghiaiosa ben graduata come materiale di riempimento. Rinforzi

hanno uno spazio verticale costante di 0,75 m e la lunghezza di 4.3 m, molto simile ai muri in esame;

- in FIG. 3. 78 sono riportati i dati sperimentali di un muro strumentato alto 6 m realizzato con rinforzi metallici e i dati numerici ottenuti dalla modellazione con un codice di calcolo agli elementi finiti. Gli autori in questa pubblicazione mettono in evidenza come i metodi tradizionali di progetto non tengono conto della rigidezza della fondazione e del terreno costituente il muro che invece dimostrano avere una notevole influenza sulle tensioni. Tuttavia si può notare come la linea di massima trazione continua ad avere un inviluppo che, sebbene più spostato verso la zona passiva, ha l'andamento di quelli visti in precedenza;
- la FIG. 3. 79 mostra i dati un muro in cui sono state selezionate due sezioni e strumentate: in una delle sue sezioni è stata inserita una schiuma di poliestere tra il pannello e il terreno di riempimento in modo da consentire la deformazione, nell'altra porzione invece non è stato inserito nulla in modo da mantenere il rivestimento di facciata rigido, Gli autori trovano che in entrambi i casi la linea di massima trazione è approssimativamente verticale ad una distanza di 0,35h dai pannelli di facciata;
- la FIG. 3. 80 mostra I risultati della simulazione numerica co i dati sperimentali di un muro realizzato con "bearing reinforcement" che generano una forte componente di resistenza passiva allo sfilamento che si traduce in un aumento del coefficiente d'attrito apparente e quindi pure del coefficiente di riduzione all'interfaccia il cui valore varia da 0,65 a 0,75 a seconda del numero di cuscinetti presenti e viene determinato tramite prove di pullout. Anche in questo caso, avendo a che fare con rinforzi comunque rigidi la linea di massima trazione è approssimabile alla bilineare

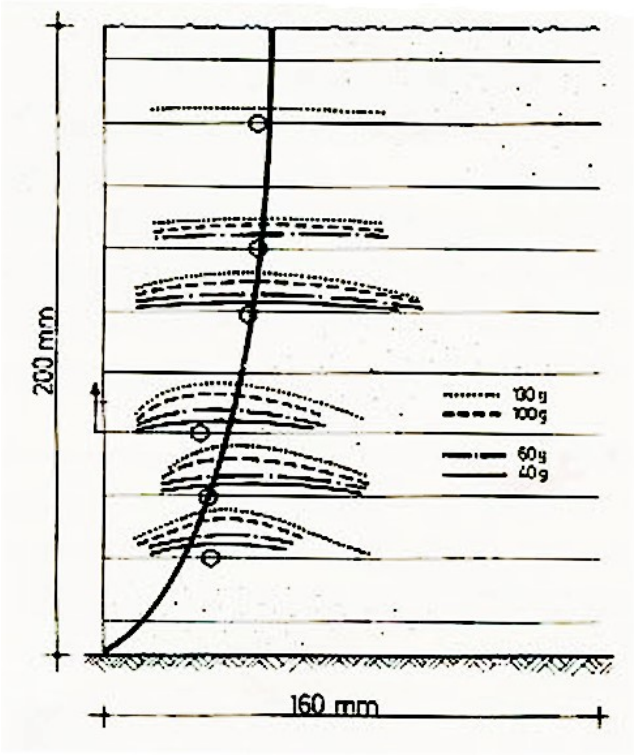


FIG. 3. 71 – Linea di massima sollecitazione in un modello a scala ridotta su centrifuga (TRRL, Manchester).

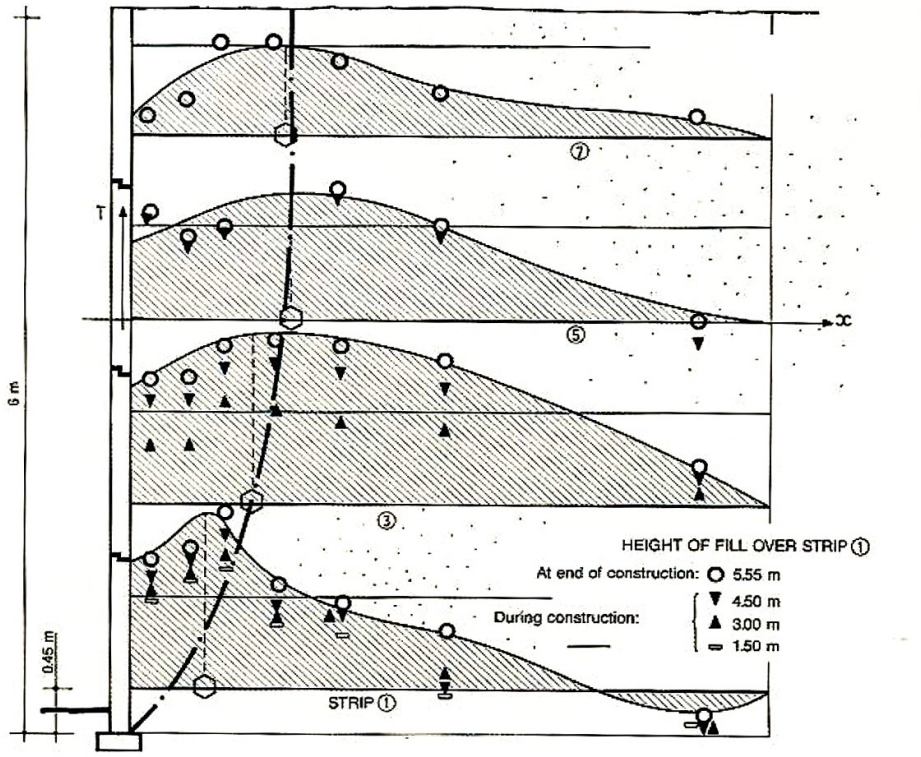


FIG. 3. 72 – Linea di massima sollecitazione, modello in vera grandezza con rinforzi inestensibili (Sud Africa, 1976).

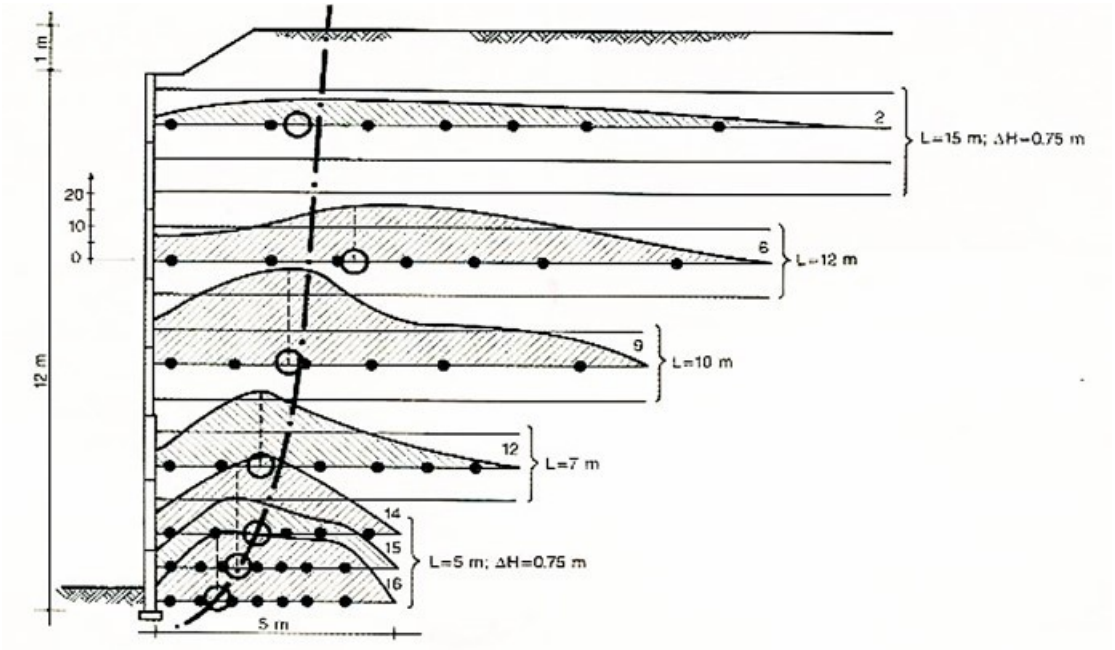


FIG. 3. 73 – Linea di massima sollecitazione, modello in vera grandezza con rinforzi inestensibili (Asahigaoka Wall, Giappne).

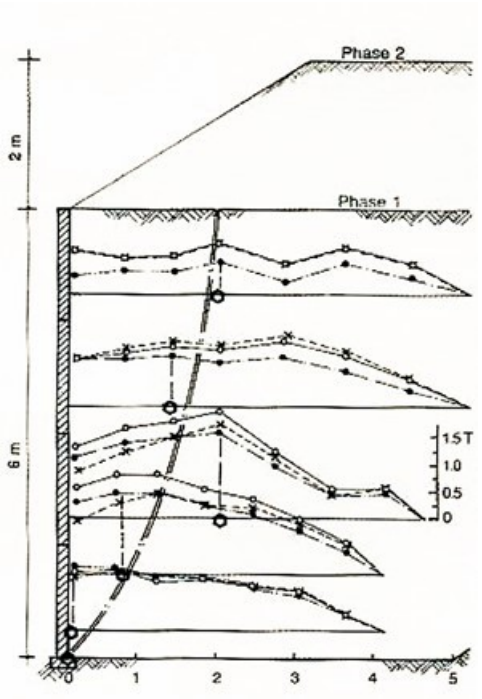


FIG. 3. 74 – Linea di massima sollecitazione, modello in vera grandezza con rinforzi inestensibili (PWRI wall in Giappone, 1978).

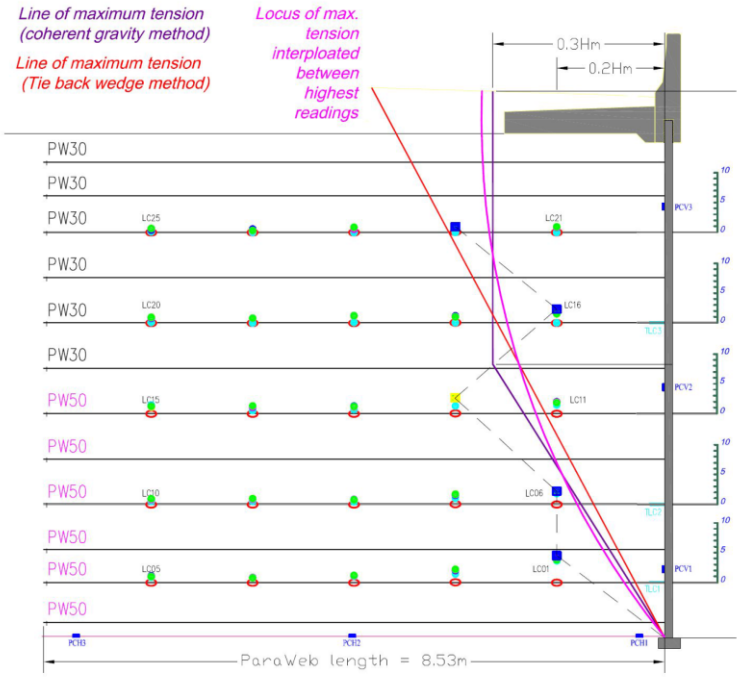


Fig. 15. Plot of readings from load cells and possible interpretative lines of locus of Tmax.

FIG. 3. 75 – Linea di massima sollecitazione, modello in vera grandezza con rinforzi polimerici inestensibili costruito in Deleway. (Rimoldi et al., 2013).

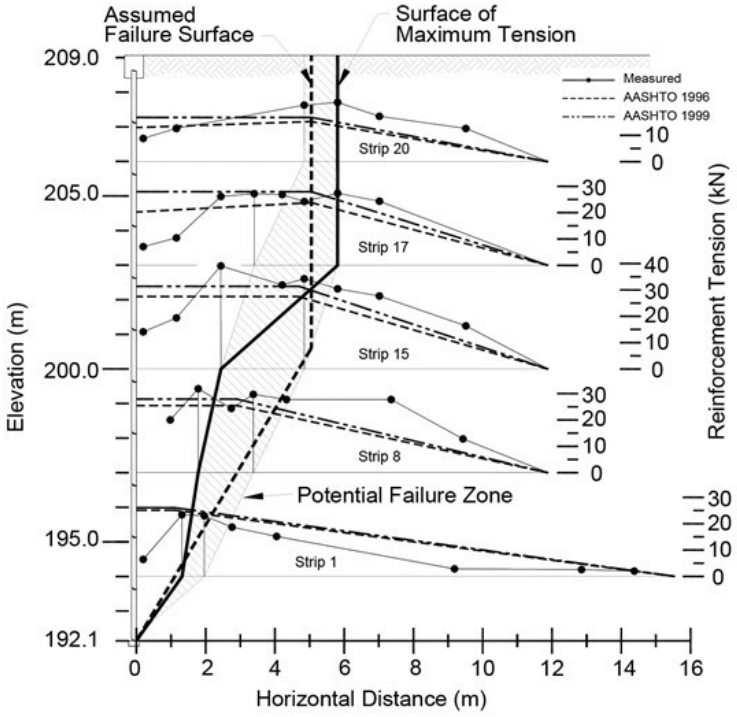


FIG. 3. 76 – Linea di massima sollecitazione (Runser et al., 2001).

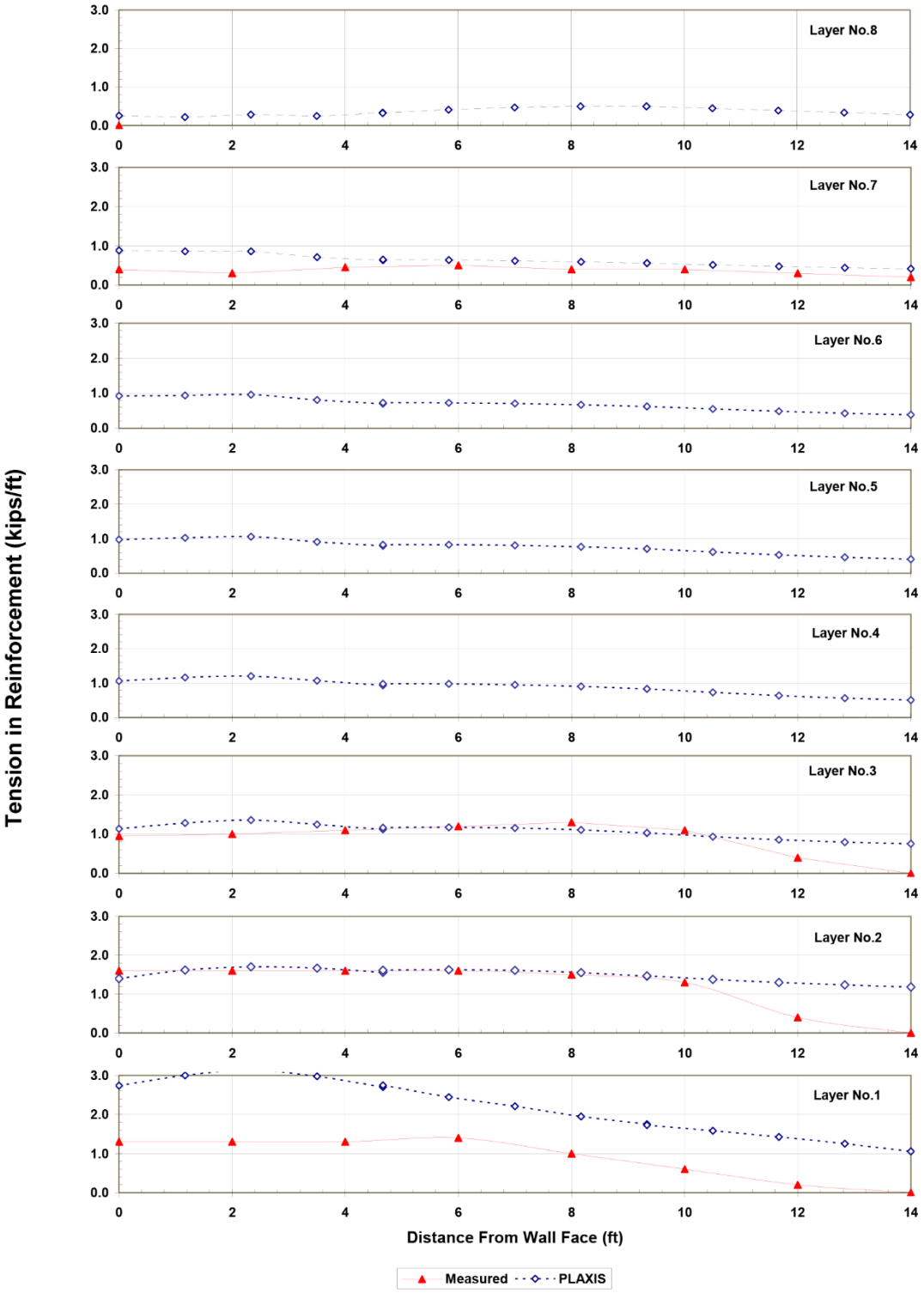


FIG. 3. 77 – Distribuzione delle tensioni sui rinforzi misurati sperimentalmente e calcolati numericamente (Alhabshi, 2006).

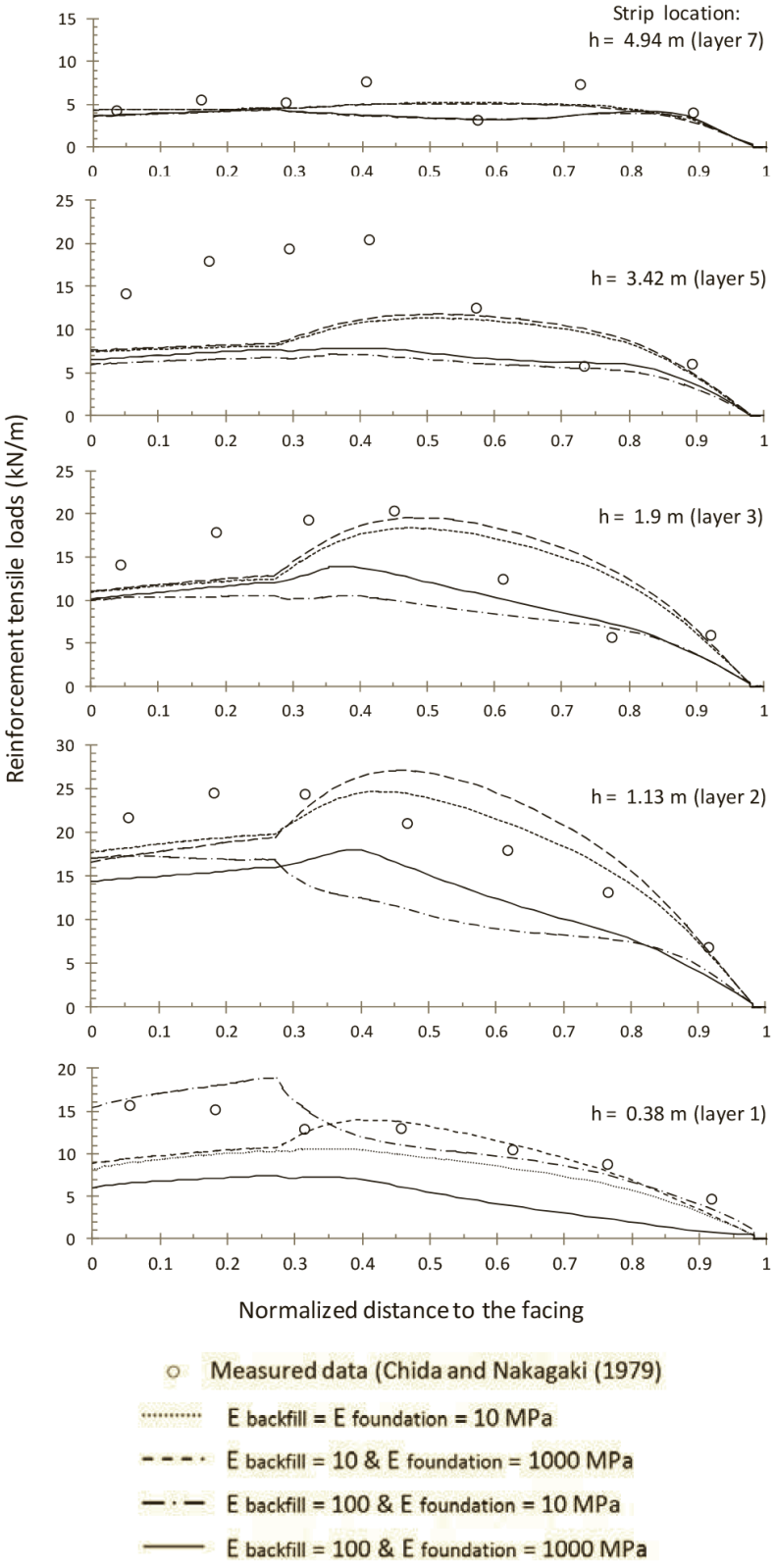


FIG. 3. 78 – Distribuzione delle tensioni di massima sollecitazione (Damians et a., 2013)

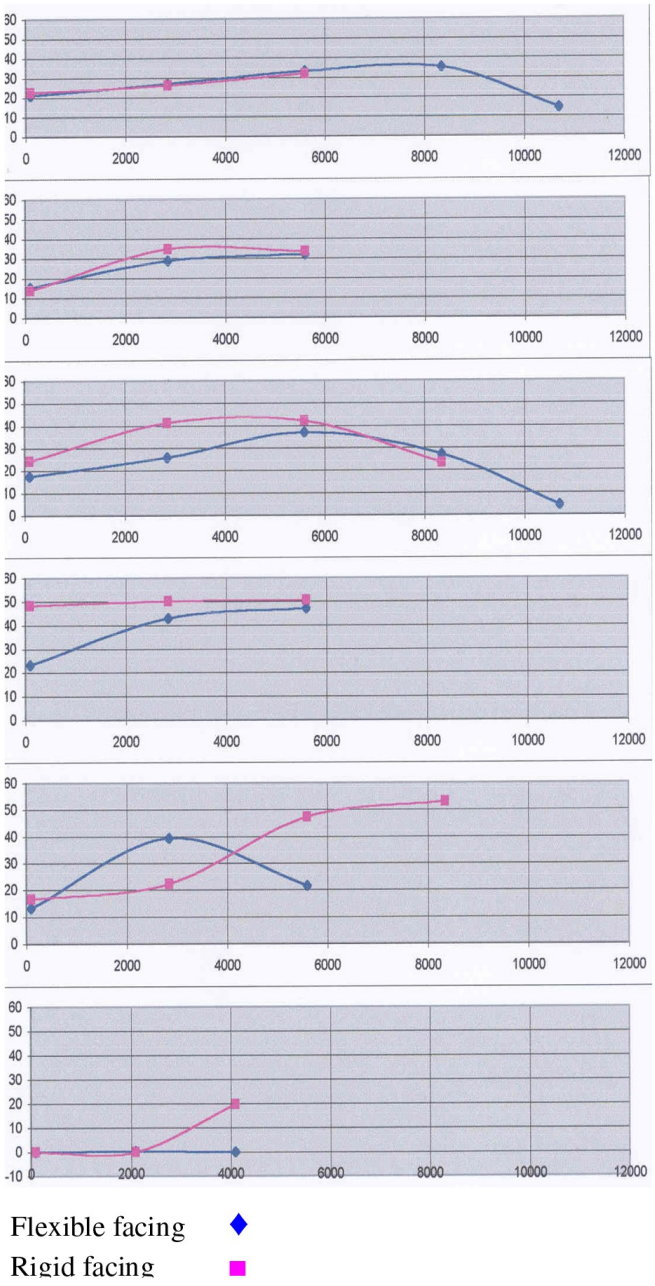


FIG. 3. 79 – Confronto tra la distribuzione delle tensioni in un muro con parete flessibile e la distribuzione delle tensioni in un muro con parete rigida (Ali et al. 2010).

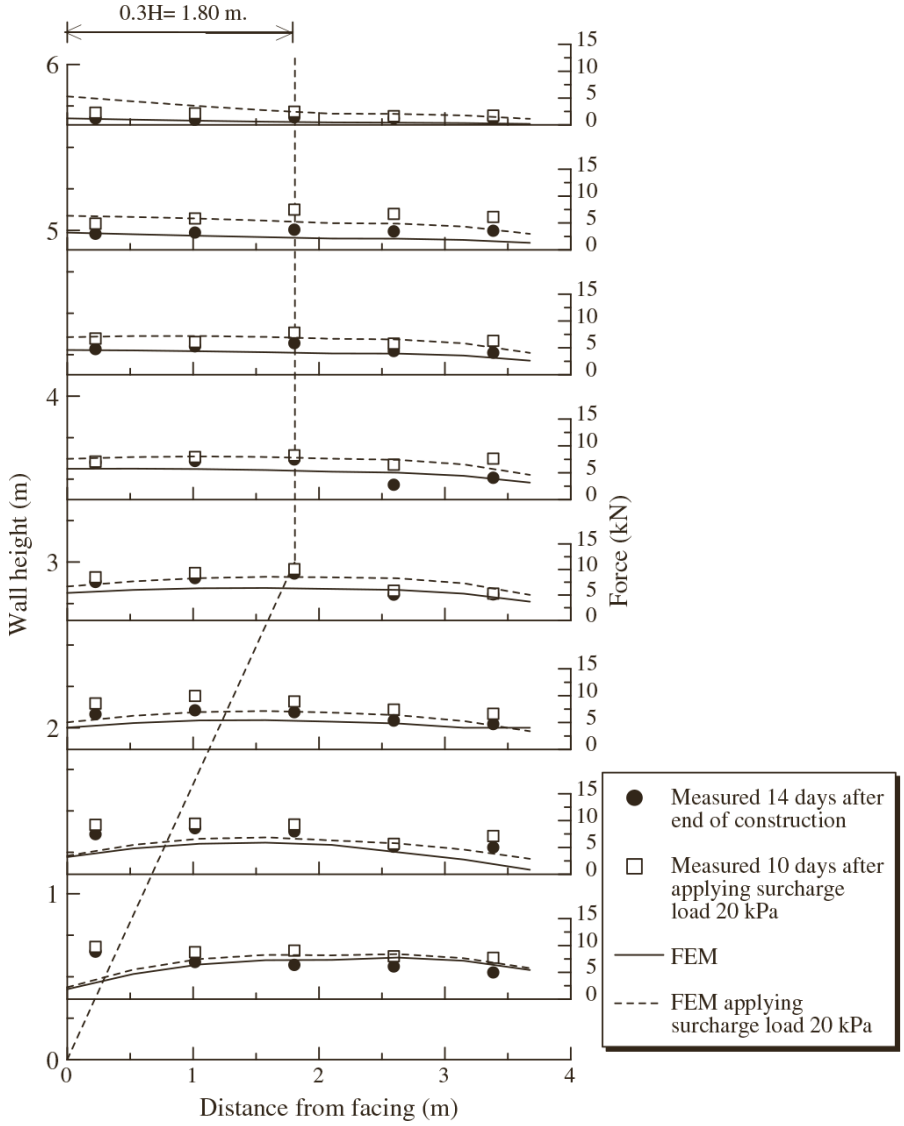


FIG. 3. 80 – Linea di massima trazione e risultati numerici e sperimentali per un muro realizzato con rinforzio "BRE" (Suksiripattanapong et al., 1012).

Tutti i dati confermano che quando che quando vengono utilizzati rinforzi inestensibili la linea che separa le due zone inizia al piede della struttura e poi segue un percorso quasi verticale ad una distanza di circa 0.30H dal paramento verticale.

3.4.3 Deformazione media assiale nei rinforzi

Un rinforzo inestensibile per definizione si deforma molto meno rispetto a al terreno che lo avvolge. Le BS 8006 stabiliscono che, perché un rinforzo sia considerato inestensibile, non deve superare una deformazione dell'1%.

Nei due muri oggetto di analisi questo valore non viene superato neanche a seguito dell'applicazione del sovraccarico e come tale il rinforzo può considerarsi inestensibile.

In FIG. 3. 81 e in FIG. 3. 82 è riportata la deformazione media assiale ai vari livelli di rinforzo prima e dopo l'applicazione del sovraccarico rispettivamente per il muro in sabbia e per il muro in sabbia limosa.

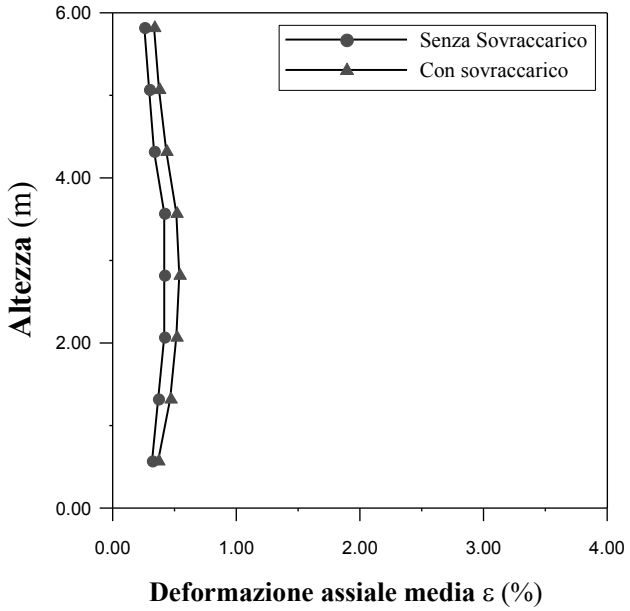


FIG. 3. 81 – Deformazione media assiale per il muro in sabbia.

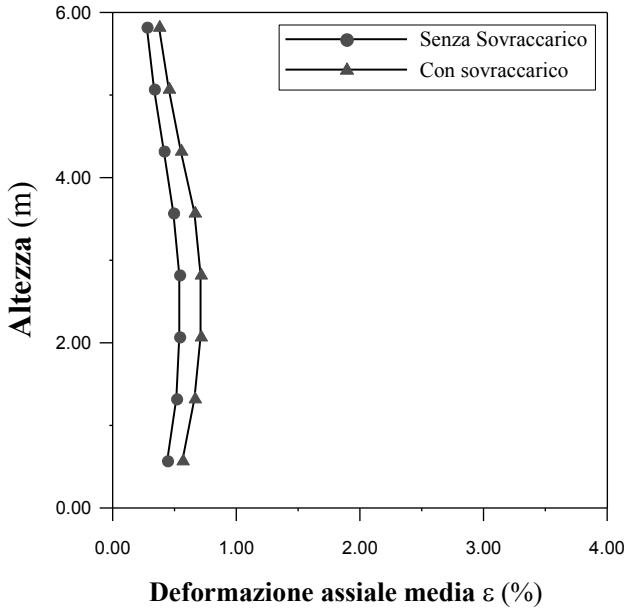


FIG. 3. 82 – Deformazione media assiale per il muro in sabbia limosa.

Gli incrementi di deformazione a seguito dell'applicazione del sovraccarico, rispettivamente per il muro in sabbia e per il muro in sabbia limosa, sono riportati nella TAB. 3. 17 e nella TAB. 3. 18.

TAB. 3. 17 – Incremento della deformazione media assiale prima dell'applicazione del sovraccarico nel muro in sabbia-

Livello	Altezza (m)	ε (%)		
		Senza sovraccarico	Con sovraccarico	Δu Incremento
8	5.83	0.26 %	0.33 %	30.77 %
7	5.08	0.30 %	0.37 %	26.67 %
6	4.33	0.33 %	0.43 %	29.41 %
5	3.58	0.42 %	0.51 %	23.53 %
4	2.83	0.42 %	0.54 %	29.41 %
3	2.08	0.42 %	0.51 %	23.53 %
2	1.33	0.37 %	0.47 %	26.67 %
1	0.57	0.32 %	0.37 %	15.38 %

TAB. 3. 18 – Incremento della deformazione media assiale prima dell'applicazione del sovraccarico nel muro in sabbia limosa

Livello	Altezza (m)	ε (%)		
		Senza sovraccarico	Con sovraccarico	Δu Incremento
8	5.83	0.28 %	0.37 %	35.71 %
7	5.08	0.33 %	0.45 %	35.29 %
6	4.33	0.41 %	0.55 %	33.33 %
5	3.58	0.49 %	0.66 %	35.00 %
4	2.83	0.54 %	0.71 %	31.82 %
3	2.08	0.54 %	0.71 %	31.82 %
2	1.33	0.51 %	0.66 %	28.57 %
1	0.57	0.44 %	0.56 %	27.78 %

Questa pagina è lasciata intenzionalmente bianca.

CAPITOLO 4 **ANALISI DINAMICA DEI MURI SPERIMENTALI**

4.1 PREMESSA

L'analisi dinamica agli elementi finiti sui muri in esame è stata svolta per effettuare una previsione del comportamento della struttura soggetta a diverse storie di accelerazioni sismiche con differenti valori della frequenza predominante dell'input, scalate ad un valore di accelerazione di picco pari a 0,25g.

Ai fini dell'analisi è stato considerato un comportamento di terreno di tipo elasto-plastico viscoso.

4.2 ACCELEROGRAMMI UTILIZZATI PER L'ANALISI SISMICA DEI MURI

Durante un evento sismico una struttura non risente soltanto dell'**ampiezza** dell'accelerazione che determina l'entità delle azioni inerziali che la sollecitano, ma risente anche del **contenuto in frequenza,** che descrive come le ampiezze del moto sismico sono distribuite tra le varie frequenze, e della **durata** del moto sismico. La risposta dinamica delle strutture dipende infatti, oltre che dalle ampiezze dei carichi applicati, dalle relative frequenze in relazione alle frequenze naturali proprie. Anche la durata del terremoto ha una notevole influenza sul danneggiamento soprattutto quando comincia ad essere elevata per effetto del numero di carichi ciclici che produce a cui le strutture sono sensibili.

Per studiare la risposta sismica dei muri sono stati scelti 5 accelerogrammi, registrati su roccia, aventi un differente contenuto in frequenza, TAB. 4. 1:

TAB. 4. 1 – Accelerogrammi di riferimento per l'analisi sismica.

Denominazione del terremoto	Anno	Accelerazione di picco	Accelerazione di picco scalata	Frequenza fondamentale dell'input [Hz]
CESI MONTE	1997	0.096 g	0.25 g	3.37
LOMA PRIETA	1989	0.113 g	0.25 g	2.47
EL CENTRO	1940	0.319 g	0.25 g	2.16
NORTHRIDGE	1994	0.583 g	0.25 g	1.73
SORTINO	1990	0.108 g	0.25 g	1.59

Cesi Monte: componente E-O del sisma che ha colpito l'Umbria il 14 ottobre 1997 alle 15.23, registrato a Cesi Monte,

Loma Prieta: componente E-O del sisma che ha colpito la zona di San Francisco il 17 ottobre del 1989 alle 17:04, registrato a Loma Prieta.

El Centro: componente N-S del sisma che ha colpito il sud della California il 18 maggio del 1940 alle 21.35, registrato ad El Centro.

Northridge: Componente N-S del sisma che ha colpito la zona di Los Angeles il 17 gennaio del 1994 alle 4:30, registrato a Northridge.

Sortino: componente N-E del sisma che ha colpito la Sicilia Orientale il 13 dicembre del 1990 alle 1:24, registrato a Sortino.

Tutti gli accelerogrammi utilizzati sono scalati a 0,25g e presentano tutti il picco di accelerazione massima verso il basso, in quanto per questo tipo di opere, non simmetriche nella distribuzione delle masse, la stessa storia delle accelerazioni conduce a differenti risultati se attivata in verso opposto (Carrubba e Brusarosco, 2004).

In aggiunta sono state effettuate per il muro in sabbia delle analisi con forzante sinusoidale per confrontate gli effetti di un sisma con gli effetti di una forzante armonica con caratteristiche di ampiezza e frequenza simili.

I grafici in FIG. 4. 1, FIG. 4. 3, FIG. 4. 5, FIG. 4. 7 e FIG. 4. 9 mostrano gli accelerogrammi utilizzati per l'analisi dinamica, i grafici in FIG. 4. 2, FIG. 4. 4, FIG. 4. 6, FIG. 4. 8 e FIG. 4. 10 mostrano invece i rispettivi spettri di Fourier.

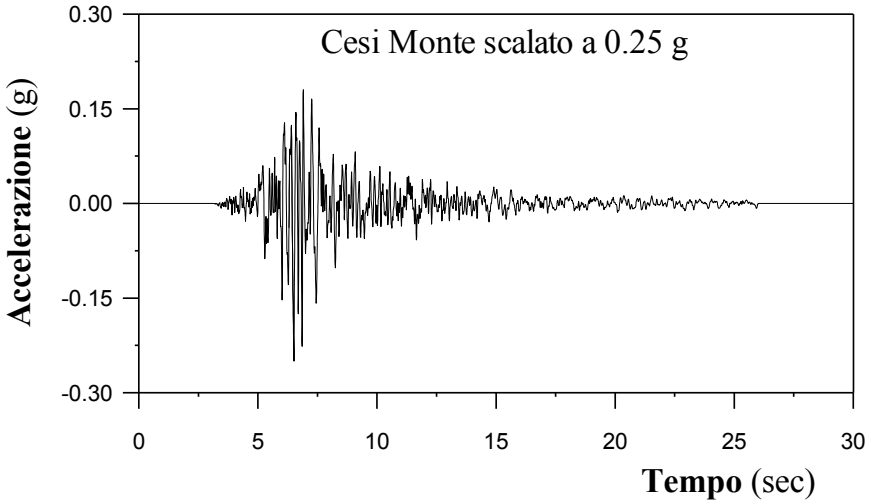


FIG. 4. 1 – Accelerogramma del terremoto di Cesi Monte scalato a 0,25g

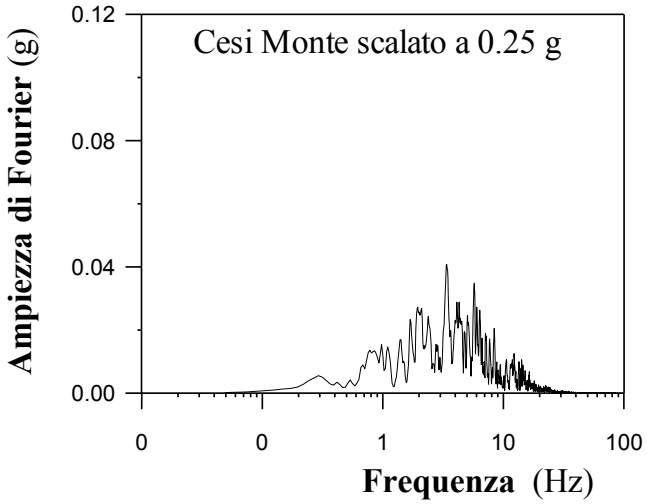


FIG. 4. 2 – Spettro di Fourier relativo all'accelerogramma del terremoto di Cesi Monte

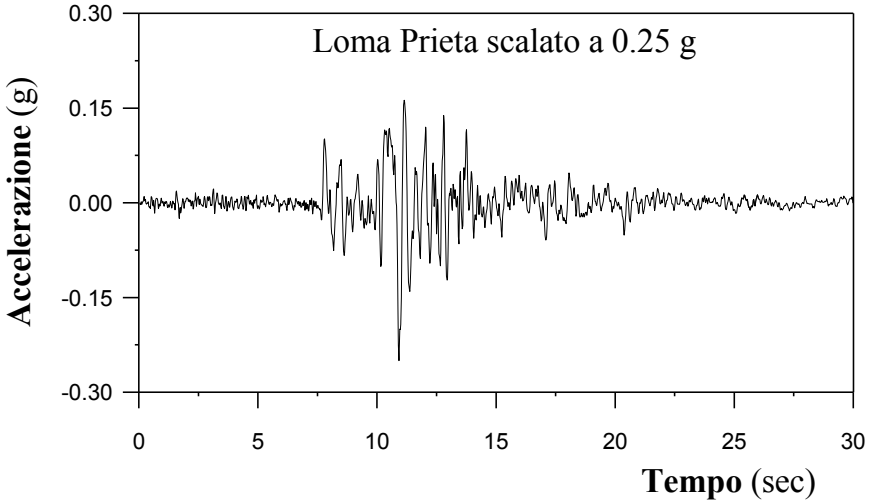


FIG. 4. 3 – Accelerogramma del terremoto di Loma Prieta scalato a 0,25g

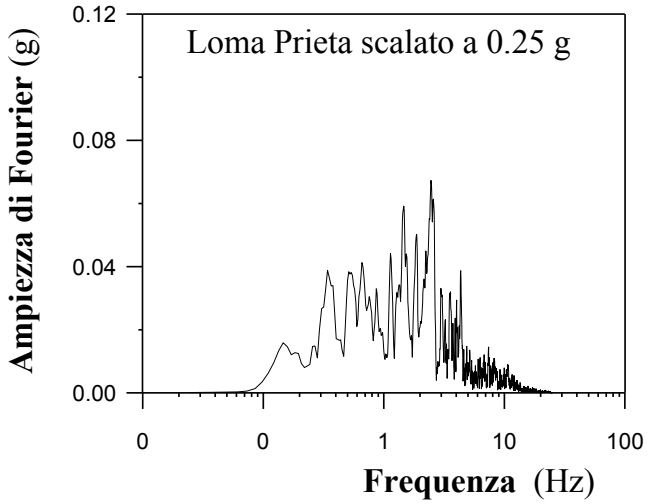


FIG. 4. 4 – Spettro di Fourier relativo all'accelerogramma del terremoto di Loma Prieta

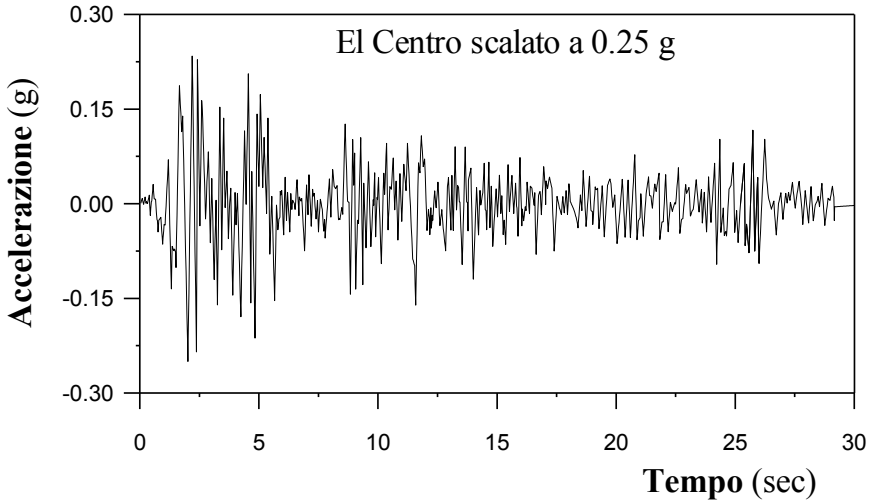


FIG. 4. 5 – Accelerogramma del terremoto di El Centro scalato a 0,25 g

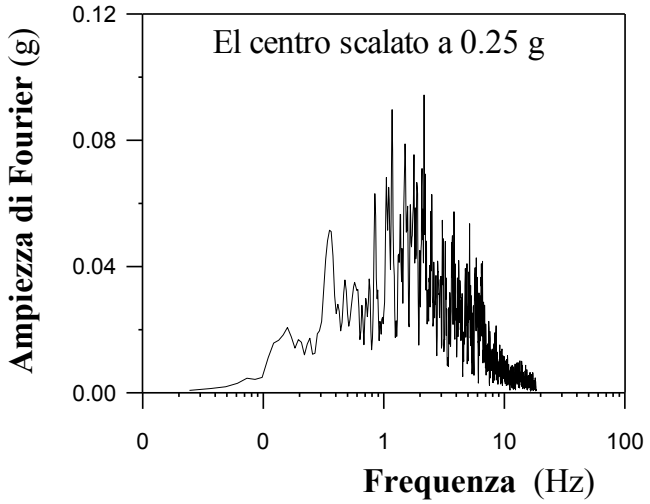


FIG. 4. 6 – Spettro di Fourier relativo all'accelerogramma di El Centro

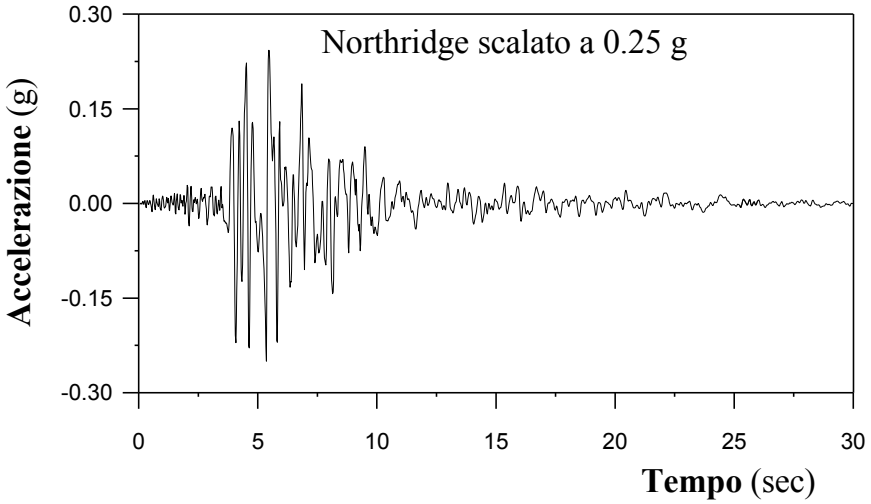


FIG. 4. 7 – Accelerogramma del terremoto di Northridge scalato a 0,25 g

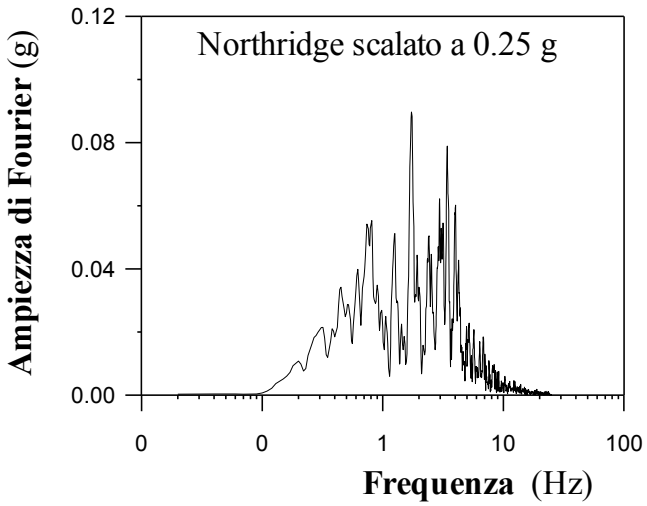


FIG. 4. 8 – Spettro di Fourier relativo all'accelerogramma del terremoto di Northridge

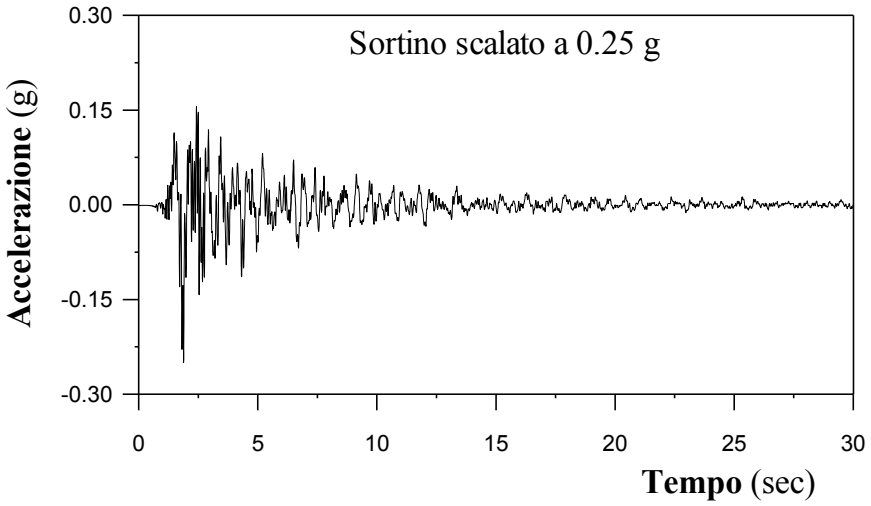


FIG. 4. 9 – Accelerogramma del terremoto di Sortino scalato a 0,25 g

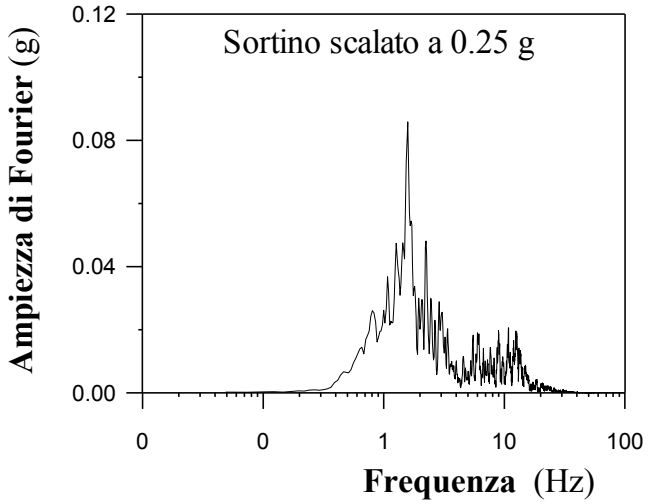


FIG. 4. 10 – Spettro di Fourier relativo all'accelerogramma del terremoto di Sortino

Si è voluto riportare lo spettro di Fourier e non lo spettro di risposta in quanto quest'ultimo riflette solo in maniera indiretta le caratteristiche del moto sismico, essendo esse filtrate attraverso la risposta della struttura; tende infatti a valutare, più che le caratteristiche del sisma, gli effetti da esso indotti su una struttura SDOF, tra l'alto molto differente, a livello di comportamento, da una struttura in terra rinforzata. Gli spettri di Fourier invece permettono di individuare in maniera immediata la frequenza predominante dell'input e se le frequenze in cui si concentrano le ampiezze più significative corrispondano ad una banda limitata o meno, a seconda se il campo di frequenza è più o meno esteso.

4.3 ANALISI AGLI ELEMENTI FINITI

Per effettuare l'analisi dinamica è stato necessario introdurre dei parametri aggiuntivi al modello analizzato staticamente al fine di ottenere una maggiore precisione della soluzione ed è stato necessario, al fine di eseguire l'analisi di tipo elasto-plastica viscoso, determinare i parametri di smorzamento viscoso che definiscono la matrice di dissipazione degli elementi del dominio.

Suddivisione del modello in strati

Il terreno sottostante è stato innanzitutto suddiviso in strati, FIG. 4. 11, per tenere conto dell'incremento delle velocità delle onde di taglio con la profondità, supposte invece costanti nella parte di terreno costituente il muro, FIG. 4. 12 e FIG. 4. 13. Considerare infatti il sottosuolo come un banco omogeneo, caratterizzato da un unico valore di velocità, può significare sottostimare anche notevolmente i potenziali effetti di amplificazione del moto sismico (Lanzo e Silvestri, 1999).

I valori dei parametri principali che caratterizzano i cluster di volume relativi alla colonna di terreno in FIG. 4. 11 sono riportati nella TAB. 4. 2 per il muro in sabbia e nella TAB. 4. 3 per il muro in sabbia limosa;

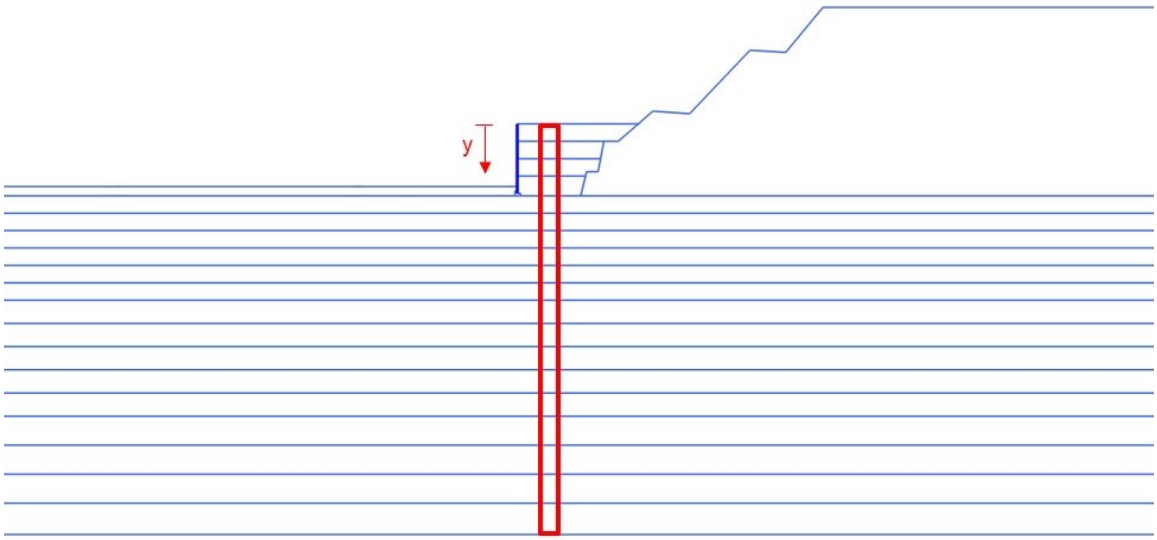


FIG. 4. 11 – Colonna di terreno comprendente il muro e il terreno al di sotto del muro

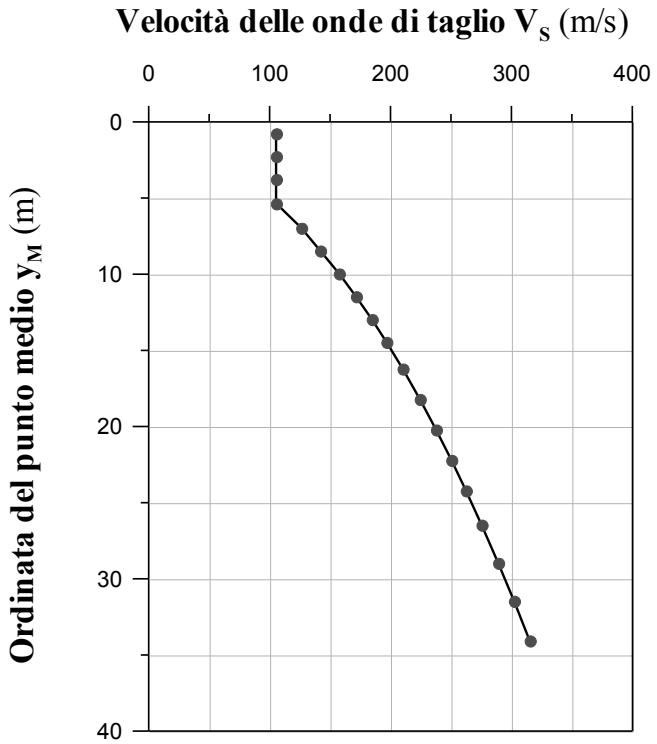


FIG. 4. 12 – Velocità delle onde di taglio V_S della stratigrafia considerata nell'analisi monodimensionale per la calibrazione dei parametri del muro in sabbia.

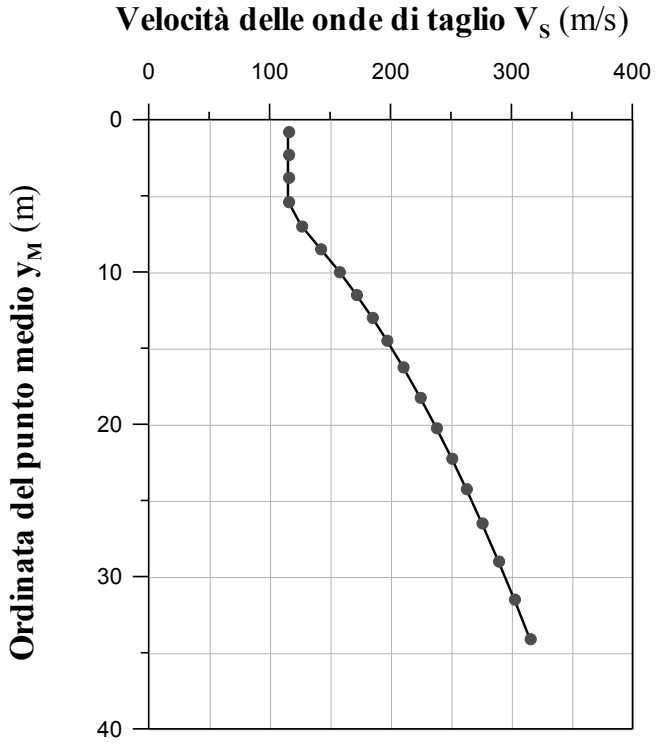


FIG. 4. 13 – Velocità delle onde di taglio V_S della stratigrafia considerata nell'analisi monodimensionale per la calibrazione dei parametri del muro in sabbia limosa.

TAB. 4. 2 – Valori dei parametri principali che caratterizzano la colonna di terreno comprendente il muro in sabbia e il terreno al di sotto del muro.

H_{strato} [m]	y_M [m]	γ [kN/m^3]	ν	c [kPa]	φ [°]	E [MPa]	G [MPa]	v_s [m/s]
1.5	0.8	17.0	0.3	0	42	50.0	19.2	105.3
1.5	2.3	17.0	0.3	0	42	50.0	19.2	105.3
1.5	3.8	17.0	0.3	0	42	50.0	19.2	105.3
1.7	5.4	17.0	0.3	0	42	50.0	19.2	105.3
1.5	7.0	18.5	0.3	20	38	84.9	32.7	126.1
1.5	8.5	19.0	0.3	20	38	108.3	41.6	141.8
1.5	10.0	19.0	0.3	20	38	131.6	50.6	157.3
1.5	11.5	19.0	0.3	20	38	155.0	59.6	171.4
1.5	13.0	19.0	0.3	20	38	178.4	68.6	184.5
1.5	14.5	19.0	0.3	25	38	201.7	77.6	196.6
2.0	16.2	19.0	0.3	25	38	229.0	88.1	210
2.0	18.2	19.0	0.3	25	38	260.1	100.1	224.2
2.0	20.2	19.0	0.3	25	38	291.3	112.0	237.6
2.0	22.2	19.0	0.3	25	38	322.4	124.0	250.3
2.0	24.2	19.0	0.3	25	38	353.6	136.0	262.3
2.5	26.5	19.0	0.3	25	38	388.6	149.5	275.3
2.5	29.0	19.0	0.3	25	38	427.6	164.5	289
2.5	31.5	19.0	0.3	25	38	466.5	179.4	302.1
2.7	34.1	19.0	0.3	25	38	507.0	195.0	315.1

TAB. 4. 3 – Valori dei parametri principali che caratterizzano la colonna di terreno comprendente il muro in sabbia limosa e il terreno al di sotto del muro.

H_{strato} [m]	y_M [m]	γ [kN/m^3]	ν	c [kPa]	φ [°]	E [MPa]	G [MPa]	v_s [m/s]
1.5	0.8	17.0	0.3	3	32	60.0	19.2	115.3
1.5	2.3	17.0	0.3	3	32	60.0	19.2	115.3
1.5	3.8	17.0	0.3	3	32	60.0	19.2	115.3
1.7	5.4	17.0	0.3	3	32	60.0	19.2	115.3
1.5	7.0	18.5	0.3	20	38	84.9	32.7	126.1
1.5	8.5	19.0	0.3	20	38	108.3	41.6	141.8
1.5	10.0	19.0	0.3	20	38	131.6	50.6	157.3
1.5	11.5	19.0	0.3	20	38	155.0	59.6	171.4
1.5	13.0	19.0	0.3	20	38	178.4	68.6	184.5
1.5	14.5	19.0	0.3	25	38	201.7	77.6	196.6
2.0	16.2	19.0	0.3	25	38	229.0	88.1	210
2.0	18.2	19.0	0.3	25	38	260.1	100.1	224.2
2.0	20.2	19.0	0.3	25	38	291.3	112.0	237.6
2.0	22.2	19.0	0.3	25	38	322.4	124.0	250.3
2.0	24.2	19.0	0.3	25	38	353.6	136.0	262.3
2.5	26.5	19.0	0.3	25	38	388.6	149.5	275.3
2.5	29.0	19.0	0.3	25	38	427.6	164.5	289
2.5	31.5	19.0	0.3	25	38	466.5	179.4	302.1
2.7	34.1	19.0	0.3	25	38	507.0	195.0	315.1

Definizione dei contorni viscosi

Quando si effettua un'analisi dinamica è necessario che i contorni verticali del modello siano sufficientemente lontani dalla regione in cui viene modellata l'opera che si vuole analizzare in quanto l'opera potrebbe risentire di un disturbo dovuto alla riflessione delle onde incidenti dovuto alla la vicinanza dei contorni. Da analisi parametriche svolte da Amorosi et al. (2008) per uno studio di RSL, si è visto che la soluzione ottenuta nel dominio di interesse non risente della riflessione delle onde ai bordi se viene assunta una larghezza L del modello pari ad otto volte l'altezza H:

$$L = 8H \tag{4.1}$$

L'allontanamento dei bordi verticali dalla regione di interesse, però, potrebbe non essere sufficiente a garantire che l'opera non risenta della onde riflesse. Per ovviare il problema è necessario applicare ai bordi del modello dei contorni viscosi alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) che hanno la funzione di assorbire parte dell'energia delle onde che investono i contorni.

Le componenti normali e di taglio assorbite mediante smorzatori in direzione orizzontale sono pari a:

$$\sigma_n = -C_1 \cdot \rho \cdot V_P \cdot \dot{u}_x \tag{4.2}$$

$$\tau = -C_2 \cdot \rho \cdot V_S \cdot \dot{u}_y \tag{4.3}$$

dove:

ρ è la densità del materiale;

V_P e V_S sono rispettivamente velocità delle onde di deformazione volumetrica e delle onde di deformazione distorsionale;

C_1 e C_2 sono i coefficienti che controllano l'effetto dei contorni assorbenti;

$\dot{u}_x$ e $\dot{u}_y$ sono rispettivamente componente orizzontale e verticale della velocità nel generico nodo appartenente al contorno assorbente.

I valori dei coefficienti che controllano l'effetto assorbente assegnati sono:

$C_1 = 1$;

$C_2 = 1$;

Dimensione degli elementi della mesh

Nel definire il reticolo di elementi finiti in un'analisi dinamica è necessario attenzionare la dimensione degli elementi del dominio. La precisione numerica della trasmissione

dell'onda, infatti, dipende sia dal contenuto in frequenza dell'onda di ingresso che dalla velocità di propagazione delle onde nel terreno. Kuhlemeyer & Lysmer (1973) hanno dimostrato che, per una rappresentazione accurata della trasmissione delle onde attraverso il modello del terreno, la dimensione dell'elemento spaziale ΔL deve essere:

$$\Delta L < \frac{\lambda}{k} = \frac{1}{k}\frac{V_S}{f_n} \tag{4.4}$$

Dove

λ è la lunghezza d'onda associata alla frequenza con più alto contenuto energetico;

k è un coefficiente variabile tra 8 e 10;

V_S è la velocitò di di propagazione delle onde sismiche del terreno;

f_n è la frequenza con più alto contenuto energetico (frequenza significativa dell'input).

Nel caso in esame la dimensione degli elementi finiti è stata stabilita in modo tale che la condizione di Kuhlemeyer & Lysmer (1973) fosse soddisfatta.

Determinazione dei parametri di smorzamento alla Rayleigh

Nelle procedure di analisi agli elementi finiti la matrice di dissipazione viscosa è comunemente espressa secondo la formulazione di Rayleigh (Muscolino, 2002).

$$[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K] \tag{4.5}$$

dove

a_R e β_R sono i coefficienti di Rayleigh.

È possibile dimostrare che il rapporto di smorzamento

$$\xi_j = \frac{\alpha_R}{2}\frac{1}{\omega_j} + \frac{\beta_R}{2}\omega_j \tag{4.6}$$

dove

ω_j è la frequenza circolare relativa al modo j.

I coefficienti di Rayleigh vengono comunemente determinati attraverso due procedure, a seconda che si fissi il valore del rapporto di smorzamento modale ξ_j in corrispondenza di una o due frequenze naturali opportunamente selezionate (frequenze di controllo).

Secondo la prima procedura, imponendo che ξ_j assuma il valore ξ^* in corrispondenza della frequenza di controllo ω^*, i coefficienti di Rayleigh assumono le seguenti espressioni:

$$\alpha_R = \xi^* \omega^* \tag{4.7}$$

$$\beta_R = \frac{\xi^*}{\omega^*} \tag{4.8}$$

e il rapporto di smorzamento del generico modo j è espresso dalla relazione:

$$\xi_j = \frac{\xi^*}{2}\left(\frac{\omega^*}{\omega_j} + \frac{\omega_j}{2}\right) \tag{4.9}$$

La FIG. 4. 14-a, mostra la variazione di ξ_j con ω_j. Si nota che ξ_j assume un minimo, pari al valore imposto ξ^*, in corrispondenza della frequenza di controllo ω^* mentre è sovrastimato per ω diverso da ω^*. Nello stesso grafico sono inoltre diagrammati i due contributi, corrispondenti ai termini proporzionali alla matrice delle masse e a quella delle rigidezze nella coefficiente d'interazione, che sono rispettivamente inversamente e direttamente proporzionali a ω_j.

La seconda procedura consiste invece nel fissare lo smorzamento modale in corrispondenza di due frequenze naturali ω_m e ω_n. Assegnando lo stesso valore del rapporto di smorzamento ξ^* in corrispondenza dei modi m ed n, si ottiene per a_R e β_R:

$$\alpha_R = \xi^*\left(\frac{2\,\omega_m\,\omega_n}{\omega_m + \omega_n}\right) \tag{4.10}$$

$$\beta_R = \xi^*\left(\frac{2}{\omega_m + \omega_n}\right) \tag{4.11}$$

Queste due relazioni possono essere scritte in forma compatta come:

$$\begin{Bmatrix}\alpha_R \\ \beta_R\end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_n + \omega_m}\begin{Bmatrix}\omega_n\omega_m \\ 1\end{Bmatrix} \tag{4.12}$$

Il rapporto di smorzamento ξ_j associato al j-esimo modo di vibrazione risulta:

$$\xi_j = \frac{2\xi^*}{\omega_m + \omega_n}\left(\frac{\omega_m\,\omega_n}{2\omega_j} + \frac{\omega_j}{2}\right) \tag{4.13}$$

La FIG. 4. 14-b mostra la sua variazione del rapporto di smorzamento con la frequenza naturale circolare ω_j. Dalla figura si nota che la scelta di due frequenze di controllo consente, rispetto alla procedura descritta in precedenza, di ridurre la variazione del rapporto di smorzamento modale in un più ampio campo di frequenze. In particolare ξ_j è

inferiore al valore imposto ξ^* nel campo di frequenza compreso tra ω_m e ω_n, mentre al di fuori di questo intervallo viene sovrastimato.

Le analisi numeriche di risposta locale sono frequentemente condotte assumendo la matrice di dissipazione proporzionale unicamente alla matrice di rigidezza, indicata come formulazione di Rayleigh semplificata, ponendo cioè:

$$[C] = \beta_R [K] \tag{4.14}$$

con β calcolato in funzione di un'unica frequenza di controllo ω^* secondo la relazione:

$$\beta_R = \frac{2\xi^*}{\omega^*} \tag{4.15}$$

In questa ipotesi ξ_j cresce linearmente con ω_j secondo la relazione:

$$\xi_j = \frac{\xi^*}{\omega^*}\omega_j \tag{4.16}$$

che si ottiene sostituendo la (4.15) nella (4.6) con a = 0, FIG. 4. 14-c. Il rapporto di smorzamento è quindi fortemente sovrastimato per frequenze superiori a ω^*. In genere si assume ω^* pari alla frequenza circolare fondamentale del deposito ω_1.

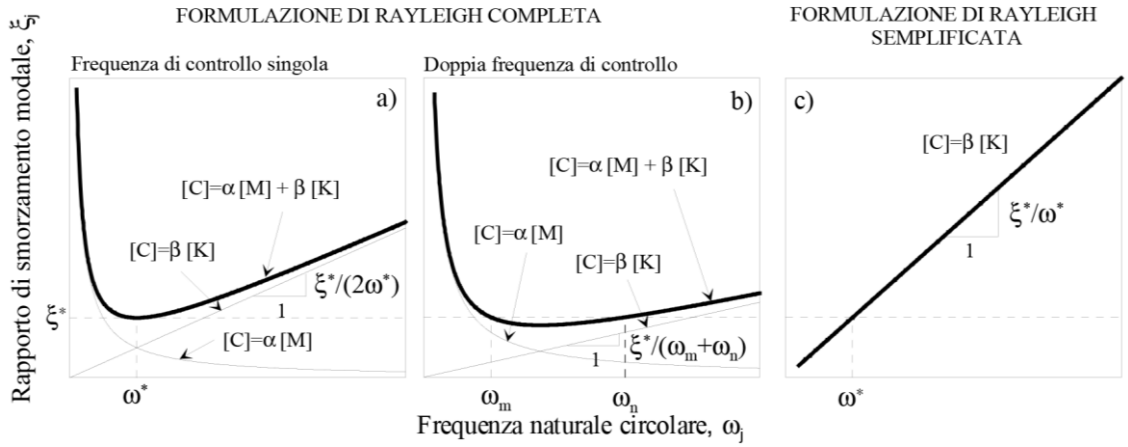


FIG. 4. 14 – Variazione del rapporto di smorzamento modale con la frequenza naturale circolare per la formulazione di Rayleigh completa a singola (a) e doppia (b) frequenza di controllo e per la formulazione di Rayleigh semplificata (c) (Lanzo et al., 2004).

L'esame dei diagrammi di FIG. 4. 14 mostra che la formulazione di Rayleigh completa a doppia frequenza di controllo consente di modellare adeguatamente uno smorzamento viscoso poco variabile con la frequenza nel campo di frequenze di interesse (FIG. 4. 14 a); viceversa, la formulazione di Rayleigh completa a singola frequenza di controllo (FIG. 4. 14-b) e, soprattutto quella semplificata (FIG. 4. 14-c), forniscono un rapporto di smorzamento crescente marcatamente con la frequenza (Lanzo et al., 2004).

La determinazione della matrice di rigidezza si riduce quindi alla scelta delle frequenze angolari di controllo.

Per le due frequenze di controllo è stata scelta la formulazione di Rayleigh completa a doppia frequenza di controllo associata al generico elemento q della mesh. La matrice di smorzamento relativa al generico elemento è del tipo

$$[C]_q = \alpha_{Rq}[M]_q + \beta_{Rq}[K]_q \tag{3.17}$$

dove

$[M]_q$ e $[K]_q$ sono rispettivamente le matrici di masse e di rigidezza dell'elemento q;

α_{Rq} e β_{Rq} sono i coefficienti di Rayleigh espressi dalle seguenti relazioni:

$$\alpha_{Rq} = \xi_q\left(\frac{2\omega_m\omega_n}{\omega_m+\omega_n}\right) \tag{3.18}$$

$$\beta_{Rq} = \xi_q\left(\frac{2}{\omega_m+\omega_n}\right) \tag{3.19}$$

dove:

ξ_q il rapporto di smorzamento del terreno costituente l'elemento q.

Per le due frequenze di controllo si pone

$$\omega_m = \omega_1 \tag{3.20}$$

$$\omega_n = n\omega_1 \tag{3.21}$$

dove:

n l'intero dispari che approssima per eccesso il rapporto tra la frequenza predominante dell'input sismico (ω_{IN}) e la frequenza fondamentale del deposito (ω_1).

Questa scelta consente di tenere conto dei modi che contribuiscono significativamente alla risposta globale del sistema mediante sia le caratteristiche di vibrazione del deposito sia il contenuto in frequenza del moto di input.

Il rapporto di smorzamento del terreno varia al variare della profondità e per questo motivo nell'analisi dinamica viene effettuata un'ulteriore suddivisione del substrato sottostante l'opera analizzata, in modo da poter assegnare ad ogni strato i valori di a_R e β_R che gli competono (Lanzo et al., 2004).

La determinazione del rapporto di smorzamento alle varie quote, della frequenza predominante dell'input sismico (ω_{IN}) e della frequenza fondamentale del deposito (ω_1)

viene effettuata attraverso l'analisi di propagazione monodimensionale con il codice di calcolo monodimensionale EERA.

Il codice di calcolo EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis), sviluppato nel 1998 alla University of Southern California, si basa sull'approccio lineare equivalente (Bardet et al., 2000) e consente di valutare la risposta sismica di un deposito di terreno schematizzandolo come un sistema di N strati orizzontali omogenei, isotropi e visco-elastici, sovrastanti un semispazio uniforme, attraversati da onde di taglio che incidono verticalmente le superfici, FIG. 4. 15.

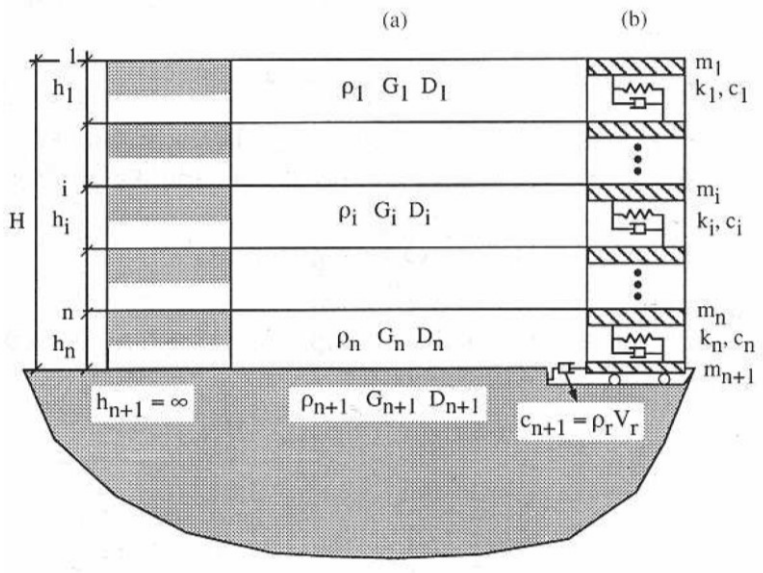


FIG. 4. 15 – Modello a strati continui adottato da EERA (Lanzo e Silvestri, 1999).

Esso richiede come dati di input i parametri che caratterizzano il terreno, modulo di taglio massimo G_{MAX} e il peso dell'unità di volume γ, le curve che esprimono la variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_0 e dello smorzamento ξ con la deformazione di taglio e l'accelerogramma associato al terremoto di riferimento. Il programma restituisce sia in forma grafica che in forma numerica lo spettro di risposta sia dell'input sismico che del deposito.

Il codice esegue un'analisi visco-elastica lineare equivalente che consiste in una serie di analisi lineari, con aggiornamento successivo dei valori della rigidezza a taglio $G(\gamma)$ e dello smorzamento $\xi(\gamma)$ fino al soddisfacimento di un criterio di convergenza sulle deformazioni.

La procedura lineare equivalente include le seguenti fasi: assunto l'accelerogramma associato al terremoto di input e ottenuto da esso, mediante le trasformate dirette (FFT), il corrispondente spettro di Fourier, la funzione di trasferimento consente di ottenere lo spettro lungo la superficie di separazione tra due generici strati contigui. Da esso, con

un'operazione inversa (IFFT), si ottiene il corrispondente l'accelerogramma nel dominio del tempo e mediante doppia integrazione nel tempo, si ricavano gli spostamenti orizzontali alla profondità considerata e, derivandoli rispetto a z, si valuta la variazione temporale della deformazione di taglio insieme al suo valore massimo, FIG. 4. 16.

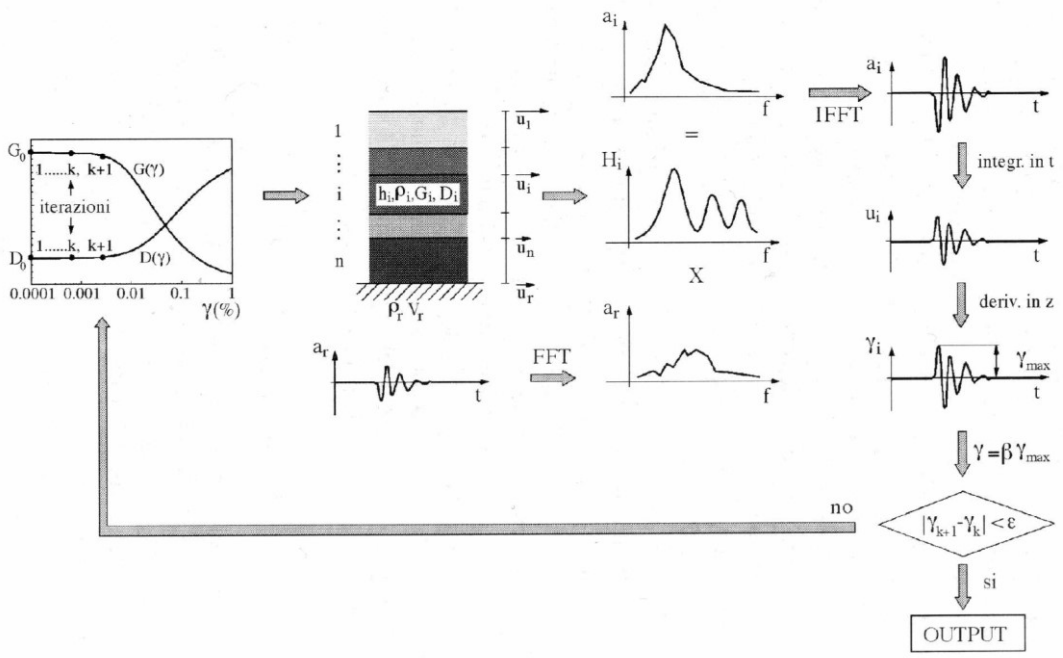


FIG. 4. 16 – Rappresentazione schematica dell'algoritmo per l'analisi lineare equivalente utilizzata nel codice di calcolo EERA (Lanzo e Silvestri, 1999).

Al fine di eseguire le analisi in EERA è stata modellata la colonna di terreno segnata in FIG. 4. 11 per entrambi i muri e sono state inserite le curve di smorzamento e decadimento del modulo di taglio dei terreni, con cui i due muri sono stati realizzati, determinate attraverso le prove di colonna risonante. Assegnato l'input sismico e definiti i valori di ω_{IN}, ω_1 e del rapporto di smorzamento ξ_q alle varie quote, sono stati definiti i valori di α_{Rq} e β_{Rq}.

I valori dei parametri di Rayleigh dipendono sia dall'input sismico che dalle proprietà della colonna stratigrafica per cui sono stati determinati per entrambi i muri al variare della sollecitazione sismica. Tali valori sono riportati in forma grafica nelle FIG. 4. 17 ÷ FIG. 4. 26 e in forma numerica in TAB. 4. 4 per il muro in sabbia e in TAB. 4. 5 per il muro in sabbia limosa.

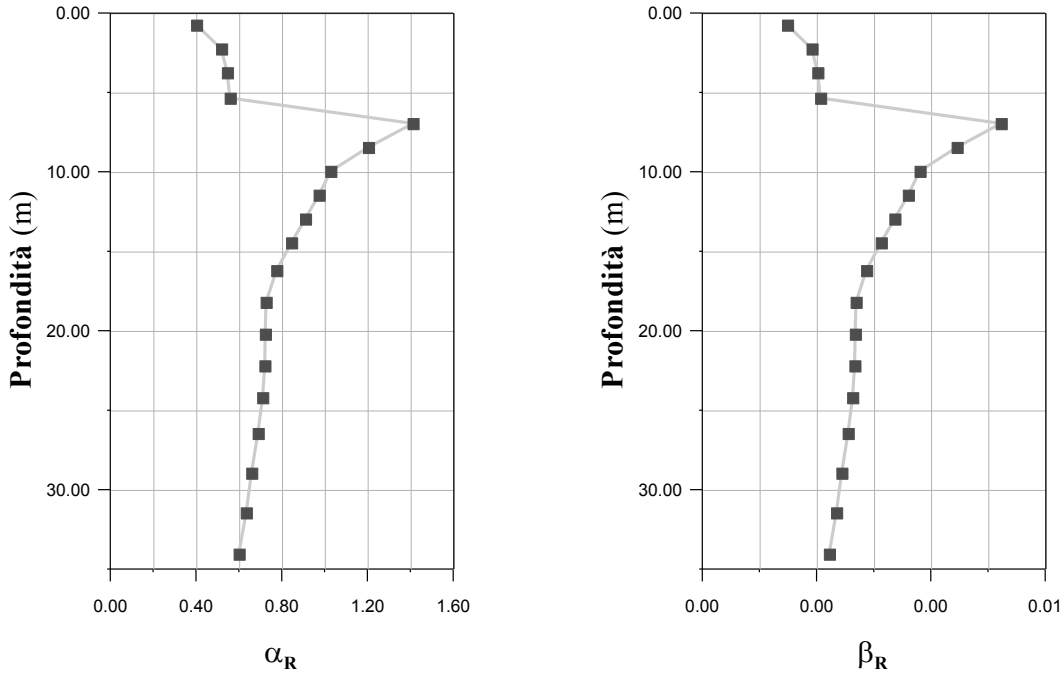


FIG. 4. 17 – Valori dei parametri di Rayleigh per il muro in sabbia relativi all'input sismico di Cesi Monte.

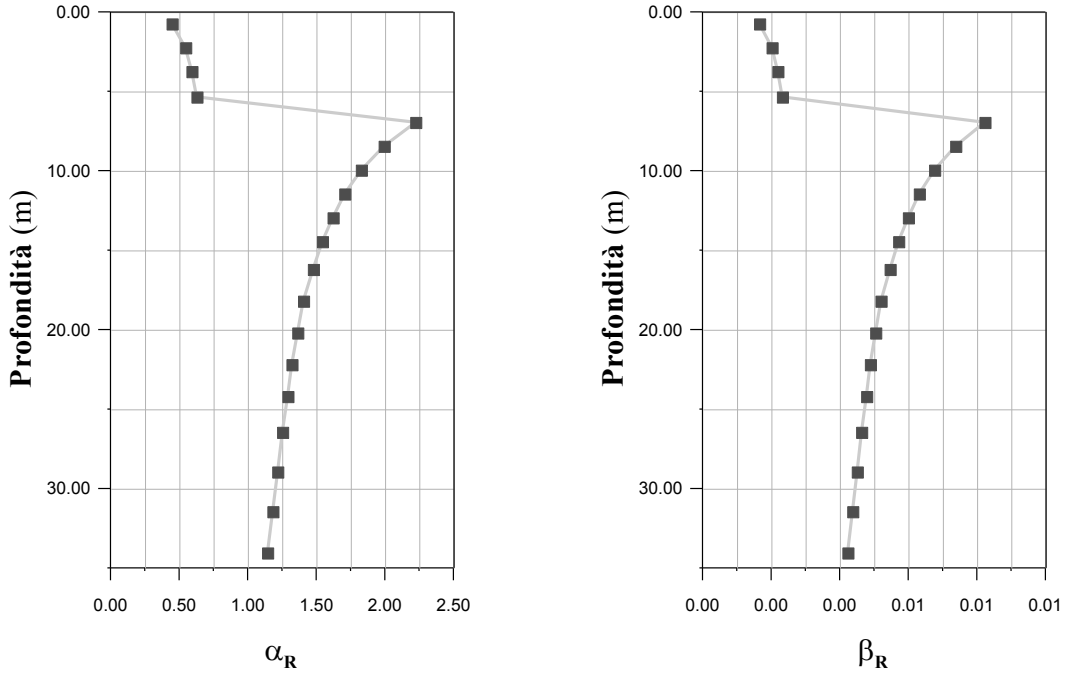


FIG. 4. 18 – Valori dei parametri di Rayleigh per il muro in sabbia relativi all'input sismico di Loma Prieta.

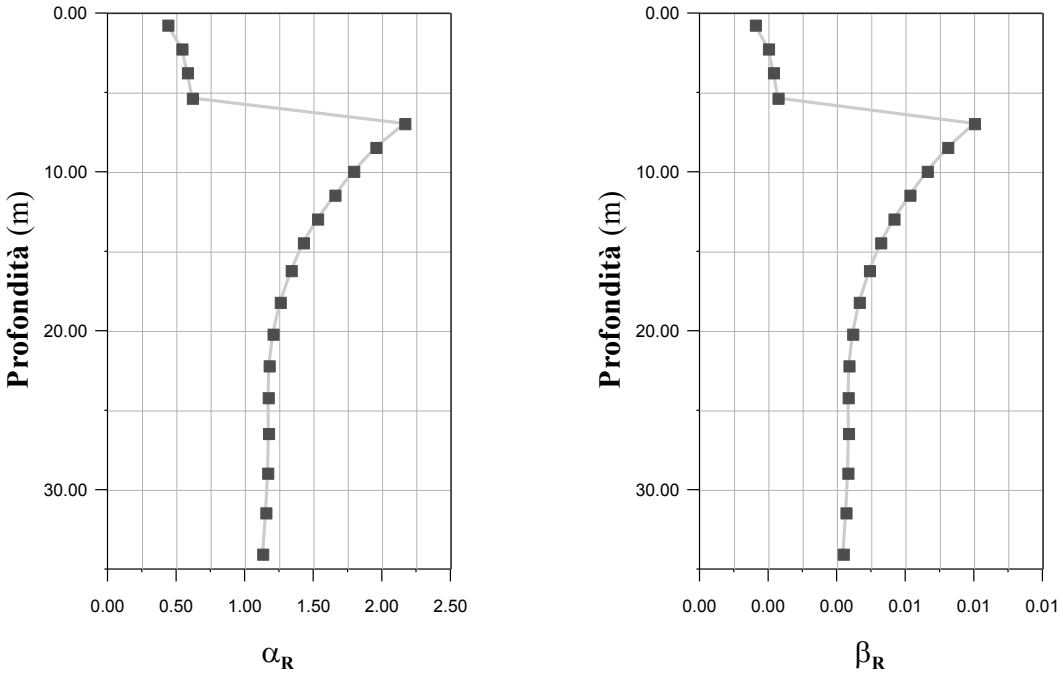


FIG. 4. 19 – Valori dei parametri di Rayleigh per il muro in sabbia relativi all'input sismico di El Centro.

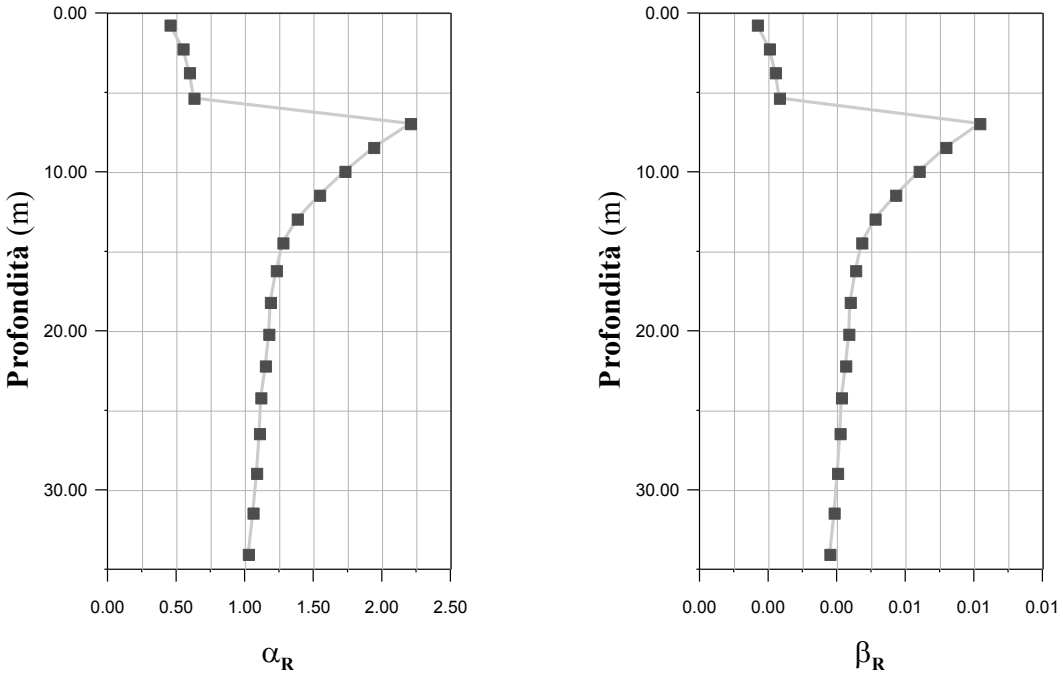


FIG. 4. 20 – Valori dei parametri di Rayleigh per il muro in sabbia relativi all'input sismico di Northridge.

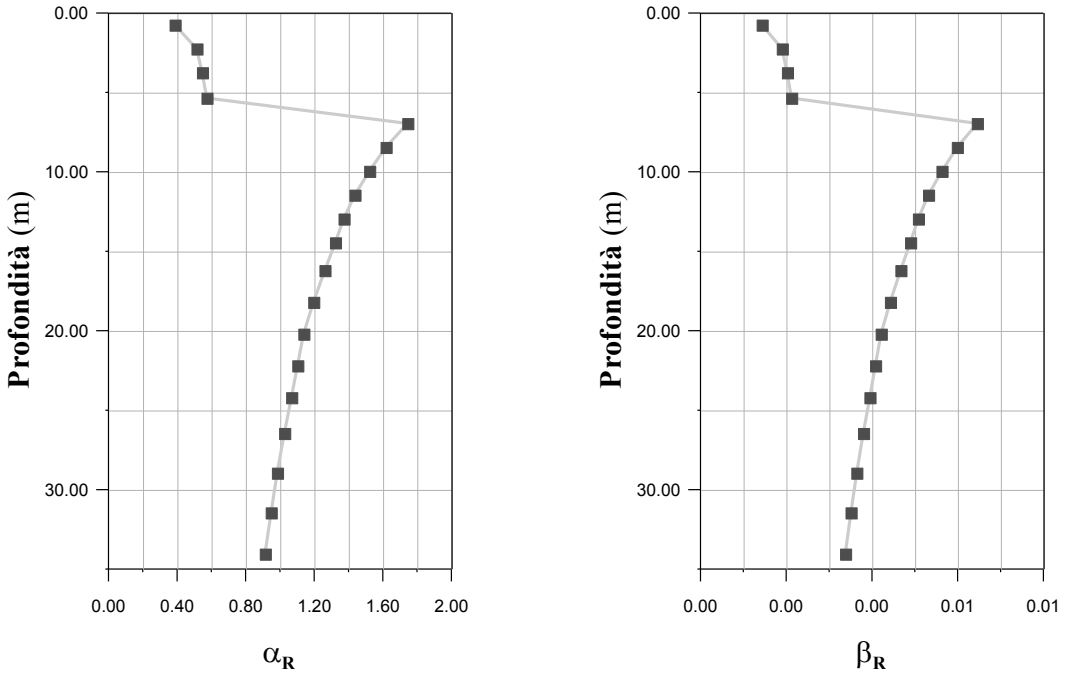


FIG. 4. 21 – Valori dei parametri di Rayleigh per il muro in sabbia relativi all'input sismico di Sortino.

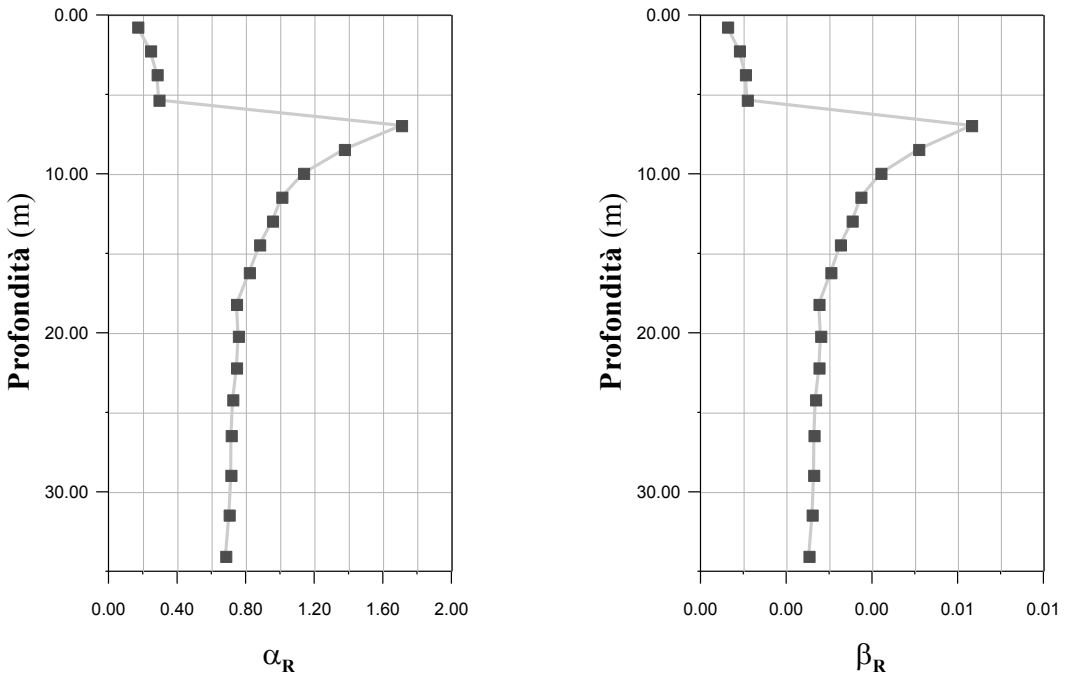


FIG. 4. 22 – Valori dei parametri di Rayleigh per il muro in sabbia limosa relativi all'input sismico di Cesi Monte.

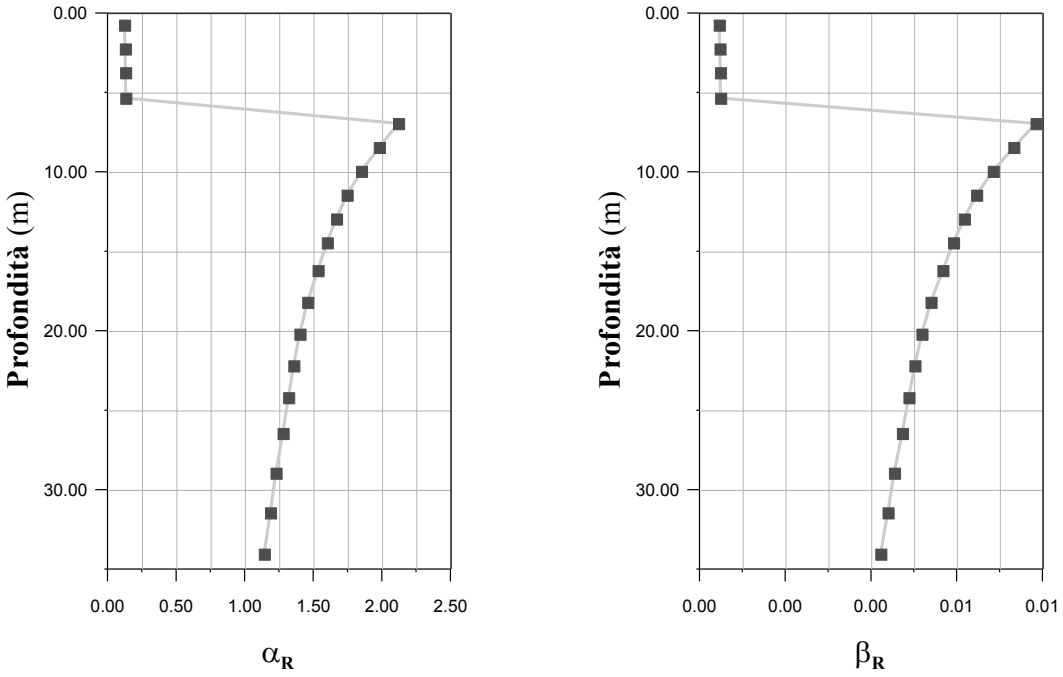


FIG. 4. 23 – Valori dei parametri di Rayleigh per il muro in sabbia limosa relativi all'input sismico di Loma Prieta.

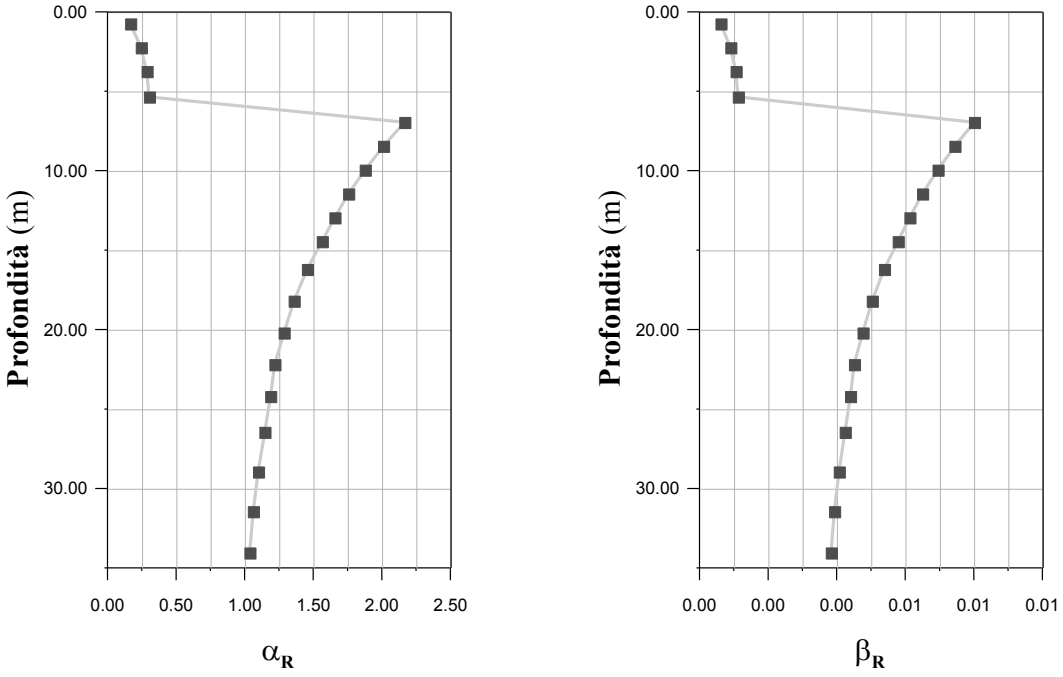


FIG. 4. 24 – Valori dei parametri di Rayleigh per il muro in sabbia limosa relativi all'input sismico di El Centro.

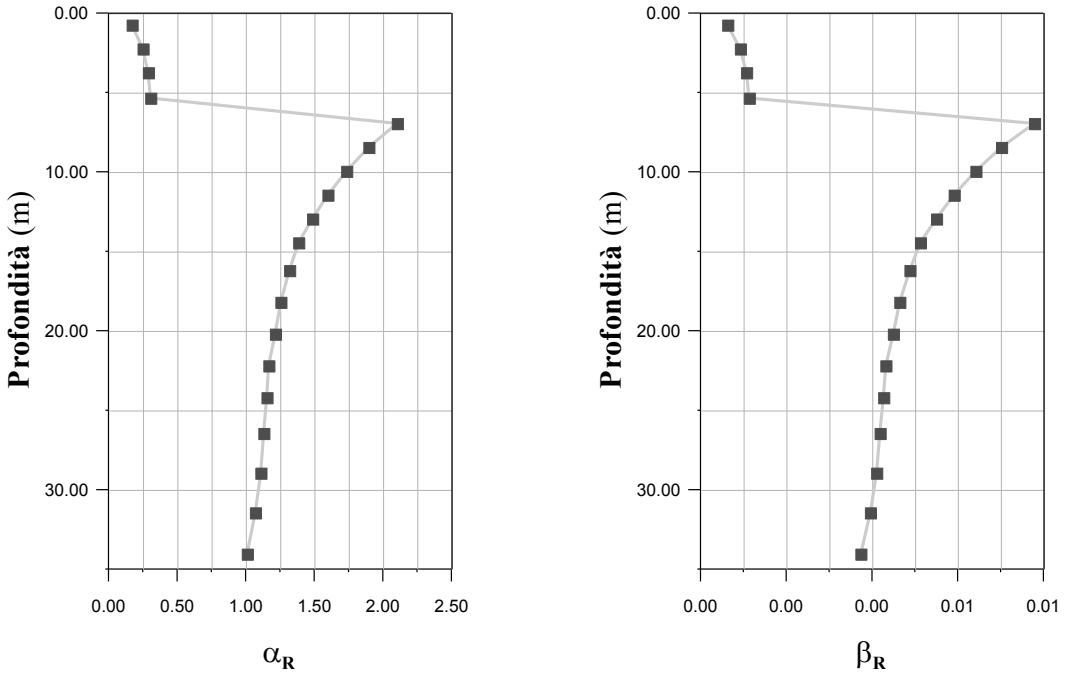


FIG. 4. 25 – Valori dei parametri di Rayleigh per il muro in sabbia limosa relativi all'input sismico di Northridge.

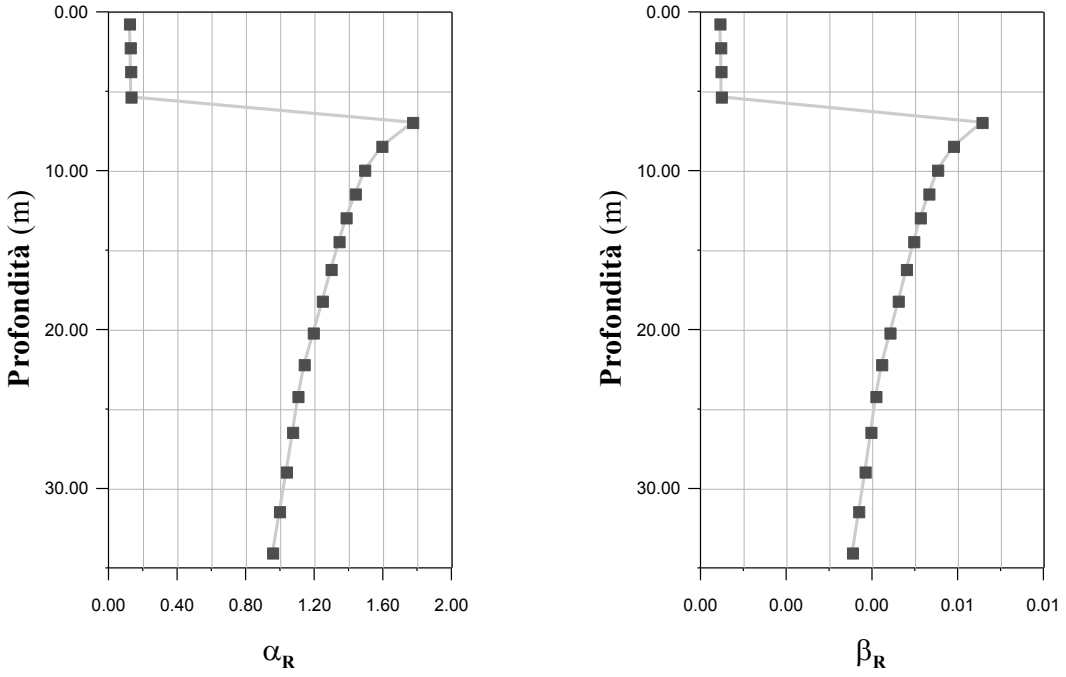


FIG. 4. 26 – Valori dei parametri di Rayleigh per il muro in sabbia limosa relativi all'input sismico di Sortino.

TAB. 4. 4 – Valori numerici dei parametri di Rayleigh per il muro in sabbia.

y_M [m]	Cesi Monte		Loma Prieta		El Centro		Northridge		Sortino	
	α_R	β_R	α_R	β_R	α_R	β_R	α_R	β_R	α_R	β_R
0.8	0.402	0.0015	0.448	0.0017	0.438	0.0016	0.455	0.0017	0.387	0.0014
2.3	0.518	0.0019	0.547	0.0020	0.541	0.0020	0.549	0.0020	0.515	0.0019
3.8	0.546	0.0020	0.593	0.0020	0.581	0.0022	0.596	0.0022	0.547	0.0020
5.4	0.558	0.0021	0.628	0.0020	0.617	0.0023	0.628	0.0023	0.573	0.0021
7.0	1.412	0.0052	2.224	0.0020	2.165	0.0080	2.207	0.0082	1.744	0.0065
8.5	1.204	0.0045	1.993	0.0020	1.955	0.0072	1.939	0.0072	1.618	0.0060
10.0	1.028	0.0038	1.827	0.0020	1.793	0.0066	1.729	0.0064	1.522	0.0056
11.5	0.973	0.0036	1.707	0.0020	1.657	0.0061	1.544	0.0057	1.437	0.0053
13.0	0.910	0.0034	1.621	0.0020	1.530	0.0057	1.381	0.0051	1.373	0.0051
14.5	0.845	0.0031	1.544	0.0020	1.426	0.0053	1.276	0.0047	1.323	0.0049
16.2	0.776	0.0029	1.477	0.0020	1.337	0.0049	1.229	0.0045	1.262	0.0047
18.2	0.726	0.0027	1.406	0.0020	1.257	0.0047	1.186	0.0044	1.196	0.0044
20.2	0.723	0.0027	1.363	0.0020	1.205	0.0045	1.175	0.0043	1.138	0.0042
22.2	0.720	0.0027	1.321	0.0020	1.177	0.0044	1.150	0.0043	1.102	0.0041
24.2	0.710	0.0026	1.291	0.0020	1.170	0.0043	1.117	0.0041	1.067	0.0039
26.5	0.689	0.0025	1.253	0.0020	1.173	0.0043	1.106	0.0041	1.026	0.0038
29.0	0.659	0.0024	1.218	0.0020	1.167	0.0043	1.086	0.0040	0.984	0.0036
31.5	0.634	0.0023	1.182	0.0020	1.152	0.0043	1.059	0.0039	0.948	0.0035
34.1	0.600	0.0022	1.144	0.0020	1.130	0.0042	1.025	0.0038	0.913	0.0034

TAB. 4. 5 – Valori numerici dei parametri di Rayleigh per il muro in sabbia limosa.

y_M [m]	Cesi Monte		Loma Prieta		El Centro		Northridge		Sortino	
	α_R	β_R	α_R	β_R	α_R	β_R	α_R	β_R	α_R	β_R
0.8	0.170	0.0006	0.123	0.0005	0.167	0.0006	0.171	0.0006	0.121	0.0004
2.3	0.244	0.0009	0.128	0.0005	0.245	0.0009	0.250	0.0009	0.126	0.0005
3.8	0.282	0.0010	0.130	0.0005	0.287	0.0011	0.290	0.0011	0.128	0.0005
5.4	0.293	0.0011	0.132	0.0005	0.304	0.0011	0.306	0.0011	0.130	0.0005
7.0	1.708	0.0063	2.120	0.0078	2.166	0.0080	2.104	0.0078	1.773	0.0066
8.5	1.374	0.0051	1.980	0.0073	2.011	0.0074	1.897	0.0070	1.593	0.0059
10.0	1.136	0.0042	1.851	0.0068	1.878	0.0069	1.735	0.0064	1.493	0.0055
11.5	1.010	0.0037	1.746	0.0065	1.756	0.0065	1.598	0.0059	1.438	0.0053
13.0	0.955	0.0035	1.668	0.0062	1.657	0.0061	1.487	0.0055	1.384	0.0051
14.5	0.880	0.0033	1.600	0.0059	1.564	0.0058	1.386	0.0051	1.343	0.0050
16.2	0.820	0.0030	1.533	0.0057	1.456	0.0054	1.319	0.0049	1.297	0.0048
18.2	0.745	0.0028	1.458	0.0054	1.359	0.0050	1.256	0.0046	1.246	0.0046
20.2	0.756	0.0028	1.401	0.0052	1.286	0.0048	1.215	0.0045	1.193	0.0044
22.2	0.746	0.0028	1.357	0.0050	1.219	0.0045	1.168	0.0043	1.140	0.0042
24.2	0.724	0.0027	1.319	0.0049	1.188	0.0044	1.153	0.0043	1.104	0.0041
26.5	0.714	0.0026	1.278	0.0047	1.146	0.0042	1.131	0.0042	1.073	0.0040
29.0	0.713	0.0026	1.227	0.0045	1.099	0.0041	1.110	0.0041	1.036	0.0038
31.5	0.702	0.0026	1.187	0.0044	1.062	0.0039	1.070	0.0040	0.996	0.0037
34.1	0.682	0.0025	1.142	0.0042	1.037	0.0038	1.010	0.0037	0.956	0.0035

4.4 ANALISI DEI RISULTATI

4.4.1 Generalità

Il comportamento dei muri è stato analizzato in termini di spostamenti, di forze di trazione, del di luogo dei punti in cui le trazioni sono massime e in termini di deformazione dei rinforzi, valutando gli incrementi generati dal carico dinamico rispetto a quelli che si hanno in campo statico. In particolare per ogni analisi sono stati esaminati gli spostamenti orizzontali u_X, le deformazioni medie ε_M dei rinforzi, le tensioni massime T_{MAX}, e la distanza dal pannello in cui in cui si ha la massima tensione nel rinforzo il cui inviluppo traccia la linea che divide la "zona attiva" dalla "zona passiva".

4.4.2 Spostamenti

Nei grafici in FIG. 4. 27 ÷ FIG. 4. 31 sono riportati gli spostamenti dei pannelli i facciata a seguito dell'applicazione del carico sismico messi a confronto con gli spostamenti dovuti al solo carico statico per il muro in sabbia. Quelli relativi al muro in sabbia limosa sono riportati nei grafici in FIG. 4. 33 ÷ FIG. 4. 37.

In FIG. 4. 32 e In FIG. 4. 38 sono riportati gli spostamenti dovuti ai carichi sismici rispettivamente per il muro in sabbia e per il muro in sabbia limosa. I valori numerici in alcuni punti sono invece riportati nelle TAB. 4. 6 e TAB. 4. 7.

È possibile notare come per i carichi sismici applicati gli spostamenti in testa al muro in sabbia vanno da un valore minimo di circa 13 cm, nel caso del terremoto di Sortino scalato a 0,25g, ad un valore massimo di circa 23 cm, nel caso del terremoto di El Centro scalato a 0,25g, con un incremento massimo dello spostamento di circa 23 cm. Nel caso del muro in sabbia limosa invece gli spostamenti in testa al muro vanno da un valore minimo di 18 cm, nel caso del terremoto di Cesi Monte, ad un valore massimo di circa 41 cm, con un incremento massimo dello spostamento di circa 37 cm.

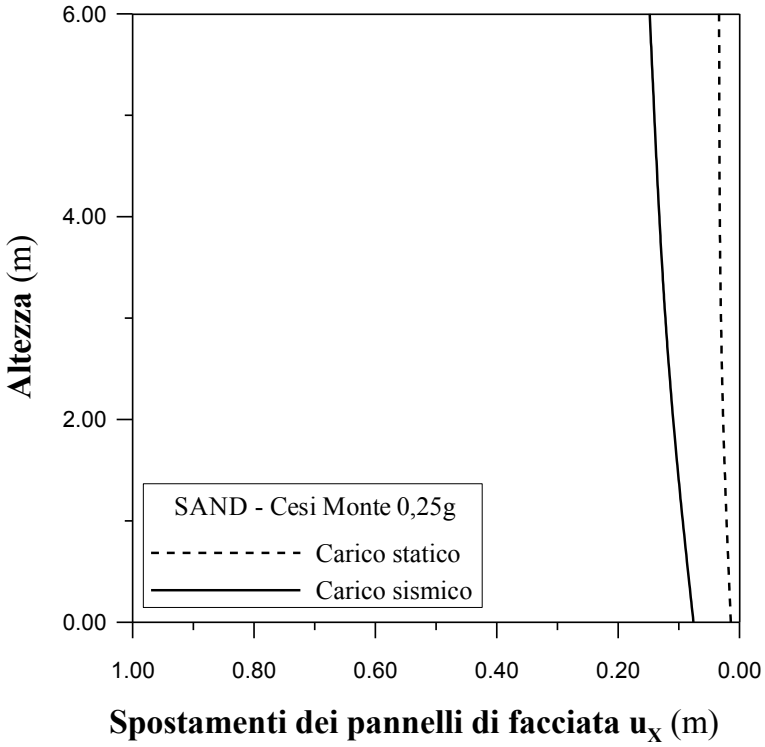


FIG. 4. 27 – Confronto tra gli spostamenti dei pannelli del muro in sabbia dovuti al carico statico e gli spostamenti dei pannelli dovuti al carico sismico (Cesi Monte scalato a 0,25g).

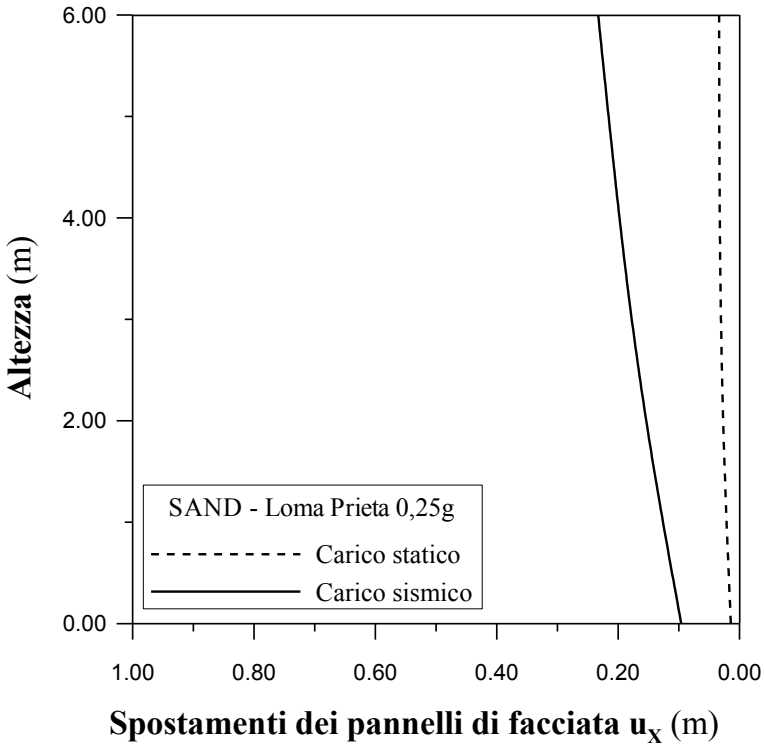


FIG. 4. 28 – Spostamenti dei pannelli del muro in sabbia dovuti al carico statico e spostamenti dei pannelli dovuti al carico sismico (Loma Prieta scalato a 0,25g).

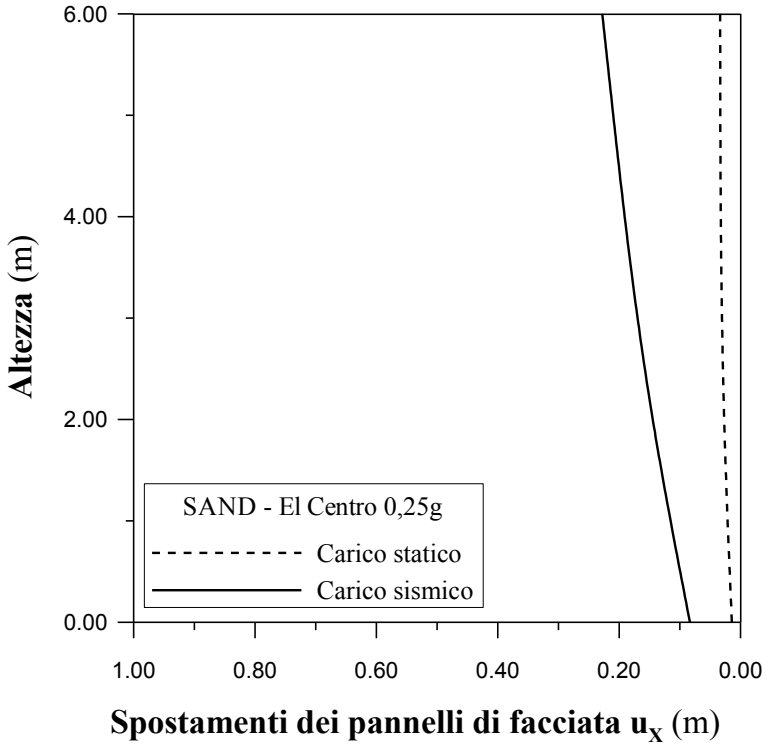


FIG. 4. 29 – Spostamenti dei pannelli del muro in sabbia dovuti al carico statico e spostamenti dei pannelli dovuti al carico sismico (El Centro scalato a 0,25g).

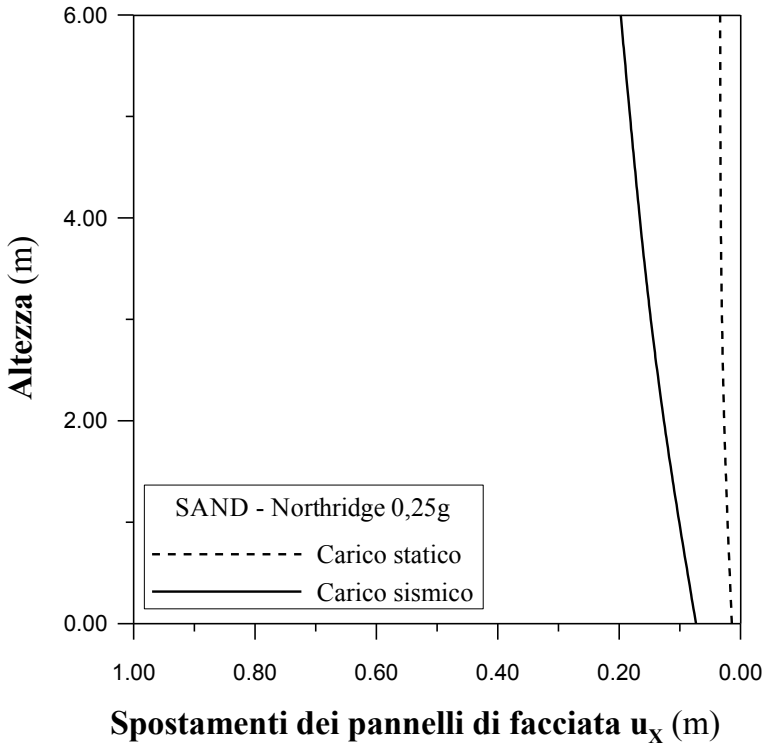


FIG. 4. 30 – Spostamenti dei pannelli del muro in sabbia dovuti al carico statico e spostamenti dei pannelli dovuti al carico sismico (Northridge scalato a 0,25g).

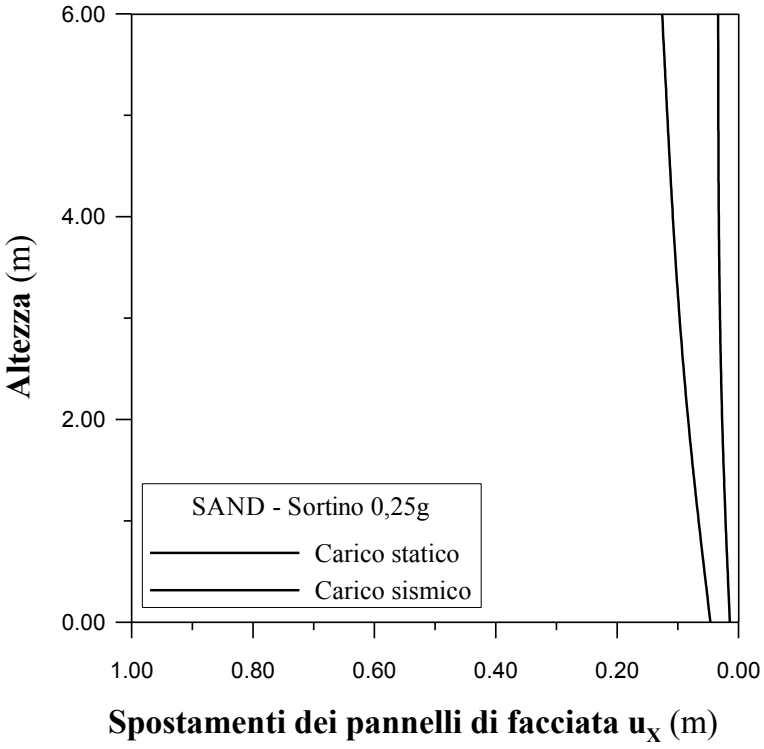


FIG. 4. 31 – Spostamenti dei pannelli del muro in sabbia dovuti al carico statico e spostamenti dei pannelli dovuti al carico sismico (Sortino scalato a 0,25g).

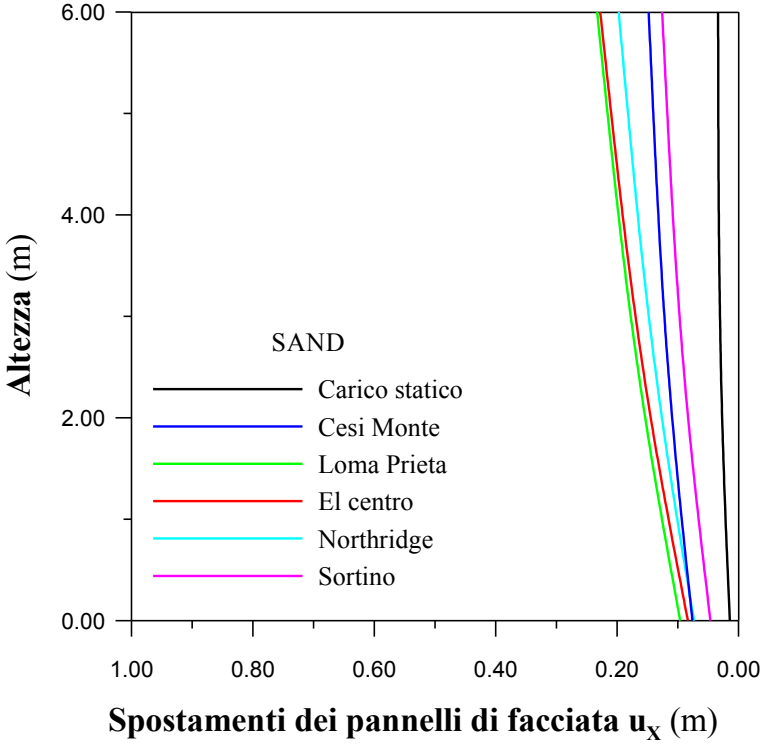


FIG. 4. 32 – Risultati dinamici in termini di spostamento dei pannelli del muro in sabbia.

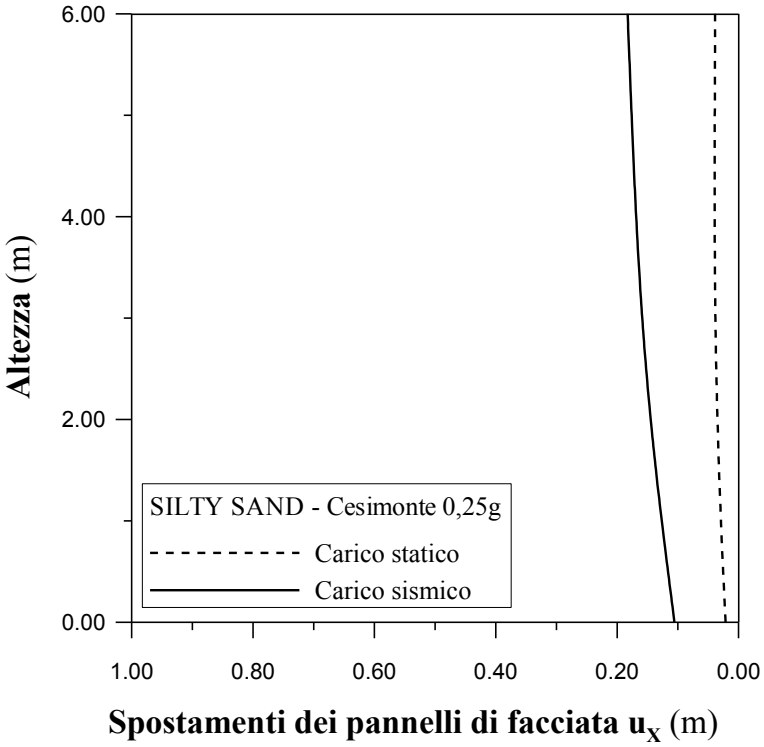


FIG. 4. 33 – Spostamenti dei pannelli del muro in sabbia dovuti al carico statico e spostamenti dei pannelli dovuti al carico sismico (Cesi Monte scalato a 0,25g) .

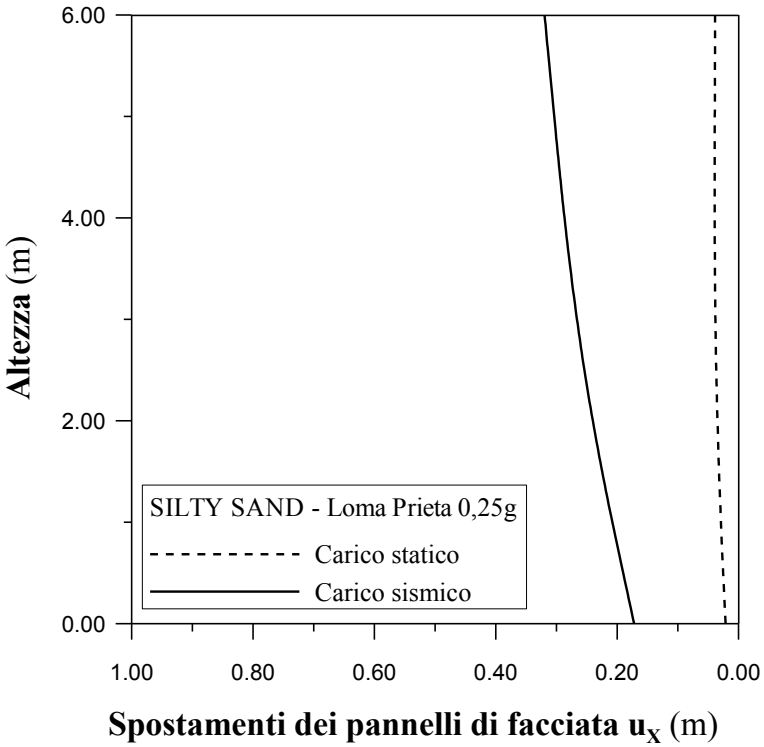


FIG. 4. 34 – Spostamenti dei pannelli del muro in sabbia limosa dovuti al carico statico e spostamenti dei pannelli dovuti al carico sismico (Loma Prieta scalato a 0,25g).

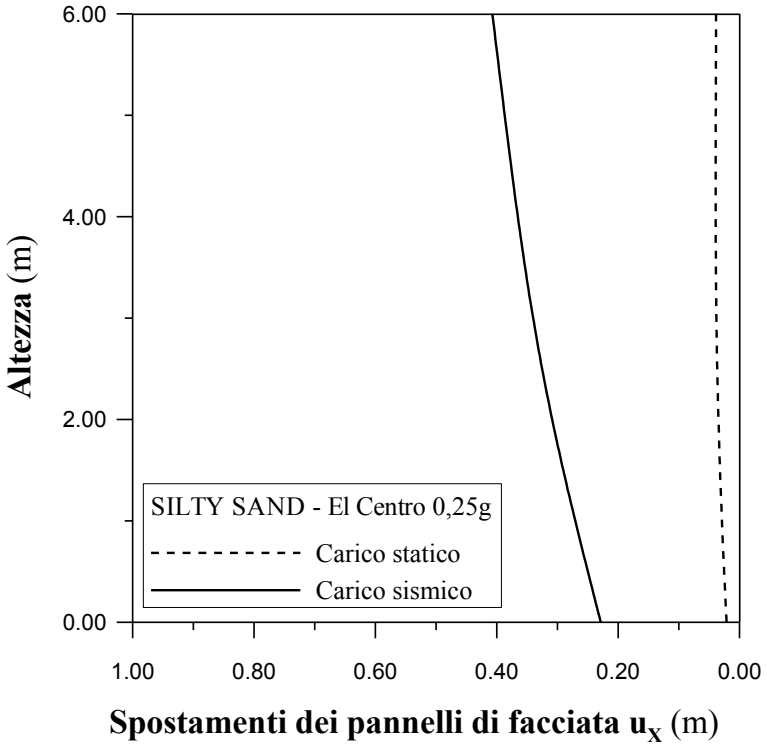


FIG. 4. 35 – Spostamenti dei pannelli del muro in sabbia limosa dovuti al carico statico e spostamenti dei pannelli dovuti al carico sismico (El Centro scalato a 0,25g).

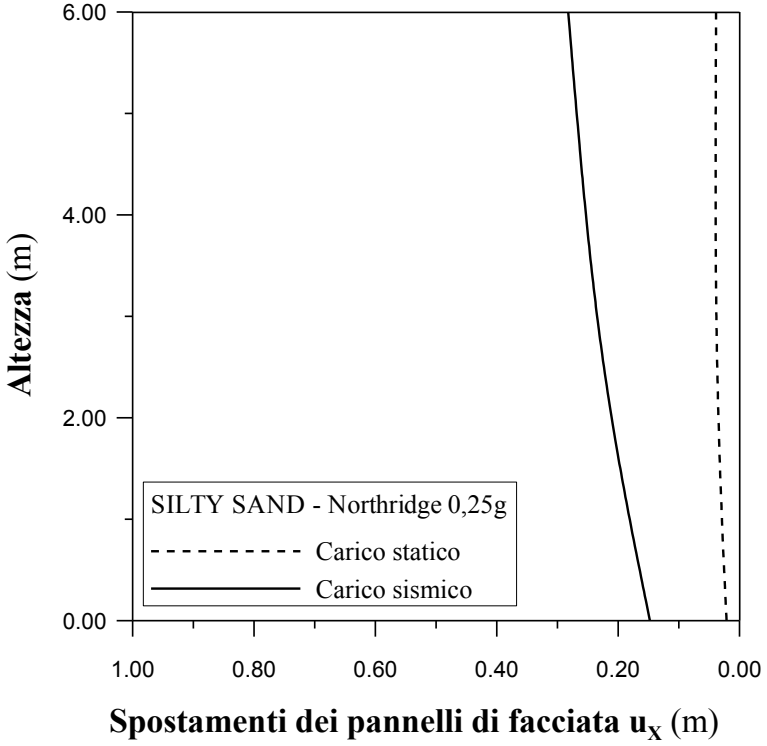


FIG. 4. 36 – Spostamenti dei pannelli del muro in sabbia limosa dovuti al carico statico e spostamenti dei pannelli dovuti al carico sismico (Northridge scalato a 0,25g).

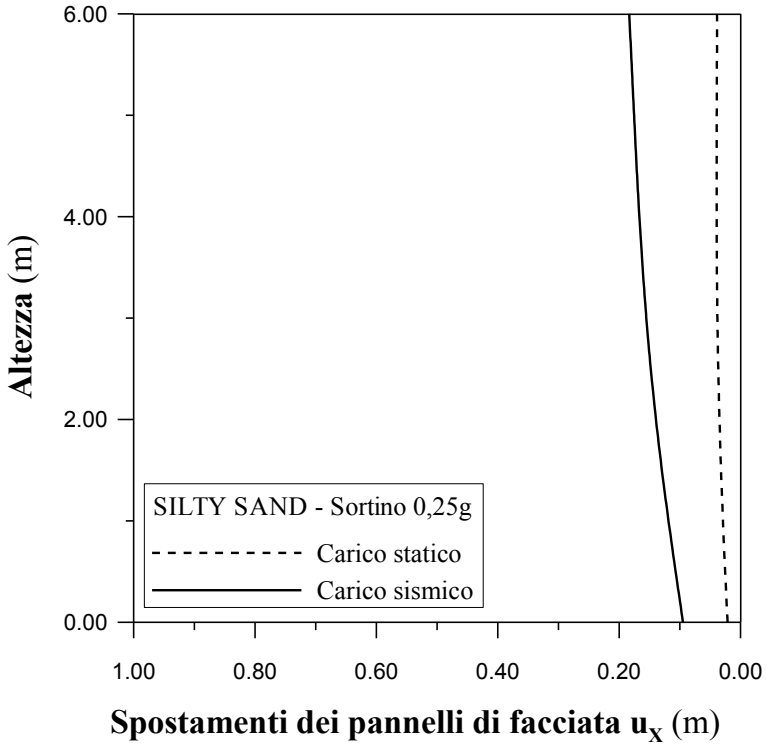


FIG. 4. 37 – Spostamenti dei pannelli del muro in sabbia dovuti al carico statico e spostamenti dei pannelli dovuti al carico sismico (Sortino scalato a 0,25g).

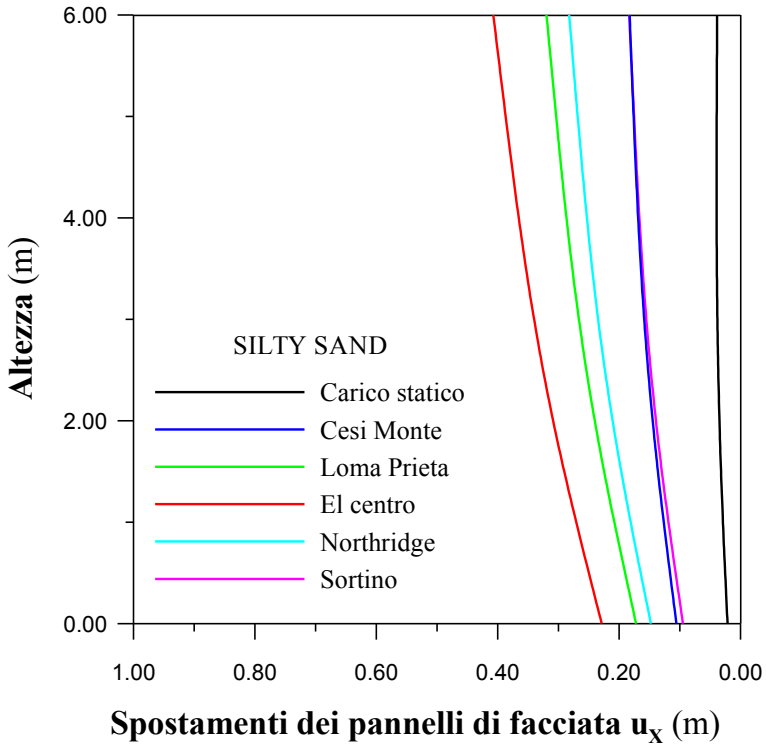


FIG. 4. 38 – Risultati dinamici in termini di spostamento dei pannelli del muro in sabbia limosa.

TAB. 4. 6 – Valori numerici degli spostamenti dei pannelli verticali del muro in sabbia.

Altezza [m]	Ux [m]					
	Carico Statico	Carico Sismico				
		Cesi Monte	Loma Prieta	El Centro	Northridge	Sortino
6	0.034	0.148	0.233	0.228	0.197	0.126
5.25	0.033	0.142	0.220	0.214	0.186	0.119
4.50	0.033	0.136	0.207	0.200	0.174	0.113
3.75	0.032	0.130	0.193	0.186	0.162	0.106
3.00	0.031	0.122	0.178	0.170	0.148	0.097
2.25	0.028	0.113	0.160	0.151	0.132	0.087
1.50	0.024	0.102	0.140	0.130	0.114	0.075
0.75	0.020	0.089	0.118	0.107	0.094	0.061
0	0.014	0.076	0.096	0.083	0.073	0.046

TAB. 4. 7 – Valori numerici degli spostamenti dei pannelli verticali del muro in sabbia limosa.

Altezza [m]	Ux [m]					
	Carico Statico	Carico Sismico				
		Cesi Monte	Loma Prieta	El Centro	Northridge	Sortino
6	0.048	0.183	0.320	0.407	0.282	0.183
5.25	0.047	0.178	0.308	0.392	0.272	0.177
4.50	0.046	0.173	0.296	0.376	0.261	0.171
3.75	0.044	0.166	0.282	0.359	0.249	0.164
3.00	0.042	0.159	0.266	0.340	0.235	0.155
2.25	0.038	0.149	0.247	0.317	0.217	0.144
1.50	0.033	0.136	0.225	0.290	0.196	0.130
0.75	0.026	0.121	0.198	0.260	0.172	0.112
0	0.018	0.106	0.172	0.229	0.148	0.095

4.4.3 Forze di trazione nei rinforzi.

Nei grafici in FIG. 4. 39 ÷ FIG. 4. 43 sono riportate le distribuzioni delle forze di trazione lungo tutti i rinforzi per il muro in sabbia sia dovuti al carico statico che al carico sismico. Le distribuzioni sui rinforzi nel muro in sabbia limosa sono riportate nei grafici in FIG. 4. 44 ÷ FIG. 4. 48.

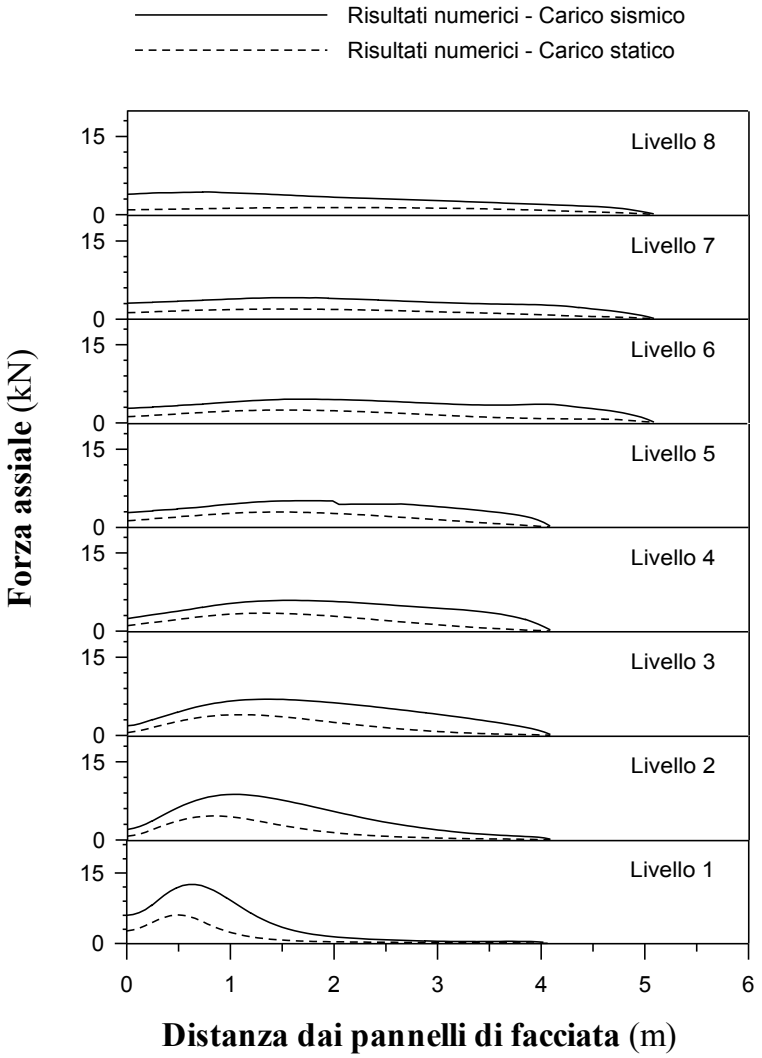


FIG. 4. 39 – Distribuzione delle forze di trazione lungo i rinforzi del muro in sabbia dovuta al carico statico e al carico sismico (Cesi Monte scalato a 0,25g).

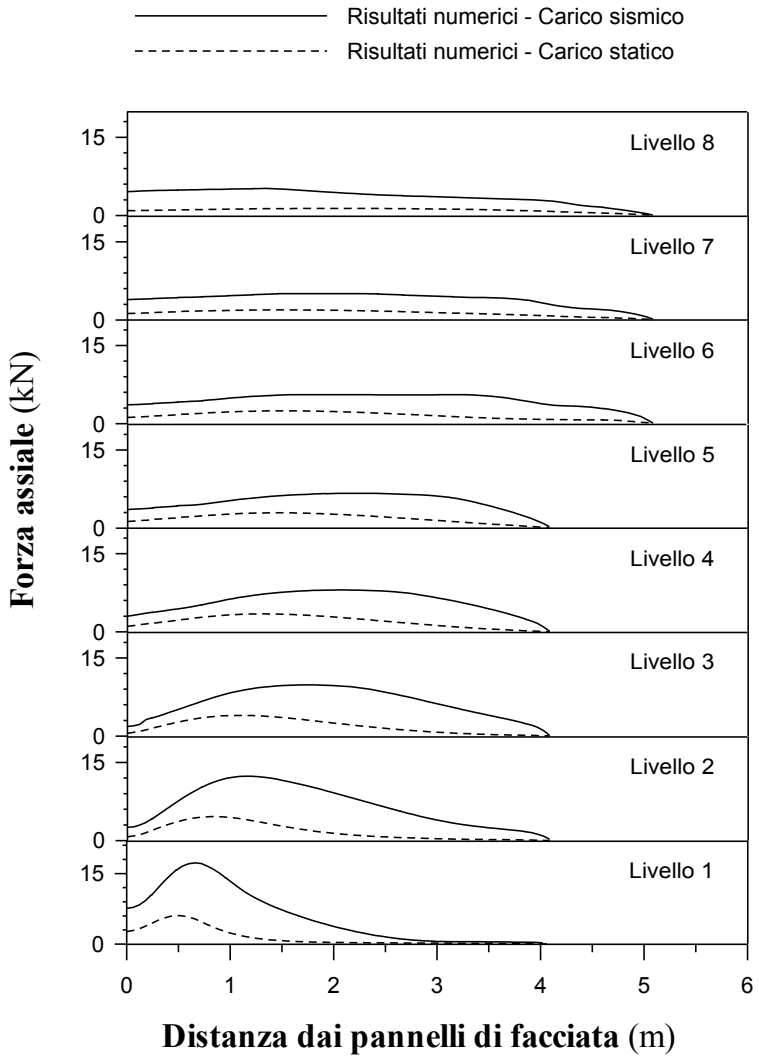


FIG. 4. 40 – Distribuzione delle forze di trazione lungo i rinforzi del muro in sabbia dovuta al carico statico e al carico sismico (Loma Prieta scalato a 0,25g).

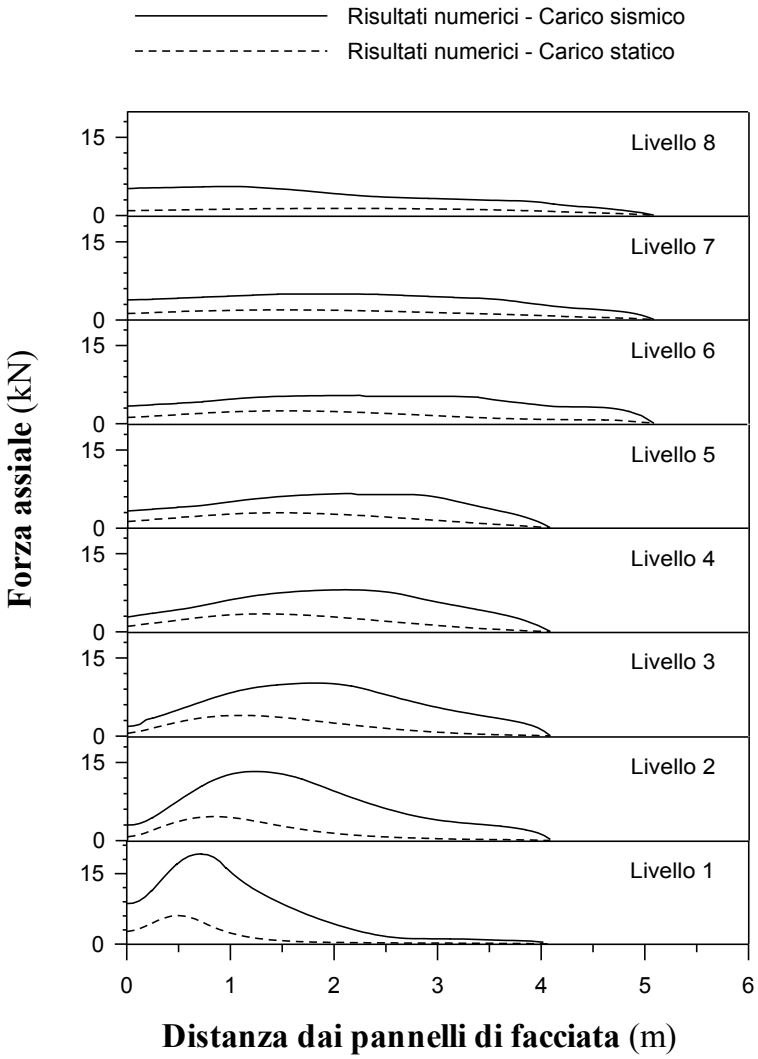


FIG. 4. 41 – Distribuzione delle forze di trazione lungo i rinforzi del muro in sabbia dovuta al carico statico e al carico sismico (El Centro scalato a 0,25g).

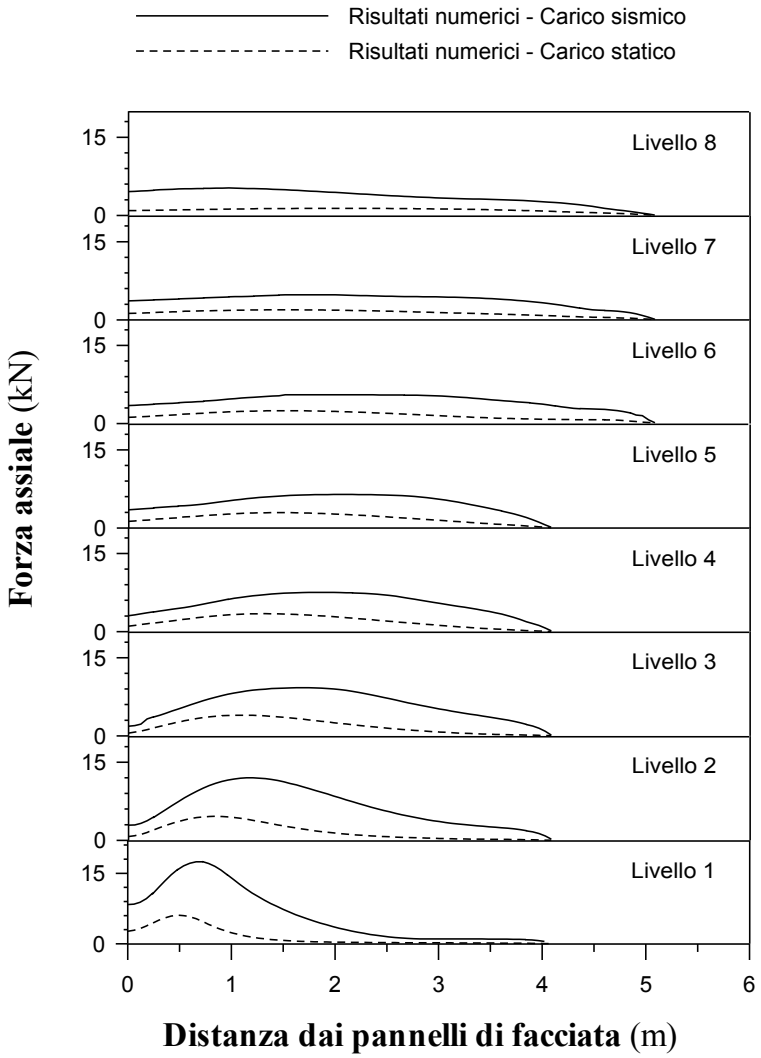


FIG. 4. 42 – Distribuzione delle forze di trazione lungo i rinforzi del muro in sabbia dovuta al carico statico e al carico sismico (Northridge scalato a 0,25g).

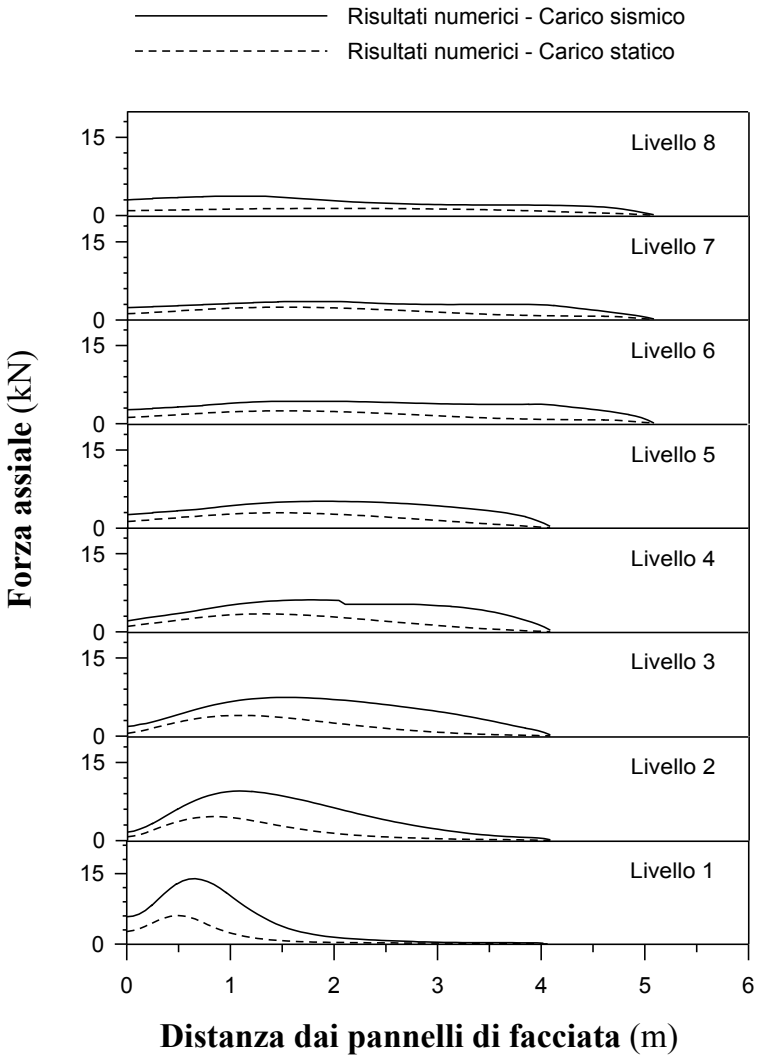


FIG. 4. 43 – Distribuzione delle forze di trazione lungo i rinforzi del muro in sabbia dovuta al carico statico e al carico sismico (Sortino scalato a 0,25g).

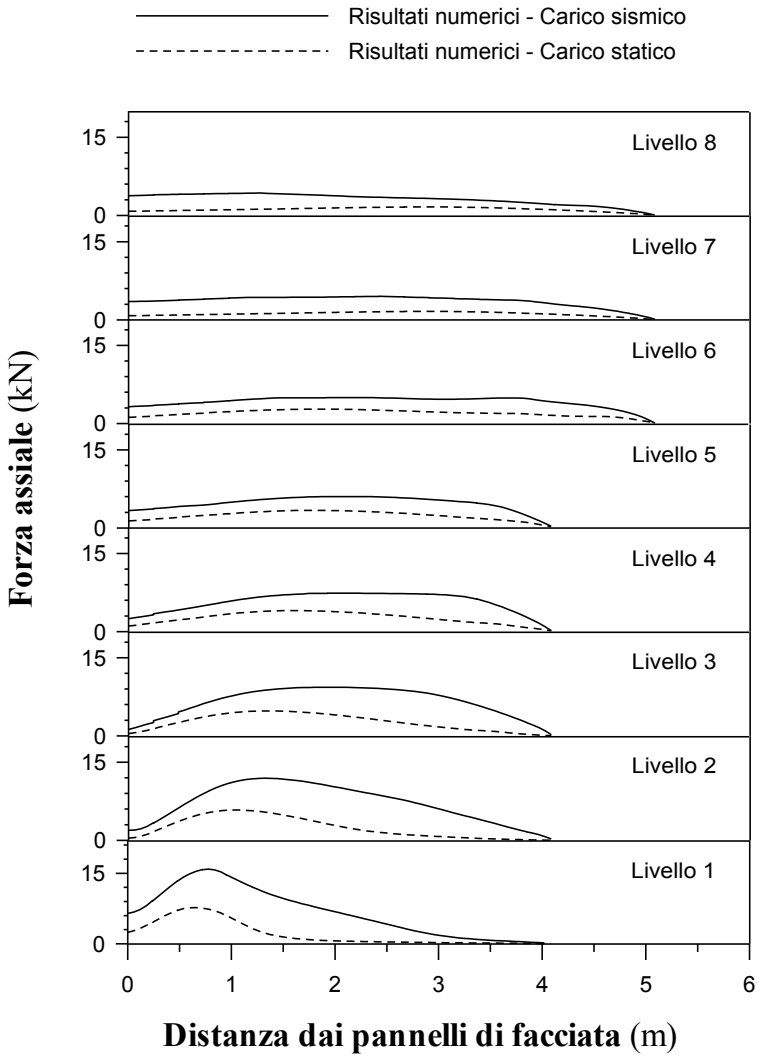


FIG. 4. 44 – Distribuzione delle forze di trazione lungo i rinforzi del muro in sabbia limosa dovuta al carico statico e al carico sismico (Cesi Monte scalato a 0,25g).

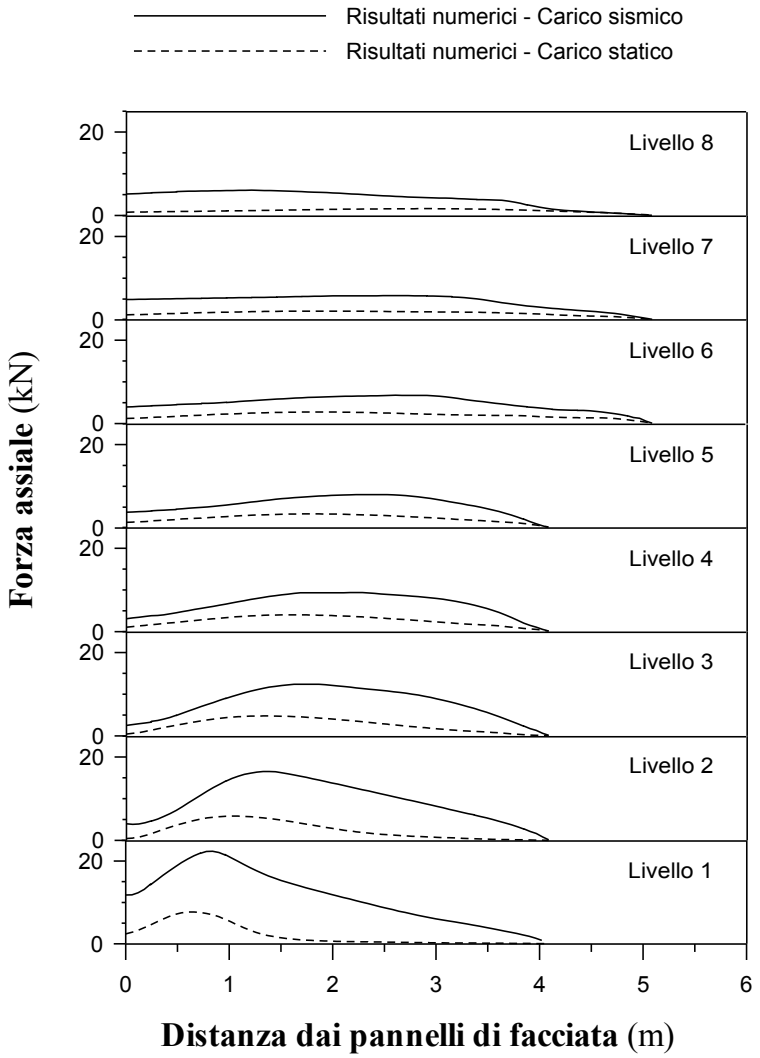


FIG. 4. 45 – Distribuzione delle forze di trazione lungo i rinforzi del muro in sabbia limosa dovuta al carico statico e al carico sismico (Loma Prieta scalato a 0,25g).

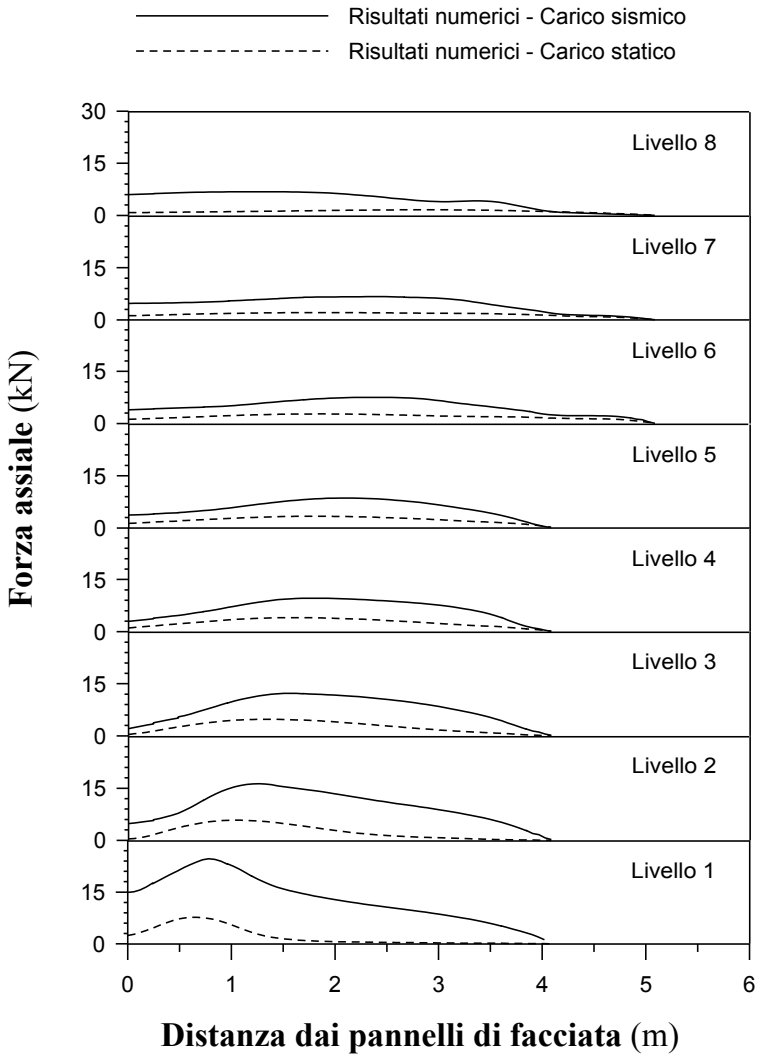


FIG. 4. 46 – Distribuzione delle forze di trazione lungo i rinforzi del muro in sabbia limosa dovuta al carico statico e al carico sismico (El Centro scalato a 0,25g).

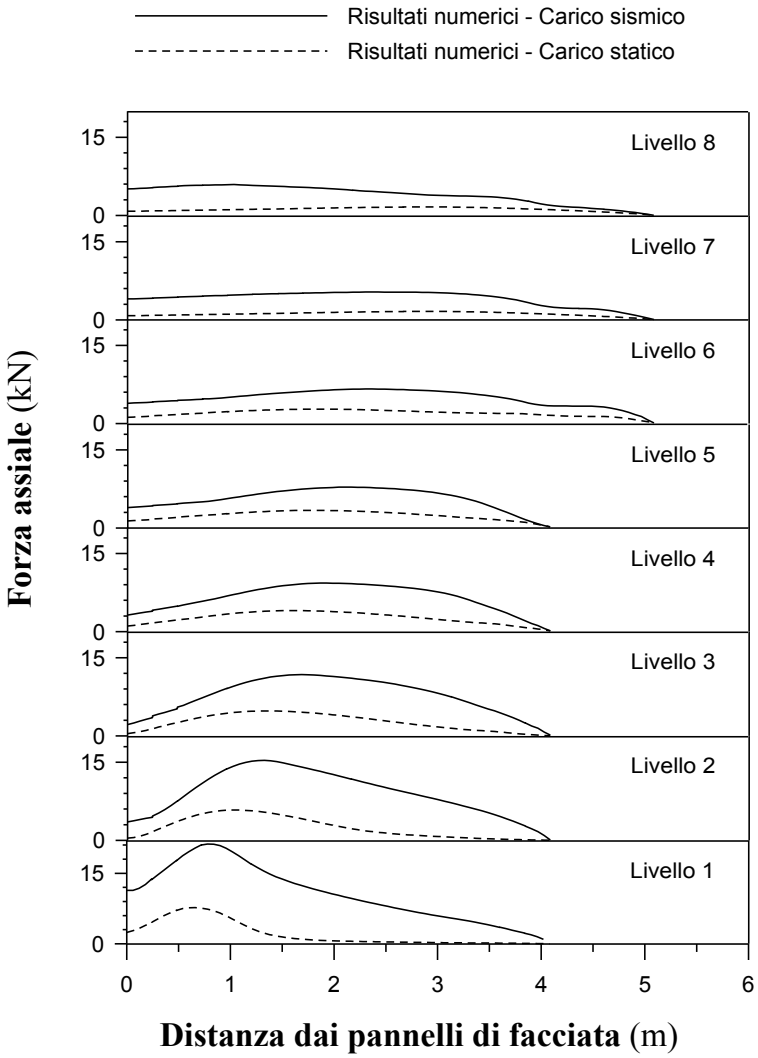


FIG. 4. 47 – Distribuzione delle forze di trazione lungo i rinforzi del muro in sabbia limosa dovuta al carico statico e al carico sismico (Northridge scalato a 0,25g).

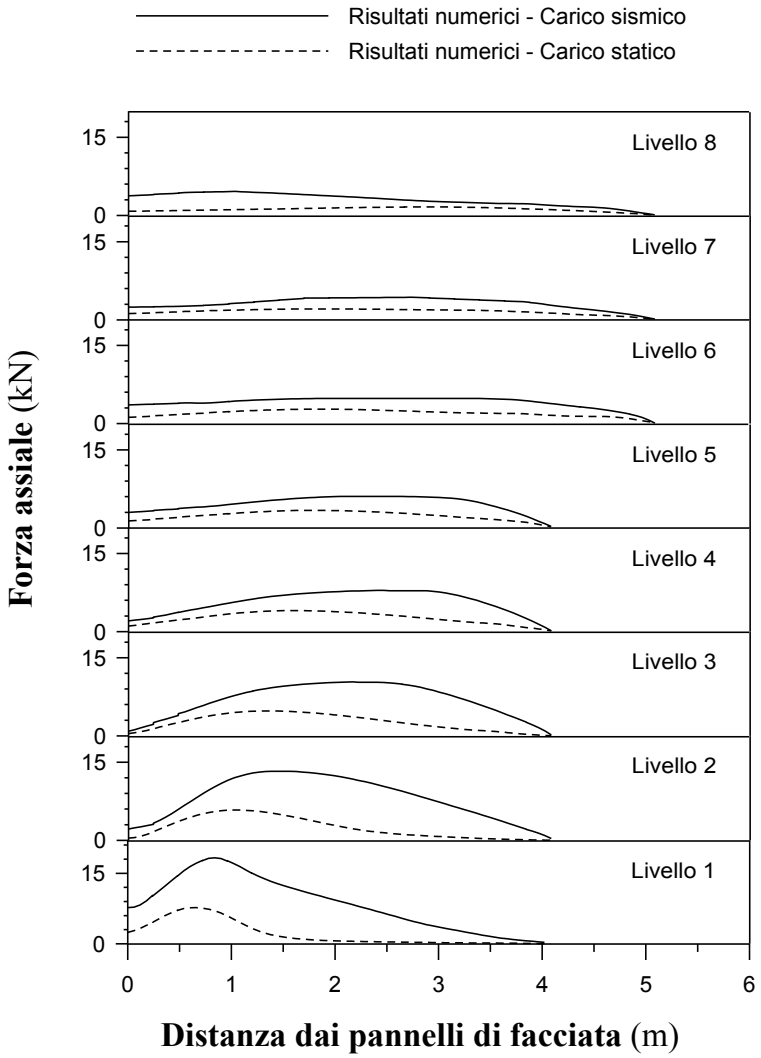


FIG. 4. 48 – Distribuzione delle forze di trazione lungo i rinforzi del muro in sabbia limosa dovuta al carico statico e al carico sismico (Sortino scalato a 0,25g).

Osservando tutta la storia delle sollecitazioni si nota come le trazioni ad un certo istante di tempo si stabilizzano sui valori massimi e si mantengono pressoché stazionari durante i rimanenti secondi dell'input.

Per meglio cogliere questo aspetto, per il muro in sabbia, sono state effettuate delle analisi con forzanti di tipo sinusoidale dall'equazione:

$$f(t) = A\sin(\omega t + \phi) \tag{4.22}$$

con frequenza di 2 Hz e 4 Hz, vicine alle frequenze dei sismi scelti per l'analisi dinamica, ampiezza massima pari a 0,25g e numero di cicli pari a 2, 4, 8 e 10.

Si può notare come già dall'ottavo ciclo in poi la distribuzione delle forze si assesta ad un valore massimo.

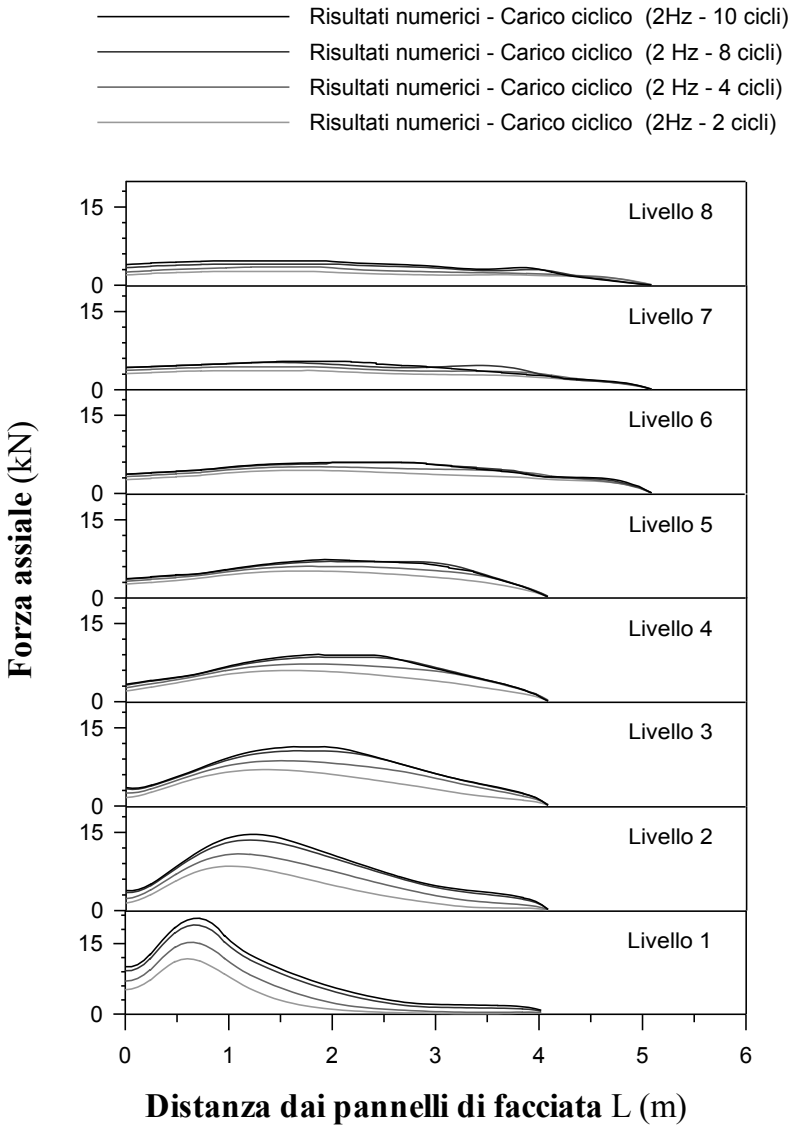


FIG. 4. 49 – Distribuzione della trazione lungo i rinforzi sotto sollecitazione sinusoidale con ampiezza pari a 0,25 g e frequenza 2 Hz.

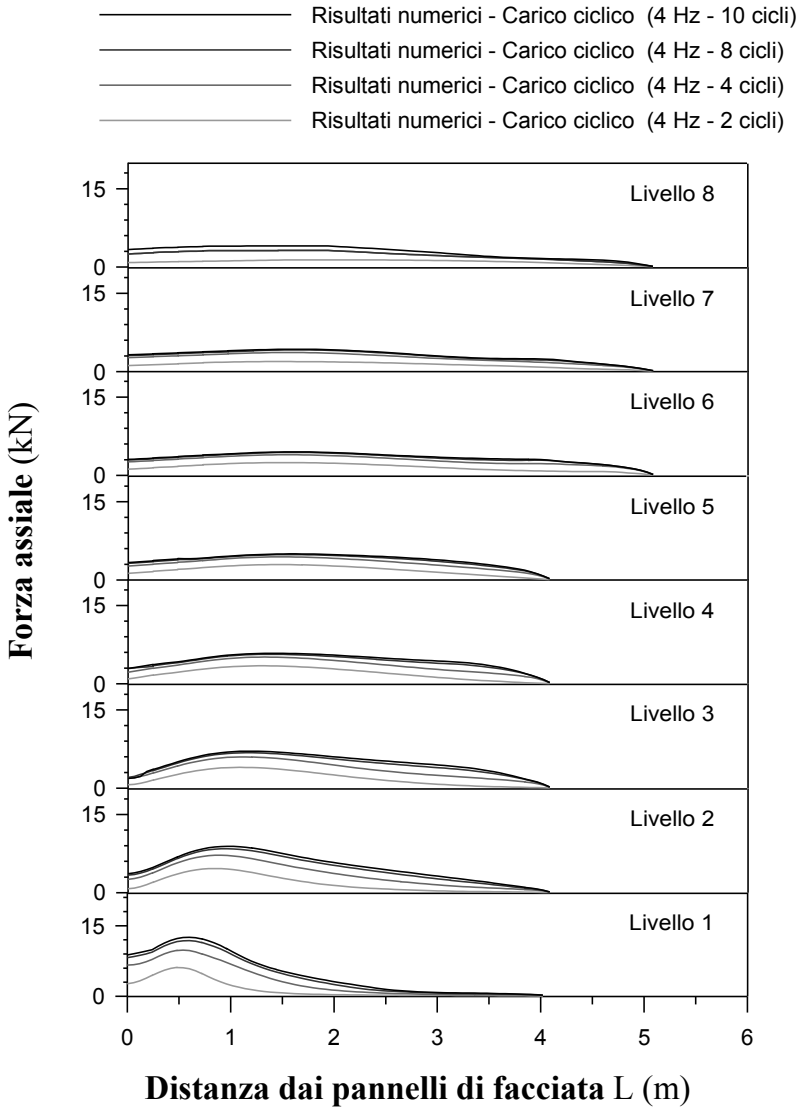


FIG. 4. 50 – Distribuzione della trazione lungo i rinforzi sotto sollecitazione sinusoidale con ampiezza pari a 0,25 g e frequenza 4 Hz.

La distribuzione delle forze di trazione per la forzante sinusoidale da 2 Hz, frequenza vicina alle frequenze predominanti dei terremoti di Northridge ed El Centro, dopo un certo numero di cicli ha un andamento simile a quello generato agli input di El Centro e di Northridge scalato a 0,25 g, FIG. 4. 51, e analogamente la distribuzione delle forze di trazione per la forzante sinusoidale da 4 Hz, frequenza vicina alla frequenze predominante del terremoto di Cesi Monte, dopo un certo numero di cicli ha un andamento simile a quello generato dall'input di Cesi Monte scalato a 0,25g, FIG. 4. 52.

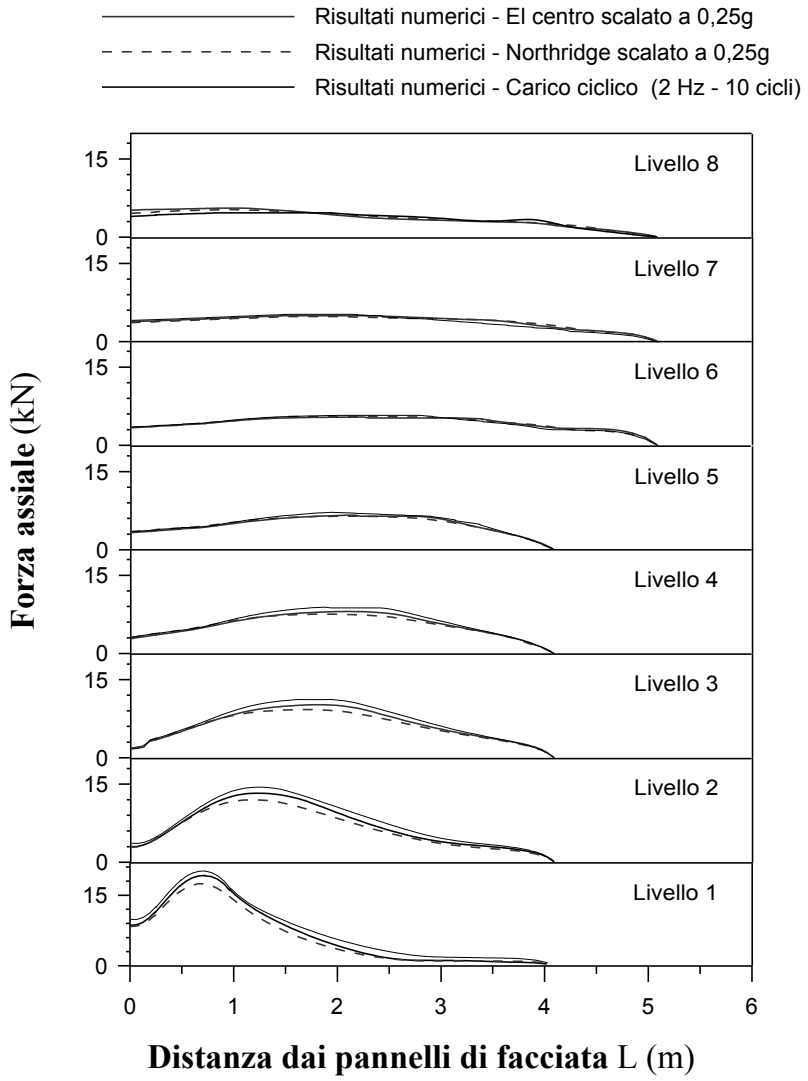


FIG. 4. 51 – Distribuzione della trazione lungo i rinforzi sotto sollecitazione sinusoidale con ampiezza pari a 0,25 g, frequenza 2 Hz (10 cicli), sollecitazione sismica di Northridge scalato a 0,25g e sollecitazione sismica di El Centro scalato a 0,25g.

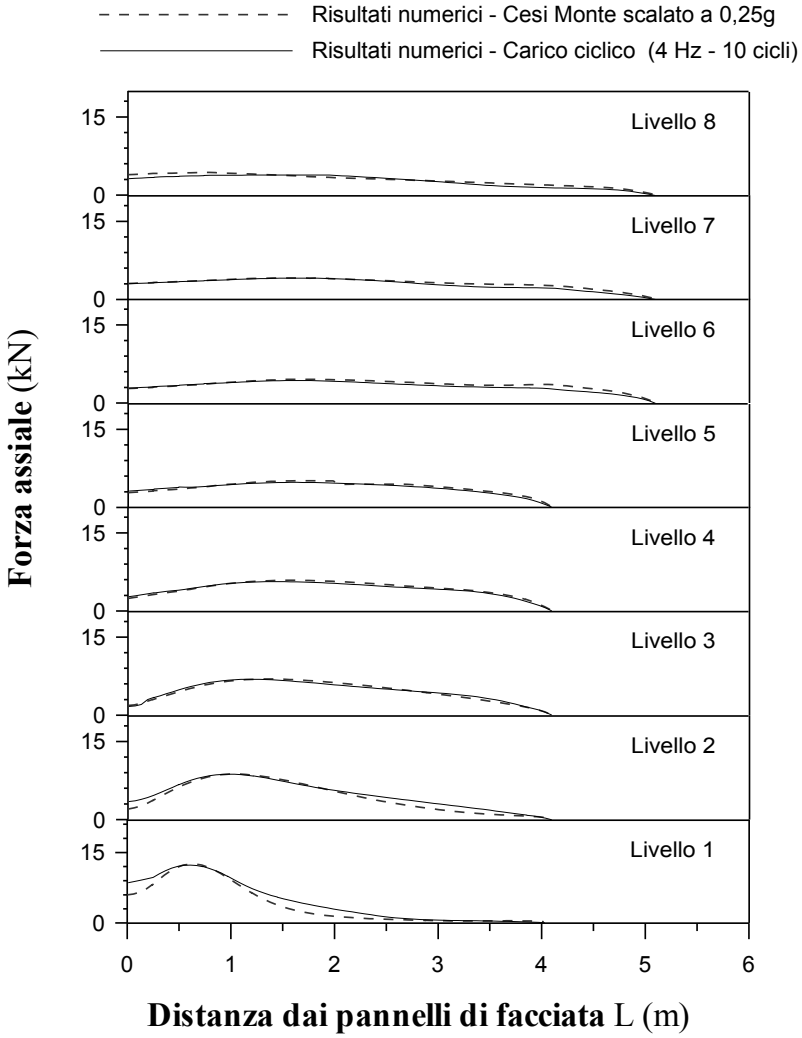


FIG. 4. 52 – Distribuzione della trazione lungo i rinforzi sotto sollecitazione sinusoidale con ampiezza pari a 0,25 g, frequenza 4 Hz (10 cicli), e sollecitazione sismica di Cesi Monte scalato a 0,25g.

L'analisi dinamica con sollecitazioni sinusoidali ha fatto emergere come le forze di trazione aumentano fino a raggiungere una configurazione stabile, ossia da un certo numero di cicli in poi non si manifestano apprezzabili aumenti di tensione di trazione.

Uno studio analogo, in cui si esamina la risposta dinamica di un rilevato in terra rinforzata con geosintetici attraverso modellazione numerica agli elementi finiti, è stato effettuato da Carrubba e Brusarosco (2004). In una prima fase del lavoro gli autori, sulla base dei dati disponibili di un'opera in vera grandezza monitorata in campo statico, calibrano un modello numerico per poi effettuare l'analisi dinamica sollecitando il sistema con delle forzanti sinusoidali di prefissata frequenza ed ampiezza.

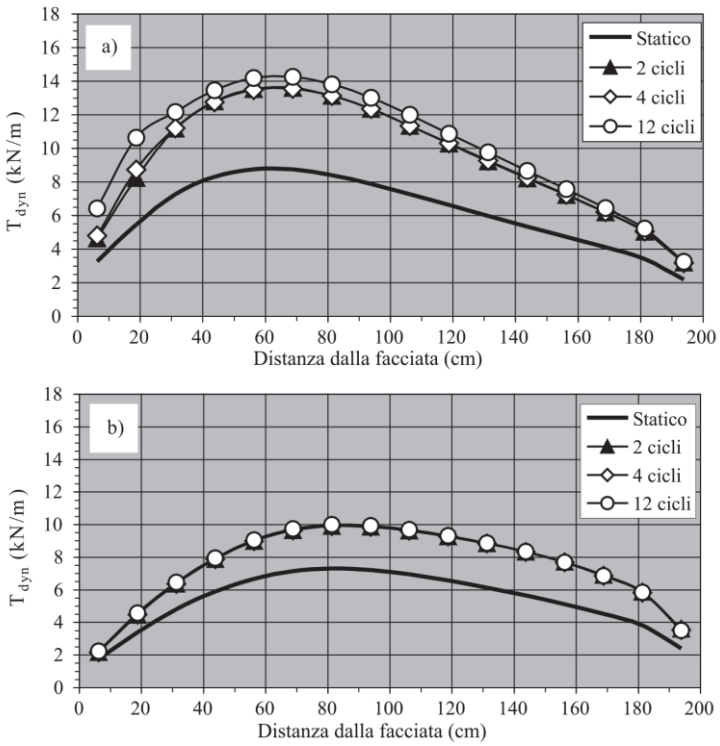


FIG. 4. 53 – Distribuzione della trazione lungo i rinforzi sotto sollecitazione sinusoidale con ampiezza 0.4g e frequenza 1 Hz: a) rinforzo medio; b) rinforzo superiore (Carrubba e Brusarosco, 2004).

Gli autori mettono in evidenza come, fino ad una certa soglia di intensità della sollecitazione, l'incremento di trazione dinamica risulti pressoché indipendente dal tempo e come si stabilizzi sin dal secondo ciclo di sollecitazione.

4.4.4 Variazione della forza massima trazione nei rinforzi con la profondità

Conoscere la variazione della forza massima nei rinforzi è utile per poter capire se e dove viene raggiunto il limite ultimo di resistenza che un rinforzo può sopportare.

Nella TAB. 4. 8 e nella TAB. 4. 9 sono riportati i valori delle variazioni delle forze di massima trazione sui rinforzi in condizioni di carico statico e in condizioni di carico sismico rispettivamente per il muro in sabbia e per il muro in sabbia limosa.

Nei grafici in FIG. 4. 54 ÷ FIG. 4. 63 è riportato il confronto tra le variazioni delle forze al variare della profondità dovuta al carico sismico e al carico statico e l'incremento dinamico.

TAB. 4. 8 – Forze massime di trazione sui rinforzi per del muro in sabbia.

N°	Elevation (m)	T_{MAX} [kN]					
		Carico Statico	Carico Sismico				
			Cesi Monte	Loma Prieta	El Centro	Northridge	Sortino
8	5.825	1.37	4.36	5.20	5.56	5.27	3.68
7	5.075	1.93	4.14	5.05	4.96	4.83	3.55
6	4.325	2.46	4.53	5.56	5.42	5.53	4.28
5	3.575	2.95	5.14	6.70	6.64	6.44	5.15
4	2.825	3.44	5.89	8.03	8.06	7.53	6.12
3	2.075	3.98	6.94	9.83	10.18	9.25	7.42
2	1.325	4.61	8.74	12.35	13.25	11.99	9.51
1	0.575	6.08	12.53	17.26	19.20	17.47	13.90

TAB. 4. 9 – Forze massime di trazione sui rinforzi per del muro in sabbia limosa.

N°	Elevation (m)	T_{MAX} [kN]					
		Carico Statico	Carico Sismico				
			Cesi Monte	Loma Prieta	El Centro	Northridge	Sortino
8	5.825	1.63	4.29	6.05	6.83	5.93	4.61
7	5.075	2.11	4.54	5.81	6.94	5.36	4.33
6	4.325	2.77	4.99	6.78	7.54	6.63	4.83
5	3.575	3.39	6.03	8.01	8.60	7.83	6.08
4	2.825	4.04	7.37	9.36	9.63	9.31	7.94
3	2.075	4.79	9.34	12.40	12.25	11.77	10.35
2	1.325	5.82	11.90	16.51	16.29	15.33	13.24
1	0.575	7.69	15.88	22.34	24.64	21.24	18.28

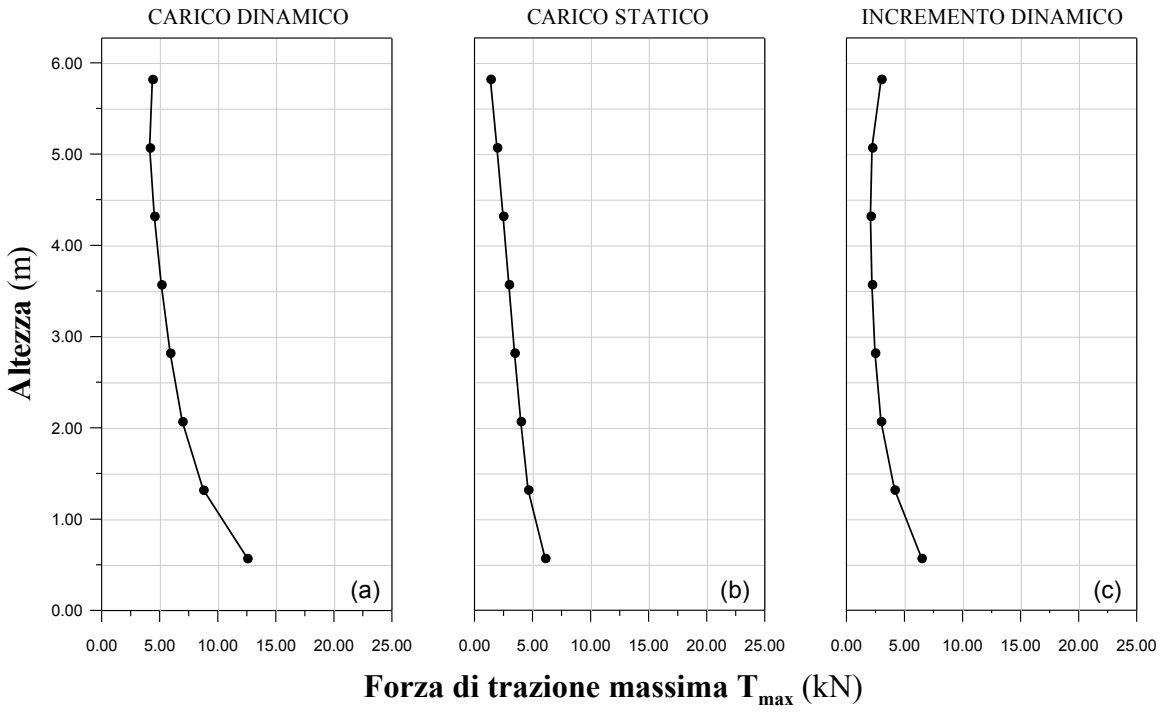


FIG. 4. 54 – Variazione, in funzione della profondità, delle forze di massima trazione sui rinforzi dovuta al carico dinamico (a), al carico statico (b), e all'incremento dinamico (Cesi Monte scalato a 0,25g)(c) per il muro in sabbia.

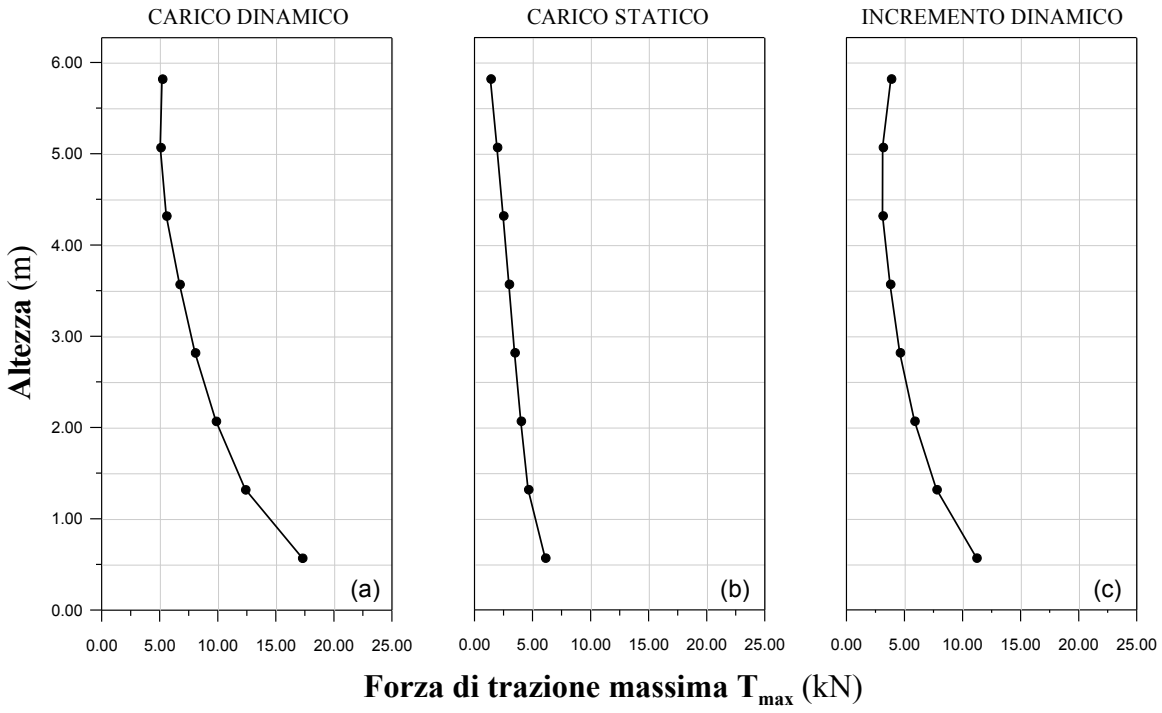


FIG. 4. 55 – Variazione, in funzione della profondità, delle forze di massima trazione sui rinforzi dovuta al carico dinamico (a), al carico statico (b), e all'incremento dinamico (Loma Prieta scalato a 0,25g)(c) per il muro in sabbia.

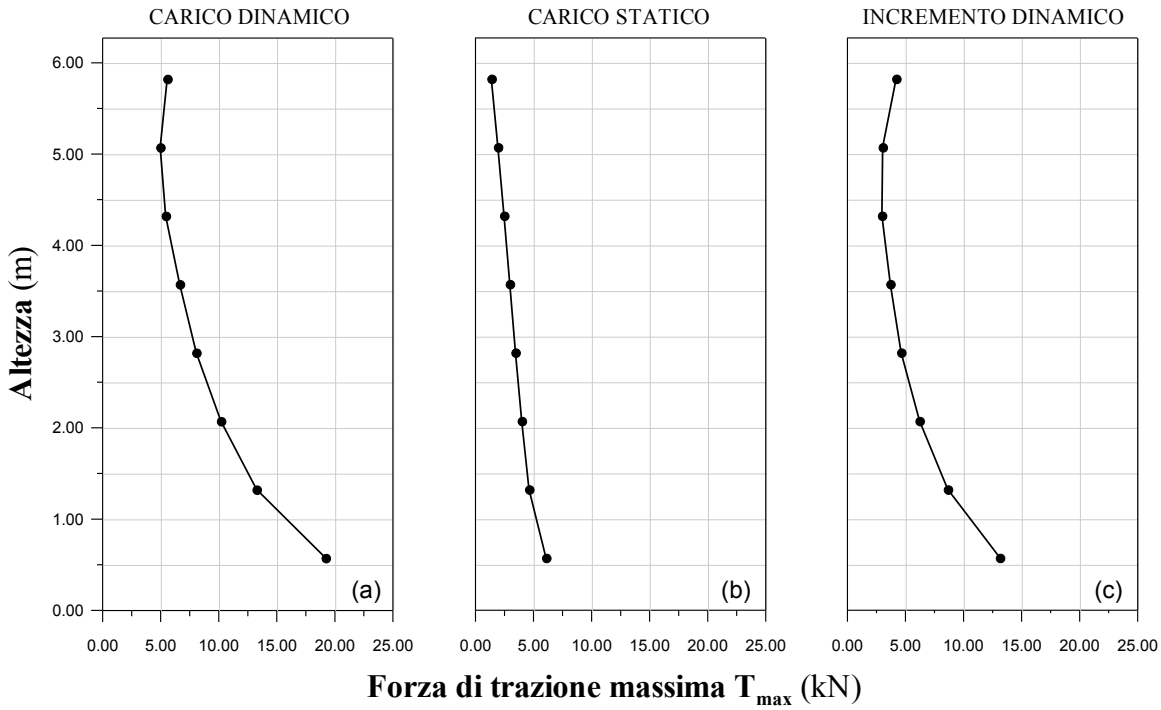


FIG. 4. 56 – Variazione, in funzione della profondità, delle forze di massima trazione sui rinforzi dovuta al carico dinamico (a), al carico statico (b), e all'incremento dinamico (El Centro scalato a 0,25g)(c) per il muro in sabbia.

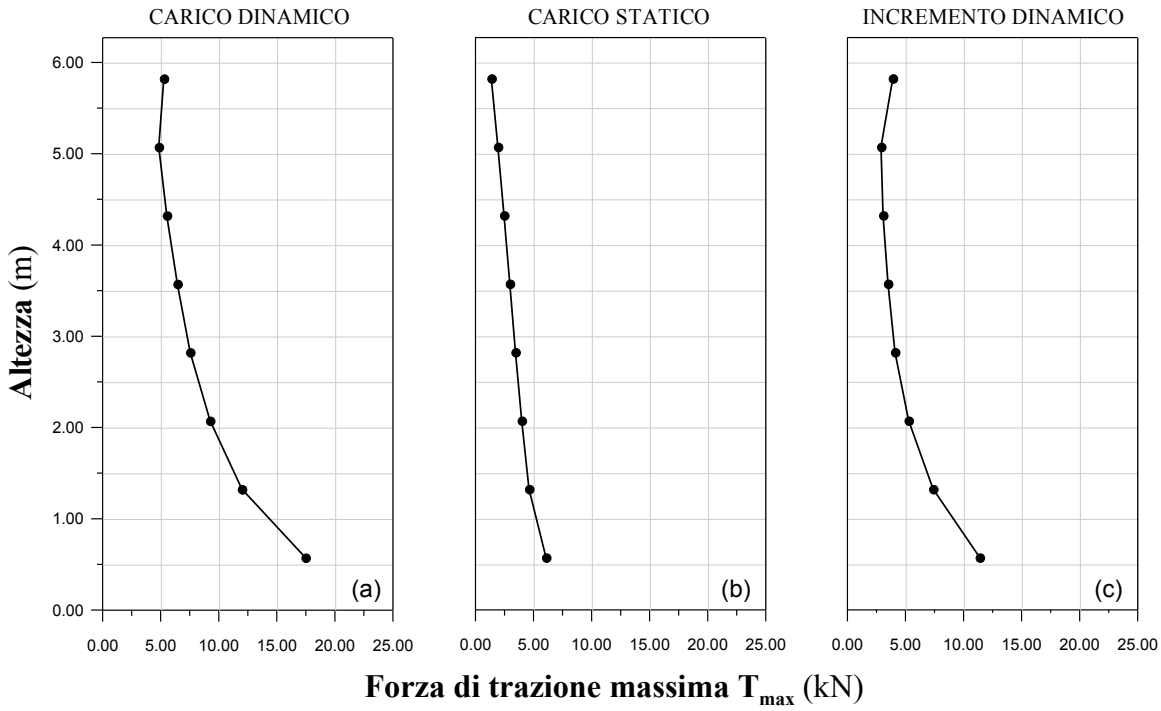


FIG. 4. 57 – Variazione, in funzione della profondità, delle forze di massima trazione sui rinforzi dovuta al carico dinamico (a), al carico statico (b), e all'incremento dinamico (Northridge scalato a 0,25g)(c) per il muro in sabbia.

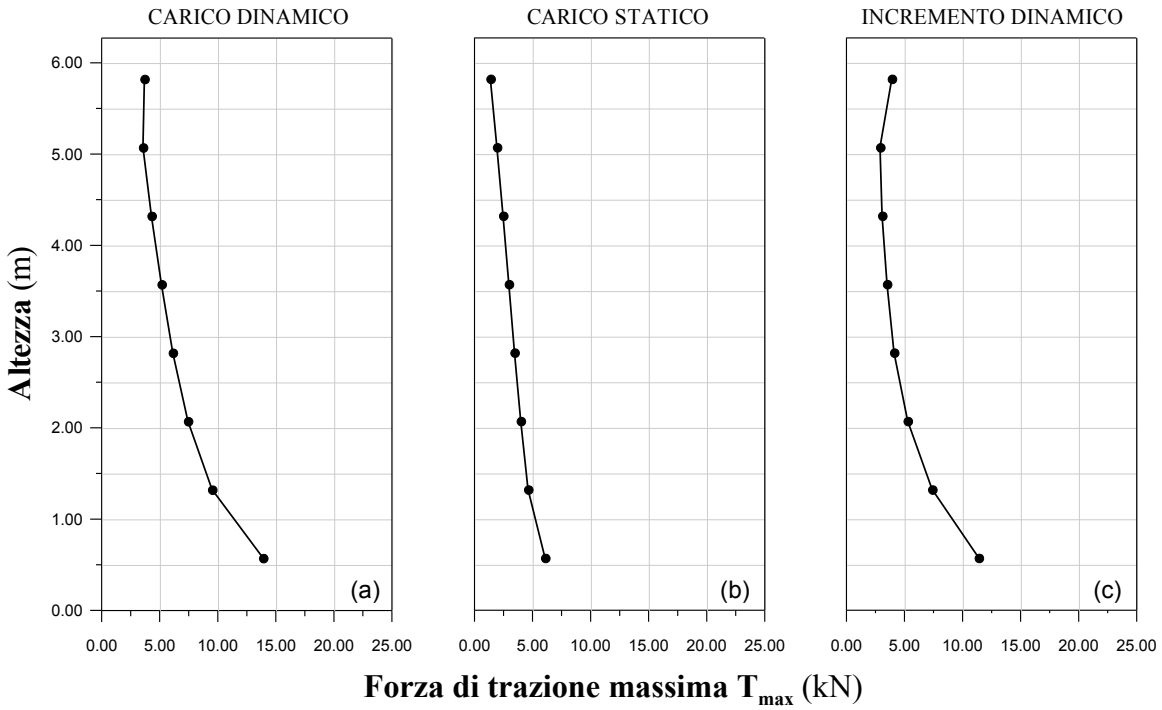


FIG. 4. 58 – Variazione, in funzione della profondità, delle forze di massima trazione sui rinforzi dovuta al carico dinamico (a), al carico statico (b), e all'incremento dinamico (Sortino scalato a 0,25g)(c) per il muro in sabbia.

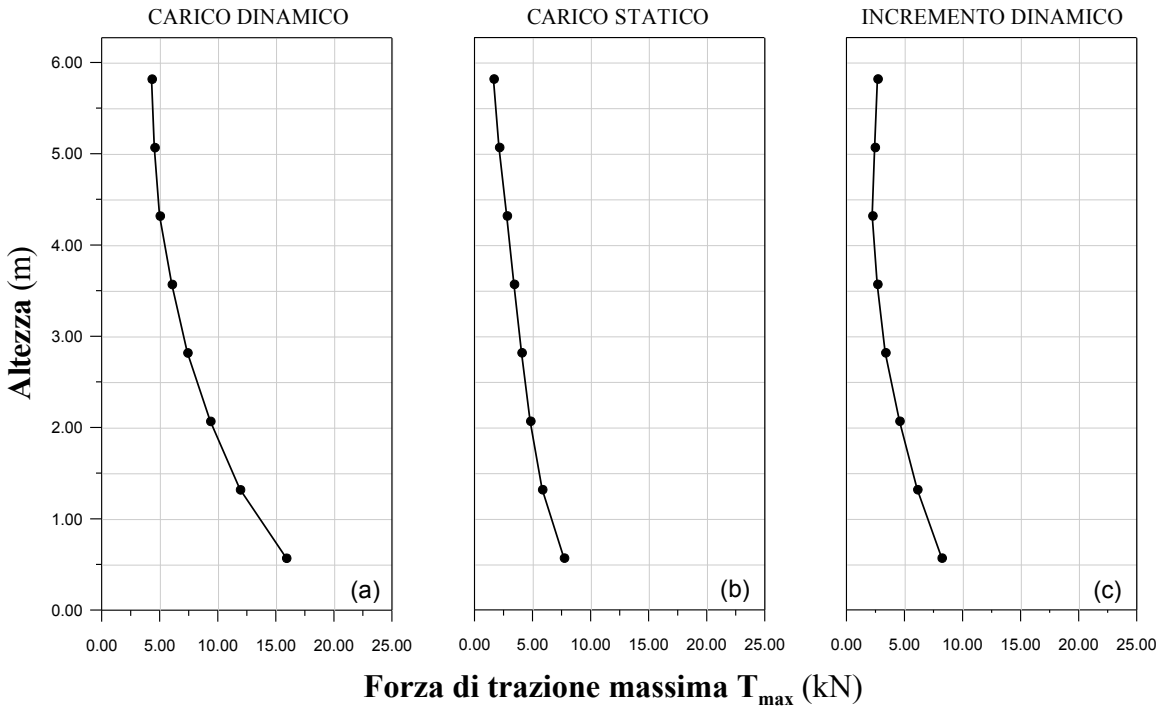


FIG. 4. 59 – Variazione, in funzione della profondità, delle forze di massima trazione sui rinforzi dovuta al carico dinamico (a), al carico statico (b), e all'incremento dinamico (Cesi Monte scalato a 0,25g)(c) per il muro in sabbia limosa.

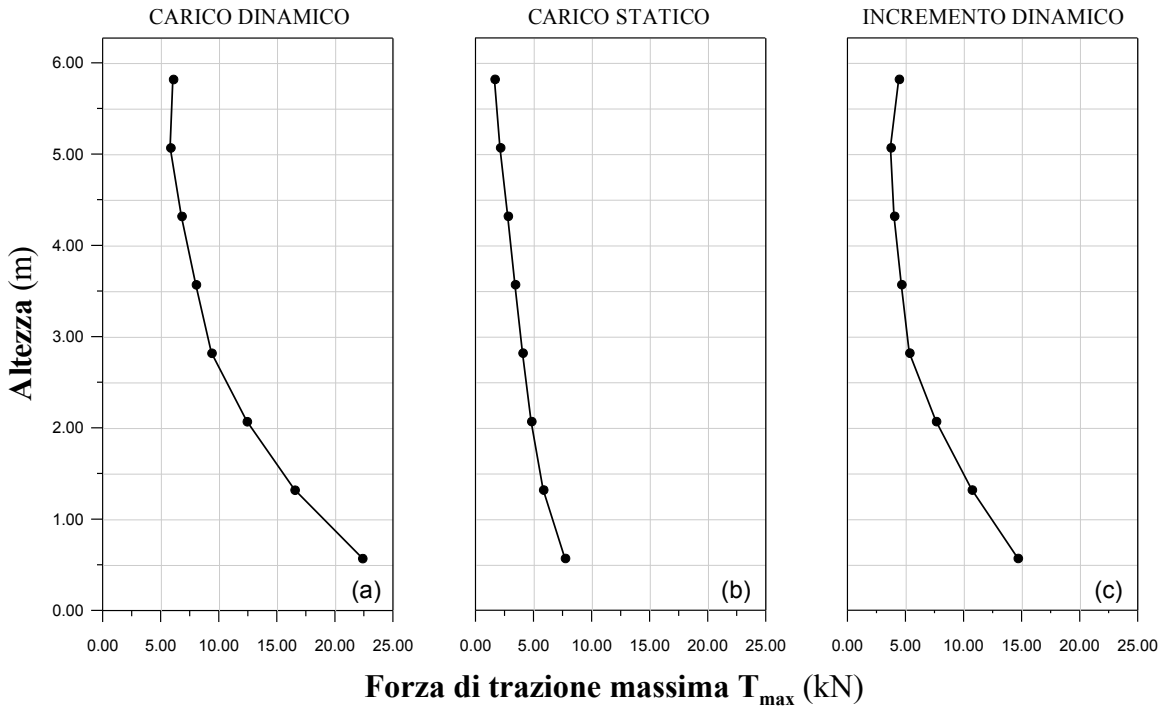


FIG. 4. 60 – Variazione, in funzione della profondità, delle forze di massima trazione sui rinforzi dovuta al carico dinamico (a), al carico statico (b), e all'incremento dinamico (Loma Prieta scalato a 0,25g)(c) per il muro in sabbia limosa.

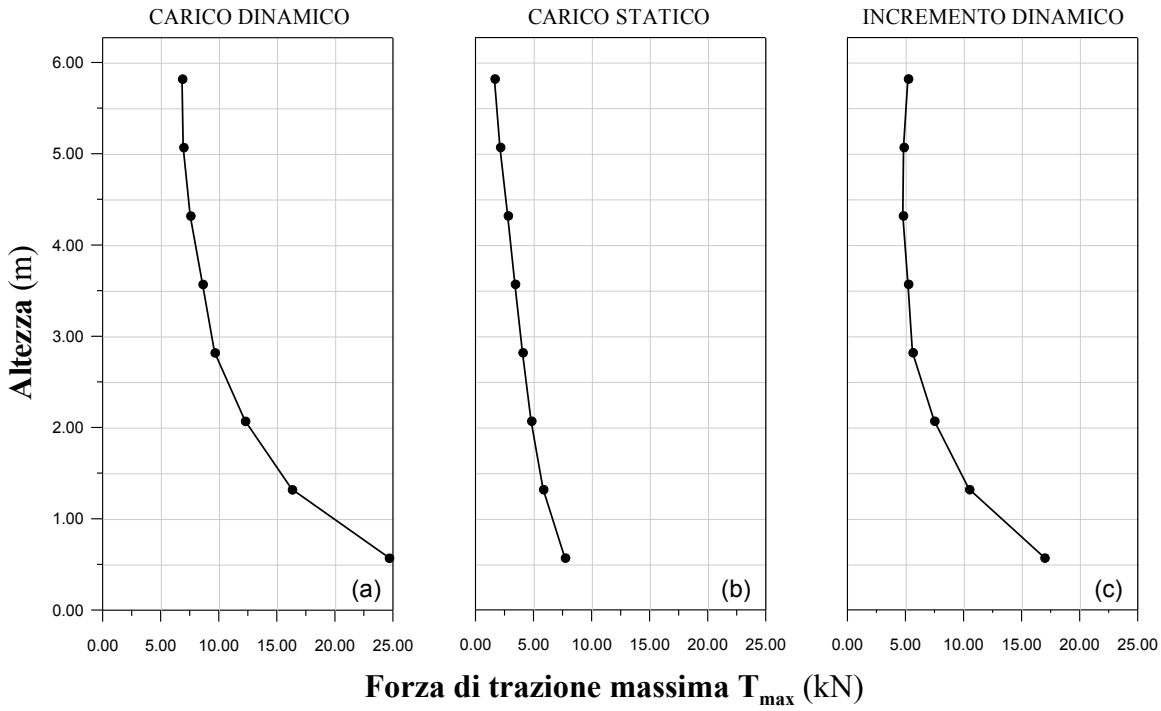


FIG. 4. 61 – Variazione, in funzione della profondità, delle forze di massima trazione sui rinforzi dovuta al carico dinamico (a), al carico statico (b), e all'incremento dinamico (El Centro scalato a 0,25g)(c) per il muro in sabbia limosa.

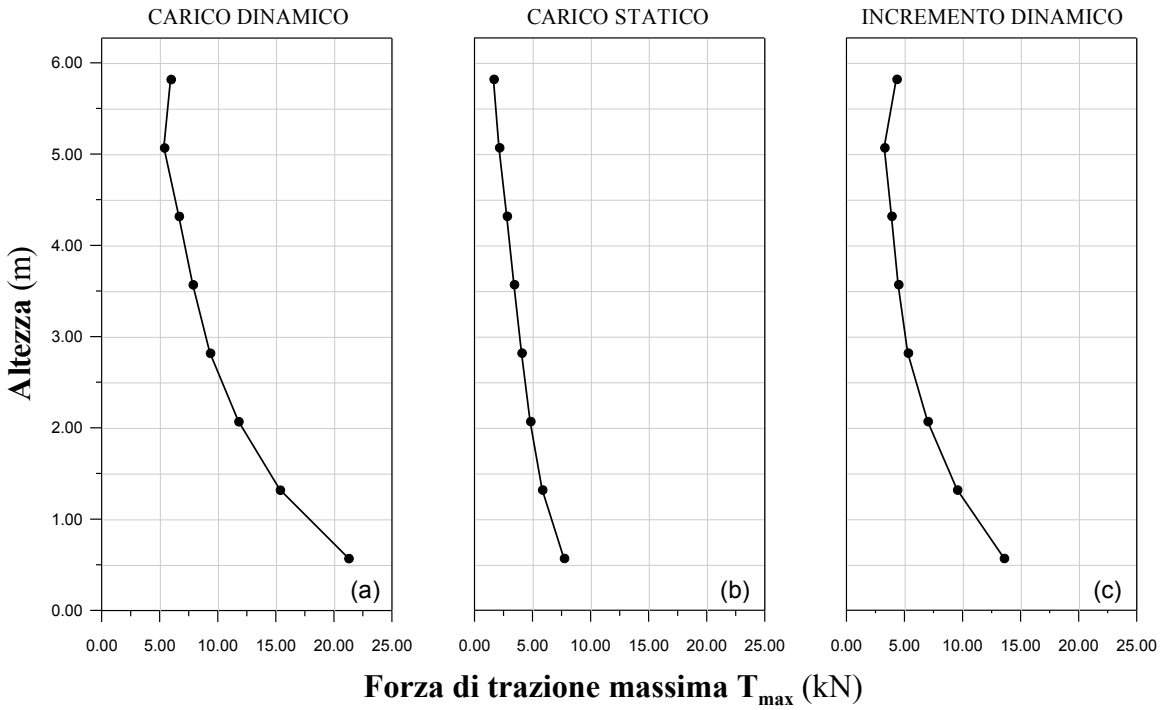


FIG. 4. 62 – Variazione, in funzione della profondità, delle forze di massima trazione sui rinforzi dovuta al carico dinamico (a), al carico statico (b), e all'incremento dinamico (Northridge scalato a 0,25g)(c) per il muro in sabbia limosa.

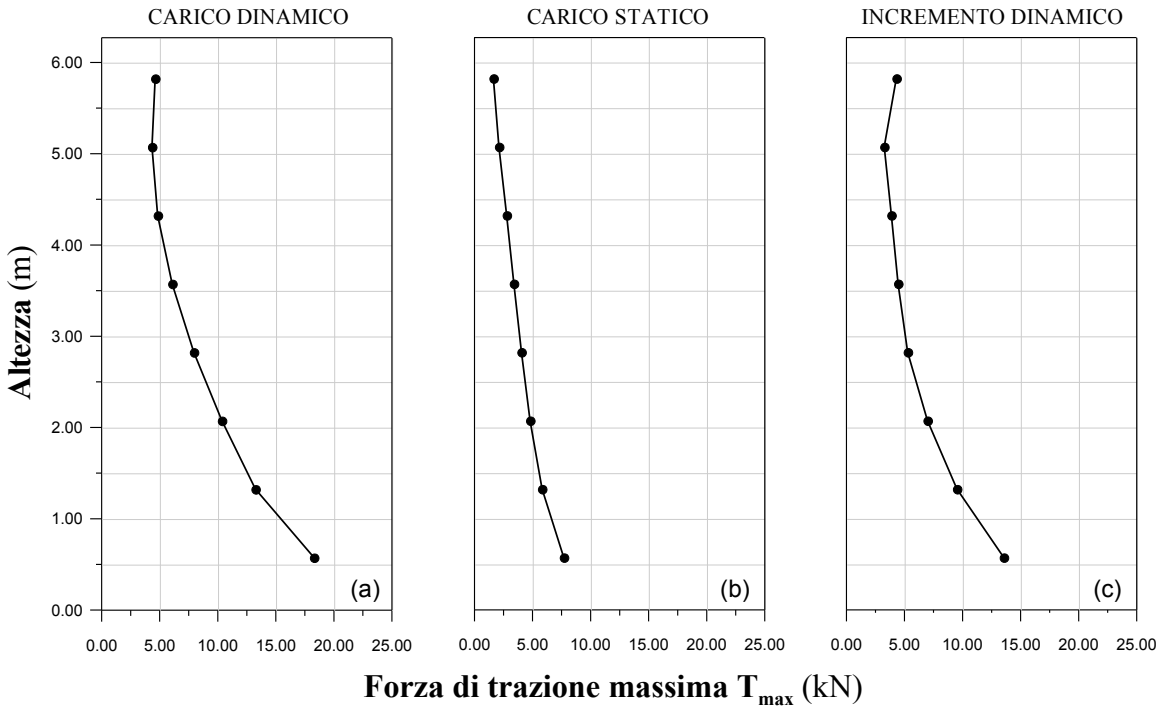


FIG. 4. 63 – Variazione, in funzione della profondità, delle forze di massima trazione sui rinforzi dovuta al carico dinamico (a), al carico statico (b), e all'incremento dinamico (Sortino scalato a 0,25g)(c) per il muro in sabbia limosa.

I risultati ottenuti sono riassunti nei grafici in FIG. 4. 64 e in FIG. 4. 65 rispettivamente per il muro in sabbia e il muro in sabbia limosa

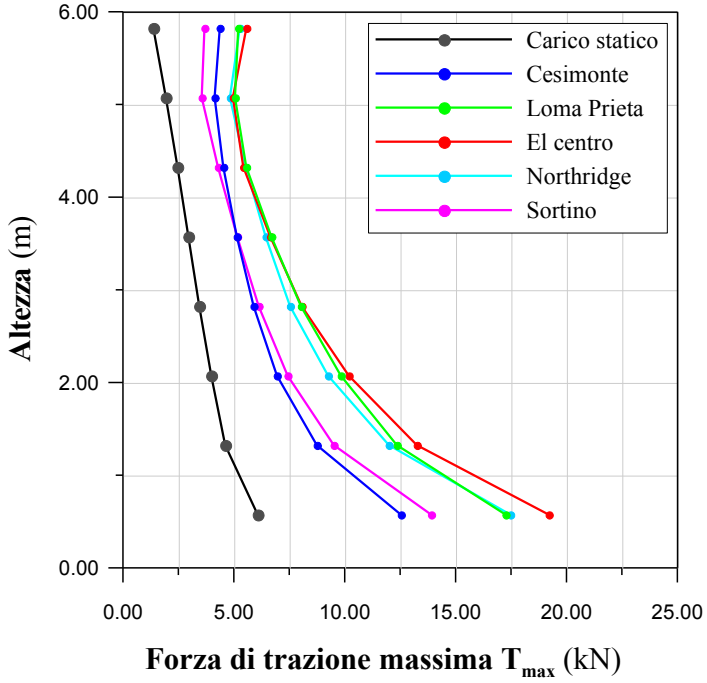


FIG. 4. 64 – Variazione, in funzione della profondità, delle forze di massima trazione sui rinforzi dovuta al carico dinamico nel caso del muro in sabbia.

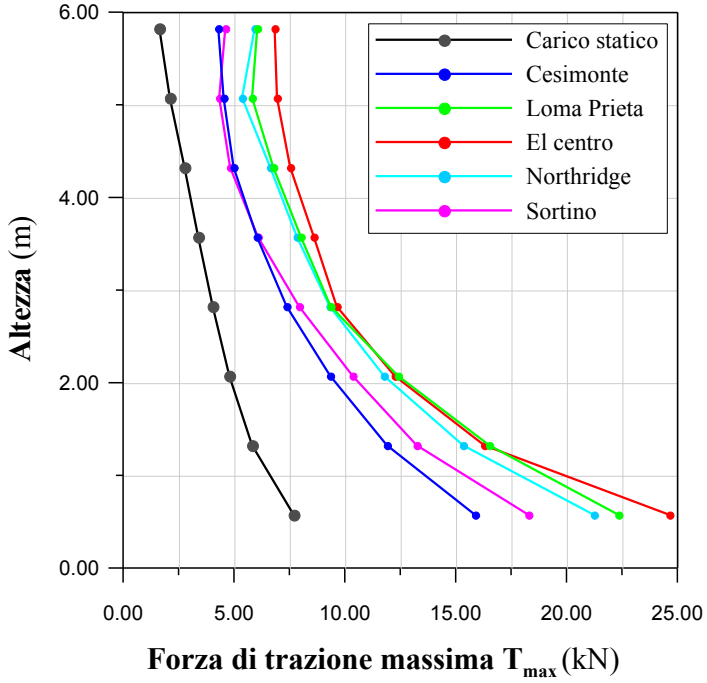


FIG. 4. 65 – Variazione, in funzione della profondità, delle forze di massima trazione sui rinforzi dovuta al carico dinamico nel caso del muro in sabbia limosa.

In nessuno dei casi analizzati la forza di trazione massima che si sviluppa sul rinforzo raggiunge il valore di resistenza ultima.

Analogamente a quanto fatto nell'analisi statica è possibile ricavare i valori del coefficiente di spinta a partire dalla somma delle tensioni sui rinforzi, TAB. 4. 10.

TAB. 4. 10 – Valori del coefficiente di spinta.

φ	Coefficiente di spinta						
	k_0	$K_{ae,MO}$	$k_{ae,num}$				
			Cesi Monte	Loma Prieta	El Centro	Northridge	Sortino
32	0.47	0.52	0.44	0.60	0.64	0.57	0.48
42	0.33	0.38	0.36	0.48	0.60	0.56	0.44

4.4.5 Deformazione media assiale sui rinforzi

In TAB. 4. 11 e TAB. 4. 12 sono riportati i valori delle deformazioni medie assiale ai vari livelli di rinforzo sia per il carico statico che i per i carichi sismici.

TAB. 4. 11 – Valori delle deformazioni per i rinforzi del muro in sabbia sotto carico statico e sismico.

N°	Elevation (m)	ε_{MEDIA} [%]					
		Carico Statico	Carico Sismico				
			Cesi Monte	Loma Prieta	El Centro	Northridge	Sortino
8	5.825	0.33	0.83	1.06	1.02	1.02	0.77
7	5.075	0.37	0.87	1.10	1.06	1.08	0.85
6	4.325	0.43	0.96	1.24	1.20	1.18	0.96
5	3.575	0.51	1.08	1.40	1.35	1.32	1.08
4	2.825	0.54	1.18	1.57	1.50	1.47	1.23
3	2.075	0.51	1.25	1.76	1.74	1.64	1.32
2	1.325	0.47	1.18	1.81	1.91	1.74	1.27
1	0.575	0.37	1.00	1.54	1.76	1.62	1.08

TAB. 4. 12 – Valori delle deformazioni per i rinforzi del muro in sabbia limosa sotto carico statico e sismico.

N°	Elevation (m)	ε_{MEDIA} [%]					
		Carico Statico	Carico Sismico				
			Cesi Monte	Loma Prieta	El Centro	Northridge	Sortino
8	5.825	0.37	0.93	1.16	1.22	1.12	0.87
7	5.075	0.45	1.00	1.22	1.24	1.18	0.94
6	4.325	0.55	1.14	1.34	1.34	1.34	1.10
5	3.575	0.66	1.30	1.54	1.59	1.52	1.27
4	2.825	0.71	1.54	1.79	1.79	1.76	1.54
3	2.075	0.71	1.79	2.18	2.16	2.08	1.89
2	1.325	0.66	1.94	2.60	2.67	2.48	2.21
1	0.575	0.56	1.79	3.04	3.50	2.84	2.28

Nei grafici in FIG. 4. 66 ÷ FIG. 4. 75 è possibile vedere la differenza di deformazione che si ha tra il caso statico e i casi dinamici. Si osserva inoltre una diminuzione dei valori di deformazione per i rinforzi posti ai livelli più bassi. Questa diminuzione è probabilmente legata all'effetto di confinamento dovuto sia al terreno posto al piede immediatamente a valle del paramento che al terreno sottostante il muro.

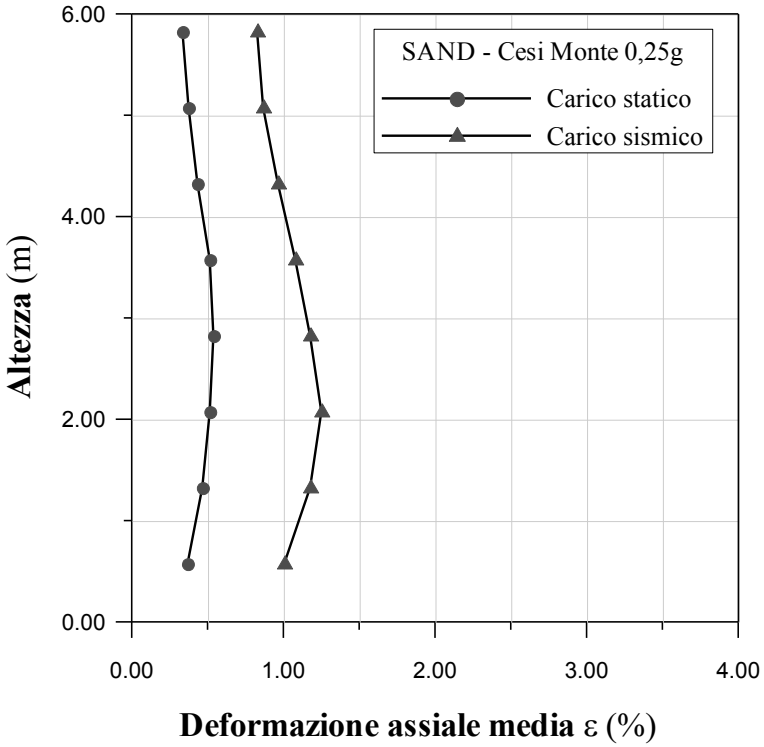


FIG. 4. 66 – Valore della deformazione media assiale dei rinforzi del muro in sabbia soggetto a carico statico e sismico (Cesi Monte scalato a 0,25g).

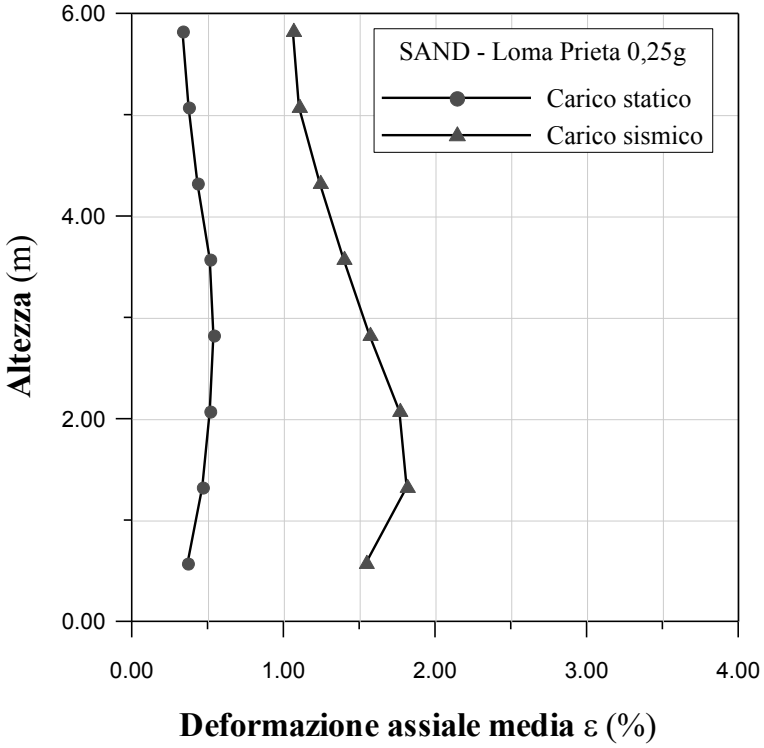


FIG. 4. 67 – Valore della deformazione media assiale dei rinforzi del muro in sabbia soggetto a carico statico e sismico (Loma Prieta scalato a 0,25g).

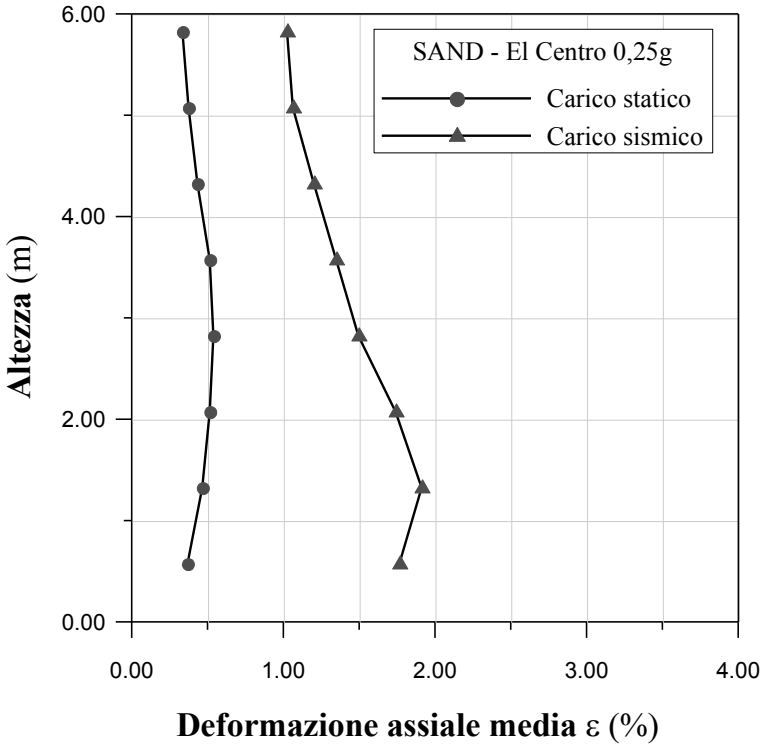


FIG. 4. 68 – Valore della deformazione media assiale dei rinforzi del muro in sabbia soggetto a carico statico e sismico (El Centro scalato a 0,25g).

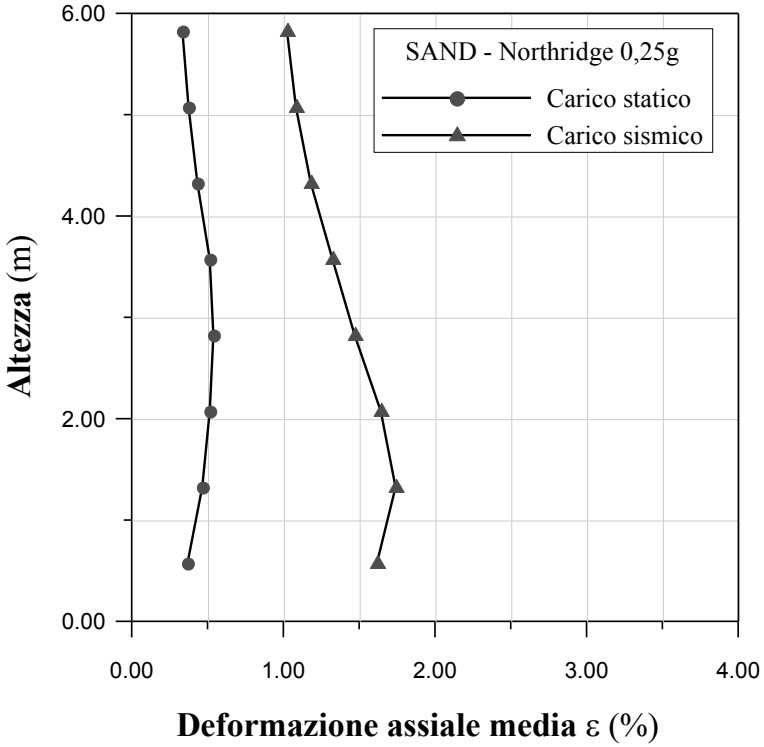


FIG. 4. 69 – Valore della deformazione media assiale dei rinforzi del muro in sabbia soggetto a carico statico e sismico (Northridge scalato a 0,25g).

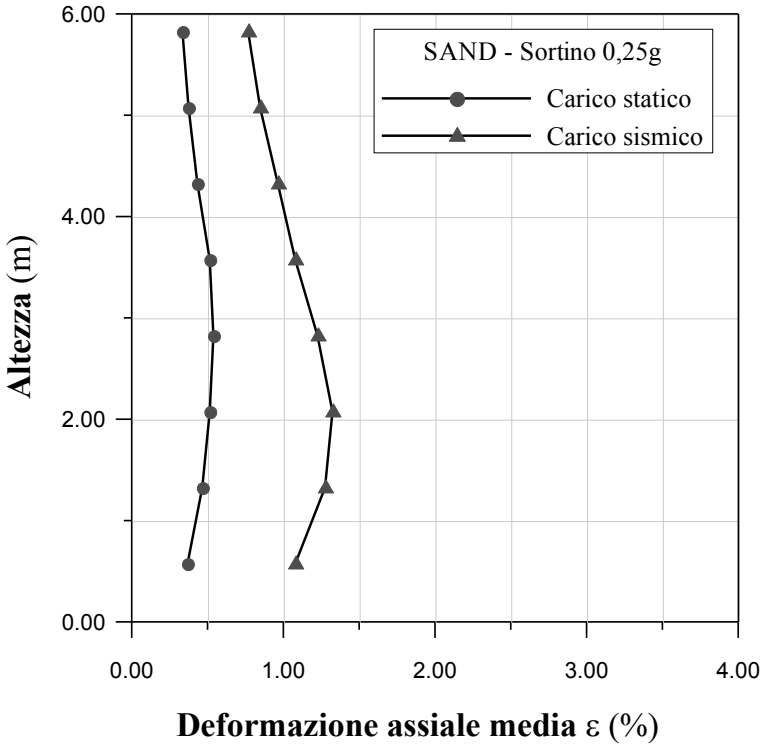


FIG. 4. 70 – Valore della deformazione media assiale dei rinforzi del muro in sabbia soggetto a carico statico e sismico (Sortino scalato a 0,25g).

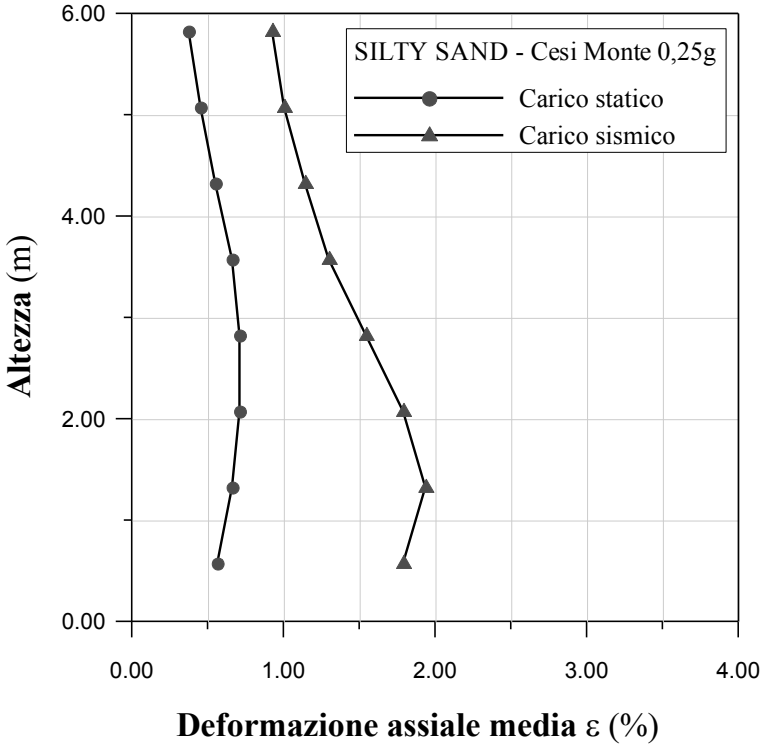


FIG. 4. 71 – Valore della deformazione media assiale dei rinforzi del muro in sabbia limosa soggetto a carico statico e sismico (Cesi Monte scalato a 0,25g).

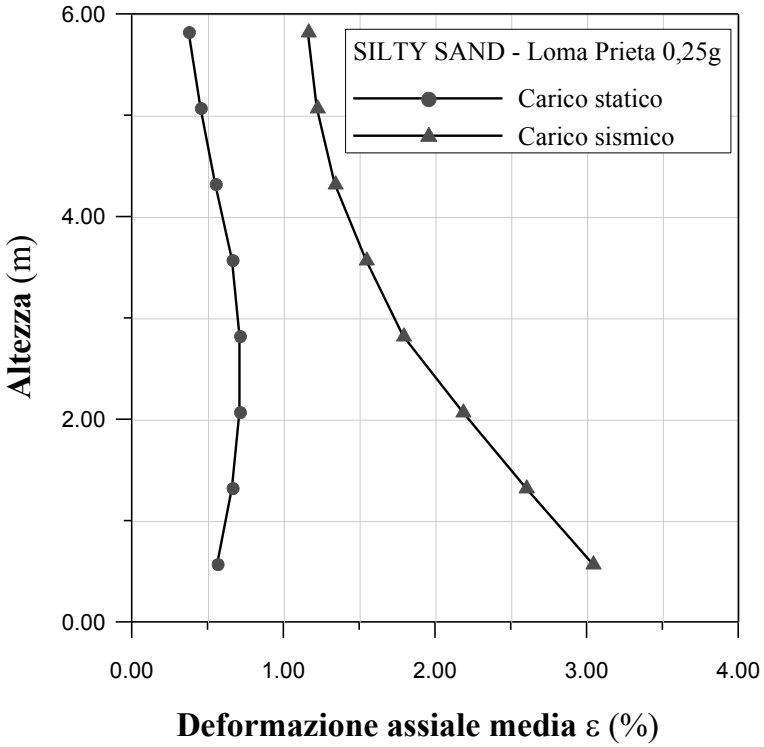


FIG. 4. 72 – Valore della deformazione media assiale dei rinforzi del muro in sabbia limosa soggetto a carico statico e sismico (Loma prieta scalato a 0,25g).

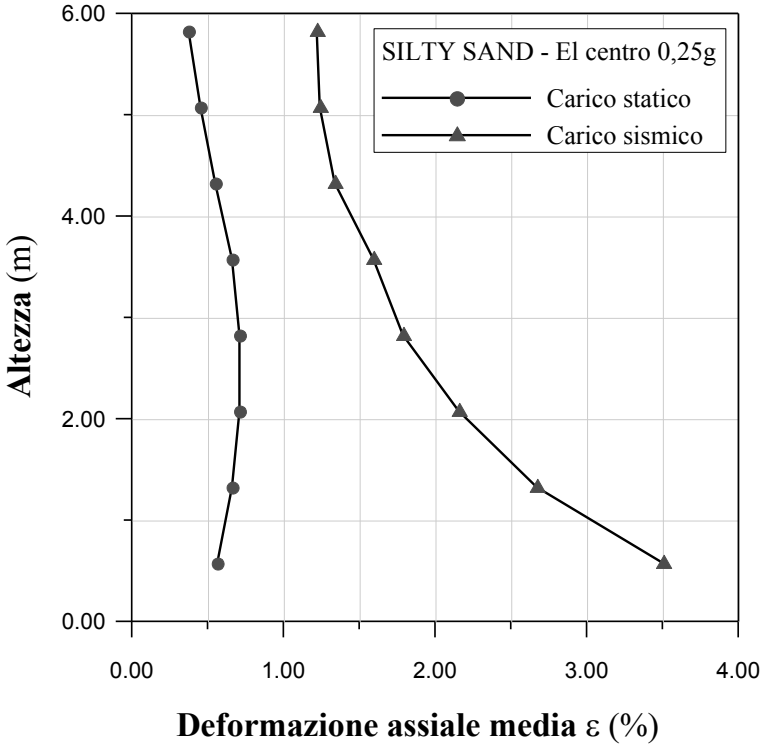


FIG. 4. 73 – Valore della deformazione media assiale dei rinforzi del muro in sabbia limosa soggetto a carico statico e sismico (El Centro scalato a 0,25g).

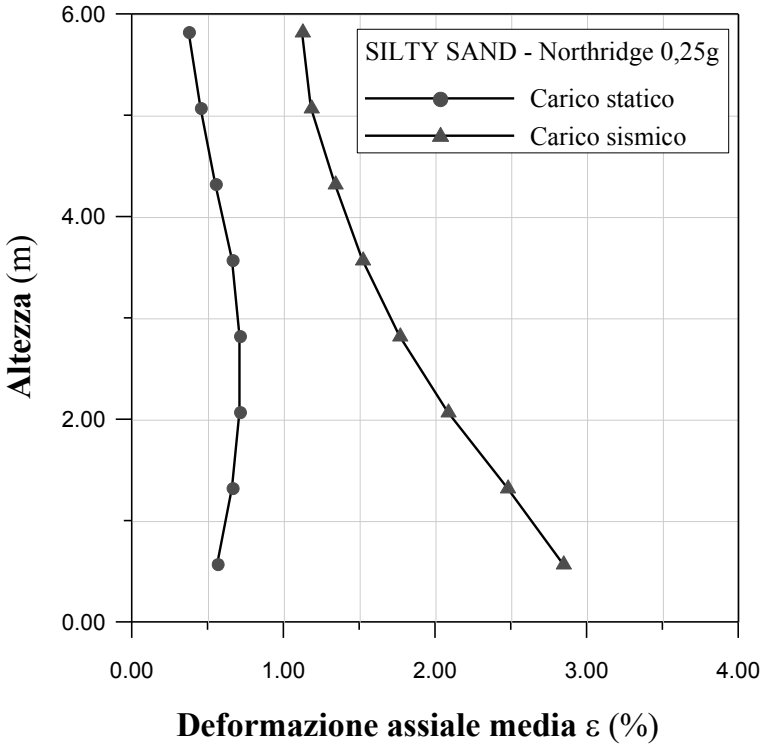


FIG. 4. 74 – Valore della deformazione media assiale dei rinforzi del muro in sabbia limosa soggetto a carico statico e sismico (Northridge scalato a 0,25g).

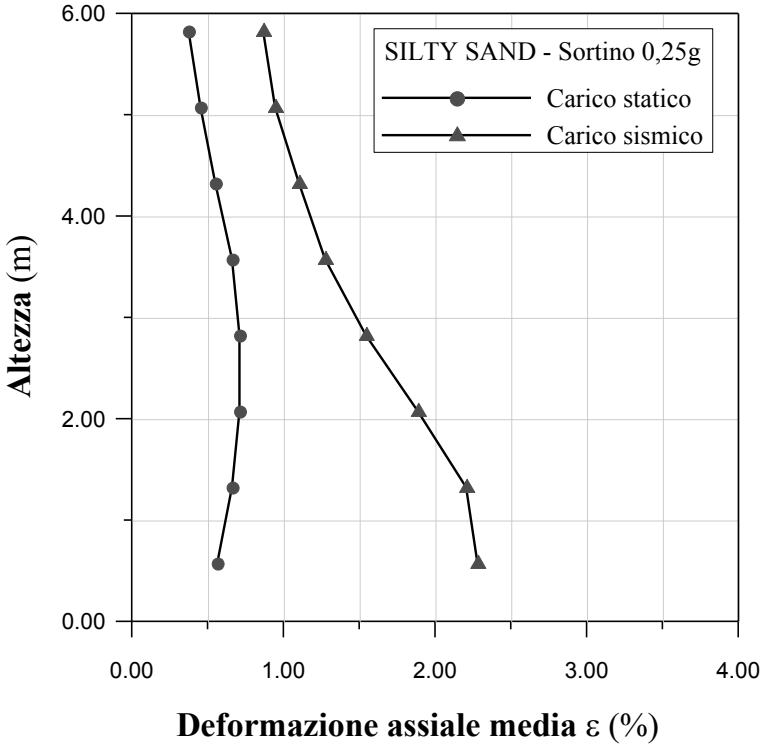


FIG. 4. 75 – Valore della deformazione media assiale dei rinforzi del muro in sabbia limosa soggetto a carico statico e sismico (Sortino scalato a 0,25g).

I risultati ottenuti sono riassunti nei grafici in FIG. 4. 76 e in FIG. 4. 77 rispettivamente per il muro in sabbia e il muro in sabbia limosa:

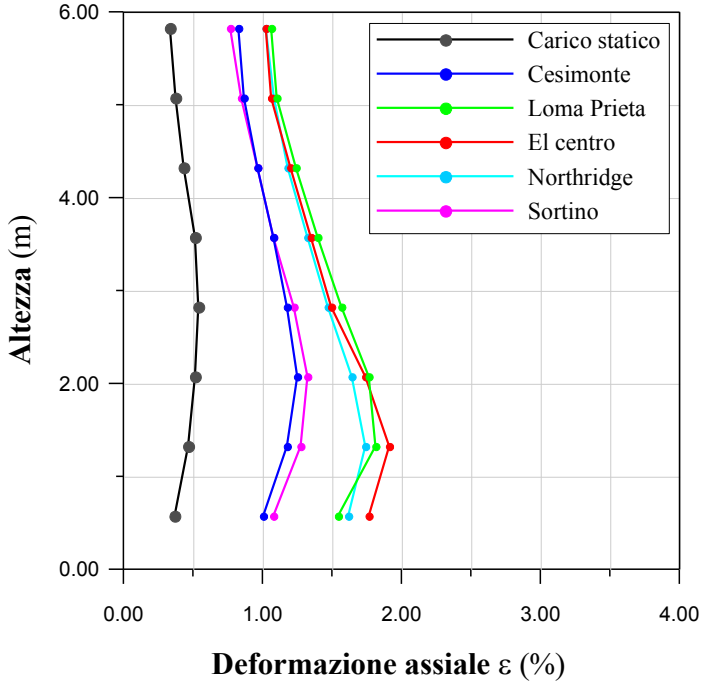


FIG. 4. 76 – Valore della deformazione media assiale dei rinforzi del muro in sabbia soggetto a carico sismico

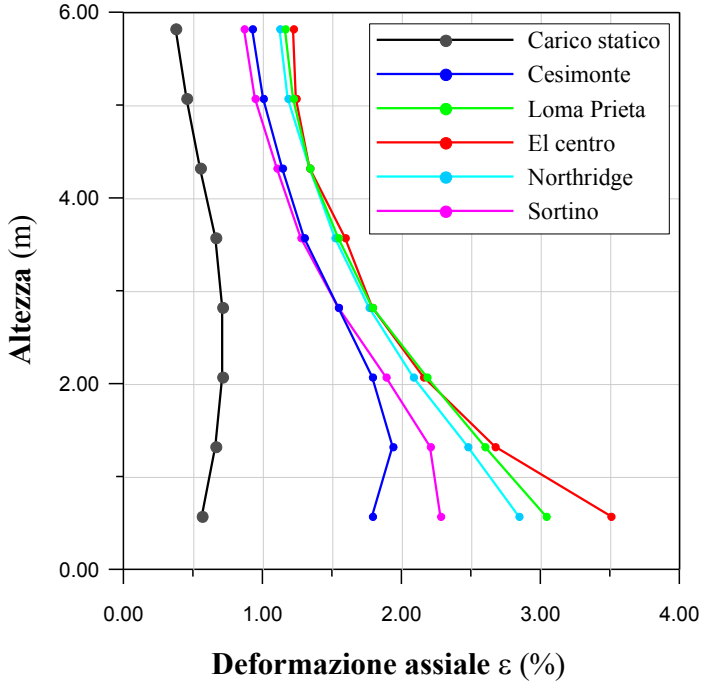


FIG. 4. 77 – Valore della deformazione media assiale dei rinforzi del muro in sabbia soggetto a carico sismico

4.4.6 Luogo dei punti di massima trazione nei rinforzi

Il luogo dei punti dove la tensione di trazione nei rinforzi è massima continua a mantenere un andamento simile a quello che ha in campo statico ma localizzato ad una distanza maggiore dal pannello di facciata rispetto alla distanza che ha in campo statico che è di 0,3 H circa. Questo indica che la "zona attiva" sotto effetto sismico è maggiore e come tale si riduce la "zona passiva" in cui i rinforzi sono ancorati.

Nelle i grafici in FIG. 4. 78 ÷ FIG. 4. 82 e FIG. 4. 83 ÷FIG. 4. 87 sono mostrate le linee di massima trazione rispettivamente per i rinforzi del muro in sabbia e per i rinforzi del muro in sabbia limosa.

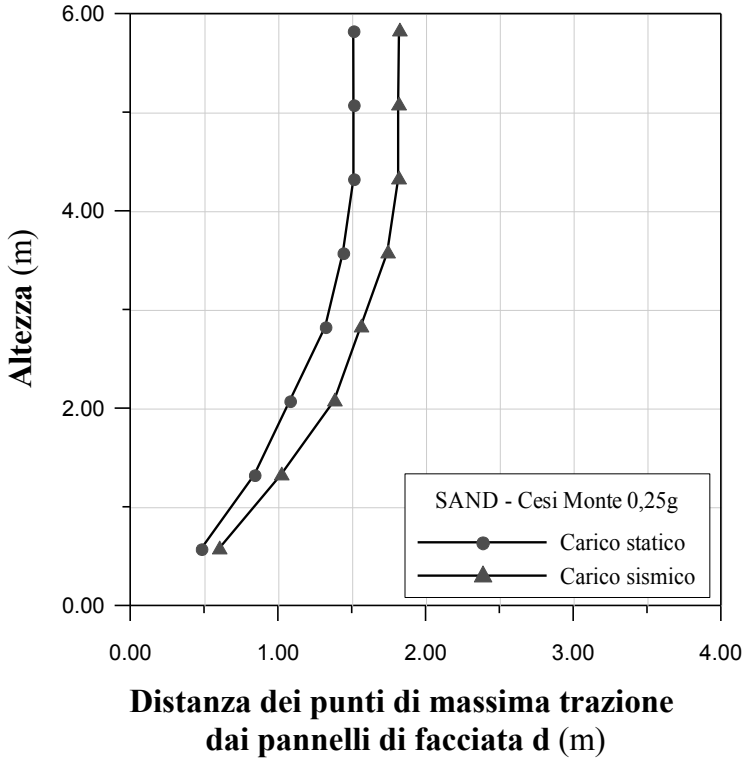


FIG. 4. 78 – Distanza dei punti di massima trazione dai pannelli di facciata in funzione dell'altezza a cui è posto il rinforzo per il muro in sabbia sotto carico statico e sismico (Cesi Monte scalato a 0,25g).

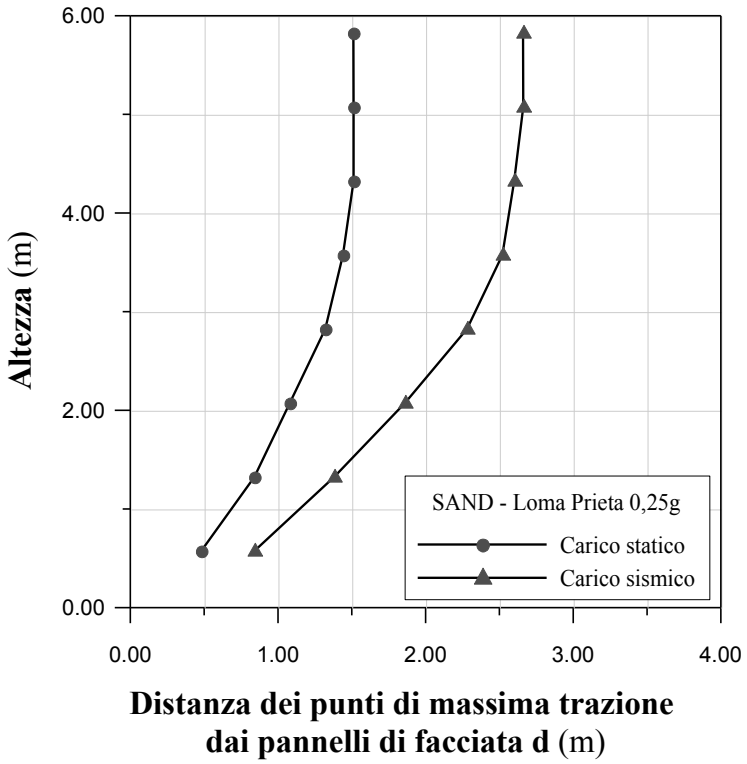


FIG. 4. 79 – Distanza dei punti di massima trazione dai pannelli di facciata in funzione dell'altezza a cui è posto il rinforzo per il muro in sabbia sotto carico statico e sismico (Loma Prieta scalato a 0,25g).

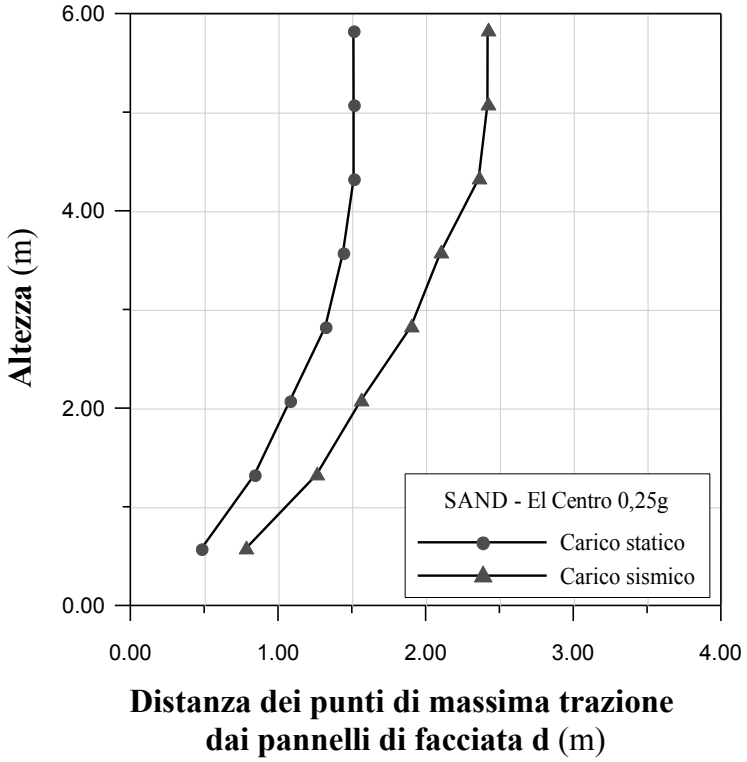


FIG. 4. 80 – Distanza dei punti di massima trazione dai pannelli di facciata in funzione dell'altezza a cui è posto il rinforzo per il muro in sabbia sotto carico statico e sismico (El Centro scalato a 0,25g).

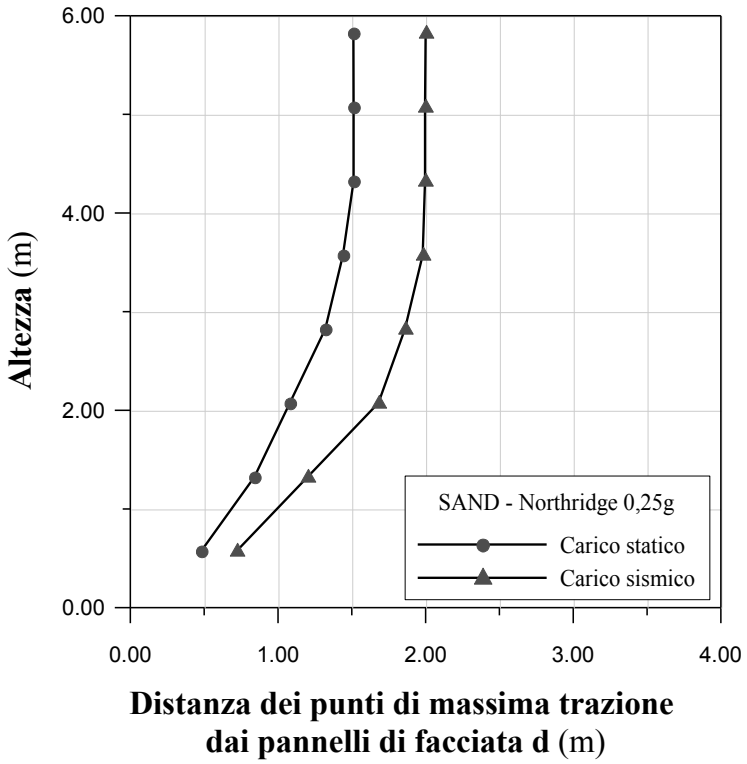


FIG. 4. 81 – Distanza dei punti di massima trazione dai pannelli di facciata in funzione dell'altezza a cui è posto il rinforzo per il muro in sabbia sotto carico statico e sismico (Northridge scalato a 0,25g).

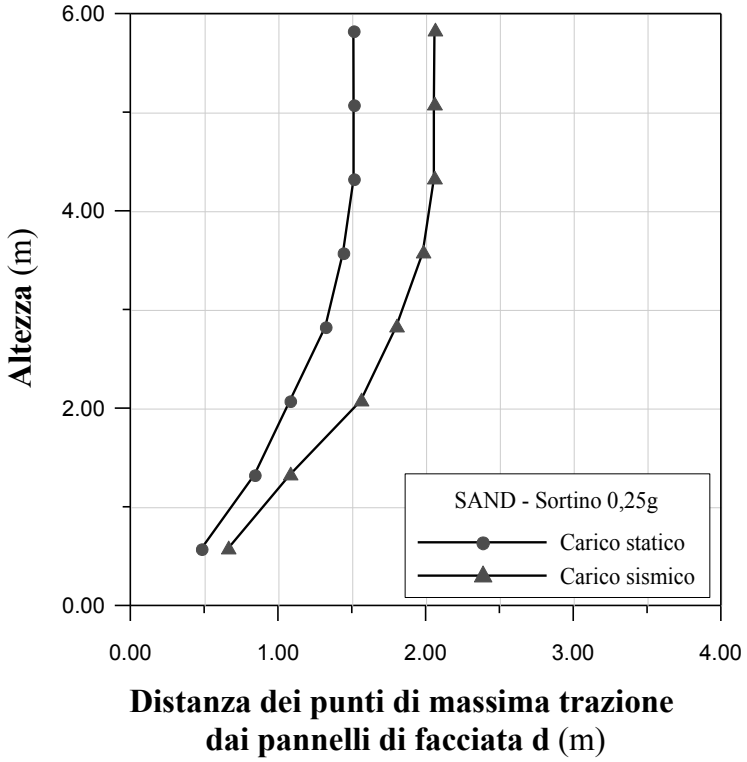


FIG. 4. 82 – Distanza dei punti di massima trazione dai pannelli di facciata in funzione dell'altezza a cui è posto il rinforzo per il muro in sabbia sotto carico statico e sismico (Sortino scalato a 0,25g).

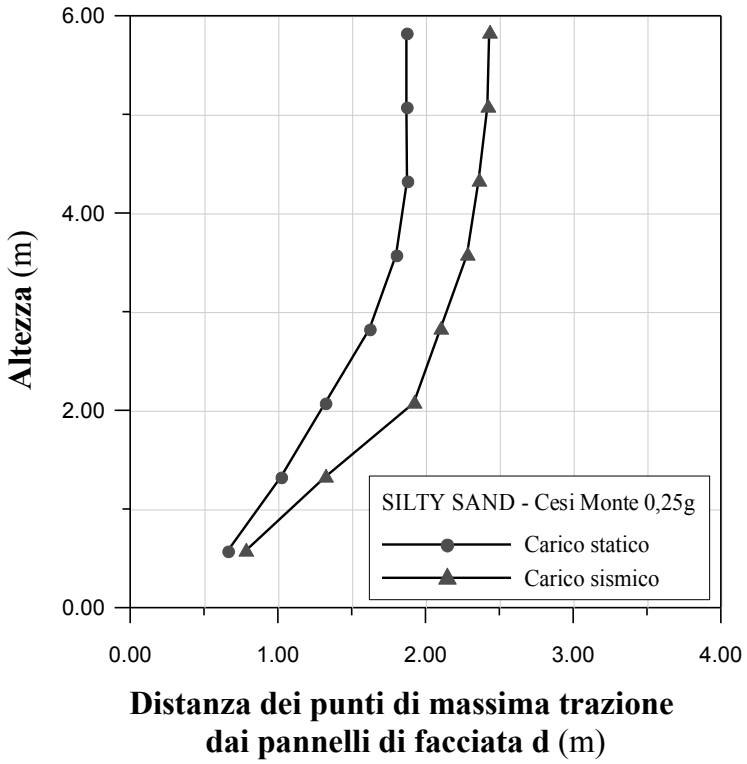


FIG. 4. 83 – Distanza dei punti di massima trazione dai pannelli di facciata in funzione dell'altezza a cui è posto il rinforzo per il muro in sabbia limosa sotto carico statico e sismico (Cesi Monte scalato a 0,25g).

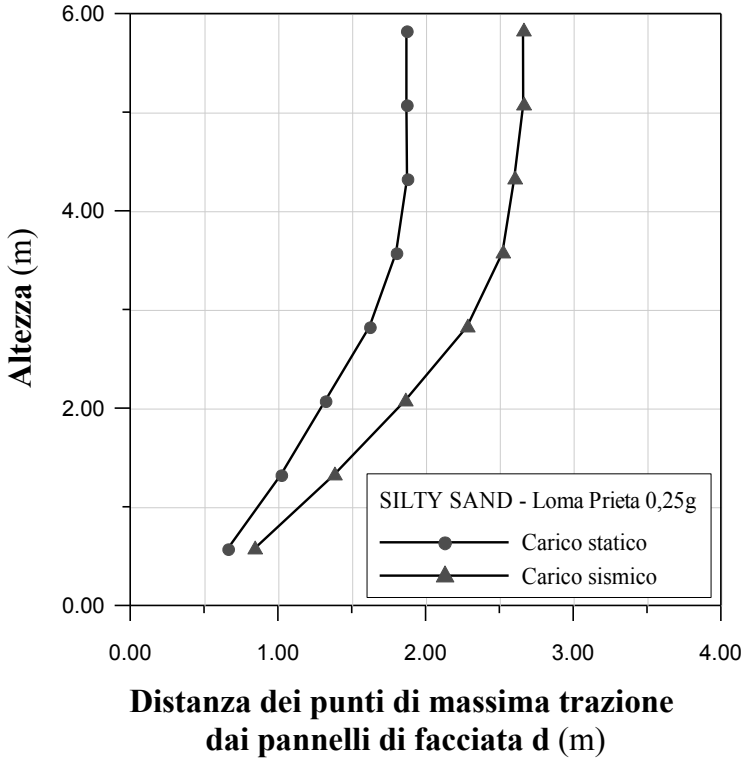


FIG. 4. 84 – Distanza dei punti di massima trazione dai pannelli di facciata in funzione dell'altezza a cui è posto il rinforzo per il muro in sabbia limosa sotto carico statico e sismico (Loma Prieta scalato a 0,25g).

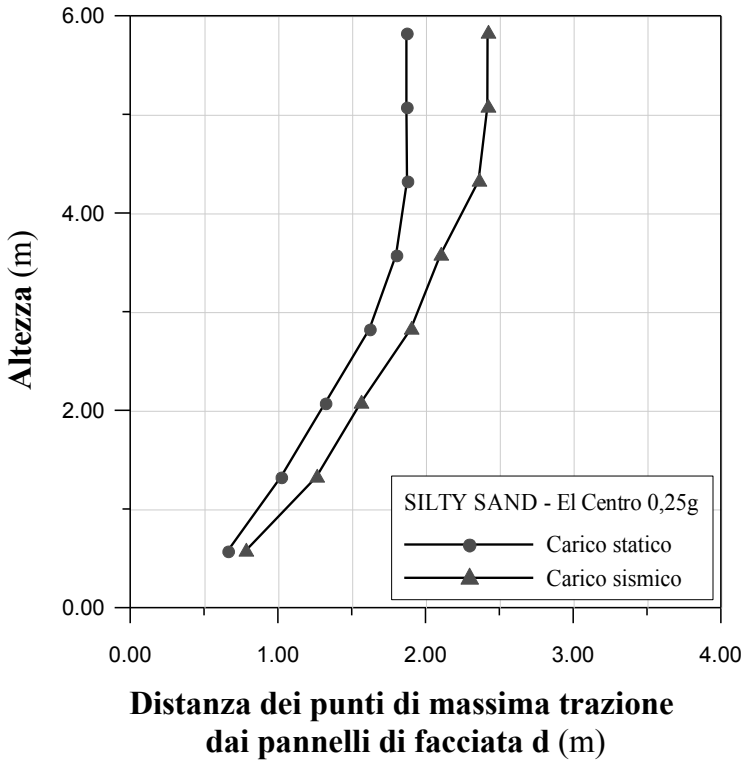


FIG. 4. 85 – Distanza dei punti di massima trazione dai pannelli di facciata in funzione dell'altezza a cui è posto il rinforzo per il muro in sabbia limosa sotto carico statico e sismico (El Centro scalato a 0,25g).

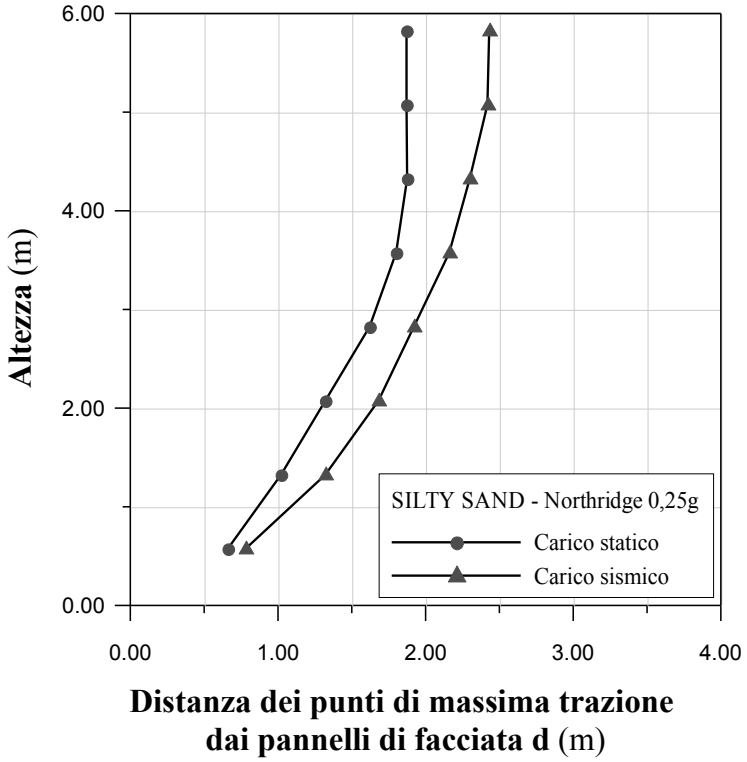


FIG. 4. 86 – Distanza dei punti di massima trazione dai pannelli di facciata in funzione dell'altezza a cui è posto il rinforzo per il muro in sabbia limosa sotto carico statico e sismico (Northridge scalato a 0,25g).

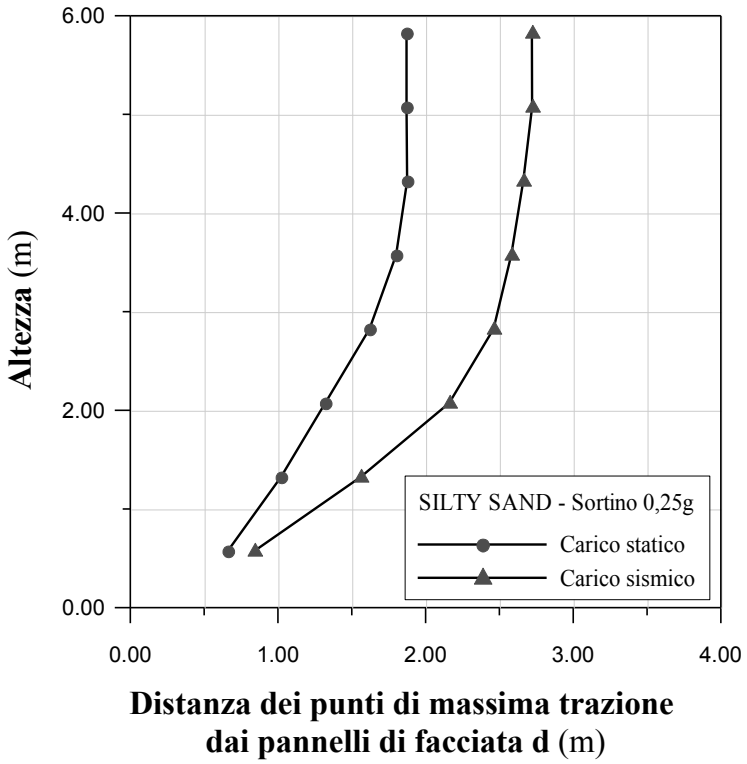


FIG. 4. 87 – Distanza dei punti di massima trazione dai pannelli di facciata in funzione dell'altezza a cui è posto il rinforzo per il muro in sabbia limosa sotto carico statico e sismico (Sortino scalato a 0,25g).

I risultati ottenuti sono riassunti nei grafici in FIG. 4. 88 e in FIG. 4. 89 rispettivamente per il muro in sabbia e il muro in sabbia limosa:

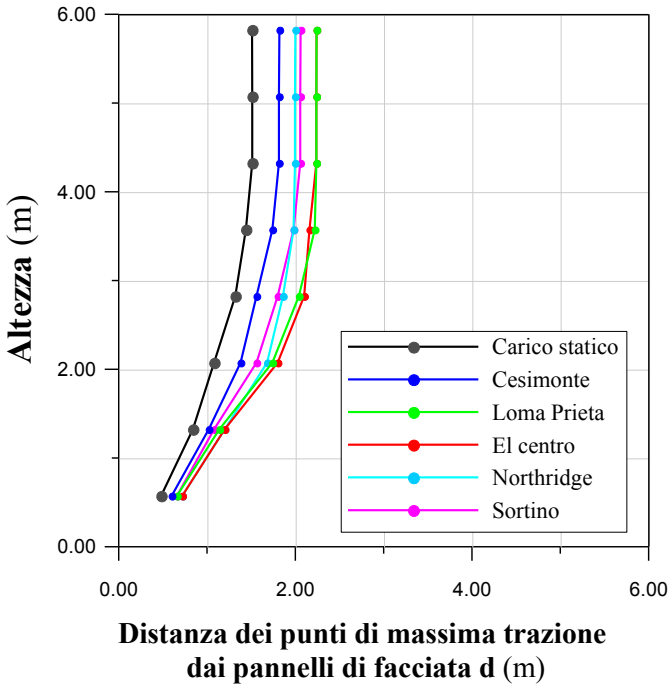


FIG. 4. 88 – Distanza dei punti di massima trazione dai pannelli di facciata in funzione dell'altezza a cui è posto il rinforzo per il muro in sabbia sotto carico sismico

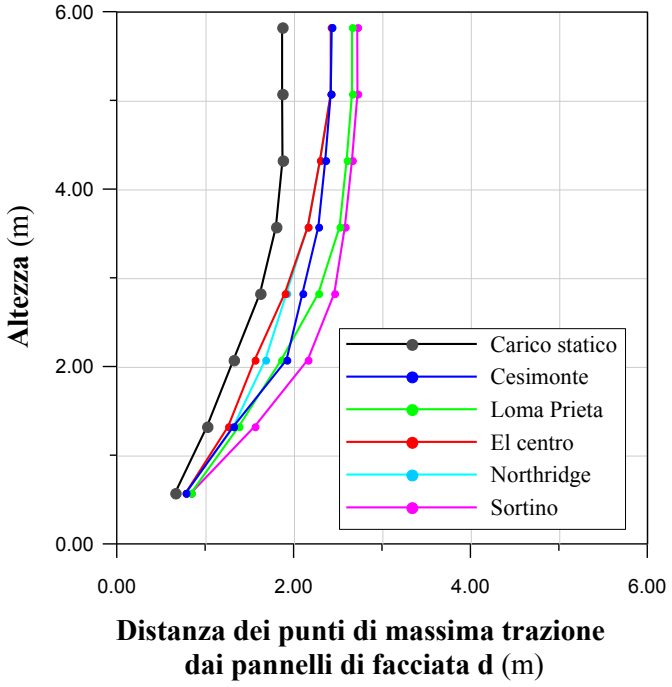


FIG. 4. 89 – Distanza dei punti di massima trazione dai pannelli di facciata in funzione dell'altezza a cui è posto il rinforzo per il muro in sabbia limosa sotto carico sismico

4.5 CONFRONTO CON I DATI IN LETTERATURA

Molti autori hanno studiato la risposta di un sistema in terra rinforzata soggetto a carico sismico sia attraverso prove su tavola vibrante che, nella maggior parte dei casi, attraverso analisi numeriche, molte delle quali sono effettuate su modelli numerici calibrati sui valori di muri sperimentali strumentati in vera grandezza.

Di seguito riportiamo alcuni esempi di studi effettuati.

Bathurst e Hatami (1998)

Le FIG. 4. 92 e FIG. 4. 93 mostrano i risultati dell'analisi dinamica, effettuata da Bathurst e Hatami (1998) con un codice di calcolo alle differenze finite, su un muro in terra rinforzata alto 6 m, a paramento continuo, FIG. 4. 90, sollecitato con un'unica forzante armonica con ampiezza massima raggiunta pari a 2 m/s^2 e frequenza pari a 3Hz, FIG. 4. 91.

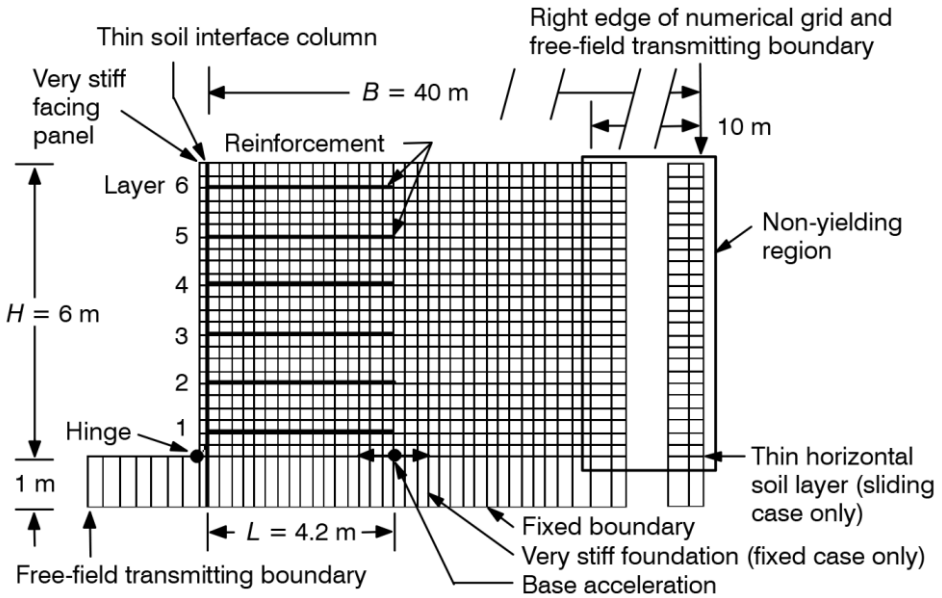


FIG. 4. 90 – Modallo geometrico

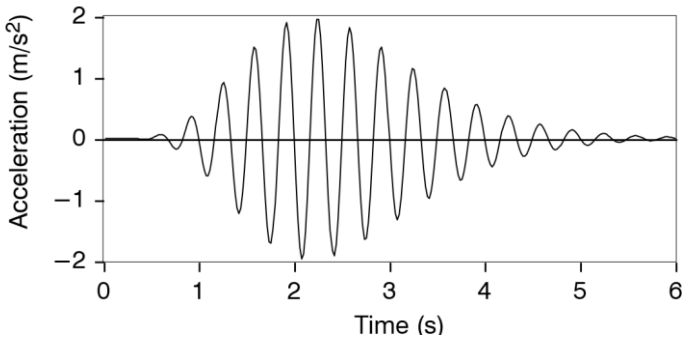


FIG. 4. 91 – Forzanti imposte al sistema (Bathurst e Hatami, 1998).

Il terreno costituente il muro è modellato con il criterio di rottura alla Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata con angolo d'attrito pari a 35°.

Gli autori effettuano le analisi sul sistema al variare della rigidezza dei rinforzi, del rapporto tra la lunghezza dei rinforzi e l'altezza del muro L/H, una volta nelle ipotesi di scorrimento alla base impedito e una volta nelle ipotesi di possibile scorrimento alla base (come nel caso dei muri analizzati in questo lavoro di tesi).

La FIG. 4. 92 mostra la variazione dello spostamento in testa al muro al variare della rigidezza dei rinforzi, della loro lunghezza, e delle ipotesi di base.

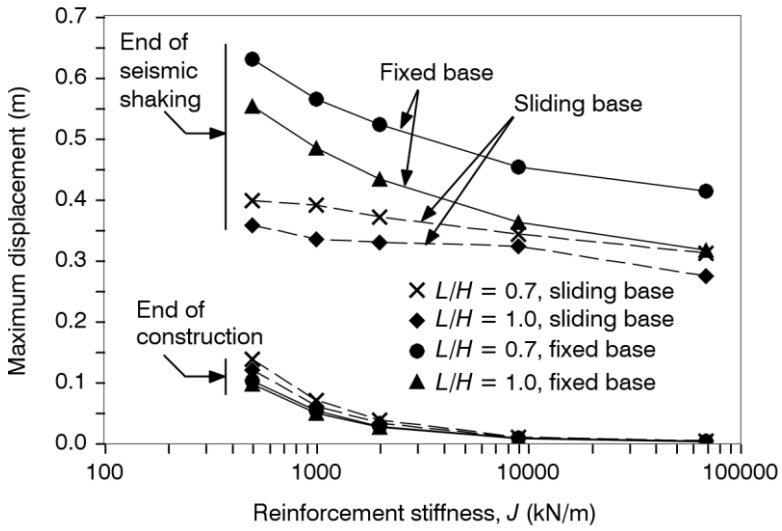


FIG. 4. 92 – Variazione dello spostamento in testa al muro al variare della rigidezza dei rinforzi, della loro lunghezza, e delle ipotesi di base (Bathurst e Hatami, 1998).

Il valore dello spostamento in testa al muro, nell'ipotesi di possibile scorrimento alla base, per un valore della rigidezza del rinforzo di 1000 kN/m equivalente alla rigidezza dei rinforzi utilizzati nei muri esaminati e per un rapporto di H/L=0,7 prossimo a quello dei muri analizzati, è pari a circa 7 cm nel caso statico e 40 nel caso dinamico. Entrambi gli spostamenti hanno un valore molto prossimo a quello determinato nel caso del muro in sabbia limosa sia in campo statico che in campo sismico per effetto del terremoto di El Centro scalato a 0,25g.

Gli autori mettono in evidenza come gli spostamenti in testa al muro sono più elevati nel casa in cui alla base non è concesso lo scorrimento per effetto della rotazione che il paramento subisce

La FIG. 4. 93-c mostra la variazione della forza di trazione, normalizzata rispetto alla massima resistenza a trazione pari a 200 kN/m, sui rinforzi al variare della loro rigidezza assiale a seguito dell'applicazione della forzante armonica nell'ipotesi di scorrimento alla base consentito e di L/H=0,7.

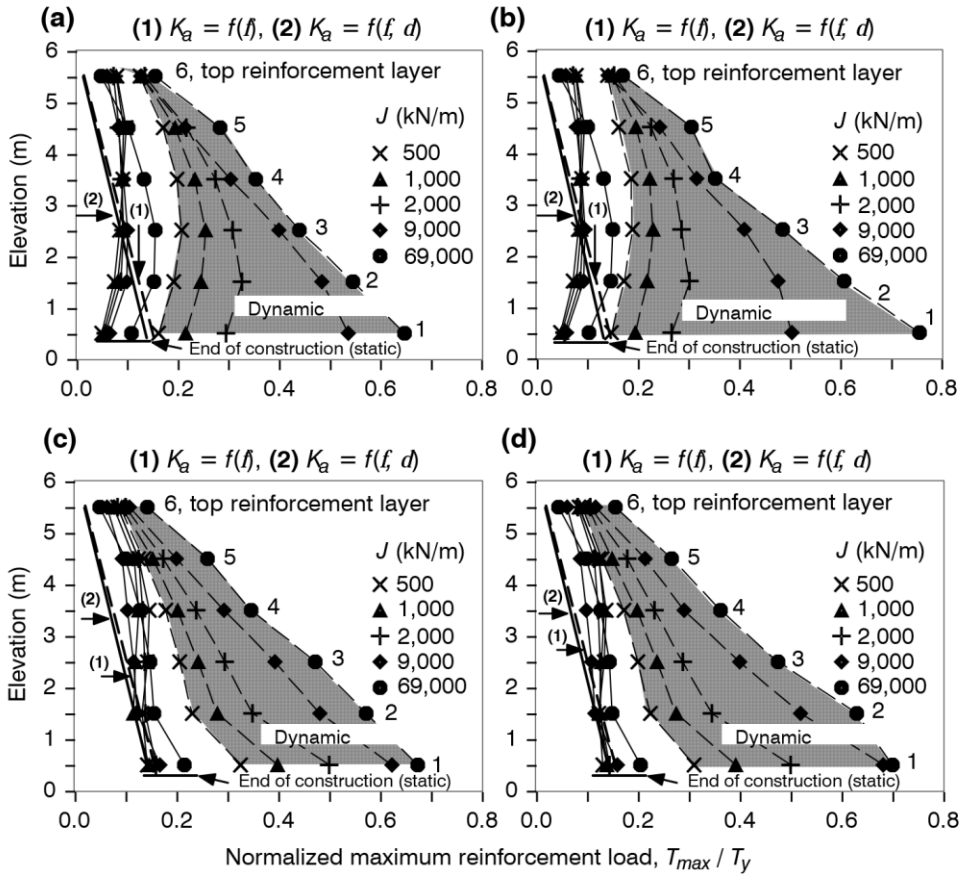


FIG. 4. 93 – Variazione, nel caso dinamico, della forza di trazione sui rinforzi al variare della loro rigidezza assiale di scorrimento alla base consentito e di L/H=0,7 (Bathurst e Hatami, 1998).

Le forze di massima trazione sono in linea con i risultati determinati nell'analisi dinamica dei muri sempre in relazione al terremoto di El Centro scalato a 0,25g, sia in termini di andamento che in termini di valori. Notiamo infatti che nel caso del caso del terremoto di El Centro scalato a 0,25g il valore della forza di massima trazione nel rinforzo posto a livello più basso è pari a circa 25 kN; tale forza normalizzata rispetto al valore della resistenza massima a trazione è paria a 0,55.

Moradi (2008)

L'autore analizza, attraverso un codice di calcolo agli elementi finiti, un muro strumentato alto 6,1 m realizzato in Algonquin, Illinois, sottoponendolo, nell'analisi numerica, al terremoto di Northridge. Il muro è realizzato con pannelli prefabricati in cemento e con 8 strati di rinforzo inestensibili di lunghezza 4,3 m ed equispaziati di 0.75m, FIG. 4. 94.

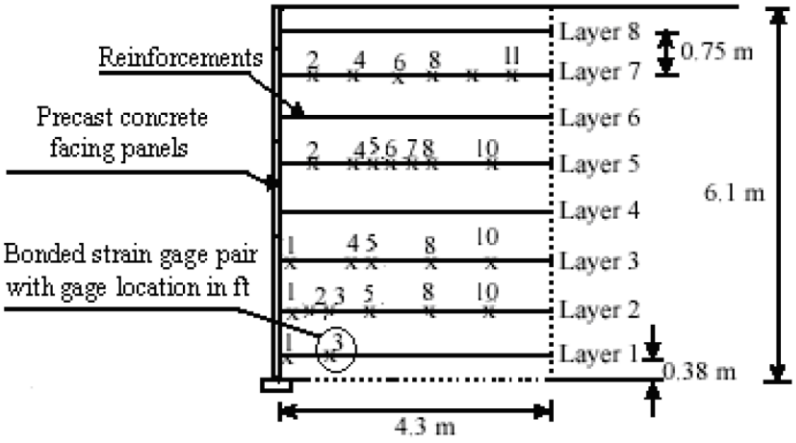
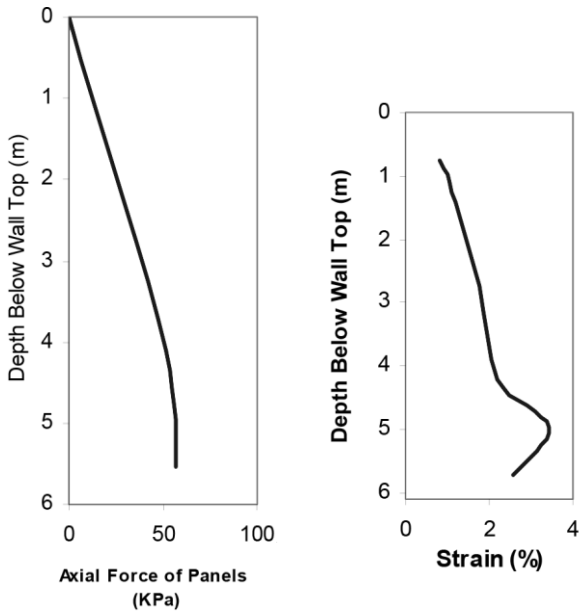


FIG. 4. 94 – Geometria del modello (Moradi, 2014)

Nel grafico in FIG. 4. 95 sono riportati gli spostamenti e le deformazioni calcolati attraverso analisi numerica.



(a) (b)

FIG. 4. 95 – (a) Spostamenti dei pannelli di facciata normalizzati rispetto all'altezza; (b) deformazione massima durante il terremoto (Moradi, 2014).

Komakpanah e Yazdi (2012)

I grafici in FIG. 4. 97 mostrano i risultati dell'analisi dinamica, effettuata da komakpanah e Yazdi (2012) con un codice di calcolo alle differenze finite, su un muro in terra rinforzata alto 7.5 m, realizzato con rinforzi polimerici a nastro, sollecitato con un'unica forzante armonica ma a differenti frequenze con ampiezza massima raggiunta pari a 2 m/s^2, FIG. 4. 96.

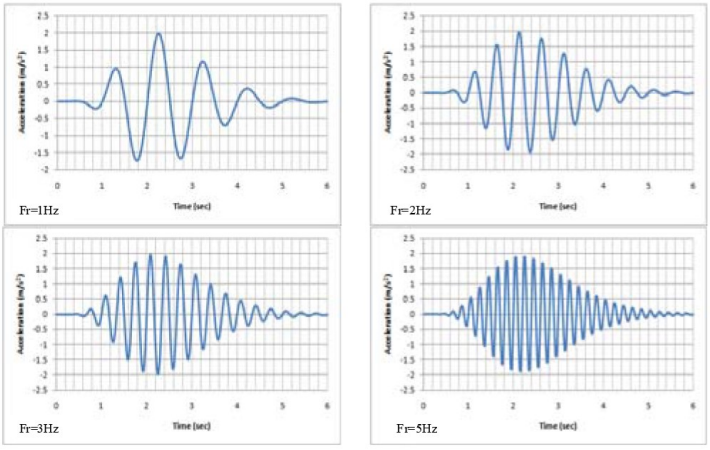
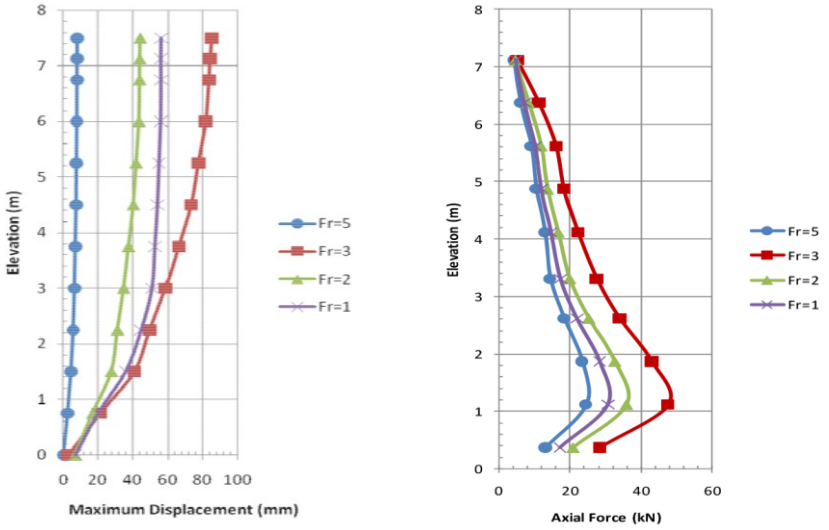


FIG. 4. 96 – Forzanti imposte al sistema (Komakpanah e Yazdi, 2012).

Il terreno costituente il muro è modellato con un legame alla Mohr-Coulomb con angolo d'attrito pari a 34° e modulo elastico pari a 35 MPa.

In questo studio gli autori mettono in evidenza come la frequenza dell'input di base abbia una notevole influenza sui risultati finali e tanto più la frequenza dell'input si avvicina alla frequenza naturale del sistema tanto più il sistema stesso è sollecitato. In particolare la FIG. 4. 97-a mostra la risposta in termini di spostamenti dei pannelli di facciata al variare delle frequenze della sollecitazione armonica e la FIG. 4. 97-b mostra invece i risultati in termini di forze di massima trazione sui rinforzi.

I risultati trovati dagli autori sono in linea con quelli determinati nell'analisi dinamica effettuata, sebbene l'entità degli spostamenti delle deformazioni e tensioni nei rinforzi siano più elevate, probabilmente per valore del modulo di Young ipotizzato dagli autori.



(a) (b)

FIG. 4. 97 – (a) Spostamenti dei pannelli di facciata; (b) forze di trazione massima ai vari livelli di rinforzo (Komakpanah e Yazdi, 2012).

Passbakhsh e Yazdi (2012)

Gli autori effettuano un'analisi statica e dinamica con un codice di calcolo alle differenze finite di un muri di 5 m e 10 m, realizzati con differenti tipi di rinforzi e sottoposti a tre input differenti, FIG. 4. 98. Per un confronto con i risultati numerici ottenuti dall'analisi effettuata in questa tesi si riportano, TAB. 4. 13, solo i risultati che gli autori hanno ottenuto per il muro di 5 m sottoposto alla sollecitazione in FIG. 4. 99. In FIG. 4. 100 sono riportate le caratteristiche dei materiali utilizzati ai fini della modellazione numerica.

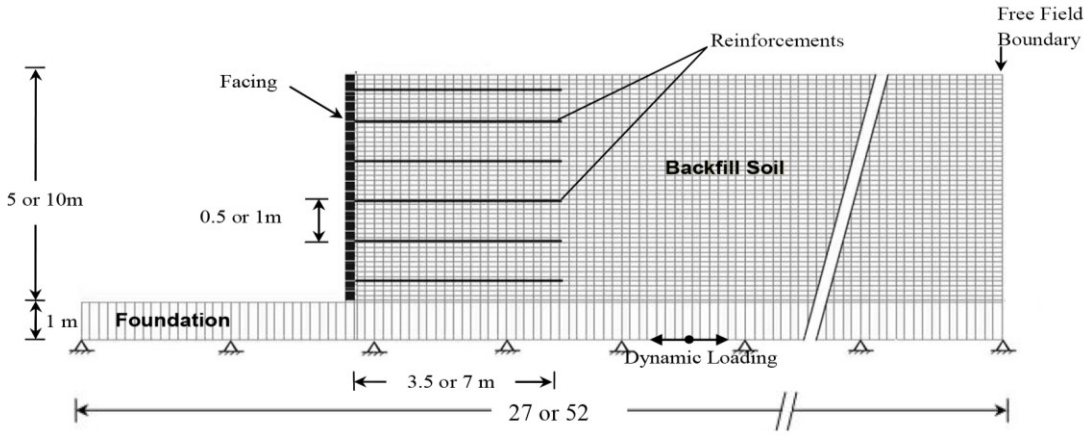


FIG. 4. 98 – Geometria del modello (Passbakhsh e Yazdi, 2012).

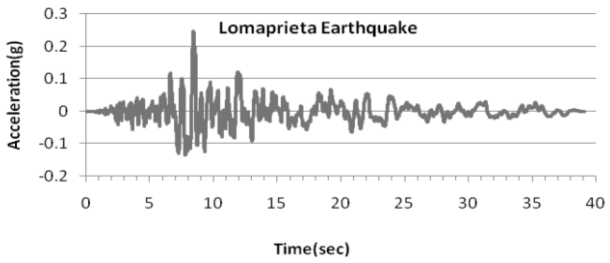


FIG. 4. 99 – Input di riferimento (Passbakhsh e Yazdi, 2012).

TAB. 4. 13 – Analisi di riferimento(Passbakhsh e Yazdi, 2012).

H5-d0.5-S1-G1-L	1	1	0.5 m	5 m	Lomaprieta
H5-d0.5-S1-G2-L	2				
H5-d0.5-S2-G1-L	1	2			
H5-d0.5-S2-G2-L	2				
H5-d1-S1-G1-L	1	1	1 m		
H5-d1-S1-G2-L	2				
H5-d1-S2-G1-L	1	2			
H5-d1-S2-G2-L	2				

Backfill Soil No.1	
Model	Elastic Perfectly Plastic Mohr-Coulomb
γ (Unit Weight)	18 (KN/m^3)
ϕ (Soil Friction Angle)	34°
ψ (Dilation Angle)	4°
E (Elastic Modulus)	35 (Mpa)
ν (Poisson's Ratio)	0.3
Backfill Soil No. 2	
Model	Elastic Perfectly Plastic Mohr-Coulomb
γ (Unit Weight)	17 (KN/m^3)
ϕ (Soil Friction Angle)	30°
ψ (Dilation Angle)	0°
E (Elastic Modulus)	32 (Mpa)
ν (Poisson's Ratio)	0.3

Reinforcement	
Model	Elastic Perfectly Plastic
K or J (Stiffness=EA)	No.1: 1000 (KN/m) → Extensible Polymeric Geotextile No.2: 10000 (KN/m) → Very Stiff Geogrid
T_y (Yield Stress)	200 (KN/m)
Sectional Area	0.002 (m^2/m)
Interface Parameters	K_b=2×10^3 (MN/m/m) S_b=1×10^3 (KN/m)

FIG. 4. 100 – Proprietà del terreno e dei rinforzi utulizzati nella modellazione (Passbakhsh e Yazdi, 2012).

I grafici in FIG. 4. 101 e in FIG. 4. 102 riportano i risultati in termini di forze di trazione sui rinforzi.

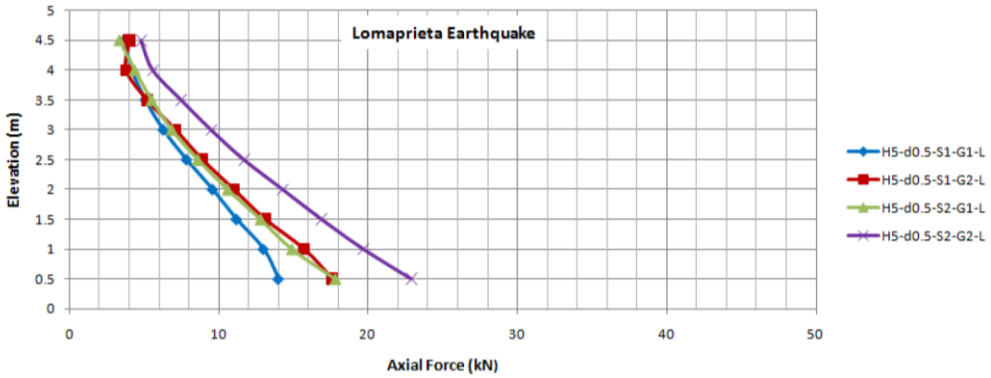


FIG. 4. 101 – Variazione delle forze di trazione per il muro di 5 m con rinforzi equispaziati di d= 0,5m

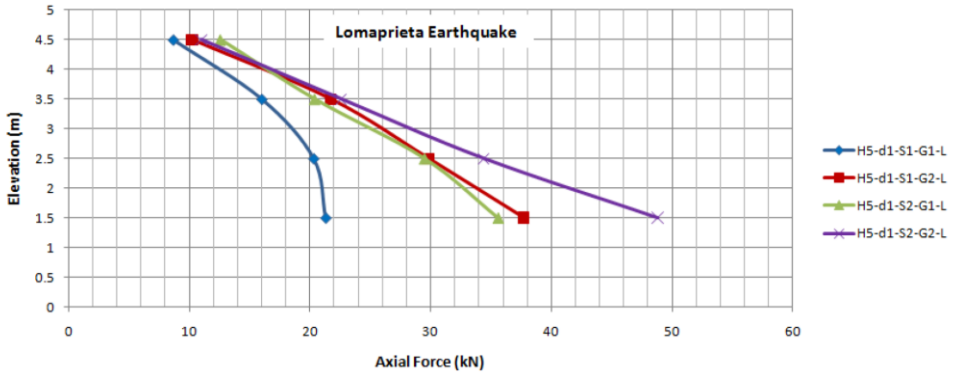


FIG. 4. 102 – Variazione delle forze di trazione per il muro di 5 m con rinforzi equispaziati di d= 1m

Anche in questo caso possiamo vedere come i risultati trovati dagli autori sono in linea con i risultati trovati nei casi studio oggetto di tesi.

Siddharthan et al (2004)

In questo studio gli autori costruiscono e testano dei modelli in centrifuga, MSE-01, MSE-02, and MSE-03 in ognuno dei quali sono realizzati due muri messi di spalle, testando così in totale 6 muri.

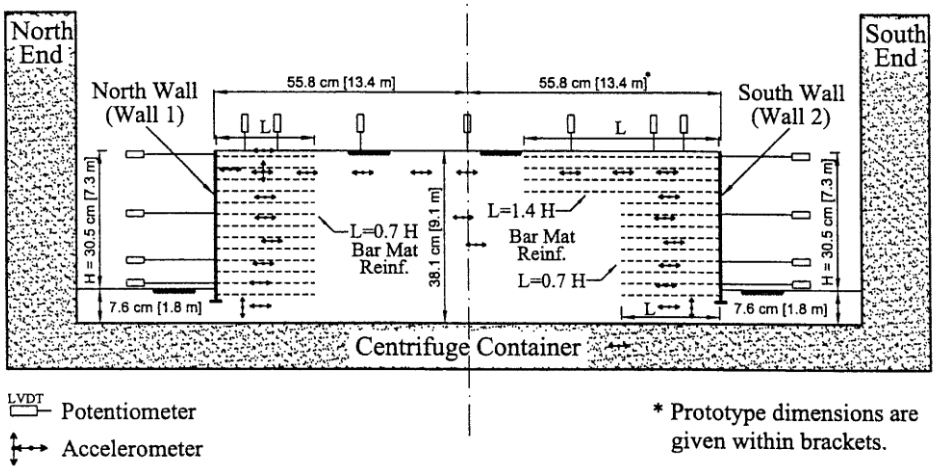


FIG. 4. 103 – Geometria del modello realizzato in centrifuga (Siddharthan et al 2004).

I risultati in termini di spostamenti sono riportati nei grafici in FIG. 4. 104

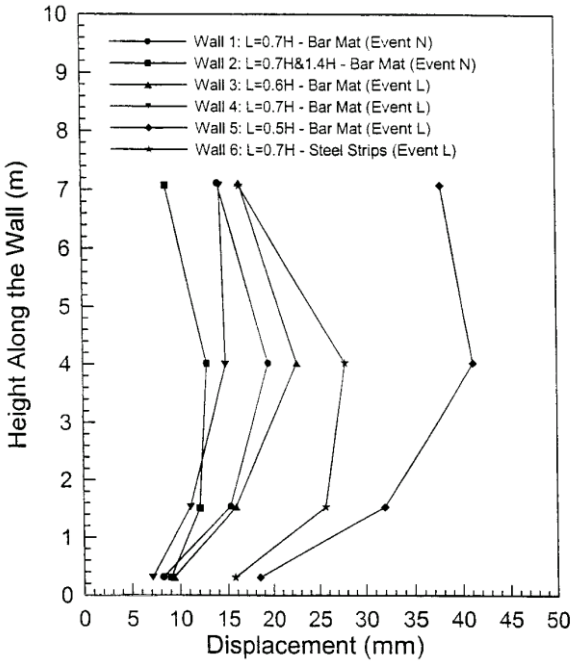


FIG. 4. 104 – Spostamento dei pannelli di facciata (Siddharthan et al 2004).

Anche in questo caso i risultati sono in linea con gli spostamenti trovati.

Questa pagina è lasciata intenzionalmente bianca.

CONCLUSIONI

In quanto strutture complesse, caratterizzate da una forte interazione tra gli elementi che le compongono, è difficile definire per le terre rinforzate lo stato tenso-deformativo sia in campo statico che soprattutto in campo sismico. Tuttavia mentre in campo statico sono numerosi i modelli fisici realizzati al fine di capire il comportamento delle opere in terra rinforzata, la difficoltà ad avere dati sperimentali in campo sismico su modelli fisici, sia in scala reale che in scala ridotta, induce la necessità di ricorrere alle elaborazioni numeriche per poter fare della previsioni sul comportamento che assumono queste opere quando sono soggette a sollecitazione sismica.

Con il presente lavoro di ricerca si è voluto indagare sul comportamento di una particolare tipologia di opere di sostegno in terra rinforzata realizzata con rinforzi polimerici a nastro ad alta tenacità e pannelli di facciata in calcestruzzo. L'indagine è stata svolta, sia in campo statico che in campo dinamico avvalendosi dell'analisi numerica agli elementi finiti e dei dati sperimentali di due modelli fisici in scala reale realizzati a Jundiai, in Brasile. I due modelli sono stati realizzati con la stessa tipologia di rinforzo e pannelli di facciata ma con terreni dalle differenti caratteristiche, in particolare uno, di tipo sabbioso, l'altro di tipo sabbioso con una percentuale di componente fine. Dopo la realizzazione e una prima fase di assestamento i muri sono stati soggetti ad un sovraccarico in testa al muro.

Nella prima fase della ricerca sono stati analizzati i dati acquisiti dalla strumentazione istallata all'interno del muro e i dati relativi alle prove di laboratorio effettuate al fine di caratterizzare staticamente e dinamicamente i terreni utilizzati per la realizzazione dei modelli.

In una seconda fase è stato realizzato un modello agli elementi finiti per simulare una sezione trasversale dei muri in esame e sono stati confrontati i risultati numerici con i dati

sperimentali, in termini di spostamenti dei pannelli di facciata, di forze di massima trazione e deformazioni dei rinforzi, al fine di accertarsi che il modello numerico riproducesse in maniera più aderente alla realtà possibile il comportamento dei muri.

- La prima verifica tra i risultati numerici e i risultati sperimentali è stata fatta in termini di spostamenti del paramento verticale e dal confronto è evidente come i risultati numerici siano in buon accordo con i dati sperimentali.
- I valori sperimentali delle forze di massima trazione nei vari livelli di rinforzo, prima e dopo l'applicazione del sovraccarico, sono molto vicini ai risultati ricavati dall'analisi numerica eccezion fatta per la forza di trazione massima nel rinforzo posto a livello più basso in cui sperimentalmente si risente maggiormente dell'effetto di confinamento dovuto al terreno sottostante il muro e al terreno posto ai piedi immediatamente a valle del paramento verticale.
- Dalla distribuzione delle forze di trazione lungo i rinforzi, si è potuto constatare come il luogo dei punti in cui la forza trazione nei rinforzi è massima, non subisce una sostanziale variazione a seguito dell'applicazione del sovraccarico e anche i questo caso i risultati numerici sono molto simili ai valori sperimentali. Inoltre si è potuto constatare che tale luogo segue una percorso quasi verticale, dopo una certa altezza dalla base del muro, ad una distanza di circa 0,3 H, come nel Coherent Gravity Method.
- La deformazione media assiale dei rinforzi, nei due muri oggetto di analisi, non supera, in nessuno dei livelli di rinforzo, il limite stabilito dalle BS 8006 dell'1% al di sotto del quale il rinforzo può essere considerato inestensibile, neanche a seguito dell'applicazione del sovraccarico. Come tale, è possibile pensare che i rinforzi utilizzati possano considerarsi inestensibili.

Nell'ultima fase della ricerca è stata effettuata l'analisi dinamica sui muri volta ad studiare il comportamento della struttura soggetta a diverse storie di accelerazioni sismiche. A tal fine le strutture sono state sollecitate con 5 accelerogrammi scalati a 0,25g aventi differenti valori della frequenza predominante dell'input e, per il muro in sabbia, in aggiunta sono state effettuate delle analisi con forzante sinusoidale.

In generale si può dire che in campo dinamico non esiste una risposta "unica" e prevedere il comportamento dinamico di un sistema sottoposto ad un input di fissata ampiezza, è molto difficile in quanto la geometria del muro, le sue caratteristiche meccaniche, la frequenza predominante dell'input e i cicli di carico equivalenti giocano un ruolo determinante nella risposta sismica del sistema

Dalle analisi numeriche effettuate é' tuttavia possibile trarre alcune considerazioni di base sul comportamento dei muri analizzati in campo sismico, che qui di seguito si riportano:

- Dalle distribuzioni delle forze di trazione lungo tutti i rinforzi per i muri esaminati si può notare come il luogo dei punti di massima trazione continua a mantenere un andamento simile a quello che ha in campo statico ma localizzato ad una distanza maggiore dal pannello di facciata rispetto alla distanza di 0,3 H. Questo indica che la "zona attiva" sotto effetto sismico è più estesa e che, conseguentemente, si riduce la "zona passiva" in cui i rinforzi vengono ancorati.
- L'incremento dovuto al carico dinamico aumenta notevolmente con la profondità. Infatti, nel livello di rinforzo più basso, la differenza tra la forza di trazione dovuta al carico statico e la forza di trazione dovuta al carico sismico è notevole. In fase di progettazione tale incremento dovrebbe non essere sottovalutato, e si potrebbero in va preventiva utilizzare dei rinforzi con resistenza ultima a trazione più elevata. Ciononostante, in entrambi i muri in esame, il valore della resistenza ultima non viene superato in nessuno dei rinforzi.
- Osservando tutta la storia delle sollecitazioni si nota come le forze di trazione ad un certo istante di tempo si stabilizzino sui valori massimi e si mantengano pressoché stazionari durante i rimanenti secondi dell'input. In particolare l'analisi dinamica con sollecitazioni sinusoidali ha messo in evidenza come, nelle forze di trazione, da un certo numero di cicli in poi, non si manifestino apprezzabili aumenti di tensione. In particolare questo risultato è in accordo con i risultati determinati, da uno studio numerico in campo dinamico, da Carrubba e Brusarosco (2004).
- I valori del coefficiente di spinta ricavati dall'analisi numerica sono molto prossimi al valore del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche determinato avvalendosi della teoria di Mononobe e Okabe, che può ancora considerarsi accettabile per un'analisi pseudo statica. Sebbene ricavata da una modellazione notevolmente differente.

BIBLIOGRAFIA

[1] AASHTO, (1996), Standard Specifications for Highway Bridges, with 1999 Interims,American Association of State Highway and Transportation Officials, SixteenthEdition, Washington, D.C., USA, 686 p.

[2] Abdulrahman Alhabshi (2006). "Finite element based design procedures for mse/soil-nail hybrid retaining wall systems". Texas Tech University.

[3] Allen T. M., Christopher, B.R., Elias, V., DiMaggio, J. (2001). "Development of the simplified method for internal stability of Mechanically Stabilized Earth (MSE) walls". Washington State Department of Transportation and in cooperation with US Department of Transportation Federal Highway Administration.

[4] Ali F.H., Bhuiyan M.Z.I., Lee C. H. (2008). "Influence of Boundary Conditions on the Behavior of an Anchored Reinforced Earth Wall". American Journal of Environmental Sciences Vol. 4, Issue 4, pp. 289-296.

[5] Ali Faisal Hj and Hai Lee Chee (2010). "An instrumented reinforced earth wall" Scientific Research and Essays Vol. 5(13), pp. 1662-1668.

[6] Amorosi A., Boldini D., Sasso M. (2008). "Modellazione numerica del comportamento dinamico di gallerie superficiali in terreni argillosi" Rapporto di ricerca, Politecnico di Bari.

[7] Anderson P. L., Gladstone R. A., Sankey J.E. (2012). "State of Practice of MSE Wall Design for Highway Structures". ASCE, Reston, VA, Geotechnical Special Publication No. 226, pp. 443–463.

[8] Bardet, J. P., Ichii, K., Lin, C.H. (2000). "EERA – A computer Program for Equivalent-linear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits". University of Southern California, Department of Civil Engineering.

[9] Bassett N. (1981) "Prefabrication Roman style". New Civil Engineer, August.

[10] Bathurst, R.J. and Hatami, K., (1998). "Seismic Response Analysis of a Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall", Geosynthetics International, Vol. 5, Nos. 1-2, pp. 127-166.

[11] Biondi G., Moraci N. (2014). "Opere di sostegno in terra rinforzata soggette ad azione sismica: recenti esperienze e previsioni del comportamento". XXV Convegno Nazionale Geotecnica "La geotecnica nella difesa del territorio e delle infrastrutture dalle calamità naturali". Ed. AGI. Baveno, Vol. 1, pp. 323-350.

[12] Bolton MD. (1983). "The strength and dilatancy of sands". Geotechnique, Vol. 36 Issue 1, pp. 65-78.

[13] Brauer J. (1988). "Finite element analysis" Marcel Dekker, New York.

[14] Brinkgreve, R. B. J., AL-Khoury R., Bakker K. J., Bonnier P. G., Brand P. J. W., Broere, W. (2002). "Plaxis 2D - version 8 general information." delft university of technology & plaxis b.v., The Netherlands.

[15] BS 8006-1:2010. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills.

[16] Cai Z., Bathurst R.J. (1995) - Seismic response analysis of geosynthetic reinforced soil segmental retaining walls by finite element method. Computers and Geotechnics, 17, n.4, pp. 523-546.

[17] Calvarano L.S. (2012). "Comportamento di differenti geogriglie in condizione di sfilamento statico e ciclico". Tesi di Dottorato.

[18] Carotti A. e Rimoldi. P. (1998). "A nonlinear model for the seismic response analysis of geosynthetic-reinforced soil structures." Geosynthetics International Journal Vol. 5 No 1-2, pp.167- 201.

[19] Carrubba P., Brusarosco D. (2002). "Modellazione F.E.M. degli effetti di interazione terreno-geogriglia in prove di sfilamento". Rivista Italiana di Geotecnica, Anno XXXVI, N. 4, pp. 66-79.

[20] Carrubba P., Brusarosco D. (2004). "Analisi F.E.M. del comportamento dinamico di un rilevato in terra rinforzata con geosintetici". Rivista Italiana di Geotecnica, Anno XXXVIII, N. 3, pp. 25-47.

[21] Cesari F. (2002). "Introduzione al Metodo degli Elementi Finiti" Pitagora Editrice, Bologna.

[22] Christopher, B. R., Gill, S. A., Giroud, J.-P., Juran, I., Mitchell, J. K., Schlosser, F., and Dunnicliff, J. (1990). "Reinforced Soil Structures" Vol. 1 Design and Construction Guidelines FHWA Report FHWA-RD-89-043, 285 pp.

[23] Clayden Tim (2010). "Aqar Qūf before its excavation in 1942" Al – Rāfidān, Vol. XXXI.

[24] CLOUGH, R.W., "The finite element method in plane stress analysis", Proc. 2nd A.S.C.E. Conf. on Electronic Computation, Pittsburg, Pa.

[25] Colin J. F. P. et al. (2002). "Guide to Reinforced Fill Structure and Slope Design". Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department. Government of the Hong Kong Special Administrative Region.

[26] Collin J. G., Chouery-Curtis V. E. e Berg R. R. (1992). "Field observations of reinforced soil structures under seismic loading". International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japan, Vol. 1, pp. 223–228.

[27] Comedini M., Rimoldi P. (2014). "Terre rinforzate: Applicazioni, tecnologie, dimensionamento" Dario Flaccovio Editore.

[28] Damians I.P., Lloret A., Josa A. Bathurst R.J. (2013). "Influence of facing vertical stiffness on reinforced soil wall design" 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 1959-1962.

[29] D.M. 14 gennaio 2008. "Norme Tecniche per le Costruzioni".

[30] Duncan W. (1855), Caesar, Harper Brothers, New York.

[31] EN 13738:2004 Geotextiles and geotextile-related products – Determination of pullout resistance in soil.

[32] Ghionna, V. N. e Moraci, N. (1997). "1 Rilevati Rinforzati ed Armati". Corso CISM, Aspetti geotecnica relativi alla progettazione ed alla costruzione di rilevati stradali e ferroviari. Udine, Italia.

[33] Horpibulsuk, S. and Niramitkornburee, A. (2010). "Pullout resistance of bearing reinforcement embedded in sand. Soils and Foundations, Vol.50, No.2, pp. 215-226.

[34] Huang, C. C., Chou, L. H. e Tatsuoka, F. (2003). "Seismic displacements of geosynthetic-reinforced soil modular block walls". Geosynthetics International, Vol.10, No.1, pp. 2-23.

[35] Jewell (1990). "Some effect of reinforcement on the mechanical behaviour of soil, PhD Thesis, University of Cambridge.

[36] Jewell, R.A. (1991). "Application of revised design charts for steep reinforced slopes", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 10, No. 3, 1991, pag. 203 - 234.

[37] Jewell, R. A., Milligan, G. W .E., Sarsby, R. W. and Dubois, D. D. (1985). Interactions Between Soil and Geogrids. Proceeding from the Symposium or Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, pp. 18-30. Ed. Thomas Telford, London.

[38] Jing L. (2003). "A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering" International Journal of Rock & Mining Sciences, Vol. 40, pp. 283-353.

[39] Jones, C. J. F. P. (1996). "Earth Reinforcement and Soil Structures". Butterworths, England.

[40] Komakpanah Ali, Yazdi Maryam (2012). "Frequency Response Analysis of Reinforced- Soil Retaining Walls with Polymeric Strips" Word Academy of Science, engineering and Technology. International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering Vol:6, No:3.

[41] Koseki J, Bathurst RJ, Guler E, et.al. (2006). "Seismic stability of reinforced soil Walls". In: Keynote lecture, 8th Int. Conf. on geosynthetics, Vol 1. Yokohama, Japan, pp 51–77

[42] Kramer S.L., Smith M.W. (1997). "Modified Newmark model for seismic displacement of compliant slopes". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 123, n.7, pp.635-644

[43] Kramer, S. L. e Paulsen, S. (2001). "Seismic performance of MSE structures in Washington State". International Geosynthetics Engineering Forum 2001, Taipei, Taiwan, pp. 145–173.

[44] Kuhlemeyer R. L. and Lysmer J. (1973). "Finite element method for accuracy for wave propagation problems" Journal of Soil Mechanics &. Foundation Division, ASCE Vol. 99, No. SM5, pp. 421-427.

[45] Kutter, B. L., Casey, J. A. e Romstad, K. M. (1990) – "Centrifuge modeling and field observations of dynamic behavior of reinforced soil and concrete cantilever retaining walls". 4th US National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, CA, pp. 663–672.

[46] Lanzo G., Silvestri F., 1999. Risposta sismica locale: teorie ed esperienze. Hevelius Edizioni.

[47] Lanzo G., Pagliaroli A., D'Elia B. (2004). "L'influenza della modellazione di Rayleigh dello smorzamento viscoso nelle analisi di risposta sismica locale". ANIDIS, XI Congresso Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia". 25-29, Genova, IT.

[48] Leshchinsky, D., Hu, Y, and Han, J. (2004). "Limited Reinforced Space in Segmental Retaining Walls," Geotextiles and Geomembranes, 22(6), 2004, pp. 543-553.

[49] Lin X., Ng T.-T. (1997). "A three dimensional discrete element model using arrays of ellipsoids – Geotechnique, vol. 47 Issue 2, pp. 319–329.

[50] Ling H.I., Leshchinsky D., Chouc N.N.S. (2001). "Post-earthquake investigation on several geosynthetic-reinforced soil retaining walls and slopes during the Ji-Ji earthquake of Taiwan" Soil Dynamics and Earthquake Engineering 21, pp. 297±313.

[51] Ling, H.I. and Liu, H (2009). "Deformation analysis of reinforced soil retaining walls - simplistic versus sophisticated finite element analyses." Acta Geotechnica, 4(3), 203-213.

[52] Ling H.I., Leshchinsky D., Perry E.B. (1997). "Seismic design and performance of geosynthetic-reinforcedsoil structures". Geotechnique, vol. 47, n.5, pp.933-952.

[53] Ling H.I., Leshchinsky D. (2005). "Failure analysis of modular-block reinforced soil walls during earthquakes" . Journal of performance of constructed facilities, ASCE, vol.19, No.2, pp.117-213.

[54] Lopes, M. J. e Lopes, M. L. (1999). "Soil-Geosynthetic Interaction - Influence of Soil Particle Size and Geosynthetic Structure". Geosynthetics International, Vol. 6, N. 4, pp. 261-282.

[55] Lysmer J., Kuhlmeyer R.L. (1969). "Finite Dynamic Model for Infinite Media", ASCE, Journal of Engineering and Mechanical Division, Vol. 90 No. 4, pp. 859-877.

[56] McGown A., Andrawes K. Z., Al-Hasani M.M. (1978). "Effect of Inclusion Properties on the Behaviour of Sands". Geotechnique (28), 3, pp. 327–346.

[57] Meyerhof, G. G., 1953, "The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads," Proceedings of the Third International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 225-244.

[58] Moraci, N. e Montanelli, F. (2000). Analisi di prove di sfilamento di geogriglie estruse installate in terreno granulare compattato. Rivista Italiana di Geotecnica N. 4/000, pp. 5-21.

[59] Moraci N., Gioffre' D., Montanelli F., Rimoldi P., Romano G., (2002). Pullout behaviour of geogrid embedded in granular soils. 7th International Conference on Geosynthetics, September, Nizza, Vol. 4, pp. 1345-1348.

[60] Moraci N., Cardile G. (2009). "Influence of cyclic tensile loading on pullout resistance of geogrids embedded in a compacted granular soil. Geotextiles and Geomembranes". Vol. 27, pp. 475 – 487.

[61] Moraci (2011). "Il Rinforzo del terreno con geosintetici – Recenti sviluppi tecnologici, progettuali e normativi". Atti del XXIV Convegno Nazionale di Geotecnica. Edizioni AGI, Roma.

[62] Moradi Gholam (2014). "Seismic Response Analysis of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Wall" The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 19, pp. 3819-3835.

[63] Motta E. (2012). "Sul coefficiente di spinta attiva in terrapieni di lunghezza finita". Italian Geotechnical Journal, n.4, pp. 57-66.

[64] Muscolino G. 2002. Dinamica delle Strutture. Mc Graw Hill.

[65] Nagtegaal, J.C., Parks, D.M., Rice, J.R. (1974). "On numerically accurate finite element solutions in the fully plastic range". Comp. Meth. Appl. Mech. Engng. 4, 153-177.

[66] Nayeri, A., Fakharian,K. (2009). "Study on Pullout Behavior of Uniaxial HDPE geogrids Under Monotonic and Cyclic Loads". International Journal of Civil Engineering, Vol. 7, No. 4, pp. 211-223

[67] Newmark, N. M. (1965). "Effect of Earthquake on Dams and Embankments." Geotechnique, Vol. 15, no. 2, p. 139-160.

[68] Pasley C. W. (1822). "Experiment on revetments." Vol. 2, Murray, London.

[69] Passbakhsh Kooshyar, Yazdi Maryam (2012). "Evaluation of Geosynthetic Forces in GRSRW under Dynamic Condition" World Academy of Science, Engineering and Technology.International Journal of Environmental, Chemical, Ecological, Geological and Geophysical Engineering Vol:6, No:3.

[70] Paulsen S. (2002). "A numerical model for estimating seismic displacements of reinforced steep slopes". MASCE Thesis, University of Washington.

[71] Paulsen S.B., Kramer S.L. (2004) - A predictive model for seismic displacements of reinforced slopes. Geosynthetics International, Vol. 11, No. 6, pp. 407-428.

[72] Rimoldi Pietro, Leshchinsky Dov, Arrigoni Marco eBortolussi Anna (2013). "Vertical Wall with Concrete Panels Facing and Geostrips Reinforcement: Instrumentation and Data Reduction" School of engineering, Bologna University.

[73] Rigano, L. (2011). "Analisi prestazionale del. Comportamento sismico di opere di Sostegno in terra rinforzata" Tesi di Dottorato in Ingegneria Geotecnica, Università degli studi di Catania.

[74] Runser, D.J., Fox, P.J. and Bourdeau, P.L. 2001. Field performance of a 17 m-high reinforced soil retaining wall. Geosynthetics International, Vol. 8(5): pp. 367-391.

[75] Ryan R. B., Barry R. C. e Naresh C. S. (2009). FHWA NHI-10-024 "Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I"

[76] Sandri D. (1998). "A performance summary of reinforced soil structures in the Greater Los Angeles Area after the Northridge earthquake." Geotextiles and Geomembranes, 15(4), pp.235-253.

[77] Saran, S., Talevar, D.V. & Prakesh, S. (1979). Earth pressure distribution on retaining wallswith Reinforced Earth backfill. Int. Conf. Soil Reinforcement, Paris, Vol.1.

[78] Schlosser, F., Vidal H. (1969). "la terre armèe". Bull. Des Liais. L.C.P.C., n. 41, 101-144.

[79] Schlosser, F., 1978, "History, Current Development, and Future Developments of Reinforced Earth," Symposium on Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques, sponsored by New South Wales Institute of Technology and the university of Sidney, Austrailia.

[80] Schlosser, F., and Segrestin, P. (1979). "Dimensionnement des Ouvrages en Terre Armeepar la Methode de l'Equilibre Local," International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques, Paris, Vol. 1, pp. 157-162.

[81] Seed, H. B. e Withman, R. V. (1970). "Design of earth retaining structures for dynamic loads. Proceedings", ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, 103-107.

[82] Segrestin, P. e Bastick, M. J.(1988). "Seismic design of reinforced earth retaining walls: The contribution of finite element analysis." Proc. Int. Symp. On Theory and Practice of Earth Reinforcement, Kyushu, Japan.

[83] Siddharthan, R.V., Ganeshwara, V., Kutter, B.L., El-Desouky, M., and Whitman, R.V., "Seismic Deformation of Bar Mat MSE Walls II: A Multi-Block Model," Journal of Geotechnical and Geo-Environmental Engrg., ASCE, Vol. 130(1), ASCE, January 2004, pp. 26-35.

[84] Sieira, A. C. C. F., Ferreira, L. H. T.. Gerscovich, D. M. S. (2010). "Numerical Prediction of the Pullout Behavior of Geosynthetics". In: Proceedings of 9th International Conference on Geosynthetics, v. 2. p. 687-690.

[85] Skejic A. (2012). "Interface Formulation Problem in Geotechnical Finite Element Software" The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 17, pp. 2035-2041.

[86] Sloan, S.W. (1981). "Numerical analysis of incompressible and plastic solids using finite elements". Ph.D. Thesis, University of Cambridge, U.K.

[87] Sloan, S.W. e Randolph, M.F. (1982). "Numerical prediction of collapse loads using finite element methods". Int. J. Num. Analyt. Meth. in Geomech. 6, 47-76.

[88] Smith, I.M., Griffith, D.V., (1982). "Programming the Finite Element Method", Second Edition. John Wiley & Sons, Chisester, U.K.

[89] Suksiripattanapong, C., Chinkulkijniwat, A., Horpibulsuk, S., Rujikiatkamjorn, C., Tanhsutthinon, T. (2012). "Numerical analysis of bearing reinforcement earth (BRE) wall". Geotextiles and Geomembranes, Vol. 32, pp. 28-37.

[90] Tatsuoka F., Koseki J., Tateyama M. (1997). "Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake". Earth reinforcement, Balkema, Rotterdam, 2, pp. 973-1008.

[91] Tatsuoka,F., Tateyama,M, Uchimura,T. Koseki,J. (1997). "Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls as Important Permanent Structures", Mercer Lecture, Geosynthetic International, Vol.4, No.2, pp.81-136.

[92] Wartman, J., Rondinel-Oviedo, E. A., Rodriguez-Marek, A. M. (2006). "Performance and Analysis of Mechanically Stabilized Earth (MSE) Walls in the Tecomán, Mexico

Earthquake," Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 20, No. 3, pp. 287-299.

[93] Westergaard, H.M. (1938). "A problem of elasticity suggested by a problem in soil mechanics. Soft Material Reinforced by numerous strong horizontal sheet" Contributions to the Mechanics of Solids, Stephen Timoshenko 60th Anniversary Volume, Macmillan, New York.

[94] Wilson, R.C., and Keefer, D.K. (1983). "Dynamic analysis of a slope failure from the 6 August 1979 Coyote Lake, California, earthquake." Bulletin of the Seismological Society of America, v. 73, p. 863-877.

[95] Yogarajah, I. and Yeo, K.C. (1994) "Finite Element Modelling of Pull-Out tests With Load and Strain Measurements", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 13, No. 1, pp. 43-54.

[96] You Z. e Dai Q. (2007). "Review of Advances in Micromechanical Modeling of Aggregate-Aggregate Interactions in Asphalt Mixtures" Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 34, pp. 239-252.

[97] Zienkiewicz O., Best B., Dullage C. & Stagg K. (1970). "Analysis of nonlinear problems in rock mechanics with particular reference to jointed rock system" Proceeding of the 2nd International Congress on Rock Mechanics, Belgrade

RINGRAZIAMENTI

A questo punto giunta mi guardo indietro e vedo tre anni passati in un lampo e non posso negare che di questi tre anni l'ultimo è stato quello che più di tutti ha segnato il mio percorso di studi, non per tutto ciò che di nuovo ho imparato, sarebbe troppo scontato, ma per la sete di conoscenza che mi ha lasciato.

Qualunque percorso iniziamo possiamo solo decidere verso dove andare, ma non chi incontreremo lungo la via… e sono le persone in cui ci imbattiamo che, nel bene o nel male, segnano un cammino…

In questi tre anni ho avuto il piacere di imbattermi in alcune persone che vorrei qui ringraziare:

Il Prof. Motta, professore eccellente e persona eccezionale… al suo fianco questo percorso ha preso colore!

La Prof. Massimino per il supporto datomi in questi anni, ma soprattutto perché grazie a lei ho ritrovato "una marcia in più"!

Paola che mi ha letteralmente trascinato in questa avventura… non più come correlatrice ma come amica!

Brian Sheill, senza di lui starei ancora sfogliando cartacei!

Valeria e Carmelo, sempre presenti in ogni momento di questo percorso!

Mamma, Papà, Sebi e Antonio, solidi supporti di qualunque avventura!

Gli amici e i colleghi che mi sono stati accanto nei momenti in salita!

… e un pensiero va al Prof. Maugeri con cui tutto è iniziato!