

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA



**UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PADOVA**

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE – CURRICULUM EDILE

**COMPORTAMENTO DELLE MURATURE SEGMENTALI
SOGGETTE AD AZIONI SISMICHE**

RELATORE: PROF. ING. GIAMPAOLO CORTELLAZZO

LAUREANDO: GIOVANNI PASQUALETTO

ANNO ACCADEMICO 2013-2014

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA

FACOLTA' DI INGEGNERIA



**UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PADOVA**

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE – CURRICULUM EDILE

**COMPORTAMENTO DELLE MURATURE SEGMENTALI
SOGGETTE AD AZIONI SISMICHE**

Relatore:

PROF. ING. GIAMPAOLO CORTELLAZZO

Laureando:

GIOVANNI PASQUALETTO

ANNO ACCADEMICO 2013-2014

INDICE

Capitolo 1 Introduzione	1
Capitolo 2 L'Elemento Modulare.....	3
2.1 Caratteristiche	3
2.2 Dimensioni	4
2.3 Tecnica di realizzazione.....	4
Capitolo 3 Normative specifiche	5
3.1 ASTM C140 - 13 Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Units.....	5
3.1.1 Resistenza a compressione.....	5
3.1.2 Assorbimento.....	6
3.2 ASTM C1372 - 11 Standard Specification for Dry-Cast Segmental Retaining Wall Units	7
3.2.1 Durabilità gelo-disgelo	7
Capitolo 4 Terreno dietro il muro segmentale	8
4.1 Classificazione dei terreni.....	8
4.2 Il terreno granulare di drenaggio.....	9
4.3 Il terreno di rinforzo	10
4.4 Il terreno naturale di ritenuta	11
4.5 Il terreno di sottofondo.....	12
Capitolo 5 Rinforzi	13
Capitolo 6 Drenaggio	14
6.1 Drenaggio interno	14
6.2 Drenaggio esterno.....	15
Capitolo 7 Sforzo di Connessione tra rinforzo geosintetico e blocco	16
7.1 Determinazione dello sforzo di taglio tra blocchi modulari	17

Capitolo 8 Tipologia muri segmentali	18
8.1 Fasi esecutive	19
8.2 La posa a giunti sfalsati	24
8.3 Curve interne.....	24
8.3.1 Disposizione della geogriglia	25
8.4 Curve esterne	26
8.4.1 Disposizione della geogriglia	26
8.5 Angoli 90° interni	27
8.5.1 Disposizione della geogriglia	28
8.6 Altre tipologie di muri segmentali: Rockwood	28
8.6.1 Descrizione elemento modulare:.....	29
Capitolo 9 Comportamento del muro sotto azione sismica	31
9.1 Riferimenti normativi	31
9.2 Valutazioni delle sollecitazioni.....	31
9.2.1 Valutazioni delle spinte.....	31
9.3 Le spinte.....	36
9.3.1 Spinta attiva.....	36
9.3.2 Spinta sismica	36
9.3.3 Spinta dovuta al sovraccarico	37
9.4 Verifiche muri segmentali.....	37
9.5 Verifiche di stabilità esterna	38
9.5.1 Verifica allo scorrimento in condizioni sismiche	38
9.5.2 Verifica a ribaltamento in condizioni sismiche.....	39
9.5.3 Verifica alla capacità portante in condizioni sismiche.....	41
9.6 Verifiche di stabilità interna.....	42
9.6.1 Verifica a trazione dei rinforzi.....	42
9.6.2 Resistenza a lungo termine di progetto dei rinforzi	44

9.6.3	Verifica al pullout	44
9.6.4	Verifica a rottura per scorrimento interno	45
9.7	Verifica di stabilità locale delle unità modulari	47
9.7.1	Verifica al ribaltamento in sommità del muro	47
9.7.2	Verifica alla connessione alla facciata	48
9.8	Verifica di stabilità composta interna	49
9.9	Stati limite d'esercizio	50
Capitolo 10 Modellazione agli elementi finiti di un muro segmentale		
georinforzato		51
10.1	Tipologia di modello e caratteristiche	54
10.1.1	Proprietà del terreno.....	54
10.1.2	Rinforzo geosintetico	55
10.2	Comparazione dei risultati	57
Capitolo 11 Relazione tra il coefficiente sismico e le forze di trazione		
svilupate nelle geogriglie per muri segmentali rinforzati		60
11.1	Approccio progettuale e la formulazione	61
11.2	Punto di azione della forza risultante pseudostatica	63
11.3	Studio parametrico.....	63
11.4	Conclusioni	67
Capitolo 12 Prova su tavola vibrante di un muro segmentale georinforzato ...		
12.1	Studi effettuati dopo l'azione sismica sulle pareti rinforzate	69
12.2	Risultati dei test su tavola vibrante	70
12.3	Materiale utilizzato.....	71
12.4	Geogriglie	72
12.5	Descrizione dei blocchi modulari utilizzati.....	73
12.6	Strati di rinforzo e strumentazioni adottate.....	74
12.6.1	Sensori.....	75

12.7	Fasi di costruzione.....	76
12.8	Risultati dei test.....	77
12.9	Spinte della terra	79
12.9.1	Cedimento della superficie retrostante i blocchi.....	80
12.10	Conclusione	81
Capitolo 13 Comportamento dei perni.....		83
13.1	Forze di connessione indotte dal Sisma	86
13.2	Comportamento della facciata	87
13.3	Perni flessibili in plastica	89
13.3.1	Unità modulare utilizzata	90
13.4	Perni rigidi in acciaio	92
Capitolo 14 Plaxis.....		96
14.1	Realizzazione del modello	97
14.1.1	Elementi modulari Landmark.....	97
14.1.2	Le geogriglie.....	98
14.1.3	I terreni.....	98
14.1.4	L'interfaccia.....	99
14.1.5	Simulazione della costruzione	99
14.1.6	Analisi degli spostamenti.....	102
14.2	Sisma di Nocera Umbra.....	103
14.2.1	Spostamenti orizzontali.....	105
14.2.2	Analisi dello stato tensionale.....	107
14.2.3	Variazioni delle tensioni lungo il paramento murario	109
14.3	Sisma Umbro Marchigiano	111
14.3.1	Spostamenti orizzontali.....	113
14.3.2	Analisi dello stato tensionale.....	115
14.3.3	Variazioni delle tensioni lungo il paramento murario	117

14.4	Conclusioni	118
	Bibliografia	122

Capitolo 1 Introduzione

I muri segmentali sono delle opere di contenimento che, grazie ad un efficiente sistema di ancoraggio tra elementi, permette la costruzione di murature affidabili, resistenti alle spinte attive del terreno, ai sovraccarichi e alle azioni sismiche.

I muri segmentali si dividono in muri segmentali convenzionali e muri segmentali rinforzati.

I muri segmentali convenzionali (SRW) sono strutture a gravità che si basano esclusivamente sul loro peso per resistere alle forze destabilizzanti. Ci sono due categorie di SRW: a profondità singola o multipla. La prima sono muri a gravità, pieni, in cui altezza, larghezza, profondità e sforzo di taglio delle singole unità modulari determinano la massima altezza del muro, non rinforzato, per dati terreni e condizioni di carico. Il muro a profondità multipla è formato da unità collegate tra loro per creare uno spazio da riempire con ghiaia drenante per fornire massa alla struttura.

I muri segmentali rinforzati (GSRW) sono muri di sostegno a gravità con una zona, a tergo della facciata composta da unità modulari, rinforzata da uno strato geosintetico che svolge un'azione fondamentale: infatti la colonna di unità modulari di facciata si integra perfettamente con la geogriglia posta nella zona rinforzata, opponendosi alle forze destabilizzanti (provenienti dal terreno o da azioni sismiche). Ovviamente la presenza della geogriglia permette la costruzione di muri di contenimento più alti e resistenti di quelli convenzionali.

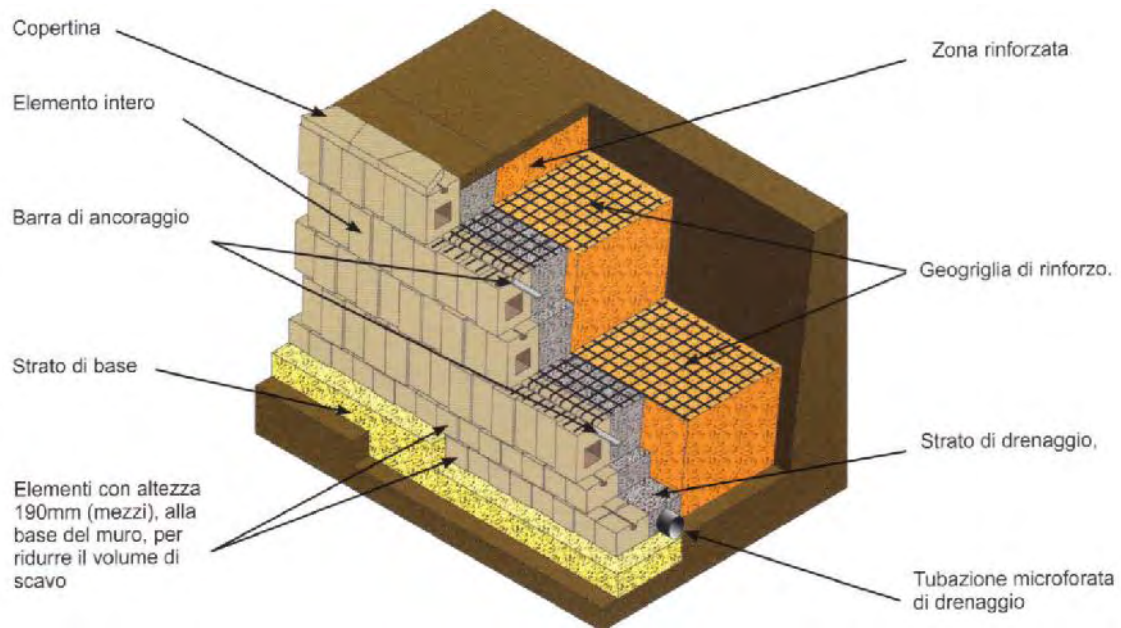


Figura 1.1

Descrizione dei vari componenti del muro segmentale partendo da quelli più esterni:

- Elementi modulari con splittatura dritta o inclinata
- Barre di ancoraggio in polimero estruso (dove ho la geogriglia di rinforzo)
- Geogriglia di rinforzo (il numero, la posizione e la tipologia dipendono dal contesto)
- Strato di drenaggio composto da ghiaia frantumata
- Tubo di drenaggio: tubo in PVC microforato posto alla base del materiale di drenaggio (dietro il muro) per garantire il corretto drenaggio dell'opera.
- Geotessile: tessuto non tessuto in polipropilene atto ad evitare il passaggio delle parti fini nello strato di drenaggio
- Zona rinforzata, realizzata con inerte idoneo ad essere compattato

Nella zona superiore abbiamo la copertina, ovvero, un elemento in calcestruzzo vibrocompresso adibito a copertura, terminale e/o formazione di pedate per scalinate.

Capitolo 2 **L'Elemento Modulare**

L'unità utilizzata per realizzare i muri segmentali è chiamata "unità modulare" o "elemento modulare".

2.1 Caratteristiche

L'elemento modulare è perfetto per la costruzione di opere di sostegno e rotatorie in ambito stradale, rampe di carico, elementi decorativi per arredo urbano e molto altro. Con sistemi opportuni è infatti possibile realizzare oltre che murature lineari, anche curve concave o convesse, scale e angoli a 90 gradi. Inoltre ogni grande opera può essere realizzata in modo rapido ed economicamente conveniente: non sono previsti infatti per il montaggio in opera né casseformi, né particolari armature.

Gli elementi modulari sono caratterizzati dalle seguenti caratteristiche:

- *Qualità*: gli elementi sono realizzati con inerti e leganti di prima qualità, che dosati tra loro, formano un impasto dalle eccezionali prestazioni sia in termini di durabilità che di resistenza meccanica.
- *Sicurezza*: le murature possono essere anche realizzate nelle zone classificate sismiche in quanto non sono strutturalmente rigide e non si saturano in acqua.
- *Estetica*: le colorazioni, la finitura esterna e la tessitura del paramento murario ad opera completata garantiscono una resa estetica pregevole.
- *Resistenza e durabilità*: gli elementi vengono sottoposti a prove di laboratorio ai fini della determinazione delle prestazioni meccaniche e di resistenza agli agenti atmosferici.

Tutti i blocchi sono inoltre caratterizzati dalla presenza della cosiddetta chiave di taglio o barra di ancoraggio che si trova sulla faccia superficiale o di base del blocco. Questo è forse l'elemento più importante poiché permette l'unione tra due blocchi successivi e permette di inclinare il paramento murario. Infatti i muri segmentali con questo tipo di elemento modulare caratterizzato dalla presenza della chiave di taglio, consente al paramento inclinazione nell'ordine di 1 o 7 gradi rispetto al piano campagna.

2.2 Dimensioni

Le unità modulari utilizzate nei muri segmentali sono caratterizzate dalle seguenti dimensioni:

- Altezza: dimensione verticale del blocco (varia da 100 a 380 mm)
- Larghezza: lunghezza della faccia principale del blocco (da 200 a 457 mm)
- Profondità: dimensione che va dalla facciata principale al fondo del blocco (varia da 305 a 320 mm)
- Inclinazione/Arretramento: generalmente è di 2.58 cm a blocco corrispondenti a circa 3.8°
- Peso specifico: dipende dai valori assunti in precedenza

2.3 Tecnica di realizzazione

Questi metodi di prova coprono il campionamento e l'analisi di elementi di muratura in calcestruzzo per le dimensioni, la resistenza alla compressione, assorbimento, peso specifico (densità) e il contenuto di umidità.

Capitolo 3 **Normative specifiche**

3.1 ASTM C140 - 13 Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Units

Per il campionamento devono essere utilizzati elementi di muratura in calcestruzzo di dimensioni reali dall'acquirente o dalle autorità preposte al controllo. Nel caso si volesse determinare la resistenza alla compressione, l'assorbimento, il peso specifico e il contenuto di umidità, si devono scegliere sei unità da ciascun lotto (ognuno composto da 10000 unità) e dodici nel caso in cui le unità siano comprese tra le 10000 e le 100000. Essi dovranno inoltre essere marchiati per il riconoscimento, sempre facendo attenzione che il marchio non copra più del 5% dell'area del provino.

Successivamente vengono misurate la lunghezza, la larghezza e l'altezza di tre provini in scala reale.

3.1.1 Resistenza a compressione

Le macchine del test devono avere una precisione di $\pm 1\%$ oltre il previsto range di carico. Dei sei provini selezionati, la metà devono essere sottoposti a prove di compressione. Si inviano quindi in laboratorio e si conservano (separati da non più di 13 mm per ogni lato) alla temperatura di $24 \pm 8^\circ\text{C}$ e con una umidità relativa inferiore all' 80% per non meno di 48 ore. Nel caso si volessero testare i campioni in tempi più brevi, gli elementi, nelle stesse condizioni sopra descritte, devono essere soggetti ad una corrente d'aria proveniente da un ventilatore elettrico per non meno di 4 ore. Questo finché dopo 2 successive pesate a intervalli di 2 ore non si assista alla perdita di non più dello 0,2% del peso precedentemente determinato del provino e non si veda umidità sulla superficie di quest'ultimo.

Per quanto riguarda i test per la resistenza a compressione delle unità modulari nei muri segmentali, i campioni testati dovrebbero avere un rapporto altezza-spessore di 2 a 1 e rapporto lunghezza-spessore di 4 a 1. La larghezza dovrebbe essere il più

possibile vicina ai 54 mm, ma in nessun caso inferiore ai 37 mm. La dimensione dei campioni non deve differire di più di 3 mm dalla dimensione target.

Si consiglia di applicare il carico fino alla metà del carico massimo previsto, dopodiché regolare i comandi della macchina come richiesto per dare una quantità uniforme di corsa della testa tale che il carico restante è applicato in non meno di 1 minuto né in più di 2.

Alla fine si registra il carico di compressione massimo P_{max} . Grazie a questo, e conoscendo l'area sulla quale agisce il carico, è possibile trovare la resistenza a compressione del blocco.

3.1.2 Assorbimento

Per valutare l'assorbimento si usa una bilancia con precisione dello 0,5% del peso del più piccolo campione testato.

I test possono essere eseguiti su unità a scala reale o provini ridotti derivati dalle unità stesse. I valori dell'assorbimento e della densità del campione ridotto saranno considerati rappresentativi dell'intera unità.

Saturazione: si immerge il provino del test in acqua a una temperatura che va dai 15,6 ai 26,7°C per 24 ore. Si pesa il campione mentre è sospeso sostenuto da un filo metallico e completamente immerso in acqua e si registra W_i (peso immerso). Dopo averlo rimosso dall'acqua e fatto asciugare per 1 minuto appoggiandolo su una rete metallica, si rimuove l'acqua superficiale visibile con un panno umido; infine si pesa e si registra come W_s (peso saturo).

Asciugatura: dopo la saturazione, si asciugano i campioni in un forno ventilato che va dai 100 ai 115°C per non meno di 24 ore e finché due successive pesate a intervalli di due ore non mostrano un incremento di perdita di peso non superiore allo 0,2% dell'ultima pesata del campione. Si registra il peso dei campioni asciutti come W_d (peso secco).

$$\text{Assorbimento} = [(W_s - W_d)/(W_s - W_i)] \times 1000 \quad [\text{kg}/\text{m}^3]$$

$$\text{Densità} = [W_s/(W_s - W_i)] \times 1000 \quad [\text{kg}/\text{m}^3]$$

3.2 ASTM C1372 - 11 Standard Specification for Dry-Cast Segmental Retaining Wall Units

Questa specifica riguarda le unità di muri segmentali in calcestruzzo, con cemento Portland, acqua e inerti idonei, con o senza l'inserimento di altri materiali. Le unità devono essere utilizzati per la costruzione di muri di sostegno segmentali murarie.

3.2.1 Durabilità gelo-disgelo

Nelle zone dove si verificano passaggi continui tra gelo e disgelo in condizioni sature, la durabilità gelo-disgelo dovrà essere dimostrata da test o da prove sul campo che dimostrino l'effettiva durabilità dei muri segmentali nelle condizioni in sito.

I campioni devono soddisfare una delle seguenti condizioni: 1) il peso perso da ciascuno dei 5 provini testati alla conclusione dei 100 cicli non dovrebbe eccedere 1% del peso iniziale, o 2) il peso perso da 4 dei 5 provini testati alla conclusione dei 150 cicli non dovrebbero eccedere l'1,5% del peso iniziale.

Le dimensioni di larghezza, altezza e lunghezza non dovrebbero differire per più di $\pm 3,2$ mm dalla dimensione standard specificata.

Il test per la valutazione della durabilità al gelo-disgelo per i muri segmentali è definito in particolare nella ASTM C1262 - 10 Standard Test Method for Evaluating the Freeze-Thaw Durability of Dry-Cast Segmental Retaining Wall Units and Related Concrete Units.

Questo metodo di prova comprende la resistenza al congelamento e scongelamento dei muri segmentali di sostegno (SRW) e le relative unità in calcestruzzo. Le singole unità sono testate in una soluzione salina al 3% in funzione della destinazione d'uso delle unità. In seguito a numerosi cicli di congelamento-scongelamento si misura la perdita di peso del campione.

Capitolo 4 **Terreno dietro il muro segmentale**

Il tipo di terreno scelto per riempire e affiancare il muro segmentale ha una grandissima influenza nella progettazione del muro stesso. Per una data geometria e altezza del muro, le proprietà del terreno di ritenuta determina la scelta tra un muro segmentale convenzionale e uno georinforzato. Il terreno che è direttamente dietro la facciata di elementi modulari, nelle murature rinforzate, è la componente strutturale principale in quei sistemi.

Un vantaggio economico dei SRW è dato dal poter utilizzare i terreni in loco. Ciò minimizza i costi provenienti dall'importazione di materiale di riempimento da siti esterni e dalla rimozione del terreno in loco. Dopo essersi assicurati che la falda sotterranea non incida sulle prestazioni del terreno e aver preso le giuste precauzioni, si può considerare la grande varietà di terreni tra cui scegliere quello che andrà a riempire la zona rinforzata del GSRW.

4.1 Classificazione dei terreni

La USCS (Unified Soil Classification System) è comunemente usata per classificare i terreni ed è basata su un sistema a due lettere. Il vantaggio di utilizzare un sistema di questo tipo consiste nel dividere in gruppi i diversi tipi di terreno, ognuno con le proprie caratteristiche. La classificazione è basata su una valutazione visiva e/o test in laboratorio.

Ci sono quattro grandi gruppi nelle USCS:

- *terreni a grana grossa*: terreni identificati come ghiaia (G) o sabbia (S) sono classificati sulla base della granulometria e non sono influenzati dal contenuto di umidità.
- *terreni a grana fine*: terreni identificati come limi (M) o argille (C) sono classificati sulla base delle dimensioni e plasticità (definiti dai limiti di Attenberg) e sono influenzati dal contenuti di umidità.
- *terreni organici (O)*: terreni costituiti in prevalenza da sostanze vegetali in vari stati di decomposizione.
- *torba (PT)*: terreni organici con un gran contenuto di acqua, un elevato indice dei vuoti (normalmente da 5 a 15, ma può arrivare a 25) e alta compressibilità.

4.2 Il terreno granulare di drenaggio

Il terreno granulare di drenaggio è usato per il riempimento degli spazi tra gli elementi e dietro ogni fila di blocchi per almeno 30 centimetri. Questo terreno è caratterizzato da una ghiaia graduata ed eventualmente mescolata con sabbia, caratterizzata da un'ottima permeabilità e che offre una buona resistenza al taglio una volta compattata. Nella tabella seguente è indicato il passante in massa, definita con setaccio UNI/ASTM:

Gradazione	Setaccio	% passante in massa
	75 mm	100
	19 mm	75 - 100
	4,75 mm	0 - 25
	0,075 mm	0 - 5

Tabella 1 – Caratteristiche del terreno di drenaggio

4.3 Il terreno di rinforzo

Il terreno di rinforzo viene di solito posizionato nella zona a tergo dei blocchi e si sviluppa fino alla fine della lunghezza dei rinforzi. In fase operativa si tende comunque a posizionarlo fino a 30 cm oltre la fine della geogriglia.

Gradazione	Setaccio	% passante in massa
	75 mm	100
	19 mm	75 - 100
	4,75 mm	0 - 25
	0,075 mm	0 - 5
Indice di plasticità	<15	
Limite di liquidità	<40	

Tabella 2 - Caratteristiche del terreno di rinforzo

Secondo la classificazione USCS, il terreno di rinforzo può essere rappresentato da terreni ghiaiosi, ghiaiosi sabbiosi, sabbiosi ghiaiosi e da sabbie limose.

Per la costruzione di un muro segmentale possono essere anche utilizzati terreni granulari fini (più del 50% di fine) con bassa plasticità come CL, ML, SC con $IP < 20$. Nel caso di utilizzo di questi materiali deve essere realizzato un apposito studio affinché in seguito all'utilizzo del terreno granulare fino non comporti la nascita di movimenti non consentiti e inoltre devono essere rispettati i seguenti requisiti:

- deve essere installato un drenaggio interno;
- si possono utilizzare solo terreni con moderato o basso potere di congelamento.

4.4 Il terreno naturale di ritenuta

Il terreno naturale di ritenuta è quella porzione di terreno che inizia dalla fine dei rinforzi e, solitamente, si estende fino a una distanza pari al 50% dell'altezza del muro oltre la zona rinforzata. Il valore dell'angolo d'attrito può essere determinato da prove triassiali consolidate o drenate o tramite test di taglio diretto, mentre si consiglia di non considerare la coesione durante la fase progettuale, come per il terreno di rinforzo. Questi valori sono molto importanti perché incidono in maniera significativa nella determinazione dei coefficienti di pressioni del terreno.

Per terreni di ritenuta granulari e con bassa plasticità, valori ragionevoli dell'angolo di attrito sono compresi tra 28 e 30 gradi mentre per i terreni naturali e con alta plasticità ($PI < 20$) si possono assumere anche valori più bassi.

Per evitare problemi nella zona di ritenuta possono essere soddisfatti i seguenti criteri:

- la percentuale di fine, la frazione passante al setaccio numero 200 dovrebbe essere minore del 50%;
- il limite liquido e l'indice di plasticità dovrebbero essere rispettivamente inferiori al 40 e al 20 %.

4.5 Il terreno di sottofondo

Il terreno di sottofondo è un terreno composto da materiale granulare posto nella fondazione del muro segmentale, sotto i blocchi modulari la cui granulometria è definita nella tabella UNI/ASTM seguente. In alternativa è possibile usare basamenti in calcestruzzo se si è in presenza di substrato eterogenei o dotati di poca capacità portante.

Gradazione	Setaccio	% passante in massa
	25 mm	100
	4,75 mm	35 - 70
	0,075 mm	0,16

Tabella 3 - Caratteristiche del terreno di sottofondo

Capitolo 5 Rinforzi

Per terreni rinforzati SRW, il rinforzo è costituito da strati di geogriglie che vengono disposte orizzontalmente per unificare la massa della struttura segmentale e incrementare la resistenza del sistema contro le forze generate dal terreno di ritenuta e i sovraccarichi. La metodologia di progettazione della National Concrete Masonry Association (NCMA) usa la teoria delle pressioni di Coulomb per modellare le forze agenti sui muri segmentali convenzionali o rinforzati.

Per creare una struttura composta, gli strati di geogriglia devono essere in numero sufficiente, devono possedere un'adeguata resistenza alla trazione e sviluppare sufficiente capacità di ancoraggio per tenere unite le masse di terreno.

Esistono due tipologie di rinforzi: i rinforzi principali e quelli corti. I primi hanno una lunghezza maggiore (circa il 60 % dell'altezza totale del muro), e sono quelli che danno stabilità al muro. Le griglie devono essere spaziate correttamente e quindi si consiglia di metterne una ogni 50-60 cm in verticale, solitamente corrispondenti all'altezza di due blocchi modulari consecutivi. In ogni caso non si dovrebbe mai superare una spaziatura verticale di 80 cm.

I rinforzi corti, come dice la parola, si differenziano da quelli principali a causa della loro ridotta lunghezza. Questi consentono una spaziatura verticale maggiore delle geogriglie principali, garantendo comunque una buona stabilità contro le forze destabilizzanti dovute al terreno e ai sovraccarichi.

Capitolo 6 Drenaggio

Il drenaggio è uno degli aspetti più importanti nella costruzione dei muri segmentali poiché consente la fuoriuscita dell'acqua, tramite filtrazione, per poi convogliarla verso apposite vasche. Ciò migliora il funzionamento e la performance dei muri segmentali. Due sono i sistemi di drenaggio maggiormente usati: il drenaggio interno e il drenaggio esterno.

6.1 Drenaggio interno

Lo scopo del drenaggio interno è quello di favorire la fuoriuscita dell'acqua tramite filtrazione, allontanandola dal muro. Questa operazione è direttamente connessa alla tipologia di terreno utilizzato nella zona appena dietro il muro di facciata, quello appunto riservato alla filtrazione.

Esistono diverse forme di drenaggio interno, da utilizzare separatamente o in modo congiunto come ad esempio:

- *dreno verticale*: a tergo del muro si realizza un drenaggio verticale (composto usualmente da 30-40 cm di ghiaia e da materiale in geotessuto) con al fondo un tubo collettore (microforato) per l'allontanamento dell'acqua che percola. In particolare il geotessuto è molto importante nei casi in cui la ghiaia non sia ben graduata: infatti in questa situazione non si ha lo sviluppo di un filtro di terreno tra la ghiaia di riempimento e il terreno rinforzato.
- *dreno in geotessile*: è formato essenzialmente da aggregato di drenaggio racchiuso in un geotessile e si sviluppa in orizzontale, sotto al terreno rinforzato, partendo dal tubo connettore.
- *dreno a camino*: viene utilizzato quando ci si aspetta un innalzamento del livello di falda sopra il piano di posa del muro o nel caso in cui esista la

possibilità di accumulo di acqua alle spalle del muro. Questo dreno si sviluppa a partire dal dreno di lana, estendendosi in verticale fino a un'altezza superiore rispetto al massimo livello raggiunto dalla falda dietro la struttura. L'altezza massima raggiungibile è pari a circa 0.7 H.

6.2 Drenaggio esterno

Il drenaggio esterno è utilizzato per allontanare l'acqua in eccesso sopra la muratura o sulla superficie del muro stesso. Se trascurato, questo problema può portare a erosione del paramento murario o cedimenti.

E' consigliato quindi, in questa situazione, provvedere all'allontanamento dell'acqua tramite un'opera di drenaggio da costruire in corrispondenza della testa del muro. Ad esempio si utilizza la *cunetta di drenaggio*, ovvero una depressione superficiale del terreno, realizzata con materiale vegetale o in calcestruzzo, usata per canalizzare l'acqua verso il punto di raccolta.

Capitolo 7 Sforzo di Connessione tra rinforzo geosintetico e blocco

La procedura per quantificare lo sforzo di connessione tra la geogriglia e il blocco modulare è fornita dalle ASTM D6638 (Standard Test Method for Determining the Connection Strength Between Geosynthetics Reinforcement and Segmental Concrete Units).

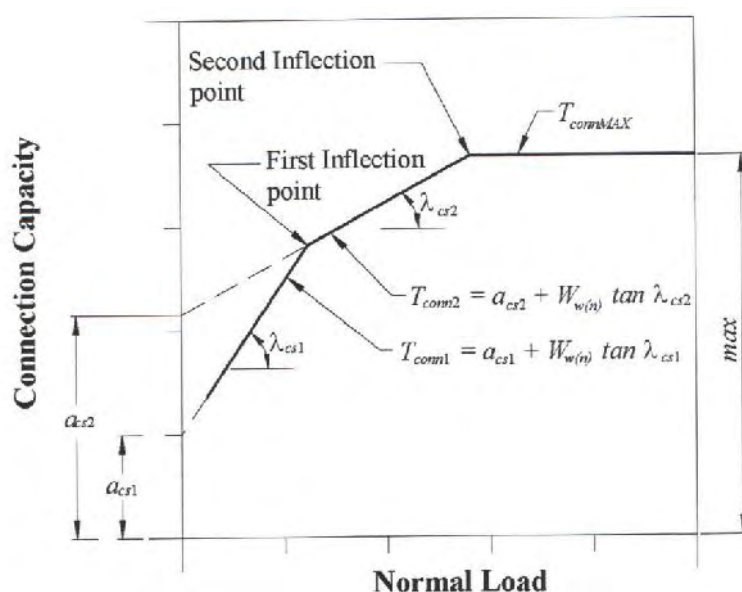


Figura 7.1 - Proprietà tipiche di sforzo di connessione tra geogriglia e blocco modulare

Lo scopo di un test effettuato seguendo la normativa ASTM D6638 è quello di stabilire la resistenza alla connessione tra un blocco modulare e il rinforzo geosintetico per un dato carico applicato normalmente all'interfaccia di connessione. Una serie di test sono stati condotti per stabilire la relazione tra sforzo di connessione in facciata e altezza delle unità modulari impilati definita dal criterio di rottura di Mohr - Coulomb su un range rappresentativo di pressioni.

Il test è inteso come un "performance test", poiché le variazioni di forma dei blocchi e configurazione della geogriglia possono far variare i risultati. I parametri equivalenti del metodo di Mohr - Coulomb a_{cs} e λ_{cs} determinati dal test in grande

scala posso essere usati dai progettisti per calcolare lo sforzo di connessione per tutta l'altezza di facciata del muro.

7.1 Determinazione dello sforzo di taglio tra blocchi modulari

La procedura per quantificare lo sforzo di taglio tra blocchi modulari è fornita dalla normativa ASTM D6916 (Standard Test Method for Determining the Shear Strength Between Segmental Concrete Units). Un test effettuato in accordo con la normativa ASTM D6916 consente la misura dello sforzo di taglio tra blocchi modulari per una data pressione applicata normalmente all'interfaccia del blocco. Una serie di test sono stati condotti per stabilire la relazione tra sforzo di taglio all'interfaccia e altezza delle unità modulari impilati definita dal criterio di rottura di Mohr - Coulomb su un range rappresentativo di pressioni. Il test è inteso come un "performance test", poiché le variazioni di forma dei blocchi e configurazione della geogriglia possono far variare i risultati. I parametri equivalenti del metodo di Mohr - Coulomb a_u e λ_u determinati dal test a larga scala possono essere utilizzati dai progettisti per calcolare lo sforzo di taglio per tutta l'altezza di facciata del muro.

Capitolo 8 Tipologia muri segmentali

Rispetto ai tradizionali sistemi di contenimento segmentale, il muro in oggetto necessita di una minor quantità di rinforzo con geogriglie, rendendo ugualmente possibile la realizzazione di murature con notevole altezza e assoggettate a rilevanti carichi.

Gli elementi modulari che compongono il sistema possono essere riassunti come segue:

- Elemento modulare “Mezzo”: elementi con altezza ridotta che sono posti solitamente alla base del muro per ridurre il volume di scavo
- Elemento modulare “Intero”: è l’elemento principale della muratura
- Elemento modulare “Trapezio”: variante di quello intero
- Elemento modulare “Copertina”: è lo strato di finitura superiore

	Mezzo	Intero	Trapezio	Copertina
Peso (kg)	± 23	± 39	± 36	± 32
Dimensioni (mm) H x L x P	190 x 200 x 310/320	380 x 200 x 310/320	380 x 200 x 310/320	100 x 457 x 305
Area faccia esp./fabbisogno	0.038 m ²	0.076 m ²	0.076 m ²	2.18 pz/ml
Arretramento / Inclinazione	2.54 cm	2.54 cm (3.8°)	2.54 cm (3.8°)	

Tabella 4 – Caratteristiche elementi modulari

Inoltre vi sono altri due elementi da non trascurare come:

- Barra di ancoraggio: in polimero estruso (solo dove è prevista la geogriglia di rinforzo)
- Bk Glue: colla utilizzata per fissare le copertine.

8.1 Fasi esecutive

Dopo il tracciamento del muro da parte del personale qualificato si procede con le operazioni di scavo. La lunghezza dei teli della geogriglia determina le dimensioni degli eventuali scavi a monte. La trincea di scavo, per il livello base, deve avere una larghezza minima di 60 cm.

Il livello di base è composto da inerte granulare con granulometria e compattabilità buone, oppure da calcestruzzo con diametro nominale degli inerti 20mm e con ottima resistenza a compressione. Il corso di fondazione deve essere posizionato e allineato prima che il calcestruzzo perda la sua lavorabilità. Il livello di base si deve estendere per 15 cm davanti e dietro il corso di fondazione e deve avere almeno 15 cm di profondità. Se si tratta di livello di base di tipo granulare, è necessario raggiungere una ottimale densità di compattazione.

E' opportuno iniziare la posa del corso di fondazione dalla quota di progetto più bassa.

Per la formazione del corso di fondazione vanno utilizzati i blocchi di tipo "mezzo", altezza 190mm, utilizzando la loro faccia interna per l'allineamento e posandoli fianco a fianco, togliendo se necessario il dente di ancoraggio, oppure annegandolo nello strato di base. É possibile lasciare uno spazio di 25 mm tra i vari blocchi per ridurre la quantità necessaria. Bisogna inoltre controllare che il corso di fondazione sia ben collegato con il livello di base e verificarne costantemente il livello di posa dei blocchi (longitudinale e trasversale). Si consiglia di utilizzare una livella di lunghezza almeno 1.20 m. Quando ogni blocco è livellato, si verifica l'allineamento generale del corso di fondazione con spago o altri sistemi idonei.

Una volta che il corso di fondazione è correttamente posato, livellato e allineato, si posiziona l'inerte di riempimento davanti e dietro ai blocchi e procedere con la compattazione.

Bisogna tenere conto, durante le fasi di realizzazione dei gradoni di posa, della traslazione conseguente all'arretramento dei blocchi.

Nel caso in cui il terreno di riempimento fosse di tipo "permeabile" (granulare) si devono seguire le indicazioni:

- 1) Pulire da ogni detrito la scanalatura posta sulla sommità dei blocchi del corso di fondazione. Posizionare attentamente il 1° corso sui blocchi utilizzati come fondazione verificando, per ogni blocco, l'arretramento, l'allineamento e il corretto incastro reciproco. Non devono rimanere spazi liberi tra i blocchi. Posizionare il geotessuto filtro separatore nella posizione in cui è previsto il tubo di drenaggio. Ogni progetto ha caratteristiche diverse: il livello di posa del tubo di drenaggio è in funzione delle quote del terreno. Posizionare il

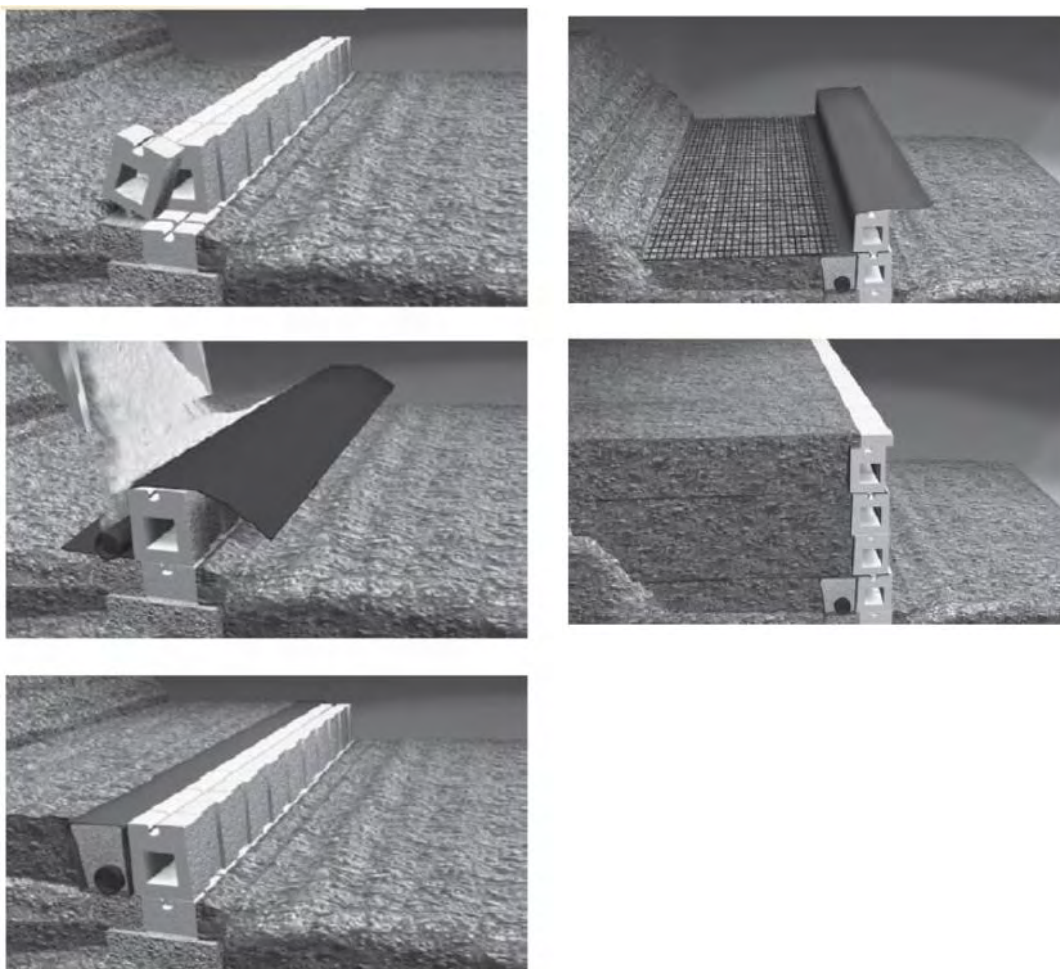


Figura 8.1 – Fasi esecutive

tubo di drenaggio dietro il muro in modo che l'acqua possa percolare ed essere raccolta. Prevedere, al massimo ogni 20 m di spaziatura, le espulsioni delle acque meteoriche sul fronte della muratura. Riportare inerte granulare di drenaggio (ghiaia) per almeno 30cm dietro il primo blocco di altezza 380mm ("intero"). Avvolgere con geotessuto l'inerte e la tubazione di drenaggio e sovrapporne le estremità. Posizionare geotessuto dietro ai blocchi, come si vede nella *Figura 8.1*, con un minimo di 15cm di sovrapposizione orizzontale ove prevista la geogriglia di rinforzo. Riportare idoneo inerte granulare e compattare, a strati di adeguato spessore, fino a raggiungere la densità prevista. Verificare costantemente l'allineamento dei blocchi. Evitare di marciare con mezzi pesanti nelle immediate vicinanze dei blocchi. Non utilizzare rulli e altri mezzi compattatori pesanti a meno di 120cm dal retro dei blocchi. Ripetere queste fasi per ogni corso fino al raggiungimento della quota di progetto.

Nel caso di terreno di riempimento "non permeabile" (coesivo), si devono seguire le seguenti indicazioni:

- 2) Pulire da ogni detrito la scanalatura posta sulla sommità dei blocchi del corso di fondazione. Posizionare attentamente il 1° corso sui blocchi di fondazione, verificando, per ogni blocco, l'arretramento, l'allineamento e il corretto incastro reciproco. Non devono rimanere spazi liberi tra i blocchi. Posizionare geotessuto filtro separatore nella posizione in cui è previsto il tubo di drenaggio. Ogni progetto ha caratteristiche diverse: il livello di posa del tubo di drenaggio è in funzione delle quote del terreno. Posizionare il tubo drenaggio dietro il muro in modo che l'acqua possa percolare ed essere raccolta. Prevedere, al massimo ogni 20m di spaziatura, le espulsioni delle acque meteoriche sul fronte della muratura. Riportare inerte granulare di drenaggio (ghiaia) per almeno 30cm dietro il primo blocco di altezza 380mm ("intero"). Verificare l'allineamento dei blocchi. In funzione delle condizioni

geomorfologiche, potrebbe risultare necessaria la posa di un geocomposito drenante al di sotto dell'inerte di riempimento. Riportare inerte fine, adeguatamente stabilizzato, lasciando uno spazio di almeno 30cm a tergo dei blocchi (per l'inerte di drenaggio). Procedere poi con la compattazione a strati di adeguato spessore. E' consigliabile posizionare, tra l'inerte fine della zona rinforzata e l'inerte di drenaggio, un geotessuto per prevenire la migrazione di parti fini. Compattare adeguatamente l'inerte fine di riempimento prima di posare il corso successivo di blocchi. Evitare di marciare con mezzi pesanti nelle immediate vicinanze dei blocchi. Non utilizzare rulli e altri mezzi compattatori pesanti a meno di 120cm dal retro dei blocchi. Ripetere queste fasi per ogni corso fino al raggiungimento della quota di progetto.

Per ottenere una compattazione ottimale, l'inerte di riempimento deve essere riportato a strati di spessore massimo di 25cm. Il riempimento entro 1.20 m a tergo dei blocchi, deve essere compattato utilizzando attrezzature di piccole dimensioni (comandate a mano). Oltre 1.20 m dietro i blocchi possono essere utilizzati mezzi compattatori di maggiori dimensioni. La densità minima di compattazione deve raggiungere almeno il 95% di quella ottenibile in una prova di tipo Proctor (AASHTO modificato).

Per quanto riguarda il posizionamento delle geogriglie si verificano la loro resistenza e la posizione rispetto a quella prevista nel progetto esecutivo. La direzione di massima resistenza a trazione delle geogriglie, dovrà risultare, una volta posata, perpendicolare alla faccia dei blocchi. Misurare e tagliare le geogriglie fino a raggiungere le lunghezze previste negli elaborati grafici. Pulire da ogni detrito la scanalatura posta sulla sommità dei blocchi del corso di fondazione. Posare la geogriglia ed inserire la barra di ancoraggio, nella apposita scanalatura sommitale dei blocchi, con la parte piatta rivolta verso l'alto. A posa ultimata la geogriglia deve risultare arretrata di 25mm rispetto alla faccia esterna dei blocchi.

La barra di ancoraggio deve essere inserita in modo continuo (a tutta lunghezza) solo ove prevista la geogriglia di rinforzo. Tendere la geogriglia e fissarla al terreno di riempimento con picchetti, graffe o altri idonei sistemi (per prevenire la

formazione di pieghe/grinze). Posizionare l'inerte di riempimento e vibro-compattare meccanicamente. Riportare almeno 150cm di inerte di riempimento prima di marciare con veicoli sopra le geogriglie.

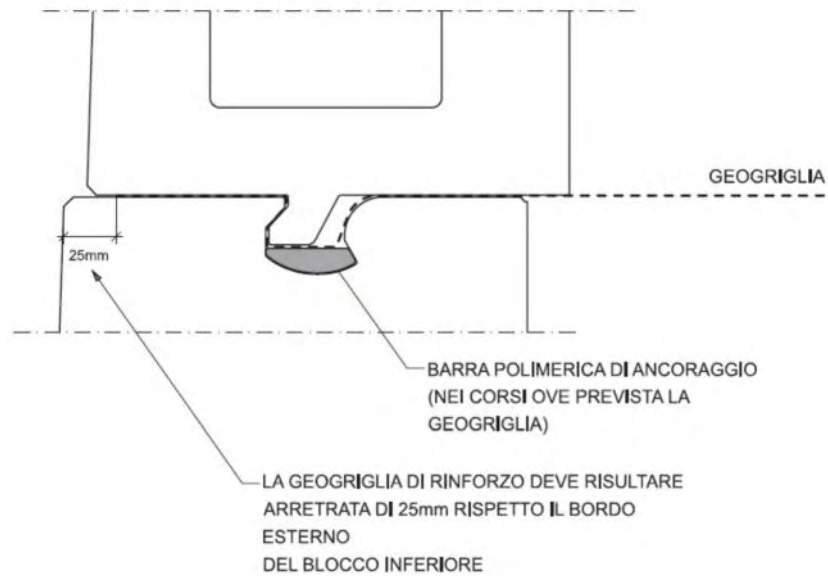


Figura 8.2 – Dettagli del collegamento perno-geogriglia

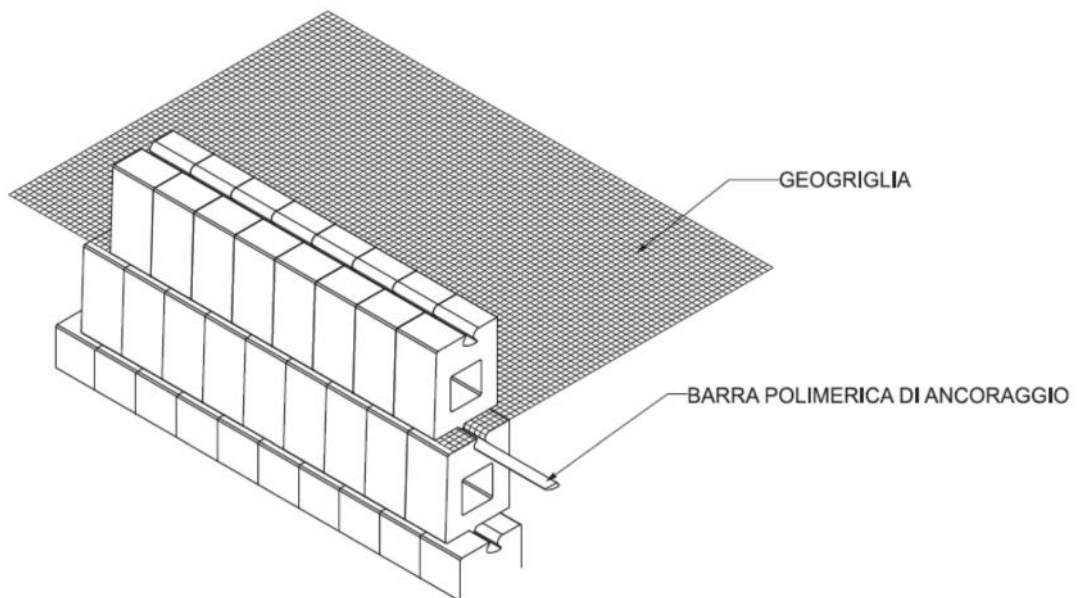


Figura 8.3 – Dettagli esecutivi

8.2 La posa a giunti sfalsati

La posa a “giunti sfalsati” si forma quando si posano i blocchi centrandonli sul giunto presente tra due blocchi della fila precedente. Questo metodo di posa migliora la stabilità del muro e lo rende esteticamente più gradevole. Nel caso di murature non rettilinee, l’allineamento verticale dei giunti può non essere perfetto: infatti l’arretramento dei blocchi provoca una traslazione longitudinale dei corsi. Per ovviare a questo problema è possibile inserire una porzione di blocco, tagliato a misura, per riprendere il corretto allineamento verticale.

8.3 Curve interne

Il raggio minimo di fondazione non deve essere minore di 1.80m. Iniziare posizionando un picchetto al centro del raggio di curvatura desiderato e, con uno spago di lunghezza pari al raggio, tracciare l’arco di cerchio. Il raggio di curvatura aumenta all’aumentare dell’altezza della muratura. Allineare i blocchi di fondazione lungo il raggio di progetto tracciato e verificarne il livello di posa longitudinale e trasversale. L’arretramento dei blocchi causa l’incremento, ad ogni corso, del raggio di curvatura e la conseguente perdita dell’allineamento dei corsi (posa a “giunti sfalsati”). Per mantenere tale allineamento utilizzare, se necessario, porzioni di blocchi tagliati a misura. La muratura arretra di 25 mm ogni 380 mm di altezza.

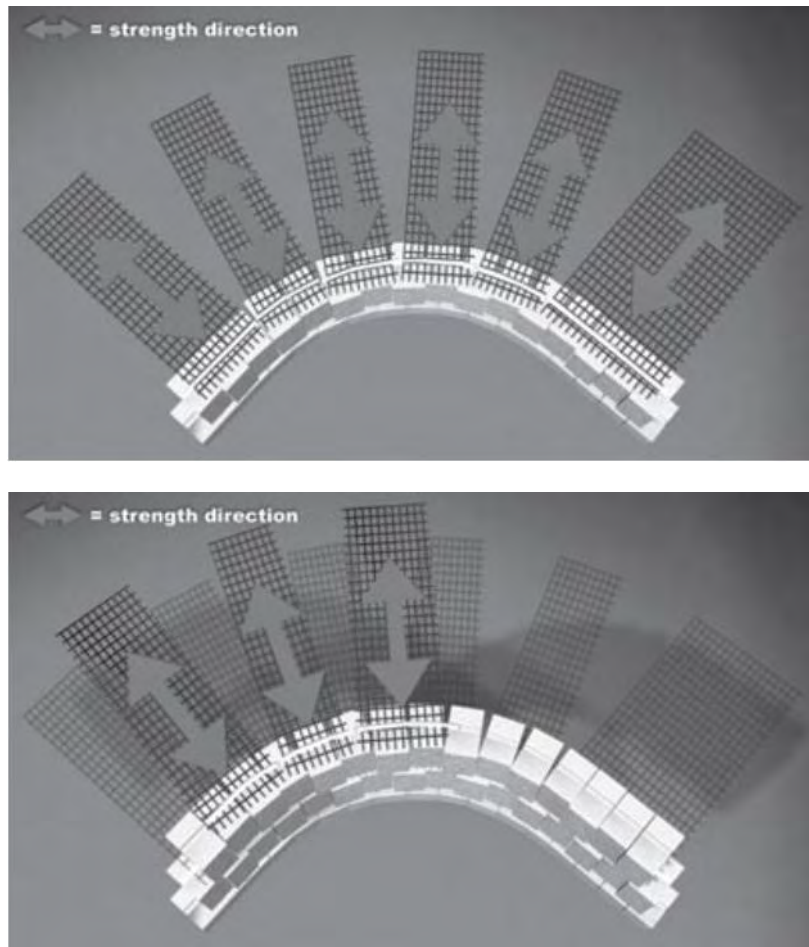


Figura 8.4 – Disposizione geogriglie per curve interne

8.3.1 Disposizione della geogriglia

Tagliare la geogriglia di rinforzo per ottenere la lunghezza indicata negli elaborati grafici di progetto. Posizionare la geogriglia verificando che la direzione resistente sia perpendicolare alla faccia del muro. Inserire la barra di ancoraggio nei corsi ove prevista la geogriglia (verificare l'arretramento massimo rispetto ai blocchi). La barra di ancoraggio va tagliata per ottenere spezzoni della lunghezza desiderata.

Posizionare i blocchi del corso successivo segnando, sul retro degli stessi, le zone in cui la geogriglia non è presente. Questo passaggio è molto importante in quanto, una volta eseguito il riempimento, non è più possibile distinguere le zone rinforzate da quelle non rinforzate. Riportare inerte di riempimento e compattare. Per garantire

una omogeneità di rinforzo, posizionare il successivo telo di geogriglia centrandola sulle zone non rinforzate (prendendo come riferimento i blocchi segnati). Poi ovviamente si ripetono queste fasi durante la costruzione di tutti i tratti curvi della muratura.

8.4 Curve esterne

Le curve convesse vengono costruite utilizzando solo i blocchi di tipo “mezzo” e “trapezio”. Per costruire una curva convessa si determina innanzitutto il raggio del corso di fondazione partendo da quello previsto in sommità della muratura. In seguito si posiziona a terra un picchetto al centro del raggio di curvatura desiderato e, con uno spago di lunghezza pari al raggio, tracciare l’arco di cerchio di progetto. Allineare i blocchi di fondazione secondo il raggio in progetto misurato a tergo del blocco e verificarne il livello di posa longitudinale e trasversale. L’arretramento dei blocchi determina la riduzione, ad ogni corso, del raggio di curvatura e la conseguente perdita dell’allineamento dei corsi (posa a “giunti sfalsati”). Per mantenere tale allineamento utilizzare, se necessario, porzioni di blocchi tagliati a misura.

8.4.1 Disposizione della geogriglia

Tagliare la geogriglia di rinforzo, a strisce di larghezza 70/80 cm, fino alla lunghezza indicata negli elaborati grafici di progetto. Posizionare la geogriglia verificando che la direzione di massima resistenza sia perpendicolare alla faccia del muro. Evitare un eccessivo sormonto delle geogriglie. Se questo accade interporre 2/3 cm di inerte tra loro. Inserire la barra di ancoraggio, ove prevista la geogriglia (verificare l’arretramento massimo rispetto ai blocchi). La barra di ancoraggio va tagliata per ottenere spezzoni di idonea lunghezza. Posizionare i blocchi del successivo corso segnando, sul retro dei blocchi, le zone non rinforzate. Questo passaggio è molto importante in quanto, una volta eseguito il riempimento, non è più possibile

distinguere le zone rinforzate da quelle non rinforzate. Per garantire una omogeneità di rinforzo, posizionare il successivo telo di geogriglia centrandola sulle zone non rinforzate (prendendo come riferimento i blocchi segnati). Ripetere queste fasi durante la costruzione di tutti i tratti curvi della muratura.

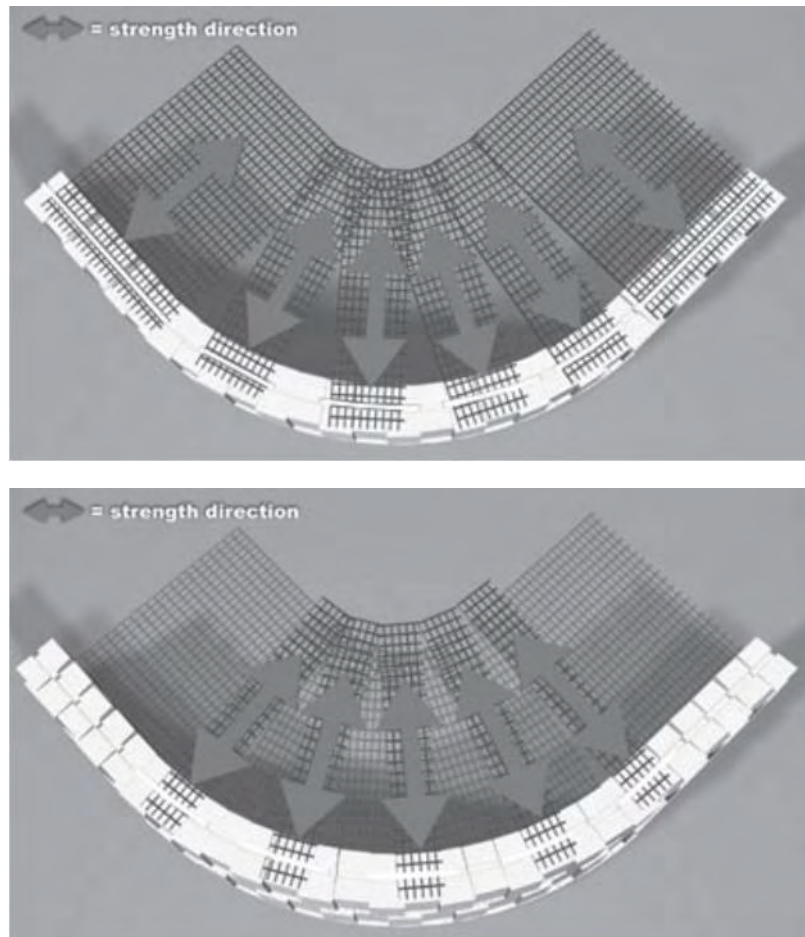


Figura 8.5 – Disposizione geogriglie per curve esterne

8.5 Angoli 90° interni

Posizionare un blocco di fondazione, nel punto dove è previsto il vertice interno dell'angolo a 90°, ed a seguire tutti gli altri elementi da un lato. Proseguire poi con la

posa del rimanente lato del corso di fondazione. Iniziare e completare la posa di uno dei 2 lati del secondo corso posando i blocchi centrandoli sui giunti dei blocchi di fondazione (posa a “giunti sfalsati”). Posare l’altro lato, sempre a “giunti sfalsati”, e collimare lo spazio rimanente nell’angolo inserendo un blocco tagliato a misura. I blocchi tagliati a misura non devono essere di lunghezza inferiore a 100 mm e non devono essere posizionati direttamente uno sopra l’altro. Se lo spazio da riempire ha lunghezza maggiore di un blocco (>200mm), utilizzare due porzioni di blocchi di lunghezza pari a metà dello spazio. Rimuovere l’incastro inferiore dei blocchi, ove necessario, per consentire un corretto allineamento con il corso inferiore. I blocchi tagliati devono essere posizionati in modo alternato su entrambe le facce dell’angolo e per tutti i corsi successivi. Queste indicazioni permettono di creare un angolo interno a 90° perfettamente collegato e di mantenere inalterata la stabilità del muro.

8.5.1 Disposizione della geogriglia

Tagliare la geogriglia e posizionarla traslata, rispetto l’angolo interno, di una distanza pari ad 1/4 dell’altezza della muratura. Prestare attenzione alla lunghezza della geogriglie prevista in progetto e alla sua direzione di massima resistenza. Assicurarci che la geogriglia, a posa ultimata, sia arretrata di 25mm dal fronte dei blocchi. Il rinforzo del corso successivo avviene seguendo la regola precedente per determinare il punto di partenza (H/4). La geogriglia non deve essere sormontata e deve essere posata in modo parallelo rispetto a quella già posata. Procedere con il corso successivo solo quando la geogriglia e la barra di ancoraggio risultano posate. Alternare l’estensione della geogriglia oltre l’angolo (ove la geogriglia di rinforzo è prevista).

8.6 Altre tipologie di muri segmentali: Rockwood

Rockwood viene fornito in 4 versioni che si diversificano per:

- inclinazione della muratura in opera (rispetto la verticale): 1° oppure 7°,1

- aspetto della faccia esterna: Basic (splittato ad estremità rientranti) oppure Straight (splittato dritto)

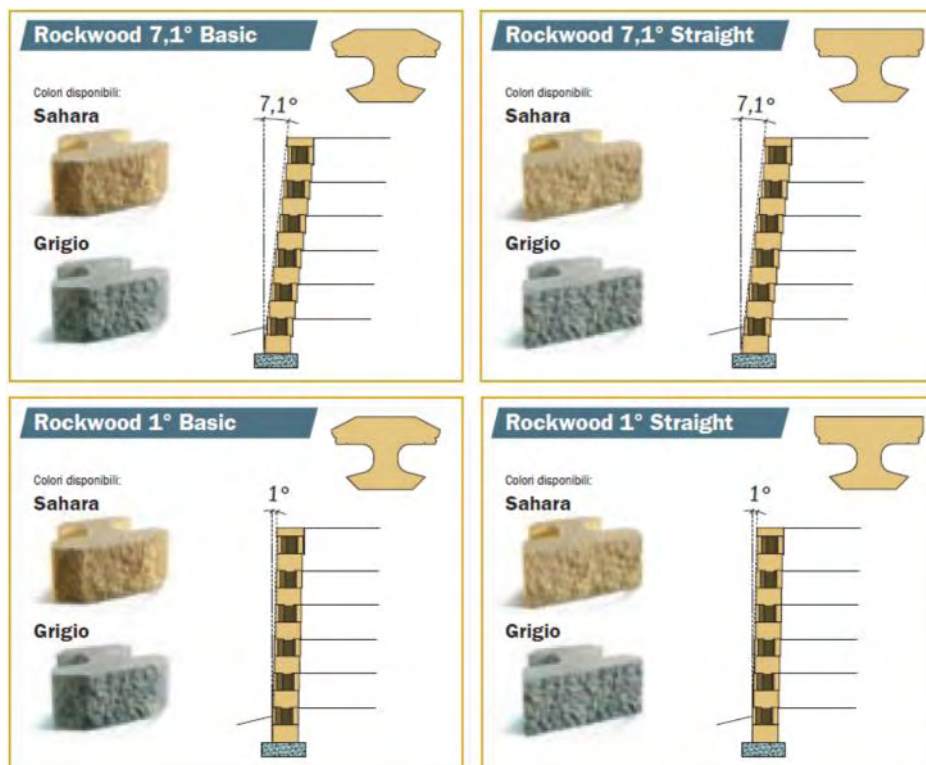


Figura 8.6 – Elementi Rockwood

8.6.1 Descrizione elemento modulare:

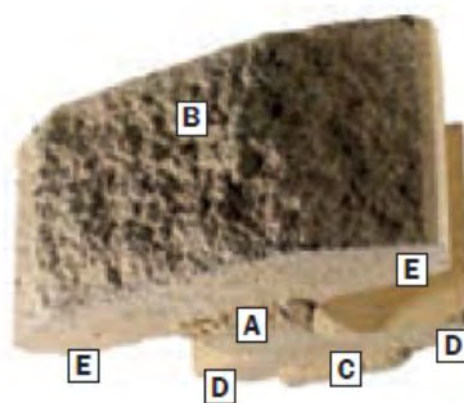


Figura 8.7 – Descrizione dell'elemento modulare

- A- Dente di ancoraggio: Estensione della parte inferiore del blocco con funzione di incastro

- B- Faccia: Faccia a vista con superficie splittata
- C- Distanziale: estensione della parte posteriore con funzione di stabilizzatore ed incastro
- D- Code: Estensioni posteriori del blocco che si ancorano al materiale di riempimento
- E- Inviti per splittatura: Inviti per modellare il blocco per alcuni tipi di posa

Capitolo 9 **Comportamento del muro sotto azione sismica**

Un GSRW (Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Wall) nell'analisi sismica viene valutato a rottura esattamente come nell'analisi statica. Le forze da considerare sono quella statica, le forze d'inerzia e le componenti di forza sismica (ΔP_{dyn}).

9.1 Riferimenti normativi

Per la progettazione delle murature segmentali si deve fare riferimento al Design Manual for Segmental Retaining Walls (NCMA), alla normativa British Standard 8006:1995 e al Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008 sulle Norme Tecniche per le costruzioni (NTC 08).

Si utilizzano differenti normative poiché in Italia non ne esiste una specifica per la progettazione e verifica dei muri di contenimento segmentali. E' infatti consigliato dalle NTC stesse di rivolgersi ad altre normative qualora le opere da progettare non siano trattate dallo stesso Testo Unico.

Le verifiche, in seguito illustrate, basate sull'NCMA, utilizzano la BS8006 per quanto riguarda i coefficienti da applicare ai rinforzi e l'NTC 2008 per considerare l'azione sismica e le combinazioni di carico dovute ai carichi statici e dinamici.

9.2 Valutazioni delle sollecitazioni

9.2.1 Valutazioni delle spinte

La determinazione della spinta esercitata dal terreno contro un'opera di sostegno è un problema affrontato utilizzando due teorie:

- teoria di Rankine
- teoria di Coulomb

La teoria di Rankine considera lo stato tensionale di una massa di terreno di condizioni di equilibrio limite ovvero al momento della rottura. Inoltre considera una massa di terreno omogenea e isotropa, tralasciando l'attrito tra il muro di sostegno e il terreno stesso.

Coulomb, invece, ha suggerito, per i problemi di stabilità dei muri di sostegno, un metodo basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema, formato dal muro e dal prisma del terreno omogeneo retrostante il muro, e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di attrito tra parete e terreno. La rottura, quindi, si manifesta con il distacco di un cuneo di terreno che scorre verso l'esterno e verso il basso su una superficie di rottura piana e inclinata. La presenza di attrito determina una superficie di rottura curvilinea (più accentuata nel caso di spinta passiva). Il suolo è in condizioni prossime di rottura e la resistenza al taglio è descritta dal criterio di rottura di Mohr-Coulomb, usando i parametri di resistenza al taglio.

Il coefficiente di spinta viene valutato come:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \omega)}{\cos^2 \cos(\omega + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\omega - \delta) \cos(\omega + \beta)}} \right]^2}$$

dove

- ω è l'inclinazione del paramento del muro rispetto alla verticale;
- δ è l'angolo di attrito tra muro e terreno;
- β è l'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale;
- φ è l'angolo di attrito di picco.

L'equazione del coefficiente di spinta sismica si ricava dall'equazione della formula di Mononobe-Okabe. Questa teoria riprende le formulazioni di Coulomb considerando anche le accelerazioni e gli effetti cinematici. Il coefficiente di spinta sismica vale:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \beta)}{\cos \psi \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi - i)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- i è l'angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale;
- β è l'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale;
- φ è l'angolo di attrito interno del materiale;
- ψ è l'angolo di inerzia sismica e ha la seguente formula:

$$\psi = \operatorname{arctg} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v) che interessano tutte le masse devono essere calcolati come:

$$k_h = \beta_m \left(\frac{a_{max}}{g} \right)$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- β_m coefficiente di riduzione. Tiene conto della duttilità del sistema, della sua capacità di subire spostamenti senza sensibili riduzioni di resistenza.

Nella seguente tabella sono presenti i valori attribuiti dalla Normativa italiana al parametro β_m seconda della categoria di sottosuolo e intensità del sisma:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Tabella 5 - Valori di β_m

- a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito e vale:

$$a_{max} = S a_g = S_s S_t a_g$$

dove:

- a_g : è il rapporto tra l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido e l'accelerazione di gravità e varia in base al luogo in cui si trova la struttura da progettare. A tal fine su tutto il territorio nazionale è stato creato un reticolo a maglia quadrata di punti, a ciascun nodo del reticolo è stato attribuito un valore di a_g ;
- S : è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t):

Categoria sottosuolo	\bar{S}_s
A	1.00
B	$1.0 \leq 1.40 - 0.40 \cdot \frac{F_0 \cdot g}{F_0 \cdot g} \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot \frac{F_0 \cdot g}{F_0 \cdot g} \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot \frac{F_0 \cdot g}{F_0 \cdot g} \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot \frac{F_0 \cdot g}{F_0 \cdot g} \leq 1.60$

Tabella 6 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_s

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	\bar{S}_t
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Tabella 7 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_t

Quindi dopo averne definito i coefficienti, si analizzano le spinte di cui poi faremo uso nelle verifiche di stabilità e sono:

- spinta attiva
- spinta sismica (solo in condizioni dinamiche)

- spinta causata dal sovraccarico

9.3 Le spinte

9.3.1 Spinta attiva

La formula della spinta attiva è:

$$S_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

dove:

- H è l'altezza del muro;
- γ è il peso di volume del terreno.

9.3.2 Spinta sismica

La formula della spinta sismica è:

$$S_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{AE}$$

dove:

- γ è il peso di volume del terreno saturo;
- H è l'altezza del muro;
- K_{AE} coeff. di spinta sismica.

La spinta totale risulterà come la somma di una componente di spinta dinamica (data da incremento di forza dovuto al sisma) con una componente di spinta statica.

La componente sismica può quindi essere riformulata nel seguente modo:

$$S_{AE} = \Delta S_{DYN} + S_A$$

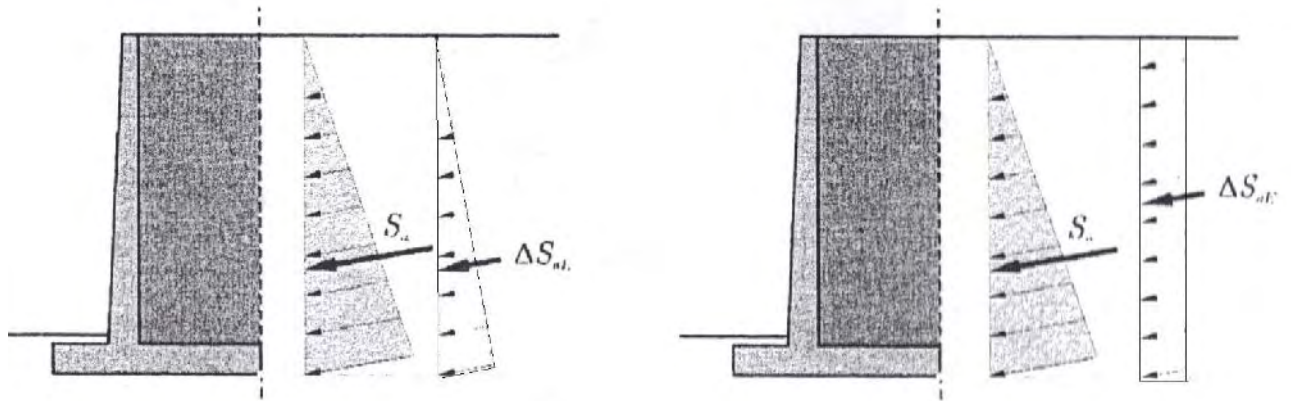


Figura 9.1 – Rappresentazione delle spinte

9.3.3 Spinta dovuta al sovraccarico

Nella formula della spinta del sovraccarico si dovrà includere sia il sovraccarico permanente che quello accidentale e sarà:

$$S_q = h_{eq} \cdot K_a \cdot \gamma_{terr} \cdot H$$

dove:

- h_{eq} è l'altezza equivalente di terreno: $h_{eq} = \frac{q}{\gamma_{terr}}$
- H è l'altezza totale del muro;
- γ_{terr} è il peso di volume del terreno di riporto;

9.4 Verifiche muri segmentali

Vanno effettuate le verifiche di stabilità dell'opera di sostegno. Le azioni da considerare sono fornite dalla spinta del terrapieno a monte, dalle forze permanenti di natura gravitazionale, dalle azioni inerziali dovute all'effetto del sisma, associate alle masse del muro, del terreno e di eventuali carichi e sovraccarichi agenti.

Le verifiche da effettuare sono:

- Verifica allo scorrimento
- Verifica a ribaltamento
- Verifica alla capacità portante

9.5 Verifiche di stabilità esterna

9.5.1 Verifica allo scorrimento in condizioni sismiche

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale tra tutte le forze instabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno fattore di sicurezza alla traslazione, imposto dalle norme.

Il piano, su cui scorre l'opera di sostegno, è rappresentato dalla base della fondazione.

Le azioni instabilizzanti previste sono dovute al terreno, all'acqua e agli eventuali sovraccarichi, nonché, per estensione al caso sismico, le azioni derivanti dall'inerzia del terrapieno e dall'inerzia del muro.

La verifica, effettuata con il metodo degli stati limite, è soddisfatta se, riferendoci ai valori di calcolo, risulta:

$$R_{swdyn} \geq S_d$$

$$R_{swdyn} = \mu_b [W_w + P_{sv} + P_{qdv} + (0.5\Delta P_{dynV})] \tan \phi_r$$

dove R_{swdyn} sono le forze resistenti mentre S_d sono le forze instabilizzanti ed è composta da:

- P_{IR} : forza d'inerzia orizzontale dovuta alla massa di terreno comprimente la facciata di elementi modulari e a una porzione del terreno rinforzato che si estende fino a $0.5H$ dietro la facciata stessa;
- P_{SH} : componente orizzontale della forza statica dovuta al terreno
- P_{qDH} : componente orizzontale della forza statica dovuta ai sovraccarichi
- $0,5\Delta P_{dynv}$: componente verticale dell'incremento delle forze dinamiche della terra

Con il metodo del coefficiente di sicurezza globale, per la stabilità dovrebbe risultare:

$$F_s = \frac{R_{swdyn}}{P_{IR} + P_{SH} + P_{qDH} + 0,5\Delta P_{dynv}} \geq 1,1$$

9.5.2 Verifica a ribaltamento in condizioni sismiche

La Verifica al Ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

La resistenza a ribaltamento in condizioni sismiche è $M_{rsismic}$ ed è una combinazione della resistenza a ribaltamento statica (M_r) più la resistenza dovuta alla componente verticale di metà dell'incremento delle forze dinamiche della terra:

$$M_{rsismic} = M_r + 0.5\Delta P_{dynv} \left[L + \frac{H_{ext}}{2} \tan \omega \right]$$

dove:

- H_{ext} : altezza della parte posteriore del rinforzo oltre la quale è calcolata la spinta della terra per la stabilità esterna;
- ω : inclinazione del paramento.

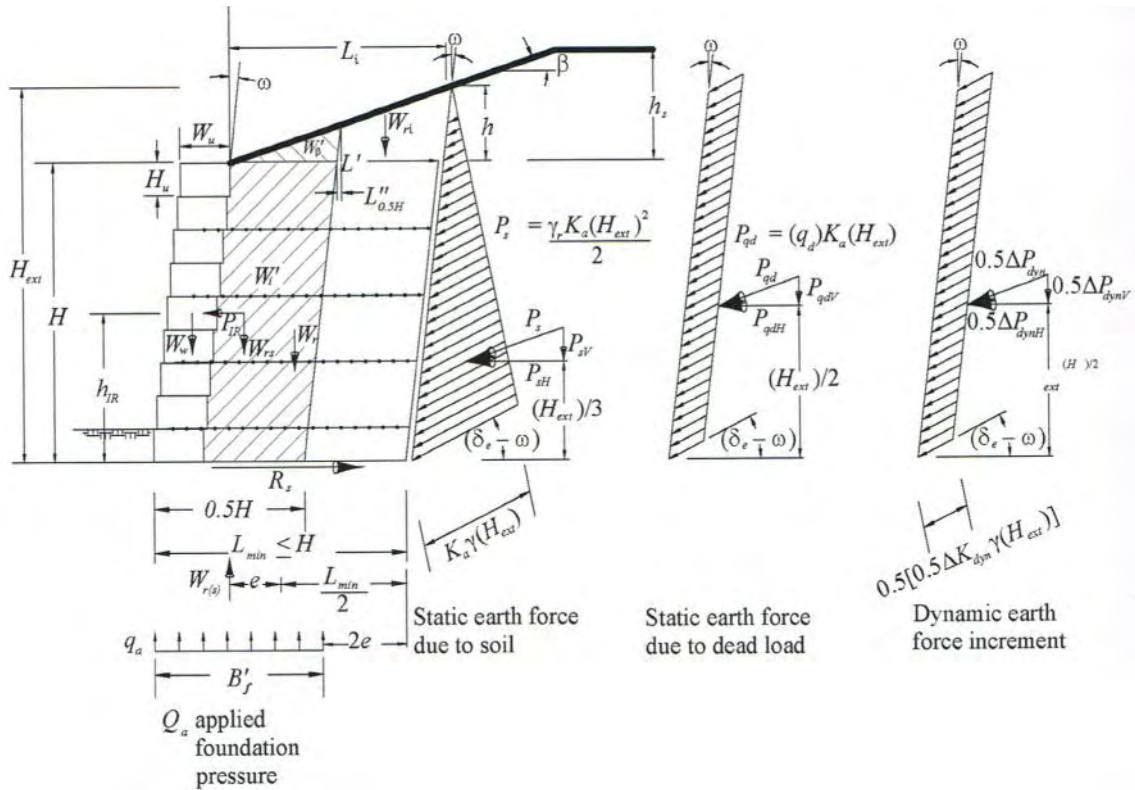


Figura 9.2 – Forze utilizzate per valutare la stabilità esterna

Il momento ribaltante è invece calcolato come:

$$M_{osismic} = P_{sH}Y_s + P_{qdH}Y_q + 0.5\Delta P_{dynH}Y_q + P_{IR}h_{IR}$$

dove:

- P_{sH} , P_{qdH} , $0.5\Delta P_{dynH}$, P_{IR} sono stati definiti precedentemente;
- $Y_s = \frac{H_{ext}}{3}$, $Y_q = \frac{H_{ext}}{2}$ sono i punti di applicazione delle forze corrispondenti;
- h_{IR} punto di applicazione di P_{IR} .

La verifica, effettuata con il metodo degli stati limite, è soddisfatta se, riferendoci ai valori di calcolo, risulta:

$$M_{rsismic} \geq M_{osismic}$$

Con il metodo del coefficiente di sicurezza globale, per la stabilità dovrebbe risultare:

$$FS = \frac{M_{rsismic}}{M_{osismic}} \geq 1.1$$

9.5.3 Verifica alla capacità portante in condizioni sismiche

La verifica della capacità portante del complesso fondazione-terreno è finalizzata a garantire che le azioni, trasmesse dall'opera di sostegno al terreno di fondazione, non superino il carico limite che lo stesso può tollerare.

La formula di Meyerhof per la capacità portante per carichi statici è modificata includendo l'eccentricità di base sviluppata dall'incremento delle forze dinamiche esterne.

Il termine di eccentricità $e_{seismic}$ può essere calcolato rispetto al centro della base della zona di terreno rinforzata (a distanza $L/2$ dal vertice del muro) come segue:

$$e_{seismic} = \frac{L}{2} - \frac{M_{rseismic} - M_{oseismic}}{(W_{ri} + W_{r\beta} + q_d L \beta) + (P_{sv} + P_{qdv} + 0.5 \Delta P_{dynv})}$$

dove:

- L : lunghezza strato rinforzo;
- $M_{rseismic}$, $M_{oseismic}$: descritti precedentemente;
- W_{ri} : i pesi del suolo e della colonna di elementi modulari impilati ($= L \gamma_i H$) ;
- $W_{r\beta}$: peso del terreno sopra il muro (coincidente col tratto in pendenza e varia a seconda se $h \leq 0 \geq$ di h_s);
- P_{sv} , P_{qdv} , $0.5 \Delta P_{dynv}$: descritti precedentemente.

La quantità $B_{seismic}$ è l'equivalente larghezza alla base della zona rinforzata e vale:

$$B_{seismic} = L - 2e_{seismic}$$

La capacità portante alla base della zona rinforzata vale dunque:

$$Q_{seismic} = \frac{(W_{ri} + W_{r\beta} + q_d L_\beta) + (P_{sv} + P_{qdV} + 0.5\Delta P_{dynV})}{B_{seismic}}$$

Con il metodo del coefficiente di sicurezza globale, per la stabilità dovrebbe risultare:

$$FS = \frac{Q_{lim}}{Q_{max}} \geq 1.1$$

9.6 Verifiche di stabilità interna

L'analisi di stabilità interna esamina l'efficienza dei rinforzi geosintetici nel mantenere compatta la massa di terreno rinforzato in modo tale che i rinforzi geosintetici e il terreno funzionino come un blocco monolitico.

Le verifiche si dividono in:

- verifica a trazione dei rinforzi;
- verifica a sfilamento (pullout);
- verifica allo scorrimento interno.

9.6.1 Verifica a trazione dei rinforzi

Per analisi interne, i carichi sismici includono una forza inerziale, che agisce orizzontalmente ed è funzione sia della massa degli elementi modulari che del cuneo di terreno attivo. Quest'ultimo è determinato tramite la teoria della spinta della terra di Coulomb. L'incremento dinamico della forza della terra e le forze inerziali vanno aggiunte alla forza statica. Quindi determino l'inclinazione del piano di rottura per

analisi sismiche interne α_i e il coefficiente di spinta della terra dinamica interna K_{aEint} . Il coefficiente completo dell'incremento di forza dinamica orizzontale è:

$$\Delta K_{dynHint} = (K_{aEint} - K_{aint}) \cos(\delta_i - \omega)$$

dove :

- K_{aint} è il coefficiente di spinta statico.

Le forze dominanti per analisi sismica interna sono i carichi statici più le forze d'inerzia e le spinte della terra dinamiche (ΔP_{dynH}) oltre l'altezza totale del muro (H). Al contrario dell'analisi esterna è applicato tutto ΔP_{dynH} , non solo metà. L'incremento di spinta dinamico usato per l'analisi interna è:

$$\Delta P_{dynH} = 0.5 \Delta K_{dynHint} \gamma_i H^2$$

La forza di trazione applicata su ogni rinforzo geosintetico è:

$$F_{i(n)} = k_{hint} \Delta W_{w(n)} + F_{gstat(n)} + F_{dyn(n)}$$

dove:

- $F_{gstat(n)}$ è il carico di trazione applicato ai georinforzi dovuto ai carichi statici del terreno e ai sovraccarichi, sull'area contribuente per il rinforzo n ;

$$F_{gstat(n)} = [\gamma_i D_n + q_d] k_{aint} A_{c(n)} \cos(\gamma_i - \omega)$$

dove $A_{c(n)}$ è l'area contribuente per ogni rialzo del rinforzo.

- $k_{hint} \Delta W_{w(n)}$ è l'incremento di carico inerziale dato dal muro;

$$\Delta W_{w(n)} = A_{c(n)} W_u \gamma_u$$

- $F_{dyn(n)}$ è la componente dinamica dei carichi di rinforzo;

$$F_{dyn(n)} = 0.5 \Delta K_{dynHint} A_{c(n)} \gamma_i H^2$$

9.6.2 Resistenza a lungo termine di progetto dei rinforzi

La resistenza a lungo termine di progetto dei rinforzi, la LTDS (Long Term Design Strength), viene valutata come:

$$LTDS = \frac{T_{ult}}{RF_D RF_{ID} RF_{CR}}$$

dove:

- T_{ult} rappresenta la resistenza ultima del rinforzo;
- RF_D, RF_{ID}, RF_{CR} rappresentano dei coefficienti di riduzione.(vedi tabella)

I rinforzi devono quindi avere sufficiente capacità a trazione per resistere alla forza di trazione $F_{i(n)}$ per ogni dato rinforzo.

Deve quindi risultare:

$$FS = \frac{LTDS_{seismic}}{F_{i(n)}} \geq 1.1$$

9.6.3 Verifica al pullout

La forza di trazione $F_{i(n)}$ applicata ai rinforzi deve essere trasferita al terreno attraverso lo sviluppo di una capacità di ancoraggio che si estende fino a superare la spinta attiva del terreno, definita dalla superficie di rottura inclinata dell'angolo α rispetto all'orizzontale.

Il pullout dei rinforzi viene evitato dalla capacità dell'ancoraggio che risulta in grado di mantenere unita la massa di terreno.

La tensione massima del terreno è:

$$AC_n = 2L_{\alpha(n)} C_i (d_{(n)} \gamma_i + q_d) \tan \phi_i$$

dove:

- $2L_{a(n)}$ è la lunghezza di ancoraggio nella zona resistente e vale:

$$L_{a(n)} = L - W_u - (E_{(n)} \tan(90 - \alpha)) + (E_{(n)} \tan \omega)$$

Il coefficiente 2 è stato introdotto perché si considerano entrambe le superfici del rinforzo;

- C_i è il coefficiente di interazione per il pullout;
- $\tan \phi_i$ resistenza di taglio di picco del terreno;
- $d_{(n)}$ è lo spazio sopra ogni geogriglia.

Deve quindi risultare:

$$FS = \frac{AC_{(n)}}{F_{i(n)}} \geq 1.1$$

9.6.4 Verifica a rottura per scorrimento interno

La rottura per scorrimento interno lungo la superficie dei rinforzi deve essere valutata per ogni rinforzo. Come nell'analisi statica dei carichi esterni, nell'analisi di scorrimento interno si calcola l'altezza sopra allo strato di elevazione della geogriglia ($H_{ext} - E_{(n)}$). Quindi si determinano le spinte della terra dinamiche per ogni rinforzo $\Delta P_{dynH(n)}$ e $\Delta P_{dynV(n)}$ dove:

$$\Delta P_{dynH(n)} = 0.5 \Delta K_{dynH} \gamma_r (H_{ext} - E_{(n)})^2$$

$$\Delta P_{dynV(n)} = 0.5 \Delta K_{dynV} \gamma_r (H_{ext} - E_{(n)})^2$$

La resistenza a scorrimento interno sotto azione sismica è uguale a quella dello scorrimento esterno ma viene calcolata per ogni spaziatura verticale degli n rinforzi.

$$R'_{swdyn} = C_{ds} \left[W'_{rn} + W_{\beta} + q_d L_{\beta} + [P_{sv(n)} + P_{qdV(n)} + 0.5\Delta P_{dynV(n)}] \right] \tan \phi_r + V_{u(n)}$$

dove:

- W'_{rn} è il peso di terreno sulla geogriglia n;
- W_{β} è peso del cuneo sopra il terreno rinforzato;
- q_d sono i sovraccarichi;
- $P_{sv(n)}, P_{qdV(n)}$ sono le componenti verticali delle spinte della terra che si verificano dall'elevazione di ogni n-esimo rinforzo alla sommità dietro la zona rinforzata;
- $0.5\Delta P_{dynV(n)}$ è la componente verticale dell'incremento delle forze dinamiche della terra;
- $V_{u(n)}$ è la forza di taglio generata dal contatto blocco-blocco.

Il fattore di sicurezza contro lo scorrimento interno lungo uno strato di rinforzo collocato a una certa profondità è:

$$F_s = \frac{R'_{s_seismic(n)}}{\Delta P_{IR(n)} + P_{sH(n)} + P_{qdH(n)} + 0,5\Delta P_{dynH(n)}} \geq 1,1$$

dove le forze nel denominatore sono le forze di scorrimento.

9.7 Verifica di stabilità locale delle unità modulari

Il metodo di costruzione a secco della muratura e la reciproca connessione tra elementi modulari richiedono, tramite l'analisi di stabilità locale, che il paramento formato dai blocchi stessi rimanga intatto e non subisca movimenti eccessivi.

L'analisi di stabilità locale delle unità modulari si divide in:

- verifica al ribaltamento in sommità del muro;
- verifica alla connessione alla facciata.

9.7.1 Verifica al ribaltamento in sommità del muro

La sommità del muro si riferisce a quella parte del paramento murario composto da blocchi non rinforzati che devono resistere a problemi di scivolamento parziale o ribaltamento.

La verifica locale è identica alla verifica esterna al ribaltamento, con la differenza che le forze stabilizzanti e instabilizzanti vanno considerate solo per la parte di muro di altezza z .

La verifica, effettuata con il metodo degli stati limite, è soddisfatta se, riferendoci ai valori di calcolo, risulta:

$$M_{rsismic(z)} \geq M_{osismic(z)}$$

Con il metodo del coefficiente di sicurezza globale, per la stabilità dovrebbe risultare:

$$FS = \frac{M_{rsismic(z)}}{M_{osismic(z)}} \geq 1.1$$

9.7.2 Verifica alla connessione alla facciata

In questo caso la resistenza di progetto della connessione alla facciata, tra le unità segmentali ed i rinforzi geosintetici, deve assicurare l'integrità del sistema. Indichiamo con $F_{g(n)}$ il carico di trazione massimo in uno strato di rinforzo.

La resistenza ultima alla connessione ($T_{conn(n)}$) viene valutata usando il modello seguente (vedi sotto).

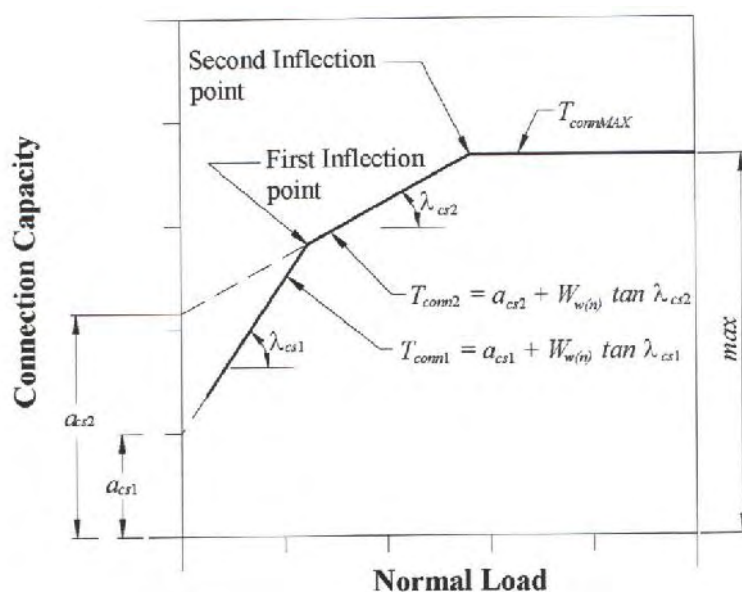


Figura 3.3 – Diagramma capacità di connessione- resistenza a lungo termine per un dato rinforzo

La resistenza alla connessione può essere influenzata dal peso delle unità modulari ($W_{w(n)}$) agenti sull'interfaccia ($H - E_n$). Dunque la resistenza alla connessione per ogni rinforzo geosintetico situato ad altezza E_n può essere calcolato come:

$$T_{conn(n)} = a_{cs} + W_{w(n)} \tan \lambda_{cs}$$

dove a_{cs} e λ_{cs} dipendono dal carico normale $W_{w(n)}$.

La verifica, effettuata con il metodo degli stati limite, è soddisfatta se, riferendoci ai valori di calcolo, risulta:

$$T_{conn(n)} \geq F_{g(n)}$$

Con il metodo del coefficiente di sicurezza globale, per la stabilità dovrebbe risultare:

$$FS = \frac{T_{conn(n)}}{F_{g(n)}} \geq 1.1$$

9.8 Verifica di stabilità composta interna

Per una struttura semplice con geometria rettangolare, da un paramento quasi verticale e spaziature uniformi tra i rinforzi, la stabilità composta non dovrebbe dar vita a grossi problemi. Si analizza pertanto il caso in cui si abbiano delle variazioni sulle lunghezze dei rinforzi, elevati sovraccarichi, carichi sismici o zone in pendio. In questa situazione si ha bisogno della verifica di stabilità composta interna. Si deve infatti considerare un incremento delle forze d'inerzia ($k_h W$) associata alla massa di una parte di terreno.

Con il metodo del coefficiente di sicurezza globale, per la stabilità risulta:

$$FS = \frac{\sum \frac{(W + P) \tan \phi}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi) / FS} + \sum (T_{available} \cos \alpha) + F_{available}}{\sum (W + P) \sin \alpha + \sum k_h W \frac{d_i}{R}} \geq 1.1$$

dove R è la distanza entro la quale può essere valutata la stabilità composta interna e corrisponde al valore più alto tra l'altezza del muro moltiplicata 2 e la proiezione a partire dalla coda dei rinforzi fino alla superficie, a cui va aggiunta la distanza della lunghezza dei rinforzi.

9.9 Stati limite d'esercizio

Nel caso di opere segmentali realizzati con elementi modulari la verifica agli stati limite di esercizio può non essere presa in considerazione.

Capitolo 10 Modellazione agli elementi finiti di un muro segmentale georinforzato

Questo documento analizza i risultati della modellazione agli elementi finiti di un muro di contenimento del terreno, con blocchi di cemento, geo rinforzato, su scala reale, costruito presso il Research Institute PublicWorks in Giappone. Un modello iperbolico non lineare è stato incorporato in un programma da computer che è in grado di simulare il comportamento dell'interazione terreno-struttura. Il suolo è stato simulato utilizzando un modello iperbolico mentre le interazioni blocco-blocco e suolo-blocco sono stati simulati utilizzando elementi di interfaccia. Il confronto dei risultati numerici e di misura sperimentali hanno indicato che il modello a elementi finiti è in grado di simulare il comportamento della costruzione di strutture in terra georinforzata con blocchi di cemento.

In un muro a elementi modulari, i rinforzi geosintetici sono piazzati tra i blocchi di cemento a spaziature verticali regolari. I blocchi vengono utilizzati per sostenere il materiale di riempimento. L'integrità della parete di facciata è mantenuta attraverso l'interazione tra i blocchi, blocchi e materiale di riempimento, così come tra i blocchi e strati geosintetici. Le unità (segmentali) di blocco modulare sono in genere collegati a strati di rinforzo geosintetici che utilizzano dispositivi di collegamento meccanici e / o di attrito, quali perni, inserti polimerici, clip, o chiavi di taglio in cemento.

Il peso proprio dei blocchi modulari contribuisce alla stabilità globale del GRSRW. Il contributo della facciata è stata trascurata nei primi progetti, poi, Bathurst e Simac (1994) e Leshchinsky (1993) hanno proposto metodologie di progettazione di equilibrio limite per spiegare i blocchi modulari. Tuttavia, i metodi dell'equilibrio limite non consentono la deformazione della parete e la tensione nel rinforzo geosintetico è da valutare direttamente in fase di analisi e progettazione.

Il presente studio si concentra sul muro con blocco di facciata in calcestruzzo (in seguito denominato il PWRI Wall).

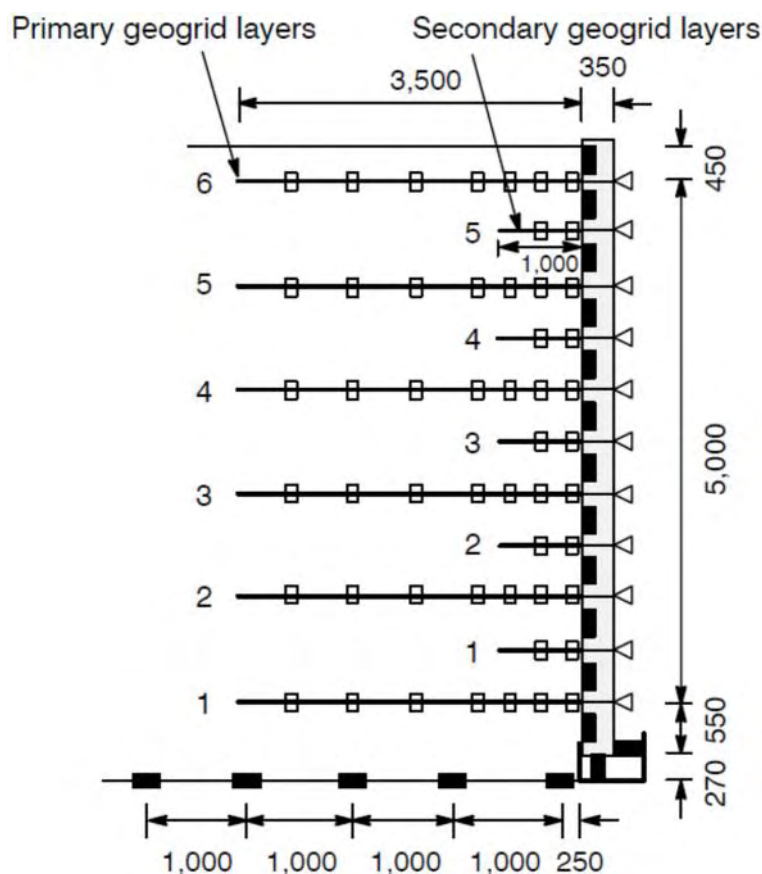


Figura 10.1 - Geometria e strumentazioni adottate per le misurazioni

La geometria della parete PWRI è mostrato in *Figura 10.1*. E' alto 6m e largo 5 m ed è stato costruito in una fossa di cemento con un pavimento di cemento. Le pareti laterali del provino erano lubrificate con grasso e fogli di polimero. E' stata utilizzata sabbia limosa per il materiale di riempimento (diametro medio delle particelle, $D_{50} = 0,42$ millimetri, peso unitario, $\gamma = 16.0$ kN/m³).

Una geogriglia monoassiale (Tensar SR55) ottenuta da estruso in polietilene ad alta densità (HDPE), è stato utilizzata come rinforzo del terreno. Le spazature tra le nervature longitudinali e trasversali sono di 22 e 166 mm, rispettivamente. La forza di trazione della geogriglia era di circa 55 kN / m. Il muro PWRI consisteva di sei strati primari e cinque secondari geogriglia, lunghi rispettivamente 3,5 m e 1,0 m. Gli strati di geogriglie sono stati avvitati ai blocchi di cemento con un bullone. Un totale di 12 file di blocchi in cemento sono stati usati per costruire la facciata del muro. Ogni blocco era di 500 mm di altezza e 350 mm di larghezza (dimensione di punta-tacco), tranne i blocchi superiore e inferiore, che erano alti 450 e 550 mm, rispettivamente.

Un totale di 52 estensimetri sono stati usati per misurare l'allungamento della geogriglia, cioè sette e due estensimetri in ciascun strato di rinforzo primario e secondario, rispettivamente. Lo spostamento orizzontale del facciata del muro è stato misurato in 11 punti che utilizzano trasduttori variabili lineari (LVDT). La pressione laterale che agisce contro la parte posteriore dei blocchi di rivestimento è stata misurata usando 11 celle di carico montate a metà altezza di ciascun blocco di cemento. I carichi verticali e orizzontali che agiscono al piede del paramento sono stati misurati utilizzando celle di carico. La pressione verticale dovuta al terreno di riempimento è stata misurata in sei posizioni lungo la base della massa del suolo.

L'analisi agli elementi finiti rende informazioni aggiuntive rispetto alla tradizionale analisi dell'equilibrio limite, come deformazione e carico di trazione negli strati di rinforzo, che sono necessari per comprendere le prestazioni delle strutture in terra rinforzata.

Un'analisi agli elementi finiti di strutture in terra rinforzata può essere eseguita mediante programmi per computer che simulano l'interazione terreno-struttura. Il programma dovrebbe essere in grado di simulare le sequenze di costruzione, come il riempimento e l'installazione di strati di rinforzo e rivestimenti murari.

Moderni metodi di analisi a elementi finiti utilizzano un approccio discreto, perché i costi di elaborazione si sono notevolmente ridotti. In un'analisi discreta, il rinforzo, suolo, facciata, e le loro interazioni sono modellate separatamente.

Nel presente studio, l'analisi del muro PWRI è stata condotta utilizzando il programma ad elementi finiti M-CANDE, sviluppato per la progettazione e l'analisi di canali sotterranei sepolti. Il programma effettua analisi di deformazione piana in condizioni di carico statico. Il programma può simulare la sequenza di costruzione e l'inclusione di rinforzo e di interfaccia elementi per ogni incremento. In ogni incremento di analisi, la soluzione viene iterata ad un criterio di convergenza scelto.

La mesh ad elementi finiti (1.618 nodi) e l'interfaccia di elementi utilizzati per simulare la PWRI Wall sono mostrate nella *Figura 10.2*. La fondazione, rinterro, e blocchi di facciata erano rappresentati da elementi quadrangolari: 315 elementi per la base, 925 elementi per il riempimento, e 37 elementi per i blocchi di calcestruzzo di rivestimento. Sono stati inclusi nell'analisi un totale di 127 elementi, corrispondenti agli strati di rinforzo geosintetici primarie e secondarie. Un totale di 110 elementi dell'interfaccia sono stati utilizzati per simulare le interazioni tra

materiali differenti al paramento murario. Gli strati di rinforzo sono completamente legati al terreno di riempimento. L'analisi è stata condotta in 38 passi per simulare la costruzione della parete.

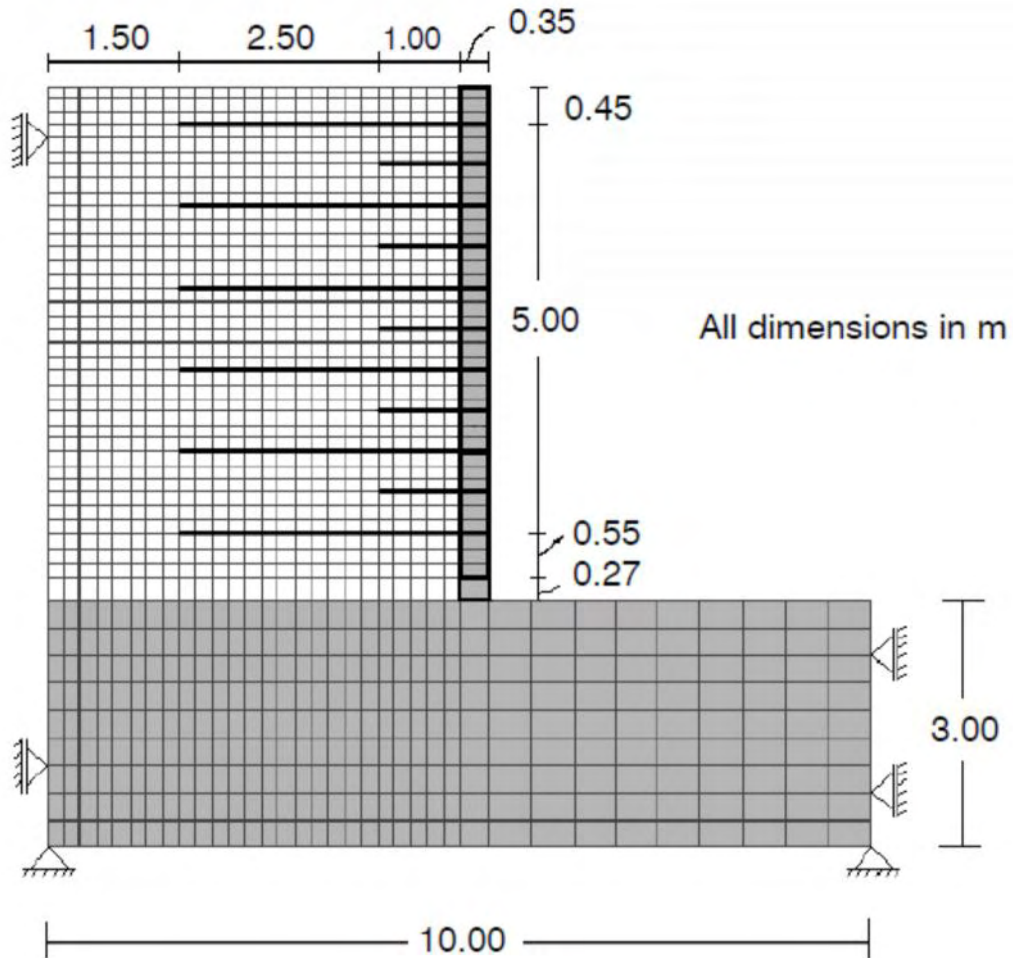


Figura 10.2 – Mesh agli elementi finiti

10.1 Tipologia di modello e caratteristiche

10.1.1 Proprietà del terreno

Il riempimento è stato modellato utilizzando un modello di terreno elastico non lineare con una variabile del modulo di Young e una costante del rapporto di Poisson.

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)$$

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)$$

dove: E = modulo di Young, ϕ = attrito interno, ϕ_0 = valore iniziale dell'angolo di attrito interno del suolo, p_a = pressione atmosferica, σ_3 = tensione.

Sono state condotte anche prove triassiali di compressione sul terreno alla Columbia University usando provini a secco che replicano le condizioni del muro del test.

Il modello implementato nel codice M-CANDE non tiene però conto del comportamento dilatante del suolo. Inoltre, le tensioni di compattazione non possono essere modellate direttamente. La costante del rapporto di Poisson ($\nu = 0.42$) per il terreno è stata selezionata per tenere conto di eventuali sollecitazioni laterali di compattazione indotte dietro la parete di facciata dei blocchi.

Backfill						
γ (kN/m ³)	ϕ_0 (°)	$\Delta\phi$ (°)	K	n	R_f	ν
16.0	45	5	207.2	0.5	0.81	0.42
Concrete (foundation and facing)						
γ (kN/m ³)		E (kPa)		ν		
-		2.0×10^6		0.17		
23		2.0×10^6		0.17		
Geogrid reinforcement						
J_o (kN/m)		T_f (kN/m)		λ		
826.45		54.6		0.47		

Tabella 6 – Proprietà dei materiali utilizzati nell'analisi agli elementi finiti

10.1.2 Rinforzo geosintetico

La rigidezza tangente di attrito del rinforzo geosintetico, J_{tan} , è ottenuto dalla seguente espressione, che è basata sulla relazione iperbolica carico- deformazione, $T - \epsilon$, (Ling et al 1995.):

$$J_{tan} = J_o \left(1 - \lambda \frac{T}{T_f} \right)^2$$

dove: J_o è la rigidezza iniziale; T è il carico di trazione del rinforzo; T_f è il carico di trazione ultimo e λ è il rapporto di rottura.

L'analisi attuale non ha incluso il comportamento della geogriglia dipendente dal tempo.

Gli elementi dell'interfaccia a tre nodi (Katona 1983) sono stati utilizzati per modellare le interazioni blocco di cemento-blocco di cemento e l'interfaccia terreno di riempimento-blocco di calcestruzzo

Lo slittamento di un elemento di interfaccia è basata sul criterio di rottura di Coulomb. Il modello richiede due valori: l'angolo di attrito all'interfaccia, δ , e la resistenza alla trazione normale all'interfaccia, T_c . A causa del contatto da nodo a nodo per ciascun elemento di interfaccia, la rottura della connessione tra i blocchi e il geosintetico, può essere simulato utilizzando l'interfaccia di resistenza a trazione

Le interazioni blocco di cemento-blocco di cemento e interfaccia terreno di riempimento-blocco di calcestruzzo sono stati studiati nel PWRI utilizzando un dispositivo di grandi dimensioni di taglio diretto. Il dispositivo di taglio diretto ha una sezione trasversale di 300 mm x 300 mm, e le prove sono state eseguite ad una velocità di spostamento di 1 mm per minuto. I risultati della prova sono mostrati nella *Figura 10.3*.

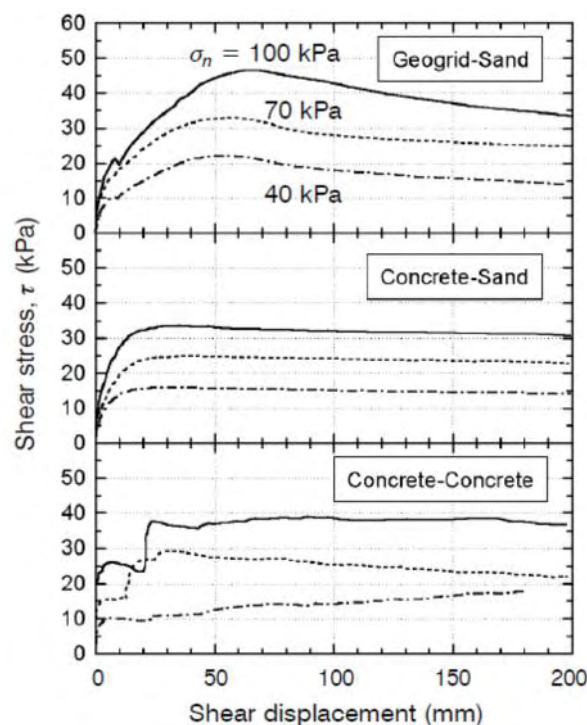


Figura 10.3 – Risultati del test a taglio

Poiché gli strati di geogriglie sono avvitati ai blocchi, la forza di connessione è stata ipotizzata essere la forza di rottura della geogriglia, cioè $T_c = 55 \text{ kN / m}$.

10.2 Comparazione dei risultati

La *Figura 10.4* mostra il confronto tra i risultati previsti e misurati per lo spostamento orizzontale della facciata. Misure fisiche sono disponibili per il livello di riempimento sopra la quota di metri 2. L'accordo è meno soddisfacente prima che il riempimento raggiunga un'altezza di 3 m. Successivamente, l'analisi è considerata soddisfacente.

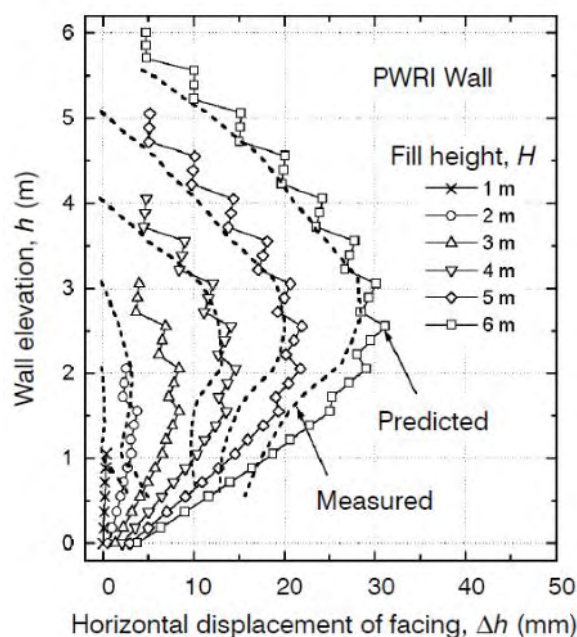


Figura 10.4 – Differenza tra gli spostamenti della facciata misurati e ipotizzati

Nell'analisi, la fila inferiore di blocchi è ipotizzata essere posizionata direttamente sulla fondazione in calcestruzzo.

Lo spostamento massimo a fine costruzione è di circa 30 mm e si verifica a metà altezza della parete. Questa grandezza dello spostamento laterale della parete, corrispondente allo 0,5% di altezza del muro, sarebbe accettabile per la maggior

parte delle applicazioni, perché è improbabile che causi qualsiasi instabilità di parete o di facciata.

La sollecitazione laterale agente sulla facciata è mostrata nelle *Figure 10.5 a e f* per altezze di riempimento da 1 a 6 m, rispettivamente. I blocchi hanno tensioni di trazione laterali che potrebbero essere causati dalla presenza di forze di trazione del rinforzo perché le celle di carico non sono state modellate separatamente nelle analisi. I valori ottenuti calcolando la media delle tensioni nel blocco e nel terreno erano ragionevolmente in accordo con le sollecitazioni misurate.

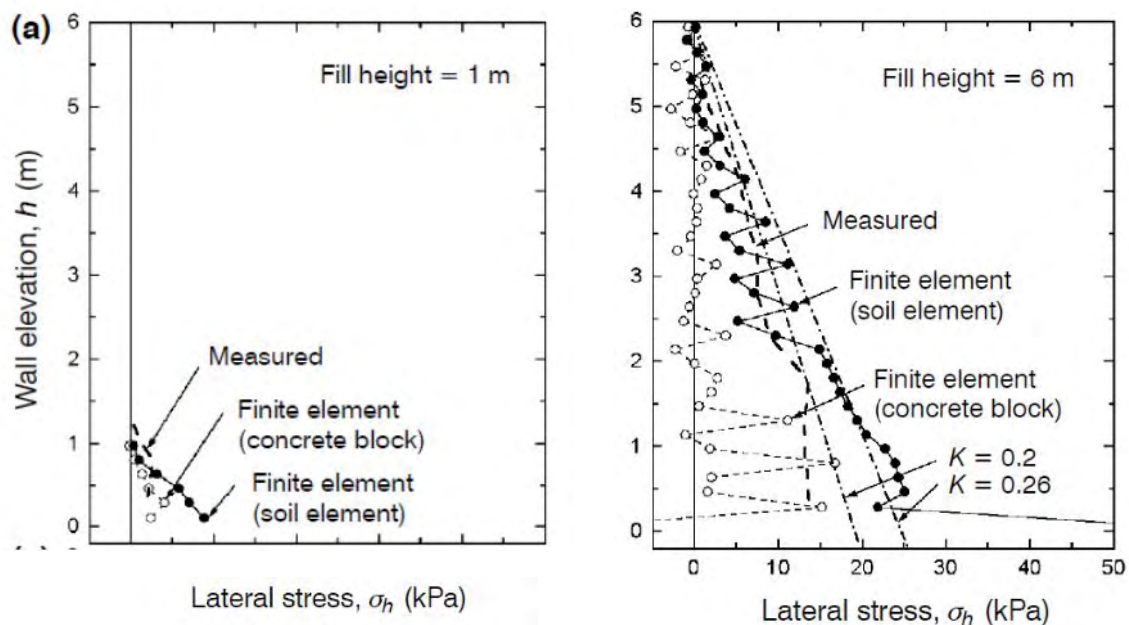


Figura 10.5 – Sollecitazioni ipotizzate e misurate per diverse altezze di riempimento

La *Figura 10.6* mostra le distribuzioni di sollecitazioni verticali alla base del riempimento e alla base dei blocchi di rivestimento. I valori misurati e previsti mostrano andamenti analoghi dove grandi sollecitazioni verticali si verificano alla fine della facciata della parete dovuta al maggiore peso dei blocchi di cemento rispetto al suolo.

Le misurazioni mostrano anche una non uniforme distribuzione delle tensioni lungo la parte inferiore del muro, mentre l'analisi predice una distribuzione uniforme.

Per quanto riguarda le distribuzioni di deformazione nei sei strati di geogriglie primari e cinque secondari, l'analisi ne predice l'andamento di quella misurata e si desume che la deformazione aumenta con l'aumento dell'altezza. Alla fine della costruzione, la deformazione è sovrastimata all'estremità del collegamento del rinforzo primario al Layer 1, mentre è sottostimata per i layer 4 e 5. La sottostima si

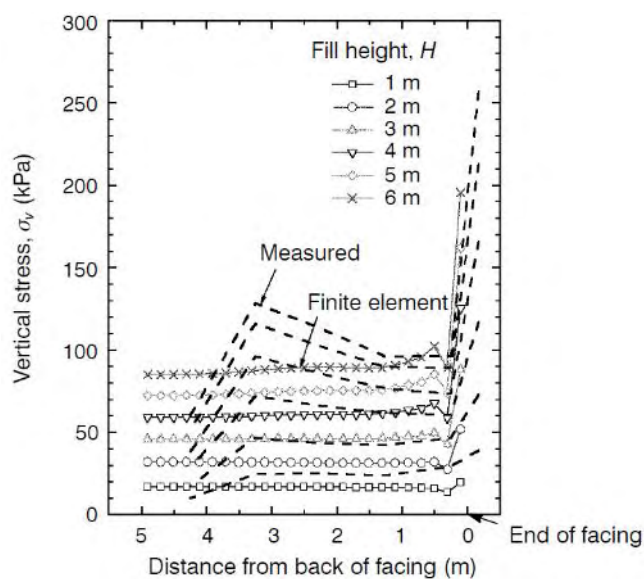


Figura 10.6 - Sollecitazioni verticali ipotizzate e misurate alla base

è anche notata per la secondaria di rinforzo Layer 4.

L'estensimetro ha misurato il "punto" di deformazione, mentre la deformazione da analisi numeriche è il valore medio di un elemento di rinforzo della geogriglia.

La sottostima può anche essere riferito al comportamento allo scorrimento concentrata nei collegamenti, mentre la sovrastima potrebbe essere dovuta ad una possibile connessione allentata tra la rinforzo e blocco.

In conclusione si può affermare che il modello ad elementi finiti è stato in grado di dare accordo soddisfacente tra i risultati misurati e previsti.

Capitolo 11 Relazione tra il coefficiente sismico e le forze di trazione sviluppate nelle geogriglie per muri segmentali rinforzati

Questo articolo presenta un metodo analitico integrato per il calcolo della forza risultante non fattorizzata di un geosintetico in una struttura in terra rinforzata soggetta a carico sismico. Il metodo utilizza un approccio di equilibrio limite pseudostatico per valutare la stabilità interna di una struttura in terra rinforzata, ipotizzando una potenziale rottura rotazionale lungo una superficie a forma di spirale logaritmica. I risultati sono presentati in una serie di grafici di progetto per diverse condizioni. Tali grafici possono essere utilizzati per determinare la resistenza a trazione del rinforzo richiesto per un dato coefficiente sismico.

La progettazione sismica di GRES (Strutture in terra rinforzate col geosintetico) è comunemente eseguita utilizzando l'approccio pseudostatico di equilibrio limite (LE). Questo approccio è relativamente semplice da implementare, tangibile, e ben accetto in pratica. In un caso ideale, una analisi dinamica completamente accoppiata con una modellazione numerica (cioè, metodi FE o FD) può fornire una previsione più accurata del comportamento sforzo-deformazione di GRES in condizioni di carico sismico, considerando tutti i potenziali meccanismi di deformazione.

Purtroppo, questo tipo di analisi dinamica richiede dati di input complessi ed un alto livello di competenza, e spesso non sono disponibili. Di conseguenza, un metodo analitico semplificato, come quello pseudostatico LE, è un'alternativa ragionevole.

Lo studio estende la formulazione presentata da Leshchinsky et al. (2010) includendo l'effetto dei coefficienti sismici sia orizzontali che verticali. I risultati sono presentati in modo da fornire un rapporto razionale tra il coefficiente sismico e la forza di trazione che viene mobilitata nei geosintetici. I grafici progettuali che vengono presentati possono essere usati per determinare la resistenza alla trazione richiesta dal rinforzo per un determinato coefficiente sismico. Sebbene il metodo

pseudostatico LE attuale viene soprattutto considerato una modalità di rottura a scorrimento per il calcolo dell'accelerazione limite, il metodo proposto prevede l'accelerazione limite causata dalla rotazione (Stabilità interna). Utilizzando eccitazioni indotte mediante tavola vibrante, Leshchinsky et al. (2009) hanno dimostrato come si potrebbero sviluppare nelle strutture GRES delle superfici interne rotazionali, portando in alcuni caso la struttura a rottura.

11.1 Approccio progettuale e la formulazione

La maggior parte delle procedure di progettazione per pareti georinforzate (ad esempio, FHWA 2009) assume che le pressioni di terra laterali siano note ad ogni altezza, e le procedure calcolano la massima forza di reazione necessaria a una data altezza per controbilanciare la pressione laterale nota. Per ogni strato di geosintetico, l'area contribuente è basata sulle distanze tra gli strati di rinforzo, che produce la massima forza reattiva, T_{max} . Moltiplicando T_{max} per alcuni fattori ottengo la resistenza a lungo termine di progetto dei rinforzi T_{LTDs} . Come mostrato in *Figura 11.1*, l'applicazione di T_{max} a ciascun rinforzo i , T_{max-i} , si presume che si verifichi nella superficie di rottura. Leshchinsky e Volk (1985) hanno suggerito che il valore massimo di T_{max-i} , $\max(T_{max-i})$, avvenga nello strato più basso, e che gli strati superiori sopportino forze di trazione relative alla loro capacità rotazionale rilevata ovvero dalla rotazione lungo la superficie di rottura a spirale logaritmica. Per un tipico terreno granulare, il tipo di meccanismo di rotazione a rottura costringe lo strato superiore a portare circa il 70% del carico che è portato dal livello inferiore (Leshchinsky e Volk 1985). Ogni singolo T_{max-i} si presume agisca in senso orizzontale. La sommatoria di valori T_{max-i} per n strati di rinforzo ci dà la risultante (globale) della forza

$$\sum_{i=1}^n T_{max-i} = T$$

dove $T_{\max-i}$ è la tensione massima per ogni i -esimo rinforzo; n sono il numero dei rinforzi; T è la risultante di tutte le forze orizzontali che sono mobilitate nei rinforzi geosintetici nell'intersezione con la superficie a spirale logaritmica critica.

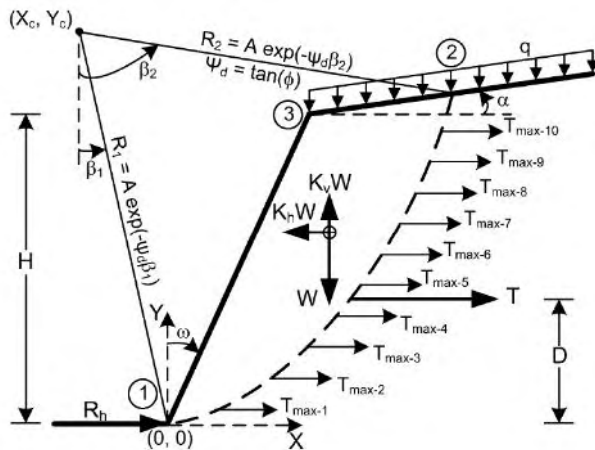


Figura 11.1 - Rottura a spirale logaritmica di un muro GRES

La forza del suolo si presume che sia pienamente mobilitata lungo la superficie di rottura.

L'angolo di attrito (ϕ), che è utilizzato nella formulazione, rappresenta un valore non fattorizzato (cioè, prima di applicare un fattore di sicurezza (FS)).

In realtà, per un determinato problema, FS è applicato per

selezionare ϕ_{design} come $\phi_{\text{design}} = \tan^{-1}[\tan \phi / \text{FS}]$, per la quale risulta un sistema stabile. Si è utilizzata una traccia di spirale logaritmica di rottura, definita dal vettore radiale, $R = A \times \exp(-\psi \beta)$ dove A è la costante della spirale logaritmica, $\psi = \tan(\phi_{\text{design}})$, β è l'angolo nelle coordinate polari. Per una tipica superficie di rottura, la traccia di una spirale logaritmica e un arco sono quasi identiche.

Quindi seguendo la formulazione di Baker trovo l'equazione del momento di equilibrio attorno a un polo della spirale. Si calcola quindi la forza risultante pseudostatica (T) per un terreno rinforzato senza coesione.

Per un dato valore di D , si può determinare T calcolando $T_{\max-i}$ per ogni rinforzo usando la seguente equazione:

$$T_{\max-i} = T \frac{D_{T_{\max-1}}}{\sum_{i=1}^n D_{T_{\max-1}}}$$

11.2 Punto di azione della forza risultante pseudostatica

Le due ipotesi in questa formulazione sono: la forza mobilizzante in ciascun strato di geosintetico agisce orizzontalmente e, secondo, il punto di azione della risultante T , D , è noto.

Lo strato più basso porta il massimo $T_{\max-i}$, e gli altri strati portano valori di T_{\max} che sono proporzionali alla loro rotazione.

Leshchinsky e Volk (1985) hanno mostrato che gli strati geosintetici non tendono ad allungare in maniera uniforme a meno che la spirale logaritmica degeneri in un cerchio. A causa della geometria a scorrimento superficiale, lo strato di rinforzo più basso si allungherà di più, e conseguentemente, la sua resistenza alla trazione sarà pienamente mobilitata prima. La distribuzione $T_{\max-i}$ per strati geosintetici equidistanti varia tra uniforme per i terreni coesivi a forma trapezoidale per i terreni con attrito.

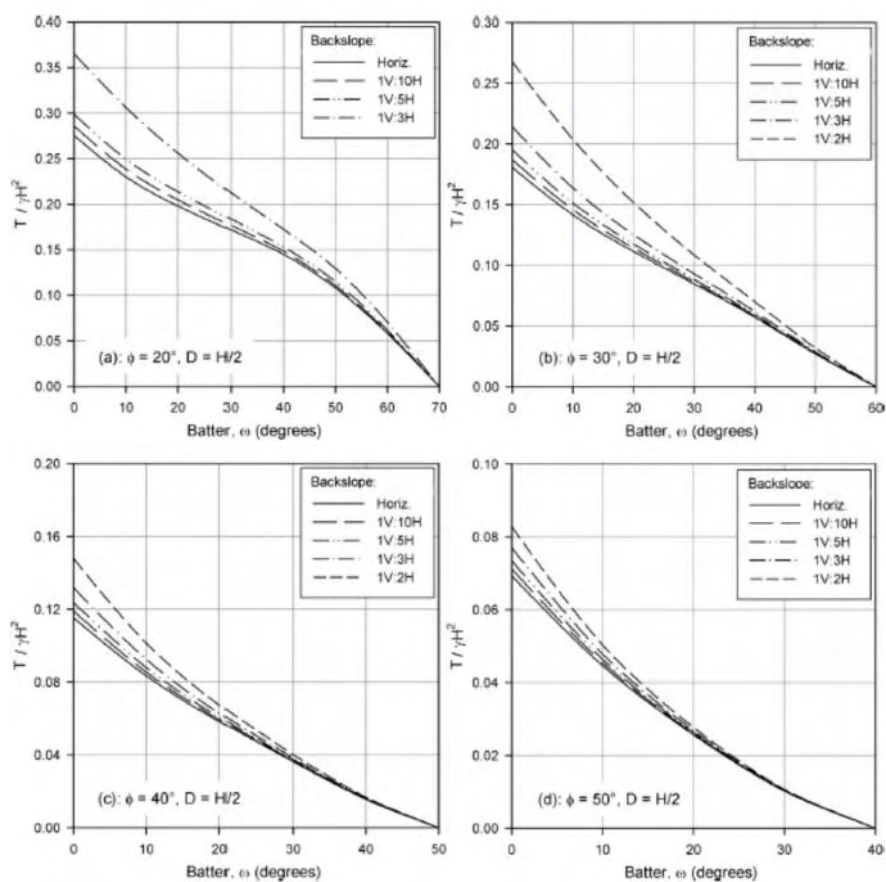
Leshchinsky et al. (2010) hanno studiato l'effetto di tre funzioni di distribuzione comuni per i problemi senza sovraccarichi: lineare ($D = H/3$), multilineare ($D = 0.446H$), e uniforme ($D = H/2$). Si è scoperto che le differenze tra le spirali logaritmiche critiche come funzione della D assunta diventano trascurabili quando l'inclinazione del riempimento posteriore diminuisce e / o ϕ aumenta.

Più recentemente, tuttavia, Al Atik e Sitar (2010) hanno eseguito una serie di analisi numeriche e sperimentali e hanno dimostrato che $D = H/3$ è una supposizione più che ragionevole per la posizione della risultante pseudostatica. Nella sezione seguente, si è indagato l'effetto delle variazioni di D sul conseguente valore di T .

11.3 Studio parametrico

Il presente studio analizza l'effetto del riempimento posteriore del GRES, il coefficiente sismico verticale, e la posizione della forza del geosintetico, non fattorizzata, sotto azione sismica. Per un determinato coefficiente sismico, i grafici di progettazione possono essere utilizzati per trovare la forza di progetto non

fattorizzata richiesta dal geosintetico. Alternativamente, la formulazione presentata può essere utilizzata per determinare l'accelerazione limite, che è essenziale per il calcolo degli spostamenti sismici. Un vantaggio della metodologia proposta è che essa determina l'accelerazione limite causata dalla rotazione della massa rinforzata (stabilità interna). Questo approccio contrasta un'altra corrente (ad esempio, Cai e Bathurst 1996. Ling et al 1997) che calcola l'accelerazione limite utilizzando una modalità di rottura (cioè, stabilità di scorrimento esterna. La *Figure 11.2* mostra i grafici di progetto, in condizioni statiche, per diversi pendii posteriori utilizzando funzioni di distribuzione lineare ($D = H/3$) e uniforme ($D = H/2$), rispettivamente.



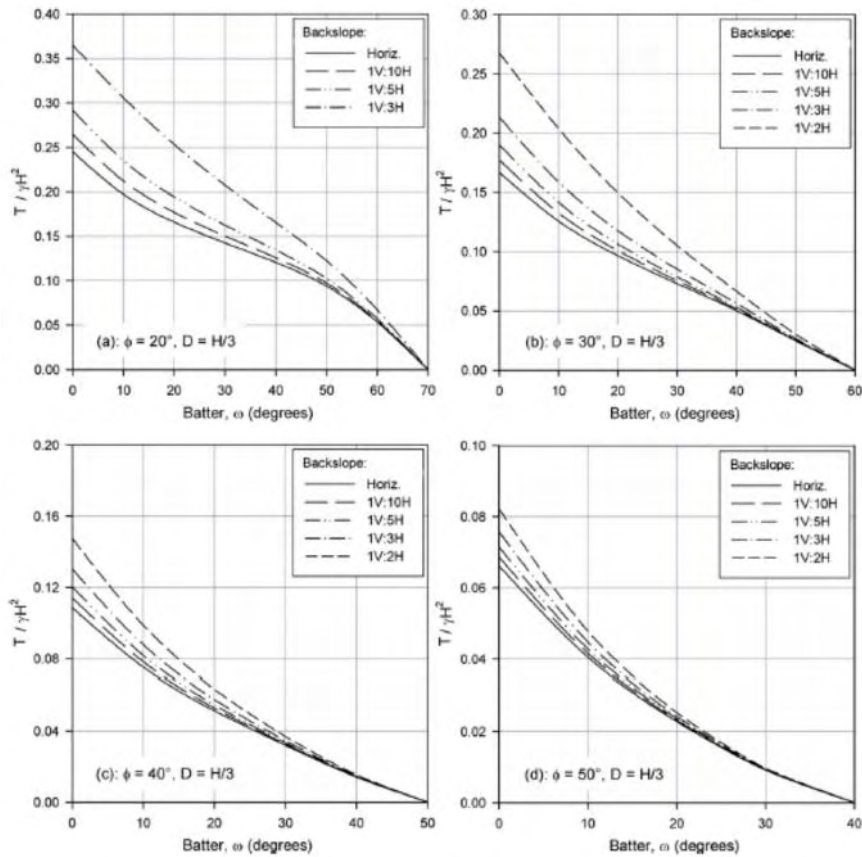


Figura 11.2 - Grafici di progetto, in condizioni statiche, per diversi pendii posteriori

Esse coprono una vasta gamma di ϕ da 20 a 50° e varie pendenze della parte posteriore del muro, da quella orizzontale a 26,6° (1V: 2H). Come previsto, si denota che più i pendii sono inclinati più si richiede una maggiore resistenza alla trazione dei geosintetici. Si osserva inoltre che per grandi valori di ϕ , l'effetto dell'angolo del pendio sui valori di T è meno significativo. Introducendo poi il valore di $T_{md} = T(K_h, K_v) - T(K_h = K_v = 0)$ si osserva che un pendio posteriore più inclinato ha bisogno di una resistenza a trazione del geosintetico più alta durante il sisma. L'effetto del pendio è più significativo per piccole inclinazioni e valori più grandi di K_h . Con l'eccezione di $\phi=20^\circ$, si può osservare che T_{md} decresce quando ω aumenta. Il comportamento opposto è stato osservato per $\phi=20^\circ$, dove T_{md} cresce quando ω diminuisce. La resistenza globale (T statica più la T_{md}) decresce più l'inclinazione aumenta.

Per le strutture GRES, le accelerazioni verticali verso l'alto possono influire negativamente sulle prestazioni della struttura.

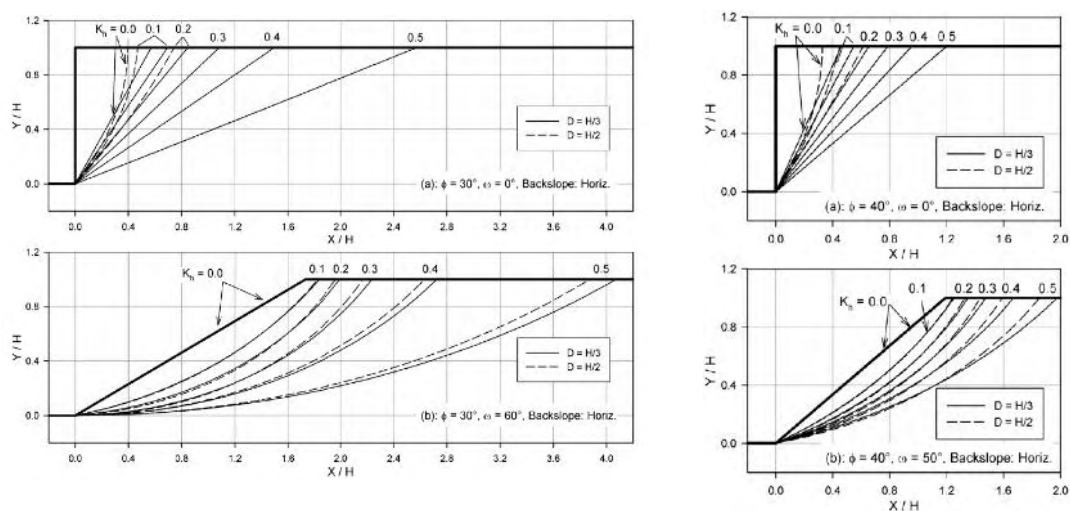


Figura 11.3 - Superfici di spirale logaritmiche critiche

In generale si può dedurre che l'effetto del coefficiente sismico verticale dipenda sia dalla sua direzione sia dal corrispondente valore di K_h . Questo per dire che l'effetto di un coefficiente sismico verticale è più significativo per alti livelli di scosse orizzontali (per esempio, $K_h = 0.3$).

Come notato in precedenza, $T_{\max-i}$ si presume verificarsi lungo l'intersezione tra il rinforzo e la spirale logaritmica critica. La Figura 11.3 illustra le superfici di spirale logaritmiche critiche per diversi valori K_h variando da 0 a 0.5 e per $\phi=30^\circ$ e 40° , rispettivamente. La superficie di rottura si approfondisce rapidamente a maggiori livelli di sismicità. Dalla tendenza osservata nelle Figure 4 e 5, si nota che impiegando un approccio progettuale di stabilità pseudostatica si può arrivare a strati di rinforzo troppo lunghi (oltre il doppio dell'altezza del GRES) per grandi coefficienti sismici (ad esempio, $K_h \geq 0.3$). La Figura 11.3 dimostrano perché l'approccio pseudostatico di progetto della stabilità diventa irrealistico ad alti livelli di sismicità, poiché il metodo porta ad irragionevoli rotture di masse.

Calcolando lo spostamento indotto dal terremoto utilizzando un approccio analitico, si richiede la determinazione di una accelerazione limite. La presente formulazione è stata sviluppata assumendo che la resistenza al taglio del terreno fosse completamente mobilitata e, di conseguenza, il sistema fosse sul punto di rottura

(cioè, con fattore di sicurezza pari all'unità). Quindi, per un dato T, la formulazione produce l'accelerazione limite

11.4 Conclusioni

La metodologia di progettazione utilizza un approccio pseudostatico LE che presuppone un meccanismo di rottura a spirale logaritmica.

La conseguente formulazione e soluzione associata determinano la forza del rinforzo risultante che è necessaria per controbilanciare un coefficiente sismico.

La forza risultante viene poi ridistribuita tra gli strati di rinforzo individuale impiegando una funzione di distribuzione per determinare la forza in ogni strato di geosintetico causato dal carico dinamico. Per un determinato coefficiente sismico, i grafici di progettazione possono essere utilizzati per trovare la resistenza di progetto non fattorizzata richiesta del geosintetico. In alternativa, per una data forza di progetto del geosintetico, la formulazione proposta può essere utilizzata per determinare l'accelerazione limite, che è essenziale per calcolare gli spostamenti dovuti al sisma. Il vantaggio del meccanismo impiegato è che può portare a una razionale, ma semplice, valutazione di spostamento come legata al movimento interno della massa rinforzata.

Sono stati compiuti studi parametrici per investigare l'effetto dell'angolo del pendio, il coefficiente sismico verticale, e la funzione di distribuzione della forza del geosintetico. I risultati hanno mostrato che l'inclinazione del riempimento posteriore ha avuto un effetto significativo per le strutture di terra con inclinazioni più piccoli e / o più grandi coefficienti sismici orizzontali. Coefficienti sismici verticali con una direzione verso il basso aumenterebbero la forza mobilitata nei rinforzi geosintetici. L'effetto del coefficiente sismico verticale dipenderà sia la sua direzione sia dal corrispondente valore del K_h ; l'effetto di un proporzionale coefficiente sismico verticale era più significativo a più elevati livelli di scosse orizzontali.

Capitolo 12 Prova su tavola vibrante di un muro segmentale georinforzato

Questo articolo presenta uno studio sperimentale delle prestazioni di muri di sostegno con blocchi modulari in terra rinforzata durante un terremoto, simulato utilizzando una tavola vibrante. I rinforzi utilizzati erano geogriglie polimeriche, collegati al bordo anteriore dei blocchi di rivestimento. I risultati del test indicano che le pareti si deformano pochissimo con trascurabile amplificazione di accelerazione orizzontale quando sottoposti alla prima scossa. Deformazione e accelerazione orizzontale sono ragionevolmente piccole sotto il secondo carico di scosse. Parte della flessione laterale, spinta della terra e forza di tensione nel rinforzo sono stati recuperati quando è cessata la scossa. Un rapporto di amplificazione di 1,35 ha indicato che il particolare sistema di parete GSRW (Geosynthetic Reinforced Segmental Walls) si comporta meglio delle pareti tradizionali che erano stati testati per i carichi del terremoto.

La moderna tecnologia di terreno rinforzato è iniziata con lo sviluppo della terra rinforzata (RE). Nelle pareti RE, delle strisce metalliche legano i pannelli in calcestruzzo di facciata alla massa di suolo nella parte posteriore. Negli ultimi anni si è scelto un sistema alternativo, fatto di geogriglie polimeriche combinate con blocchi modulari in cemento accatastati a secco (MB-GRS). Le pareti MB-GRS sono esteticamente gradevoli e può essere più economico rispetto ai tradizionali muri GRS e RE.

Nelle pareti a blocchi modulari, gli strati geosintetici sono posti tra i blocchi impilati di cemento a distanze verticali regolari. L' integrità del paramento della parete è mantenuta attraverso l'interazione tra i blocchi, i blocchi e il riempimento posteriore, nonché tra i blocchi e strati geosintetici. In alcuni sistemi a parete, i blocchi e l'armatura sono collegate da mezzi meccanici, come perni. Nella maggior parte dei sistemi a parete gli strati geosintetici sono collegati al rivestimento frontale per attrito sviluppato tra i blocchi accatastati e il geosintetico incorporato.

I terremoti precedenti negli Stati Uniti e in Giappone hanno dimostrato in generale che le strutture in terra rinforzata sono stabili quando sottoposte a carico sismico

(ad esempio, Collin et al. 1992; Sandri 1997; Tatsuoka et al. 1997, 1998). Tuttavia, non c'erano muri MB-GRS nella zona del terremoto di Kobe.

Durante il terremoto di Northridge del 1994, ci sono stati solo poche pareti MB-GRS a una certa distanza dall'epicentro, così da non essere state sottoposte a notevole carico sismico. Alcuni muri hanno subito rotture in superficie, ma sono rimasti stabili (Sandri 1997).

Il terremoto Ji-Ji nel '97 a Taiwan, tuttavia, fu un banco di prova per le pareti MB-GRS. Diverse pareti che si trovavano vicino alle faglie sono crollati, e le pareti che non sono crollate hanno mostrato crepe sulla superficie (Ling et al. 2001).

Questo documento riassume i risultati del test su tavola vibrante condotti su pareti MB-GRS sottoposte a scosse di terremoto. E' stata usata sabbia per il terreno di riempimento e di fondazione.

12.1 Studi effettuati dopo l'azione sismica sulle pareti rinforzate

Una visione dei risultati ottenuti durante l'esecuzione di alcune significative prove su tavola vibrante è presente in Ling (2003). Richardson ha aperto la strada con prove su piccola e grande scala utilizzando la tavola vibrante su pareti RE con armatura metallica (Richardson e Lee 1975; Richardson et al. 1977). I test più notevoli, però, furono quello del Japan Railway (JR) Technical Research Institute (Murata et al. 1994) e del Public Works Research Institute (Matsuo et al. 1998). Questi istituti hanno condotto una serie di prove su modelli, di altezza 2,5 m e 1 m, rispettivamente, nel tentativo di stabilire specifiche di progetto. Tuttavia, la dimensione piccola, soprattutto il muro alto 1 metro, può incidere sui risultati a meno che la scelta del tipo di terreno di riempimento non sia oculata. Nel muro JR, è stata usata una geogriglia avente un terzo della forza del prototipo. Le pareti testate hanno un paramento rigido a tutta altezza e sono classificate come tipo "back-to-back", cioè un terrapieno alto supportato da entrambi i lati da un muro. La lunghezza del rinforzo era il 40% dell'altezza della parete e simile a quello realmente costruito, alcuni strati di geogriglia erano legati alla parete sul lato opposto. La parete è stata sottoposta a scosse tramite onde sinusoidali, come un reale terremoto. Koseki et al.

(2003) hanno condotto studi supplementari sulla stessa classe di muri in terra rinforzata MB-GRS dopo il terremoto di Kobe. I provini della tavola vibrante sono piccoli (1 m di altezza, 2,4 m di lunghezza, 1,4 m di larghezza) e hanno agito come modelli di una parete full-scale di 6 metri di altezza. Sono stati utilizzati blocchi di calcestruzzo di dimensioni 100 mm x 160 mm x 34mm come paramento e le pareti sono state supportate esternamente (appoggiate) durante la costruzione. Il collegamento tra i blocchi era ad attrito o fisso, mentre l'interfaccia del blocco-geogriglia era per attrito.

L'accelerazione usata è stata aumentata in più fasi utilizzando una frequenza di 5 Hz fino a raggiungere circa 0.35g. Una conclusione importante, derivata dal report sulle prestazioni di pareti RE, è che le ampiezze di spostamento laterale superiore a 50 mm (corrispondente ad un terremoto con accelerazione orizzontale di 0,4 g) sono eccessive per le applicazioni nell'ingegneria civile. Va sottolineato che i risultati ottenuti coi rinforzi metallici potrebbero non essere molto rilevante per rinforzi quali pareti MB-GRS; il paramento murario contribuisce a una migliore performance in termini di deformazione e risposta di accelerazione

12.2 Risultati dei test su tavola vibrante

Per convalidare le procedure di analisi e test su piccola scala, i risultati di qualità dovrebbero essere disponibili tramite prove su scala reale ben strumentate, i cosiddetti test di benchmark. La tavola vibrante è di dimensioni di 6 m x 4 m ed è in grado di accettare un carico fino a 500 kN con accelerazioni massime in tutte le direzioni di 1 g ciascuna. Le pareti testate hanno una altezza di 2,8 m e sono costruite su suolo di fondazione di 20 cm di spessore. La fondazione ha utilizzato lo stesso materiale, sabbia, del riempimento. E' stato fabbricato un contenitore in acciaio per accogliere il muro ed è stato installato sulla tavola vibrante. Il contenitore in acciaio lavorato è stato progettato per massimizzare la larghezza e la profondità del muro, che erano 2 e 4 m, rispettivamente.

Le dimensioni della parete testata (e il suo contenitore d'acciaio) sono stati limitati dalla capacità di carico della tavola vibrante. Il peso totale della parete era di circa

360 kN, escludendo il peso dei contenitori. Per evitare che le onde si riflettessero nelle pareti d'acciaio durante le scosse, sono stati collocati nella parte anteriore e posteriore del contenitore di acciaio dei pannelli in polistirolo espanso di 10 centimetri di spessore. L'attrito laterale tra il riempimento posteriore e la scatola è stata ridotta mediante uno strato di grasso isolato dal riempimento da fogli di plastica.

12.3 Materiale utilizzato

Si è utilizzata una sabbia fine per il riempimento e la fondazione. La *Figura 12.1* mostra le sue proprietà di base e la distribuzione granulometrica. I provini campionati dalla parete avevano peso di 14.3 kN/m^3 ed un contenuto di umidità del

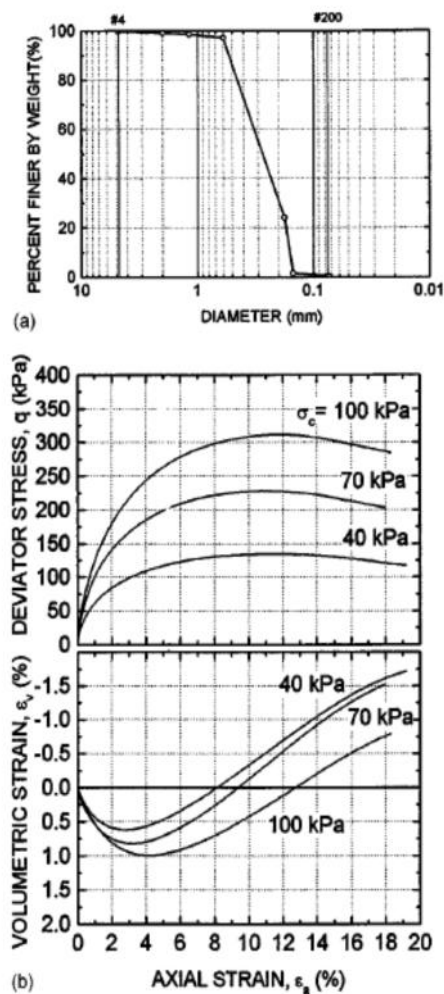


Figura 12.1 – Caratteristiche del materiale di

9,5%. Questo valore corrispondeva ad una densità relativa del 52-56%, che può essere considerato un basso valore di densità relativa per strutture del genere. Sono state condotte prove triassiali drenate su campioni preparati alla stessa densità di quelli campionati dalla parete test utilizzando tre diverse pressioni di confinamento di 40, 70 e 100 kPa.

La *Figura 12.1* mostra inoltre le relazioni sforzo-deformazione e le caratteristiche della sabbia. La resistenza è stata ben rappresentata da Mohr- Coulomb con un angolo di attrito interno di 38 °.

12.4 Geogriglie

Sono state utilizzate due tipi di geogriglia nello studio. Una geogriglia in poliestere (PET) è stata utilizzata in tutti e tre i test, mentre nel muro 3, lo strato superiore di rinforzo era una geogriglia di alcol polivinilico (PVA). Il PVA ha una forte resistenza contro ambiente alcalino e la griglia è stata cementata tra i blocchi più alti nel Muro 3. La loro resistenza alla rottura è di 35 e 20 kN/m, rispettivamente. Sono state condotte prove di trazione in laboratorio utilizzando campioni di lunghezza di 15 cm.

I campioni di PET sono stati caricati con diverse velocità di deformazione 1%/min, 5%/min, e 20%/min. Sono stati utilizzati contatori per grandi sollecitazioni per misurare la sollecitazioni locali lungo la geogriglia. Nei muri 1 e 2, è stato applicato sigillante siliconico sulla griglia per creare una superficie piana liscia e poi sono stati posizionati e saldati degli estensimetri.

Si è seguito il metodo proposto da Leshchinsky e Fowler. Nella Parete 3, a causa di un programma di test accelerato, è stato usato il rapido indurimento epossidico per fissare estensimetri alla geogriglia.

L'angolo di attrito medio all' interfaccia tra le geogriglie e sabbia è stato determinato pari a 34 ° attraverso prove dirette di taglio.

12.5 Descrizione dei blocchi modulari utilizzati

Il blocco utilizzato è alto 24 centimetri, profondo 30 cm, e largo 45 cm. La massa del blocco vuoto è di 34 kg. Il bordo nella parte anteriore del blocco (aggiunge 4 cm in altezza e 5 cm di profondità) si allinea durante la costruzione in modo tale che la parete frontale finita abbia un'inclinazione di 12°, con angolo di pendenza del paramento di 78°. Il bordo impedisce lo slittamento diretto verso l'esterno del blocco superiore rispetto al blocco inferiore. Per aumentare la resistenza al taglio tra i blocchi e per migliorare la forza di connessione della geogriglia al paramento, la porzione cava dei blocchi è stato riempito con ghiaia e, in seguito, compattata. Questo materiale era costituito dal pietrisco utilizzato nella costruzione reale.

In *Figura 12.2* si può osservare il comportamento dei blocchi sotto azione di un

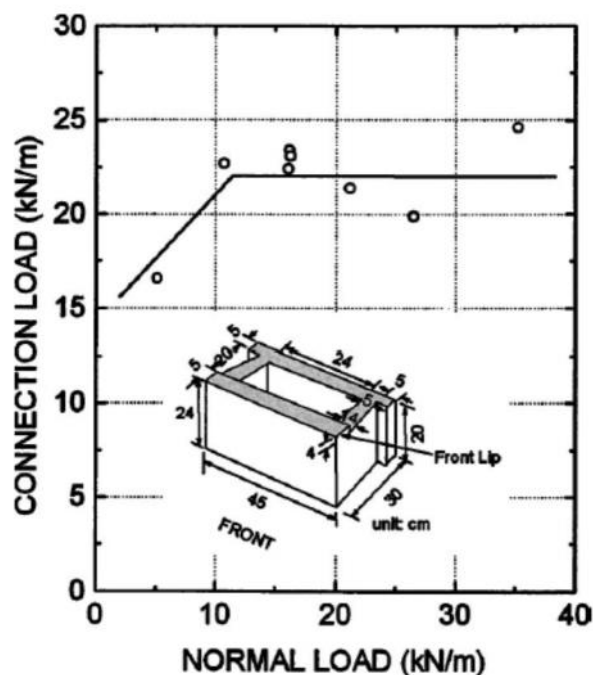


Figura 12.2 - Relazione carico/capacità di connessione

carico normale e la forza di connessione per una geogriglia in poliestere.

Come si può vedere dalla figura, la resistenza aumenta con carico normale, avvicinandosi a un valore costante quando il carico è circa 10 kPa. La forza di connessione della geogriglia PET è inferiore alla sua resistenza finale con un'efficienza del 57-71%. Utilizzando un dispositivo di taglio diretto, di dimensioni

in pianta di 30 centimetri (di lunghezza) x larghezza (15 cm), si è determinato l'angolo di attrito tra la sabbia e il blocco ed è stato quantificato in 27 °.

12.6 Strati di rinforzo e strumentazioni adottate

Nelle pareti 1 e 2 la lunghezza della geogriglia (L) era di 205 centimetri per tutta l'altezza della parete, cioè, $0.73H$, dove $H = 280$ cm è l'altezza della parete. Sulla base dei risultati delle pareti 1 e 2, la lunghezza della geogriglia della Parete 3 è stato ridotto a 168 centimetri ($0.6H$) mentre lo strato superiore della geogriglia PVA era di 252 centimetri ($0.9H$). La spaziatura verticale tra strati di rinforzo consecutivi nella parete 1 era $D = 60$ cm (tre blocchi) ma è stato ridotto a 40 centimetri (due blocchi) nelle pareti 2 e 3. La modifica della lunghezza del rinforzo e della spaziatura è stata implementata sulla base dell'esperienza acquisita in precedenti test che cercano di migliorarne le prestazioni.

Va notato che nella parete 3 non solo lo strato superiore della geogriglia era più lungo ($L = 0.9H$), ma è anche cementato tra due blocchi adiacenti. Dai risultati delle pareti 1 e 2, si è ritenuto che, cementando tra loro i blocchi, si potesse ridurre l'amplificazione dell'accelerazione dei blocchi stessi. Quindi, si è scelto di utilizzare la geogriglia PVA, piuttosto che PET, in quanto è più resistente all'ambiente alcalino. La scelta di usare geogriglie più lunghe e cementate nella parete 3 è stata una conclusione logica dopo le opportune osservazioni dei risultati nelle pareti 1 e 2. Il blocco superiore è stato oggetto di forti scosse durante le prime due prove e la sua possibile rottura, o caduta, avrebbe portato a un probabile "effetto domino": per questo motivo si è scelto di cementare lo strato superiore poiché poco costoso e garantisce la connessione allo strato di geogriglia superiore, riducendo così la possibilità di ribaltamento.

Gli impianti in cui sono state condotte le prove sono dotati di un sistema di acquisizione dati ad alta velocità progettato specificamente per le prove di sollecitazione dovute ad un terremoto. Un sistema di acquisizione a 100 canali è stato utilizzato per registrare i dati per le pareti 1 e 2. Per la parete 3, è stata anche utilizzato un secondo sistema di acquisizione dati poiché il numero totale di canali

ha superato i 100. Alcuni canali comuni sono stati condivisi tra i due sistemi, al fine di sincronizzare i dati. Durante la costruzione, i dati sono stati registrati a un intervallo di 1-2 min. Durante le prove dinamiche di scosse, l'intervallo di registrazione dei dati è stata di 2 ms, cioè, una frequenza di 500 Hz.

12.6.1 Sensori

Un totale di 20 accelerometri sono stati installati presso la facciata dei blocchi, proprio dietro i blocchi adiacenti al riempimento, e all'interno delle zone di terra rinforzata e non, per misurare accelerazioni orizzontali unidimensionali. Nella parete 3, un ulteriore insieme di accelerometri sono stati utilizzati per misurare l'accelerazione verticale. Anche le eccitazioni verticali e orizzontali prodotte dalla tavola vibrante sono state registrate. Gli accelerometri utilizzati erano in grado di misurare l'accelerazione fino circa 2 g.

Gli spostamenti del fronte del muro sono stati misurati utilizzando otto trasduttori di spostamento laser con range di 20cm ad altezze differenti, distanziati regolarmente per tutta l'altezza della parete. Gli obiettivi, per i trasduttori laser, erano attaccati direttamente alla superficie del blocco.

Nelle pareti 2 e 3, sono stati anche utilizzati trasduttori di spostamento a puleggia in diversi punti. L'abbassamento nella parte superiore del riempimento è stato misurato in quattro punti mediante trasduttori lineari di posizione variabile, con un range di 10 cm. L'oscillazione verticale all'estremità anteriore della fondazione è stata misurata nelle pareti 1 e 2. Nella parete 3, l'abbassamento è stato inoltre misurato in due punti nel blocco superiore. Sono stati collocati dei marcatori sopra il riempimento per tracciare lo spostamento laterale durante la scossa con videocamere e anche per misurare l'abbassamento verticale con un righello formato da corde in punti della griglia selezionati.

Sono stati usati trasduttori di forza per misurare la spinta della terra dietro i blocchi a dieci altezze diverse. Ogni trasduttore è incapsulato in un tubo in PVC, ed il blocco è stato infisso per sostenere il tubo. Inoltre, dieci trasduttori sono stati utilizzati per misurare la sollecitazione verticale agente alla base del riempimento e nei blocchi inferiori.

I trasduttori di forza per la spinta della terra orizzontale avevano una capacità di 200 kPa e quello dei trasduttori per le pressioni verticali era di 600 kPa. Considerando il numero totale di canali disponibili, sono stati strumentati con estensimetri cinque strati di geogriglie per le pareti 1 e 2, e sei strati per la parete 3. Otto estensimetri sono stati usati per misurare l'allungamento lungo la lunghezza di ciascuno di questi strati di geogriglia. Come indicato in precedenza, il metodo di fissaggio degli estensimetri nella parete 3 era diverso da quello delle pareti 1 e 2, dove si è utilizzato il silicio come sigillante.

12.7 Fasi di costruzione

Sono state effettuate prove di compattazione prima della costruzione della parete per determinare il numero di passaggi necessari per raggiungere la densità desiderata.

Prima della costruzione della parete, la sabbia è stata mescolata con la corretta quantità di acqua necessaria ~ 9,5% per ottenere la relativa densità desiderata ~ circa il 56%. Poi, il terreno è stato posto in sacchetti di plastica e pesato, ogni sacchetto è stato poi trasportato alla scatola di prova e il terreno compattato allo spessore specificato. La compattazione di laboratorio era basata sul test di Proctor, così come nel campo, utilizzando un compattatore manuale da 60 kg. La sequenza di posizionamento dei blocchi, rinterro e la posa della geogriglia è stato fatto seguendo lo schema di costruzione in sito (Allan Block Corp. 2003). Si è poi proceduto ad installare i trasduttori e ad effettuare il cablaggio in fase di costruzione.

Cuciture orizzontali sottili di sabbia bianca di circa 10 mm (il suolo effettivo di riempimento era leggermente di colore scuro) sono state collocate a diverse altezze per consentire di localizzare la deformazione e le zone di taglio nel suolo dopo il completamento del test. Ci sono voluti 5-7 giorni per costruire una parete. Al termine di ciascuna prova, la sabbia è stata essiccata e riutilizzata. Le proprietà non sono state influenzate dal processo finché il contenuto di fine era piccolo, attorno allo 0,35%.

Nelle prove sono stati utilizzate le scosse registrate durante il terremoto di Kobe (magnitudo = 7.2) in quanto rappresentavano una significativa casistica di danni devastanti. Sono stati utilizzati le componenti Nord-Sud (NS) e Up-Down (UD) del terremoto come pubblicato dall'Agenzia meteorologica giapponese. Nelle pareti 1 e 2, è stato usato solo accelerazione NS unidimensionale, mentre nella parete 3 sono state utilizzate anche le accelerazioni UD. Il periodo di scosse intense è durato meno di 20 s. Il picco di accelerazioni è stato di 0.59 e 0.34g, rispettivamente. Sono stati applicate due eccitazioni in ciascuna prova. Durante la prima eccitazione, l'accelerazione di picco del terremoto di Kobe è stato scalato a 0.4g e nella seconda eccitazione, è stato scalato a 0.8g. Dopo la prima eccitazione, il test è stato interrotto per 2 ore prima della seconda eccitazione. La procedura AAASHTO consente la progettazione fino al picco di accelerazione del suolo di 0,3 g, oltre il quale si consiglia un'analisi della risposta.

12.8 Risultati dei test

Dopo la prima scossa, si è osservata solo una fessurazione in tutta la superficie di riempimento, dietro la zona di rinforzo, per le tre pareti. Dopo la fine della seconda scossa, si sono presentate grandi fessure in superficie, principalmente dietro alla zona di rinforzo. Le pareti 2 e 3 si sono abbassate molto meno rispetto al muro 1, vale a dire, 1 cm rispetto ai 9 cm. Dopo la scossa, il terreno è stato scavato a poco a poco al fine di individuare la zona di taglio e osservare le deformazioni interne. Ci sono voluti 5 giorni per riesumare tutto gli elementi incorporati nel muro. Tuttavia, nessuna superficie di rottura distinta è stata osservata nel riempimento per tutte e tre le pareti di test. Tutti gli strati della geogriglia sono rimaste intatte. Le crepe erano poco profonde, circa 10 centimetri nella superficie del terreno. Si è visto un abbassamento relativo tra il riempimento del terreno e i blocchi: ciò potrebbe essere sia il risultato della compattazione durante la costruzione sia il risultato di una scossa di terremoto e movimento verso l'esterno dei blocchi. L'abbassamento relativo ha portato la geogriglia a sporgere oltre la connessione.

La *Figura 12.3* mostra una tipica risposta di spostamento orizzontale della parete 1 dopo la seconda scossa. Come si vede, lo spostamento è maggiore nella parte superiore della parete rispetto al fondo (l'altezza in cui avviene lo spostamento è segnato tra parentesi accanto ai risultati). Gli spostamenti orizzontali durante le accelerazione di picco e alla fine della scossa (spostamento residuo) sono mostrate nelle *Figure 12.4 a-c* per le tre pareti. L'entità dello spostamento durante la costruzione era insignificante. Si noti che i trasduttori per puleggia e i trasduttori laser hanno dato gli stessi risultati che confermano la loro relativa precisione durante i test.

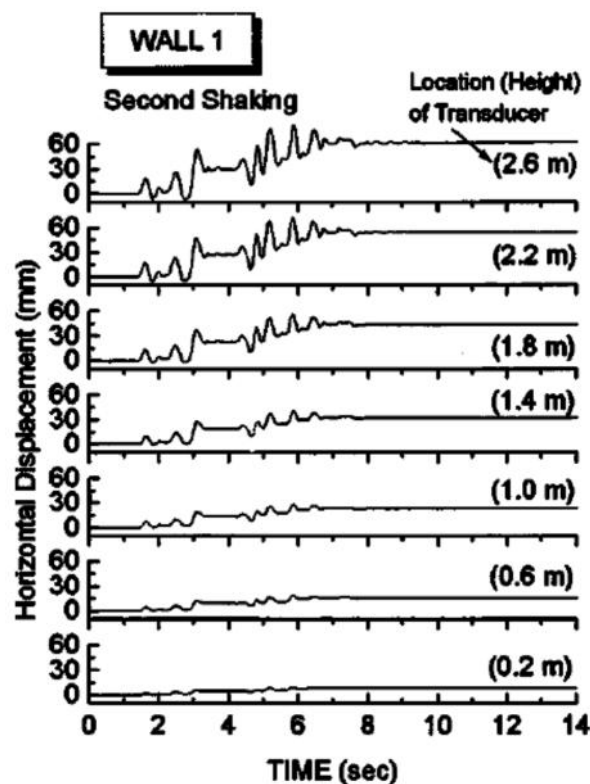


Figura 12.3 - Relazione tempo/spostamento orizzontale

Per la prima scossa, gli spostamenti orizzontali residui della facciata erano leggermente maggiori del valore che si ha al picco di accelerazione nel caso dei muri 1 e 2. Il muro 1 ha avuto uno spostamento massimo leggermente al di sopra di 10 millimetri e quello della parete 2 è stato leggermente inferiore a 10 mm. Lo

spostamento residuo per la parete 3 è stato un paio di millimetri, ma inferiore rispetto allo spostamento di picco. Alla fine della seconda scossa, lo spostamento del muro era maggiore nell'accelerazione di picco, e una certa percentuale dello spostamento è stata poi riassorbita quando la scossa è terminata. Lo stesso andamento dei risultati è stata misurato per le tre pareti. Il massimo spostamento era più di 100 mm per parete 1, era leggermente superiore a 80 mm per la parete 2, ed è stato inferiore a 80 mm per parete 3. Lo spostamento alla base della parete, dovuto alla seconda scossa, era di circa 10 mm per tutti e tre le pareti.

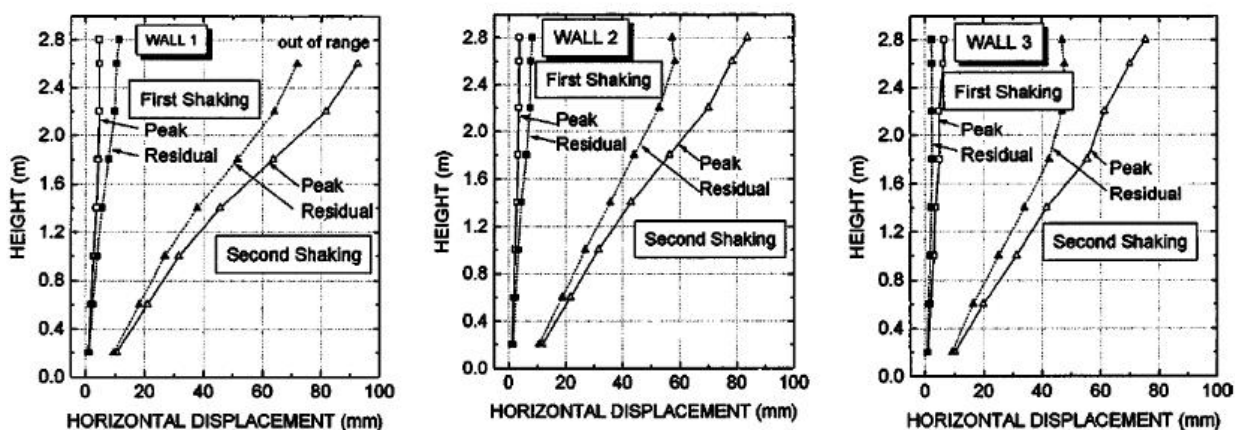


Figura 12.4 – Relazione spostamento orizzontale/altezza

12.9 Spinte della terra

Le spinte della terra laterali che agiscono sul retro dei blocchi sono mostrate nelle Figure 12.5 a-c per le tre pareti. Sono inclusi i risultati alla fine della costruzione, durante il picco di accelerazione e dopo l'accelerazione (residua). Si è evidenziata la difficoltà nello dedurre la forma definitiva della distribuzione della pressione durante le scosse nelle tre pareti. Ad esempio, nel muro 1 la forma era molto approssimativamente triangolare, mentre le pareti 2 e 3 sembravano avere una distribuzione quadrilatera.

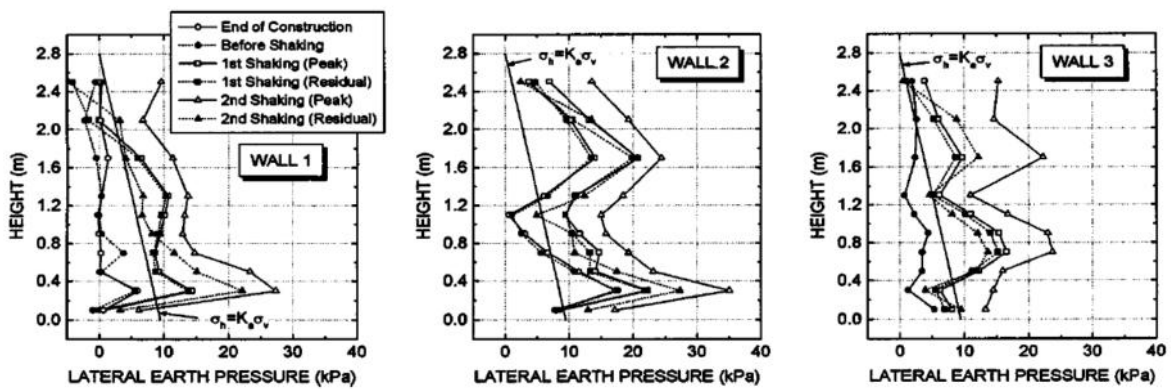


Figura 12.5 – Spinte della terra a diverse altezze

Con l'aumento del numero delle scosse si è notato che la pressione della terra aumentava costantemente ed era coerente con lo spostamento. Le pressioni di picco e residua durante la prima scossa non differivano di molto. La pressione residua alla fine della seconda scossa era più piccola rispetto al suo valore di picco, e ciò indica che è stata in parte recuperata. La pressione massima nelle pareti 1 e 2 era maggiore rispetto alla parete 3.

12.9.1 Cedimento della superficie retrostante i blocchi

Il cedimento registrato nella prima scossa si è dimostrato trascurabile (pochi millimetri). La seconda scossa ha provocato un cedimento di circa 90 mm nella parete 1, 15 mm nella parete 2, e 10 mm nella parete 3.

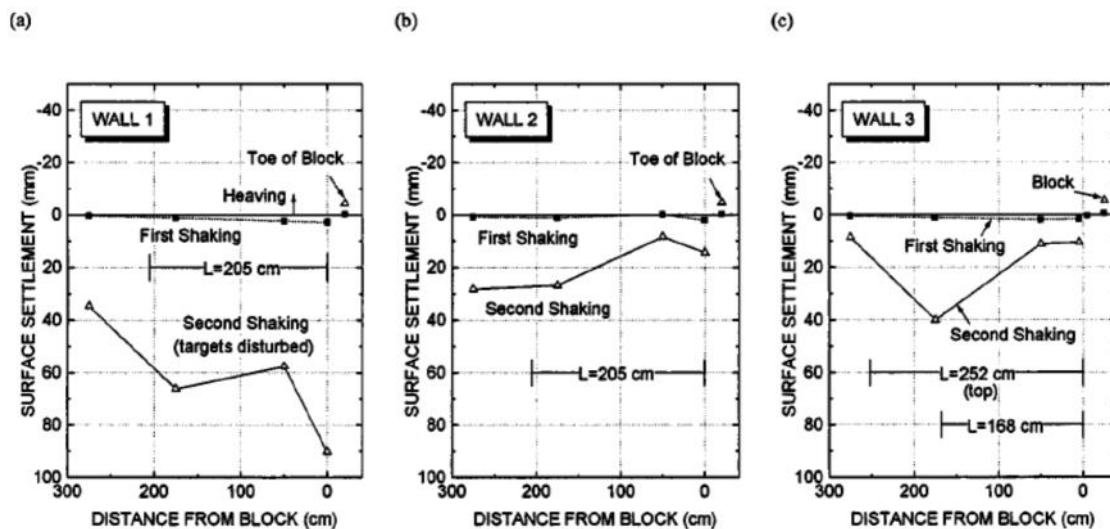


Figura 12.6 – Cedimento a quote diverse

Per le pareti 2 e 3, dopo la seconda scossa, l'abbassamento è più grande dietro la zona di terreno rinforzato dove si sono sviluppate fessurazioni superficiali a causa del movimento orizzontale del terreno rinforzato. La parete 1 ha mostrato il cedimento maggiore e la cui entità si è ridotta nelle pareti 2 e 3, a seguito di una riduzione della spaziatura rinforzo e della lunghezza della geogriglia. La zona in cui si è verificato il cedimento maggiore nella parete 3 è stato ai margini della zona rinforzata, non oltre lo strato superiore della geogriglia.

12.10 Conclusione

I risultati dei test hanno dimostrato che le pareti erano stabili per le accelerazioni sismiche fino a 0.86g, compresi accelerazioni verticali pari a metà delle accelerazioni orizzontali, utilizzando i componenti NS e UD del terremoto di Kobe. Sottoposte le pareti a un terremoto moderato di 0.4g, le deformazioni, il cedimento della superficie e le amplificazioni delle accelerazioni si sono rivelate trascurabili. Deformazioni più significative sono stati osservate solo dopo la seconda scossa. Si è avuto un miglioramento consistente nelle prestazioni del muro quando la spaziatura dell'armatura verticale è stata ridotta da tre blocchi a due blocchi con il rinforzo di lunghezza pari a 0.73H. Accorciando, invece, gli strati di rinforzo da 0.73H a 0.6 H, eccetto l'ultimo che è stato allungato a 0.9H e cementati i due blocchi superiori, si è ottenuto un sistema più stabile. I risultati di amplificazione della deflessione e accelerazione di questo particolare sistema a parete MB-GRS indica che esso si comporta come le pareti RE e le pareti JR soggette a sisma.

Le tre pareti di test su larga scala sono stati costruiti utilizzando una sabbia di media densità relativa, un sistema di blocchi con un bordo anteriore avente connessione ad attrito, e una geogriglia in poliestere (e anche una geogriglia PVA nel muro 3). Sulla base dei risultati di prove su tavola vibrante condotti utilizzando i dati del terremoto Kobe si possono trarre le seguenti conclusioni:

- I muri di sostegno in terra rinforzata hanno mostrato deformazioni trascurabili sotto un moderato terremoto simulato (accelerazione di picco di

0.4g). Sotto scosse forti di 0.86g, le pareti hanno ottenuto buoni risultati. Il terzo muro che aveva la geogriglia in alto più lunga del 90% dell'altezza della parete, cementata tra i primi due corsi di blocchi, ha dato le migliori prestazioni anche se la sua lunghezza complessiva di rinforzo era solo il 60% dell'altezza della parete. Pertanto, le prestazioni del muro sotto sisma potrebbero essere migliorata aumentando la lunghezza dello strato di rinforzo superiore, riducendo la spaziatura dell'armatura verticale, e cementando i blocchi superiori per garantire un collegamento stabile col rinforzo. Strati di rinforzo più lunghi inibiscono la formazione di fessurazioni di trazione all'interno della terra rinforzata. La lunghezza ottimale di rinforzo e spaziatura possono essere determinate attraverso studi.

Capitolo 13 Comportamento dei perni

I connettori meccanici sono utilizzati per aiutare l'allineamento delle unità, controllare l'inclinazione della facciata, e aumentare la resistenza a taglio di interfaccia che dipende dalla rigidità.

Di seguito si descriverà il comportamento di due SRW sotto azione sismica. Il primo SRW ha una facciata composta da blocchi in cemento e collegati da un perno, il secondo ha gli stessi blocchi ma senza perno (*Figura 13.1*).

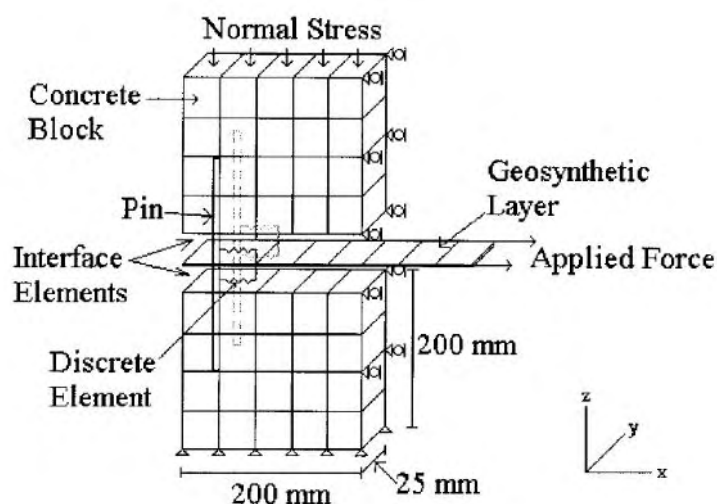


Figura 13.1 - Blocchi modulari ad I

I blocchi vengono tenuti insieme dall'attrito che si genera e da connettori meccanici. Per misurarne la capacità si utilizzano le forze sviluppate durante un terremoto. L'articolo analizza due SRW alti 6 m col metodo agli elementi finiti. La *Figura 13.2* presenta i risultati dell'analisi agli elementi finiti di una prova di connessione "ideale" eseguita a differenti tensioni normali. Come indicato in figura, possono insorgere tre tipi di problemi: può verificarsi (1) la rottura perno/geosintetico (Punto A) , allorquando la forza applicata eccede la resistenza del

perno/geosintetico, se il carico normale applicato al blocco di cemento è piccolo, (2) modalità di rottura normale (Punto B), allorquando si verifica quando la forza applicata supera la resistenza di attrito e la resistenza alla rottura del perno/geosintetico combinati, e (3) una rottura del geosintetico (Punto C), allorquando la forza applicata è maggiore (o uguale) alla resistenza di picco alla connessione. Il verificarsi di una (o più) di queste tre modalità di rottura in un muro di contenimento segmentale è possibile durante un sisma.

Le *Figura 13.3 (a -c)* presenta le componenti della resistenza di connessione (cioè, resistenza di attrito e resistenza del perno) durante l'applicazione di una tensione

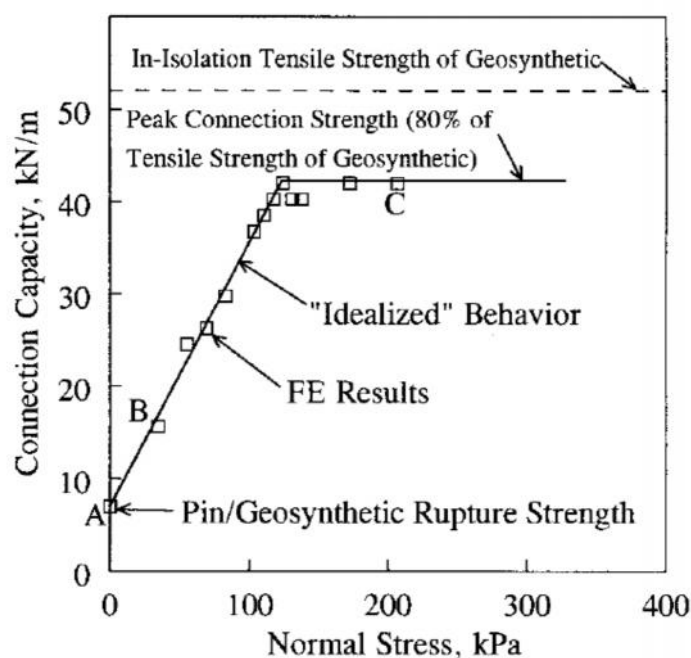


Figura 13.2 - Capacità di connessione a diverse sollecitazioni

assiale di 0, 35, e 205 kPa, rispettivamente. Questi valori corrispondono ai punti A -C in *Figura 13.2*. Per una piccola sollecitazione normale, la resistenza di attrito è piccola e la forza applicata è assorbita principalmente dal perno, come indicato in *Figura 13.3 - a*. In questo caso, la rottura si è verificata quando la forza applicata ha superato la resistenza del perno/geosintetico. La *Figura 13.3 - b* illustra l'effetto combinato di perno e resistenza di attrito durante l'applicazione di sollecitazioni normali moderate. Per una forza applicata inferiore a circa 3,5 kN/m, la principale resistenza è attribuibile all'attrito; successivamente, il contributo della resistenza del perno aumenta.

Quando la resistenza del perno raggiunge il suo limite (cioè, resistenza alla rottura del perno/geosintetico = 7 kN/m), la resistenza di attrito aumenta fino a raggiungere il suo limite dipendente dalla sollecitazione normale applicata e dal coefficiente di attrito assunto tra i blocchi di cemento e lo strato di geosintetico. La rottura avviene quando è stata raggiunta la massima resistenza.

Per maggiori sollecitazioni normali, la resistenza della connessione è attribuita principalmente all'attrito, come indicato in *Figura 13.3 (c)*. In questa figura la forza applicata è aumentata fino alla forza di connessione di picco di 42 kN/m, causando la rottura del geosintetico. Si noti, nelle *Figura 13.3 - (a-c)*, che la sommatoria di resistenza di attrito e resistenza del perno è sempre uguale alla resistenza totale e la resistenza totale è sempre uguale alla forza applicata fino a rottura.

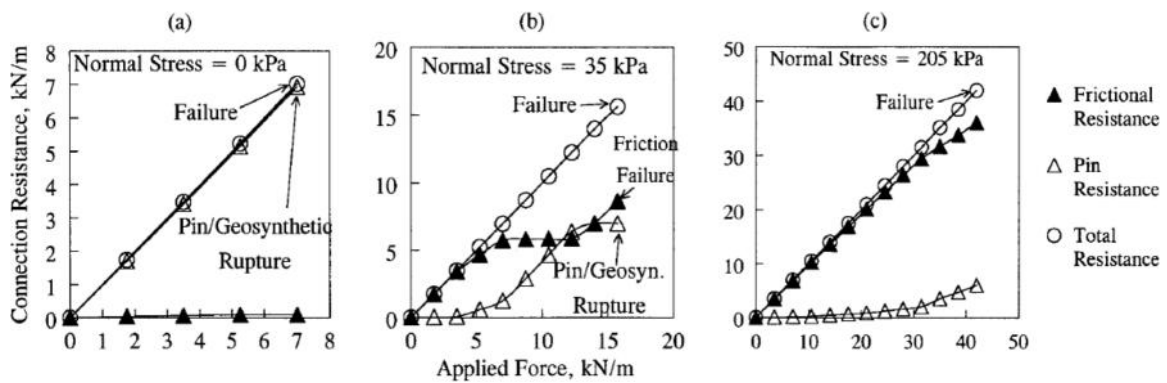


Figura 13.3 – Resistenza della connessione a sollecitazioni normali di 0,35 e 205 kPa

13.1 Forze di connessione indotte dal Sisma

La *Figura 13.4* presenta le forze assiali (“forze di connessione”) sviluppate negli strati geosintetici in prossimità del paramento segmentale durante le scosse. Si è visto nella figura che le forze di connessione generate durante la simulazione erano sensibilmente inferiori rispetto alla capacità di connessione minima presunta di 7 kN/m (=rottura del sistema perno /geosintetico), che si può trovare nel caso peggiore di forza normale assente. Una forza di connessione massima istantanea (di picco) di circa 6,5 kN / m è stata rilevata nello strato di geosintetico 3 al tempo di 2 .5 s. Al termine della simulazione del terremoto, $t = 30$ s, le forze di connessione

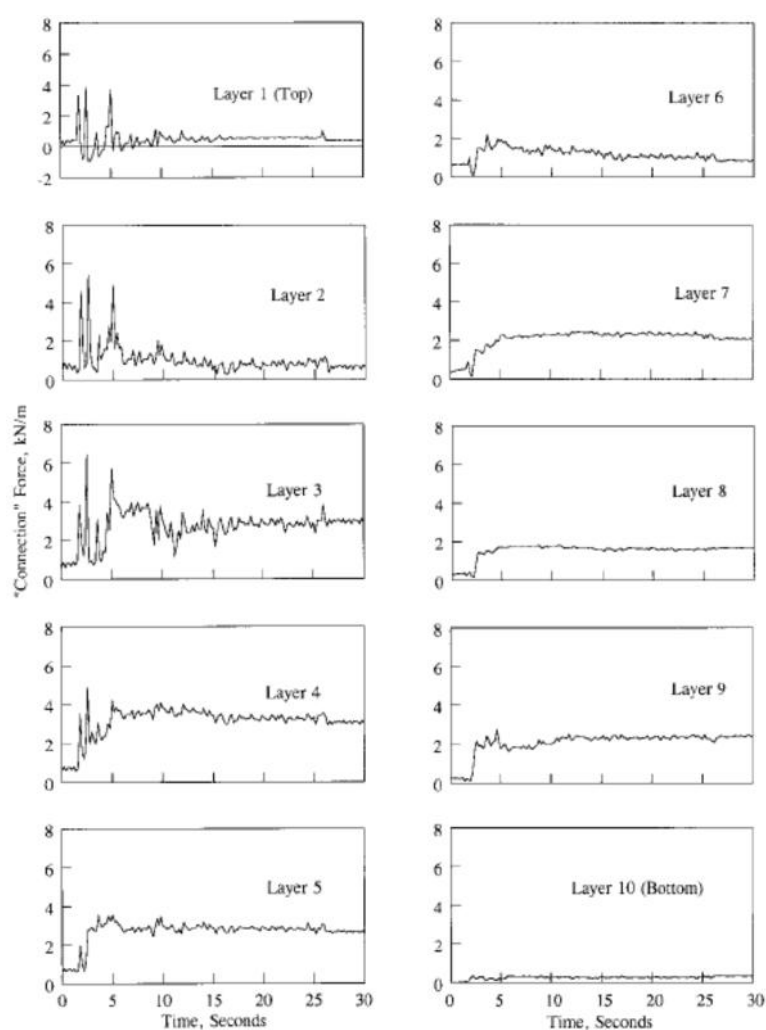


Figura 13.4 – Forze di connessione nelle geogriglie

negli strati

geosintetici sono comunque inferiori al massimo della capacità di connessione presunta di 7 kN / m.

13.2 Comportamento della facciata

Ora si esamineranno le differenze tra due SRW e l'effetto che il perno ha sul loro comportamento. I blocchi della facciata della Parete 1 sono connessi da due perni tra i blocchi di cemento. La facciata numero 2 non ha nessun perno, ovvero la forza di connessione si basa esclusivamente sull'attrito tra lo strato di geosintetico e blocchi di calcestruzzo.

Si è utilizzato il metodo di rilassamento dinamico per calcolare la risposta statica dei muri segmentali alla fine della costruzione. Per la parete di Tipo 1, gli spostamenti laterali statici ($t = 0s$) calcolati in un punto A- C lungo l'altezza della facciata segmentale varia da circa 0,5 mm nel punto C a 2,5 mm nel punto A, come mostrato in *Figura 15.5*. Gli spostamenti laterali statici calcolati nei punti A- C per la tipologia di facciata 2 erano sostanzialmente superiori a quelli del tipo 1, e variavano da circa 3 mm nel punto C a 17 mm nel punto A. Questo è stato attribuito principalmente allo spostamento relativo tra i blocchi di cemento. Tale spostamento relativo non è possibile con la tipologia 1 per la presenza di perni.

La *Figura 13.5* dimostra in che entrambe le facciate si hanno piccole deformazioni laterali indotte dal terremoto. Per il tipo 1, la massima deformazione "laterale" totale permanente (dinamica + statica) è stato di circa 20 mm e ed è situata nei pressi della cresta del paramento segmentale di facciata. Da notare che la parete 2 è soggetta a spostamenti laterali dinamici minori rispetto alla parete 1, anche se la sua deformazione totale massima laterale è leggermente più grande di quella di tipo 1. Durante la costruzione della parete, le sollecitazioni laterali esercitate sul paramento 2 sono ridotte a causa del relativo dislocamento ammissibile tra i blocchi di calcestruzzo di rivestimento. In contrasto, il paramento di Tipo 1 non consente questa spostamento relativo per la presenza di perni.

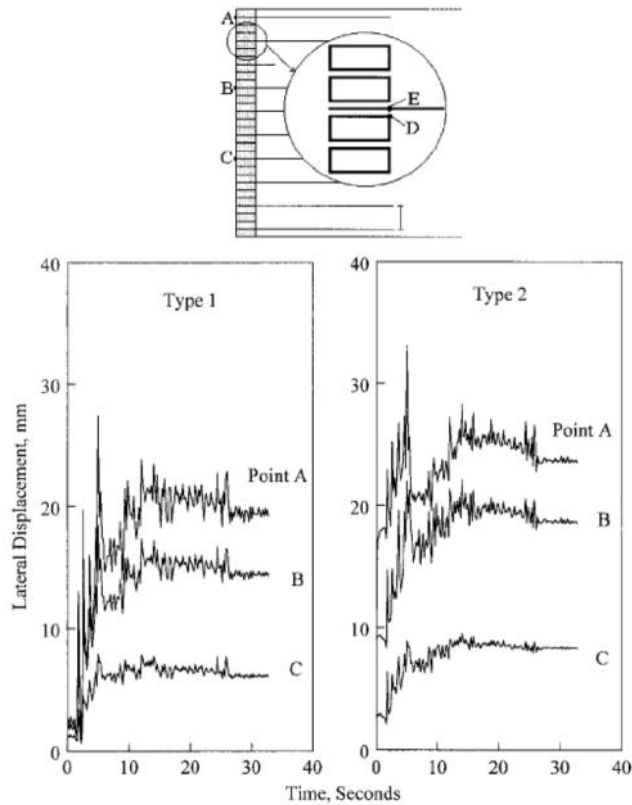


Figura 13.5 – Spostamenti orizzontali della facciata

In Figura 13.6 si ha lo spostamento relativo calcolato tra i punti D e E (Figura 13.5). I punti D ed E inizialmente occupavano la stessa posizione. La Figura 13.6 indica che per la parete 1 lo spostamento relativo tra i punti D ed E al termine della costruzione era di circa 0 mm. Lo spostamento relativo finale era circa 2 mm, che può essere

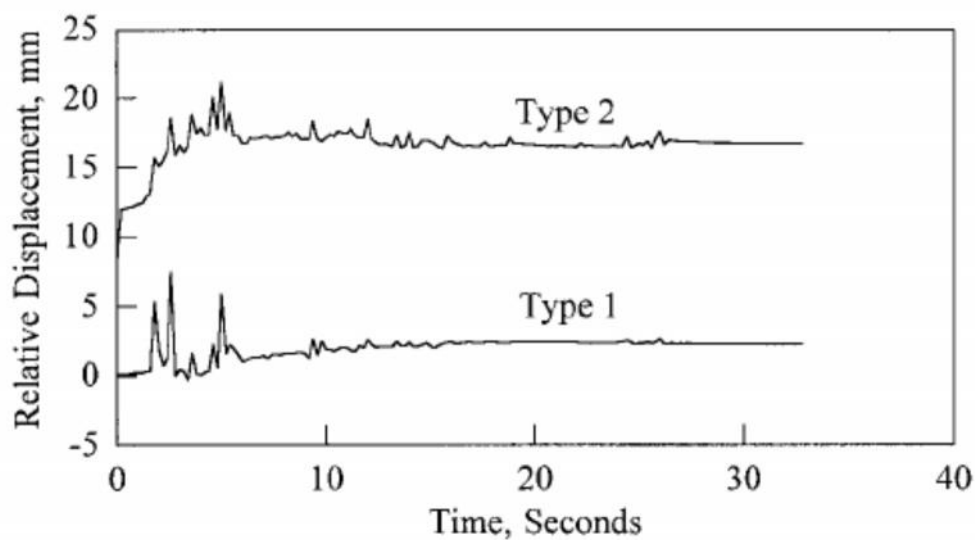


Figura 13.6 – Spostamenti relativi tra il punto D ed E

attribuita alla deformazione dello strato di geosintetico e al limitato spostamento

relativo causato dal perno essendo leggermente più piccolo dell'apertura nel blocco di cemento. Per contro, lo spostamento relativo tra i punti D ed E per la parete 2 era di circa 12 mm alla fine della costruzione e 17 mm dopo l'applicazione del carico sismico.

Si analizzi ora più nel dettaglio le tipologie di perni utilizzabili. Ci si focalizzerà su perni in plastica e in acciaio. I perni dei blocchi Landmark, presi in esame nella tesi, sono a differenza di questi ultimi, integrati nel blocco modulare. E' utile, nonostante ciò, descriverne la funzionalità anche se appartengono a tipologie differenti.

13.3 Perni flessibili in plastica

Questo paragrafo si focalizza sul comportamento a taglio dell'interfaccia delle unità a blocchi modulari con e senza perni in plastica. Una serie di prove di taglio diretto sono state eseguite per scoprire l'efficacia dei perni di plastica in diverse condizioni di carico normali. I risultati dei test sono stati delineati nella forma sforzo di taglio-spostamento per confrontare l'influenza di perni di plastica sul comportamento di attrito all'interfaccia. I risultati dei test hanno rivelato che la presenza di perni di sicurezza flessibili aumentano la capacità di resistenza al taglio rispetto alla condizione di solo attrito.

Negli SRW sono principalmente utilizzati due tipi di sistemi di connessione a taglio per sviluppare un meccanismo di incastro tra i corsi verticali successivi. Uno è costruito da un interblocco meccanico a forma di chiave di taglio in cemento o di

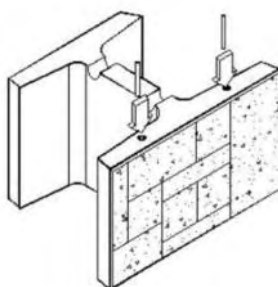


Figura 13.7 - Blocco modulare ad "I"

labbra, il secondo è un connettore meccanico costituito da perni, clips, o cunei.

13.3.1 Unità modulare utilizzata

Si è scelto di usare blocchi ad "I" per comporre il muro segmentale di sostegno. L'angolo di inclinazione massimo dei blocchi "I" è di 11,3 gradi. I blocchi hanno le seguenti dimensioni: 460 millimetri di lunghezza, 280 millimetri di larghezza e 300 mm di altezza.

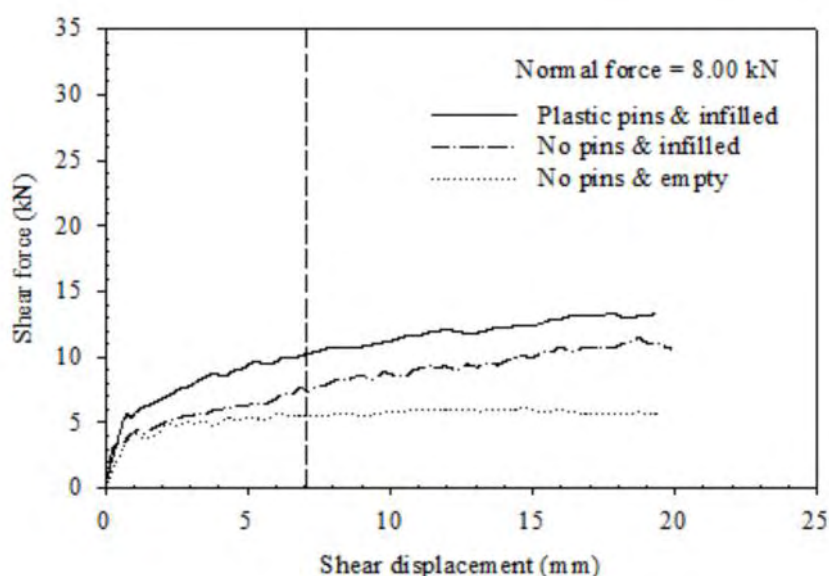


Figura 13.8 – Grafico sforzo di taglio-spostamento

Dalla Figura 13.8 si nota che la presenza di aggregato (nell'intorno dei blocchi) incrementa la capacità di taglio, rispetto al caso di blocchi vuoti.

Lo sforzo di taglio con blocchi riempiti o vuoti cresce molto fino a raggiungere i 2 mm, poi si assesta fino a raggiungere il valore di picco.

Poi però, lo sforzo di taglio dei blocchi vuoti non aumenta più con lo spostamento, diventando invece costante a causa della rimanente forza d'attrito tra i blocchi stessi.

La Figura 13.8 riporta che la presenza di perni fornisce ulteriore incremento di resistenza al taglio nei punti di connessione e si nota inoltre che il comportamento di attrito dei blocchi riempiti lungo i perni è quasi parallelo al comportamento della condizione senza perno.

I perni non rompono i blocchi ma provvedono a una miglior resistenza allo stato d'esercizio in collaborazione col riempimento granulare.

La linea tratteggiata in *Figura 13.8* indica il limite d'esercizio ovvero il 2% della larghezza dei blocchi (corrispondente a circa 7mm).

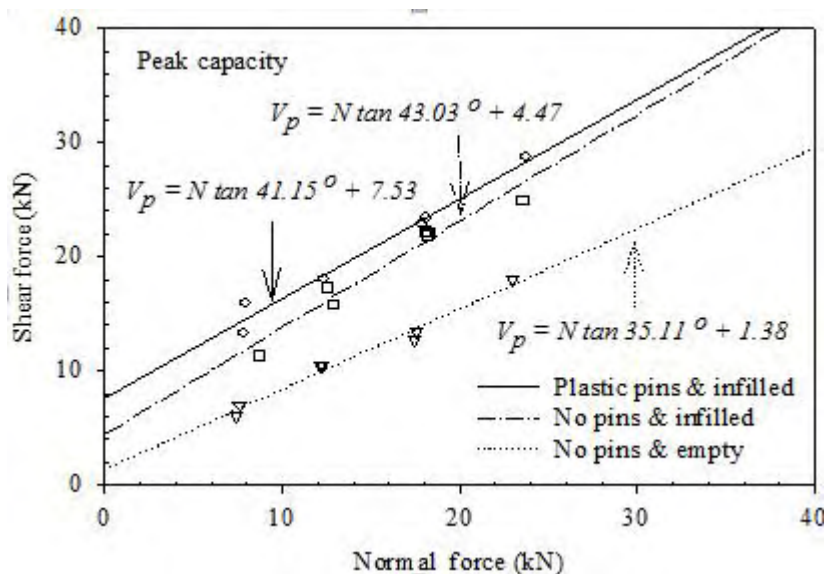


Figura 13.9 - Capacità di taglio

In *Figura 13.9* si vede lo sviluppo delle curve della capacità di taglio nel punto di picco. Si osservi che la capacità di taglio all'interfaccia dei blocchi riempiti con perni di plastica è superiore rispetto alla condizione di puro attrito (con aggregato e/o vuoto). I perni di plastica forniscono più resistenza normale indipendente dalla forza (coesione apparente) rispetto alle condizioni di solo attrito anche se l'angolo di attrito è minore rispetto alla condizione con l'aggregato. Da questo studio, si può dire che perni flessibili, intesi come connettori meccanici, funzionano meglio di perni rigidi.

13.4 Perni rigidi in acciaio

La Figura 13.10 (a) confronta l'entità e la distribuzione dello sforzo di taglio con lo spostamento delle unità di calcestruzzo. La curva *a* mostra il graduale incremento

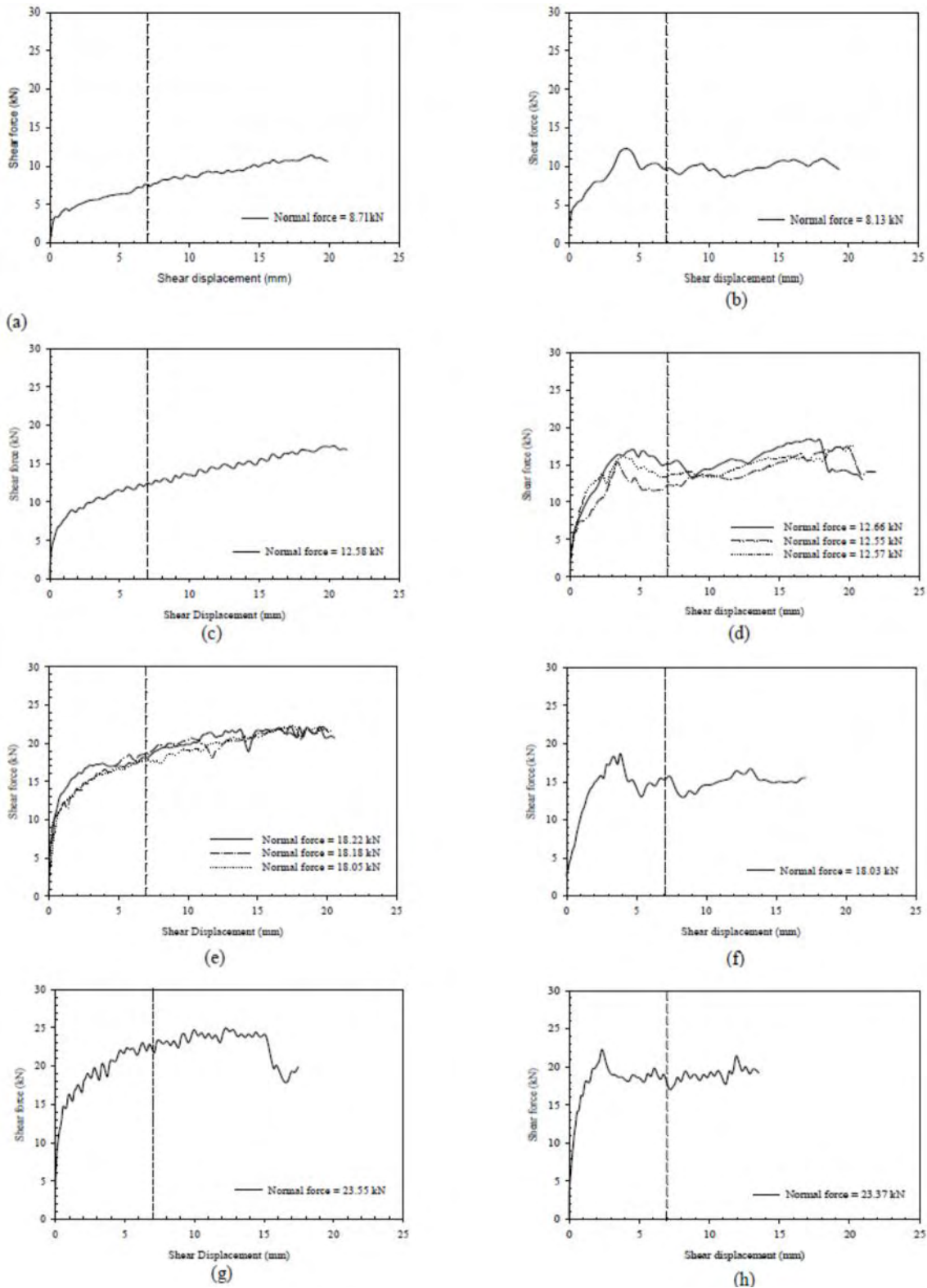


Figura 13.10 – Curve sforzo di taglio spostamento con perni (b,d,f,h) e senza perni (a,c,e,g)

della forza di taglio, senza punti di picco che risulta dalla mancanza di perni in acciaio in corrispondenza dei giunti. In questo caso, la forza di taglio raggiunge la condizione di stato stazionario (circa 10 kN) dopo una notevole quantità di sforzo di taglio. D'altra parte, è visibile uno sforzo di taglio di picco nella curva *b* prima del limite di esercizio dove c'è possibilità che i blocchi si rompano rapidamente in corrispondenza dei giunti.

Si è anche visto che dopo il crollo di resistenza nei giunti, l'interfaccia di taglio si comporta come una superficie di solo attrito e non vi è alcun significativo aumento e caduta dello sforzo di taglio con incremento di spostamento. La curva *c* mostra anche il progressivo incremento dello sforzo di taglio senza punti di picco come nel caso *a*. La curva *d* rappresenta tre prove ripetute con carichi simili. Le tre curve nominalmente identiche mostrano anche la precisione dei test di laboratorio effettuati e le forze di taglio di picco di questi test variano di meno del 10% dalla media delle tre prove. La cosa più interessante, è che si possono osservare due punti di picco, prima e dopo la linea di esercizio. Succede a causa del meccanismo di rottura di blocchi di calcestruzzo nelle giunzioni con perno. Al momento dell'esperimento, si è osservato che un perno del giunto a taglio si rompe prima a causa dell'irregolarità del blocco e degli errori di allineamento. Come risultato, la forza di taglio aumenta fino a rottura di entrambi i perni di giunzione.

Le prove 1 e 2 della curva *e* illustrano cadute improvvise di resistenza al taglio che si verificano a causa dell'alzata improvvisa della zona di contatto tra i blocchi in un comportamento assimilabile a quello delle placche tettoniche. Dalla curva *f*, si vede che lo stato stazionario di resistenza al taglio del perno collegato ai blocchi si riduce a circa 15 kN che è inferiore alla condizione di solo attrito (*e*). Come risultato, le zone dei blocchi all'interfaccia si allentano abbastanza e non sono in grado di sostenere lo sforzo che provoca una riduzione della resistenza a taglio all'interfaccia in condizioni di sovraccarico elevato. Gli stessi comportamenti sono osservati anche nella curva *h* rispetto alla curva *g*.

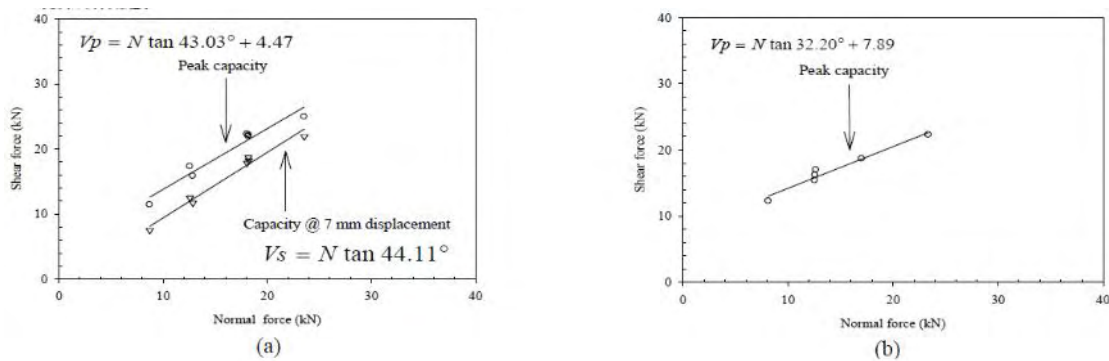


Figura 13.11 – Curva di capacità di taglio senza e con perno

I dati presentati nelle *Figure 13.11 a-b* illustrano l'influenza di perni di acciaio sullo sviluppo della capacità di taglio. E' chiaro dalla *Fig. 13.11 (b)*, che i perni forniscono più coesione apparente rispetto ai sistemi di blocchi di puro attrito (*Fig. 13.11 (a)*) alla condizione ultima, sebbene l'angolo di attrito interno sia inferiore. L'area dell'interfaccia di attrito è una superficie complessa costituita da aree di contatto come blocco - blocco, blocco - aggregato e aggregato - aggregato. La presenza di perni di sicurezza in acciaio provoca immediatamente crolli (scheggiatura/crepe) nell'area blocco - blocco, che si traduce nella riduzione delle aree di contatto in calcestruzzo. Come risultato, l'angolo di attrito interno diventa inferiore rispetto ai sistemi di interfaccia di puro attrito.

CONCLUSIONI

- i perni a taglio d'acciaio inizialmente incrementano lo sforzo di taglio ma, subito dopo la rottura, decresce fino allo sforzo di taglio di solo attrito dei blocchi o addirittura meno.
- il comportamento di solo attrito dei blocchi riempiti con terreno è più regolare e stabile rispetto a quello dei blocchi con perno.
- la barra di acciaio è più rigida del calcestruzzo, così il calcestruzzo si rompe facilmente alle connessioni prima di qualsiasi significativa deformazione di

taglio. Quindi, è importante trovare connettori a taglio flessibili che diano una notevole deformazione e resistenza al taglio.

Capitolo 14 **Plaxis**

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane o a condizioni assialsimmetriche.

La generazione di un modello agli elementi finiti comincia con la creazione di un modello geometrico che è la rappresentazione del problema da studiare, ovvero un muro segmentale nel caso proposto.

Dopo aver creato i componenti geometrici del modello si introducono i carichi distribuiti, lineari o concentrati e spostamenti imposti applicati ai contorni del modello così come al suo interno.

Infine si passa a definire le caratteristiche dei materiali ed assegnare i set di parametri alle corrispondenti componenti geometriche. In particolare occorre definire il modello costitutivo del terreno, il tipo di comportamento del terreno (drenato o non drenato), le proprietà generali come il peso dell'unità di volume e la permeabilità, i parametri di rigidezza e resistenza del modello selezionato e quelli che mettono in relazione le proprietà dell'interfaccia con quelle del terreno.

Quando il modello geometrico è completamente definito e le proprietà dei materiali sono state assegnate a tutti i *clusters* ed agli oggetti strutturali, la geometria deve essere divisa in elementi finiti (discretizzazione) prima di poter eseguire il calcolo. Un insieme di elementi finiti viene chiamato *mesh*. *PLAXIS* consente una generazione completamente automatica di *mesh* agli elementi finiti, basata su una robusta procedura di triangolazione, che dà luogo a *mesh* "non strutturate" la cui prestazione numerica è di solito migliore rispetto alle *mesh* regolari ("strutturate").

14.1 Realizzazione del modello

Il modello costruito ha una lunghezza di 67 m ed è alto 46 m di cui 11 sono l'altezza del muro e il restante la profondità del suolo preso in esame. La struttura è simmetrica e per semplicità prenderemo in considerazione solo una delle due parti (Figura 14.1).

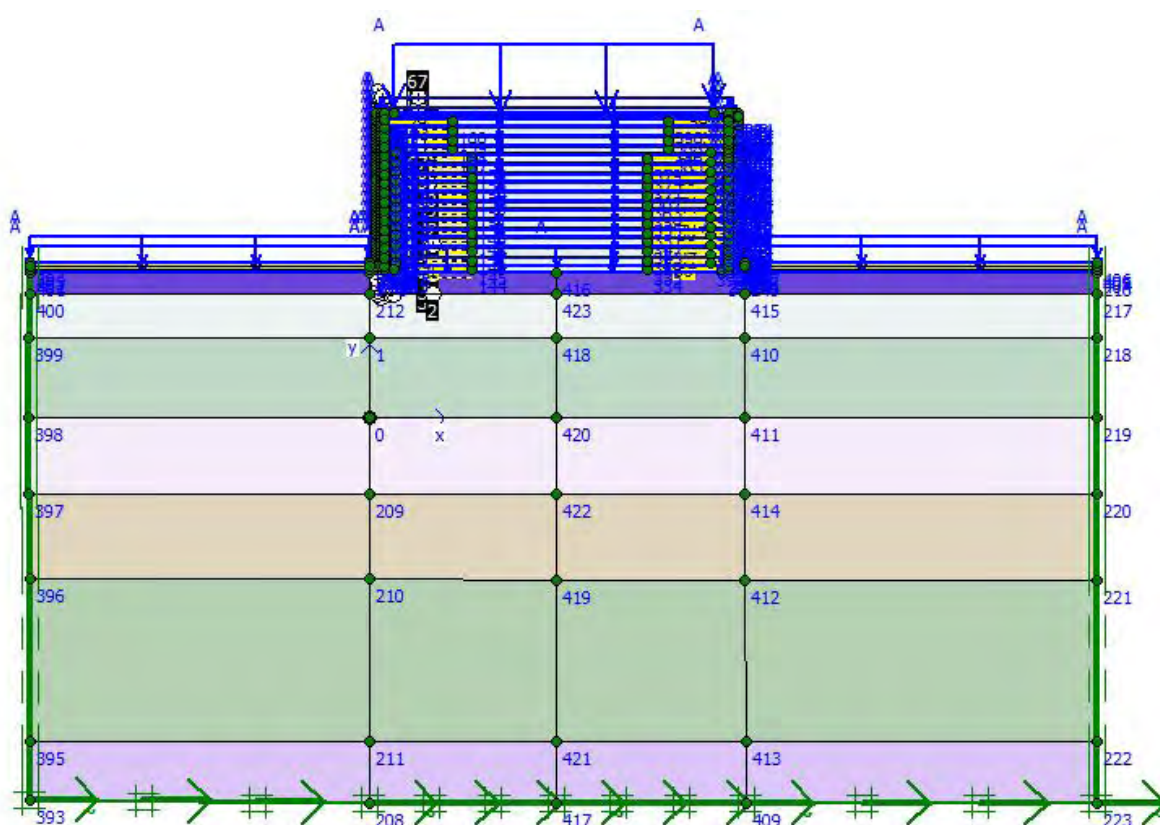


Figura 14.1 - Muro segmentale preso in esame

14.1.1 Elementi modulari Landmark

I blocchi Landmark sono rappresentati seguendo il modello di Mohr-Coulomb e hanno le seguenti dimensioni: 20 cm di altezza, 30 cm di larghezza.

14.1.2 Le geogriglie

La sezione analizzata è formata da 30 geogriglie per parte delle quali 17 (con lunghezza compresa tra 5 e 6.30 metri) principali e 13 (con lunghezza pari a 1.30 metri) secondarie. Entrambi i rinforzi sono disposti secondo un interasse verticale di 0.60 metri.

Le prime 15 geogriglie sono elementi Fortrac PVA 110, mentre le restanti sono elementi Fortrac PVA 80 e 55. Alle geogriglie è stato associato un modello elasto-plastico, nel quale è stata specificata la massima resistenza a trazione longitudinale.

14.1.3 I terreni

I parametri di resistenza e compressibilità del terreno e del rilevato assunti nella modellazione sono riportati nella tabella seguente.

Z(m)	Terreno	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	E ₀₁ (MPa)
Da p.c.	Terreno di rinforzo	19.0	25	33	15
Da p.c.	Ghiaia	15.0	0	40	50
0-5	Limo sabbioso	19.0	5	30	8
5-10	Sabbia densa	18.50	0	40	20
10-15	Limo argilloso sabbioso	19.0	5	30	12
15-22	Sabbia densa	18.50	0	39	45
22-31	Argilla limosa sabbiosa	19.0	5	28	12
31-35	Sabbia densa	19.0	0	40	50

Tabella 7 – Parametri di resistenza e compressibilità del terreno

14.1.4 L'interfaccia

Nella modellazione del muro sono state inserite delle interfacce in corrispondenza del paramento interno del muro, fra blocco e blocco, e fra terreno e geogriglia, in modo da tener in considerazione i differenti attriti esistenti tra i vari materiali.

Per descrivere le caratteristiche dell'interfaccia è stato utilizzato un modello elasto-plastico. Il comportamento elastico genera piccoli spostamenti all'interno dell'interfaccia mentre il comportamento plastico si attiva quando possono verificarsi scorrimenti permanenti.

Le proprietà di resistenza dell'interfaccia sono collegate con le proprietà di resistenza del terreno e vengono definite dal fattore R_{int} . R_{int} può assumere valori massimi pari a 1 nel caso in cui all'interfaccia si supponga agisca un ingranamento completo oppure inferiore a 1, generalmente $2/3$, se si assume uno sviluppo di attrito parziale (scorrimento parziale).

In questa modellazione, per le interfacce disposte tra il terreno e le geogriglie e per quelle posizionate alle spalle del paramento sono stati utilizzati valori di R_{int} pari a 0.66 o 1, mentre per quelle di contatto muro-muro si sono utilizzati valori uguali a 1.

14.1.5 Simulazione della costruzione

Si è proceduto a simulare la costruzione per fasi, così come è avvenuta nella realtà (20 fasi plastiche più una dinamica). Eccetto la prima dove avviene una compattazione del terreno di fondazione, ognuna delle altre fasi plastiche è caratterizzata dalla disposizione della geogriglia, dalla disposizione di uno strato di terreno di riporto e dalla compattazione del terreno. Il terreno è stato compattato ogni 60 cm con un carico distribuito pari a 8 kPa. Nell'ultima fase plastica si è utilizzato un carico distribuito superiore, pari a 20 kPa, per simulare la presenza di sovraccarichi eccezionali.

Finita quindi la simulazione delle fasi plastiche si procede con la simulazione della fase dinamica, dove si ipotizza l'applicazione di un sisma alla base della struttura.

L'obiettivo della tesi è evidenziare la differenza di comportamento tra i blocchi modulari con e senza perno (ovvero comportamento di solo attrito e non). Non è stato possibile rappresentare geometricamente il perno nella costruzione del muro segmentale in PLAXIS, di conseguenza si è scelta un'altra via.

Dai risultati di prove di resistenza al taglio, fornite direttamente dall'azienda produttrice dei blocchi modulari Landmark, si è dimostrata la grande capacità di resistere a pressioni laterali e sovraccarichi.

I blocchi Landmark raggiungono una resistenza al taglio che supera i 13kN/m, nel caso di test in assenza di carichi verticali diretti sugli elementi. Se invece gli elementi vengono sovraccaricati verticalmente si possono raggiungere resistenze eccedenti i 44kN/m.

Test eseguiti hanno dimostrato che il sistema, grazie al particolare tipo di incastro tra gli elementi, è in grado di trasferire gli sforzi di taglio allo strato rinforzato adiacente.

Si noti che $V_{u(n)}$ è la forza di taglio generata dal contatto blocco-blocco e vale:

$$V_{u(n)} = a_u + W_w * \tan \lambda_u$$

dove:

- a_u è la capacità di taglio limite apparente minima tra le unità modulari
- W_w è il peso delle unità modulari sopra la superficie di scorrimento considerata
- $\tan \lambda_u$ è la tangente dell'angolo d'attrito apparente tra le unità modulari.

In particolare a_u è strettamente legato al comportamento del perno, che, grazie all'incastro tra blocchi, contribuisce ad aumentare il valore di a_u stesso.

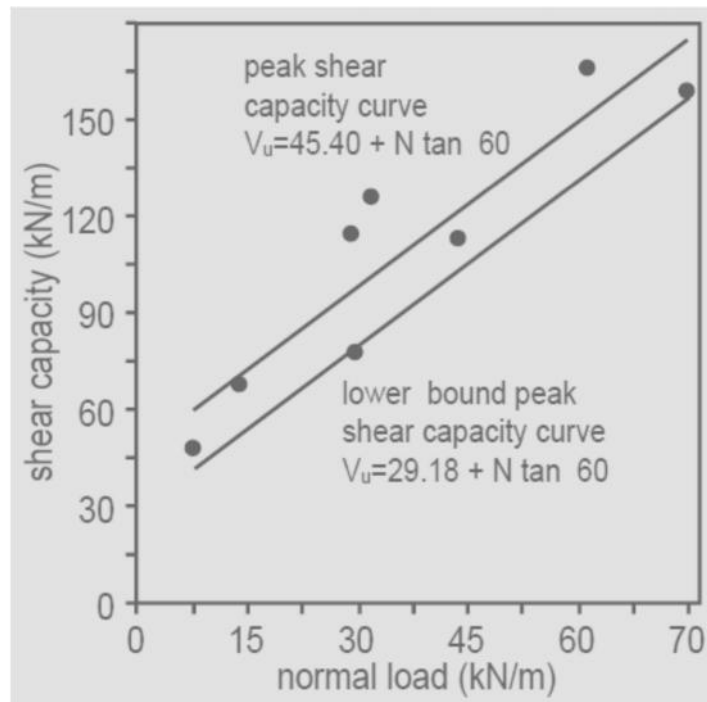


Figura 14.2 – Risultati di test di resistenza al taglio

Per simulare l'effetto del perno si è scelto quindi di modificare le caratteristiche dei materiali di riempimento dei blocchi modulari secondo i risultati di *Figura 14.2*.

Le caratteristiche originarie erano di 27 kN/m² per la coesione e uguale a 26° per i blocchi fino ai 5.50 metri di altezza, e con coesione pari a 8 kN/m² e angolo d'attrito interno pari a 53° per i blocchi restanti. Si è quindi modificato il valore di entrambi i blocchi modulari come segue: 30 kN/m² e 60° rispettivamente per coesione e angolo d'attrito interno. I valori sono approssimati seguendo la formula:

$$V_{u(n)} = 29.18 + N * 60$$

che rappresenta il limite inferiore della curva di capacità di taglio quando raggiunge il picco.

Di seguito si evidenzieranno le differenze tra il comportamento del muro segmentale con le caratteristiche dei diversi blocchi a seconda del materiale di riempimento.

14.1.6 Analisi degli spostamenti

La zona presa in esame per lo studio della tesi è rappresentato in *Figura 14.3*.

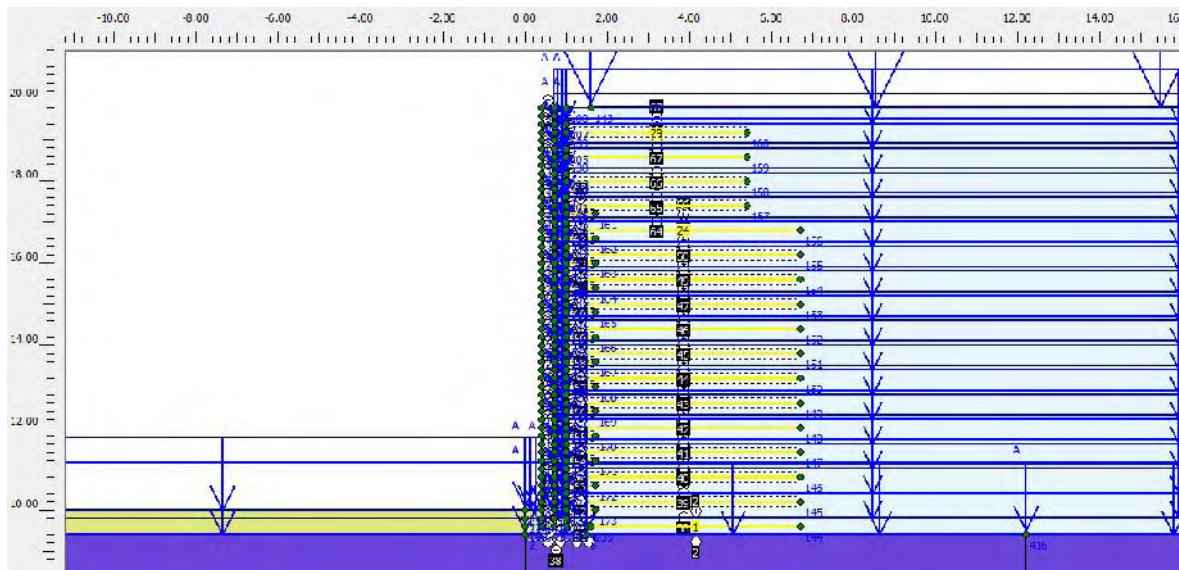


Figura 14.3 – Parte presa in esame nella tesi

Alla conclusione della simulazione, dove si è applicato un sisma alla struttura, si sono evidenziate le differenze negli spostamenti orizzontali.

14.2 Sisma di Nocera Umbra

In questo paragrafo si analizza il comportamento di una muratura segmentale soggetta a un sisma della durata di 3 secondi con valori di accelerazione massimi vicini ai 4.5 m/s^2 . Di seguito verranno analizzati i risultati del test.

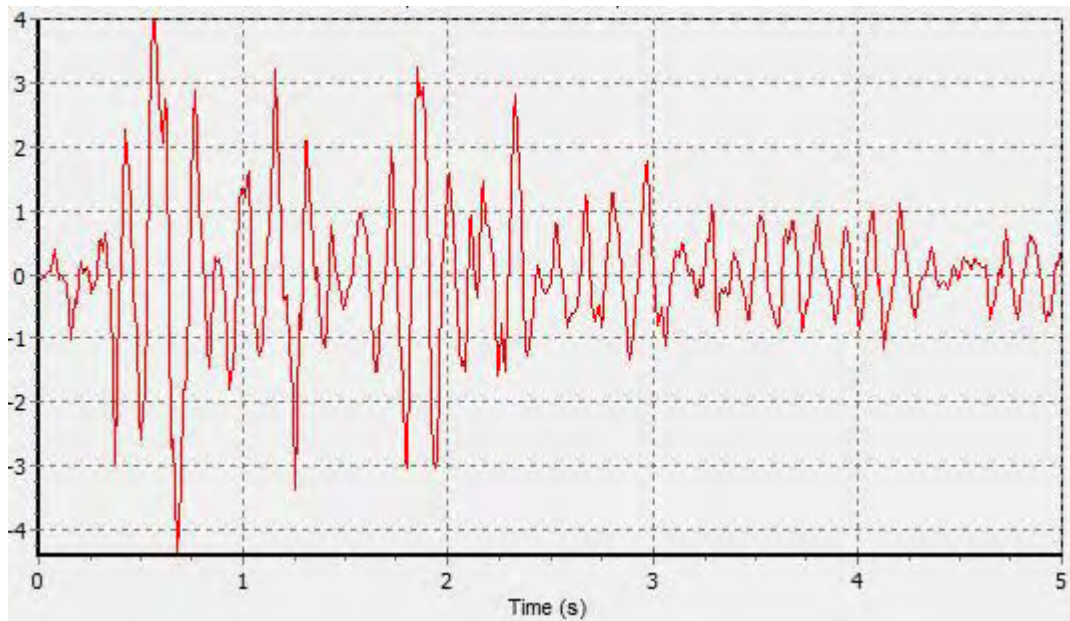


Figura 14.4 – Intensità e durata del sisma

La struttura originaria ha subito uno spostamento orizzontale totale di $101,01 \cdot 10^{-3}$ m mentre la struttura che doveva riprodurre il comportamento del perno si è spostata orizzontalmente di $79,69 \cdot 10^{-3}$ m. La differenza tra gli spostamenti è quindi di $22,51 \cdot 10^{-3}$ m che corrisponde al 20% in meno del secondo spostamento rispetto al primo.

I blocchi modulari che hanno risentito maggiormente degli effetti del sisma sono quelli più in alto ed è visibile nella *Figure 14.5 e 14.6*.

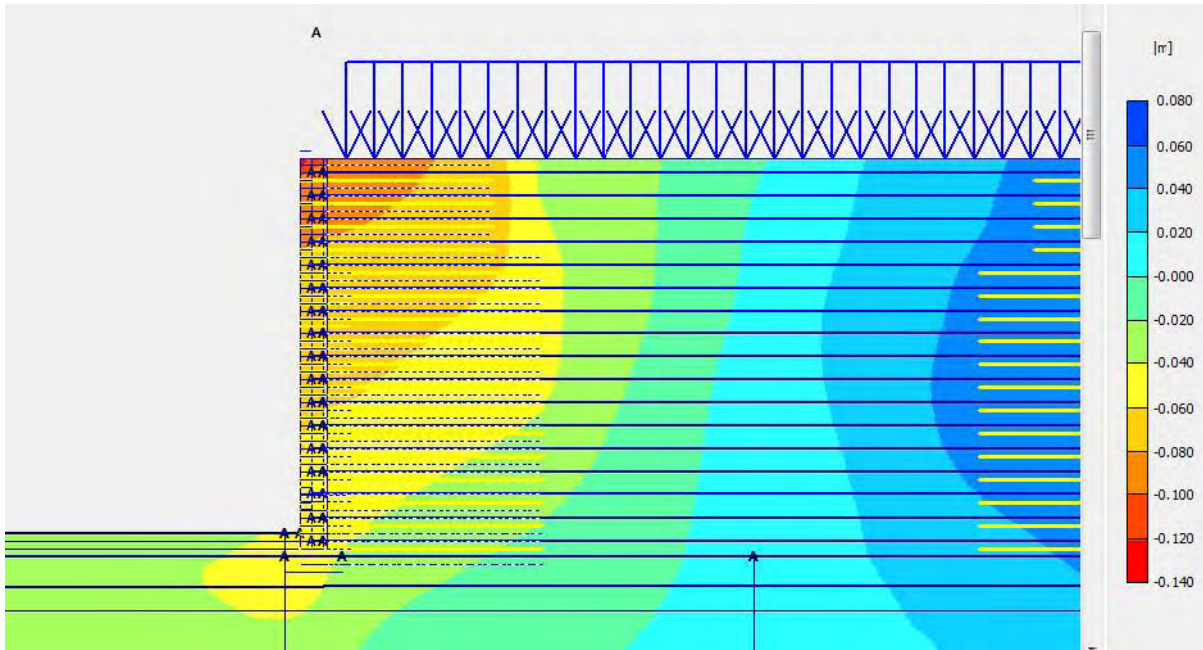


Figura 14.5 - Spostamento orizzontale della struttura originaria

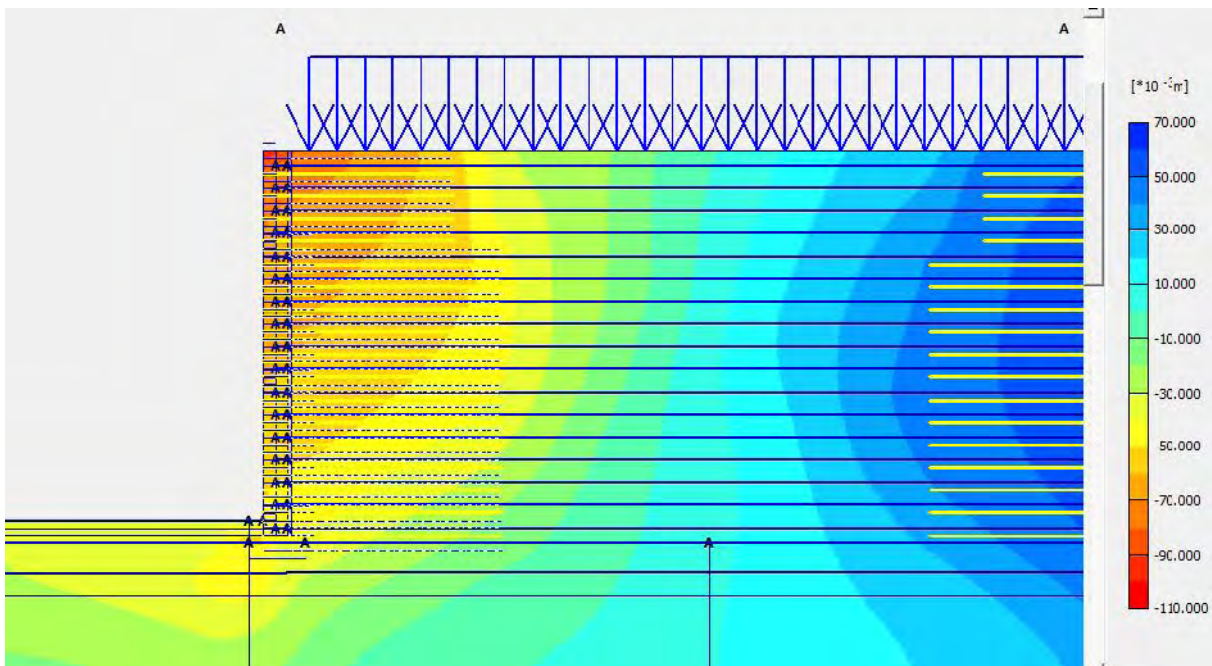


Figura 14.6 - Spostamento orizzontale della struttura con perno

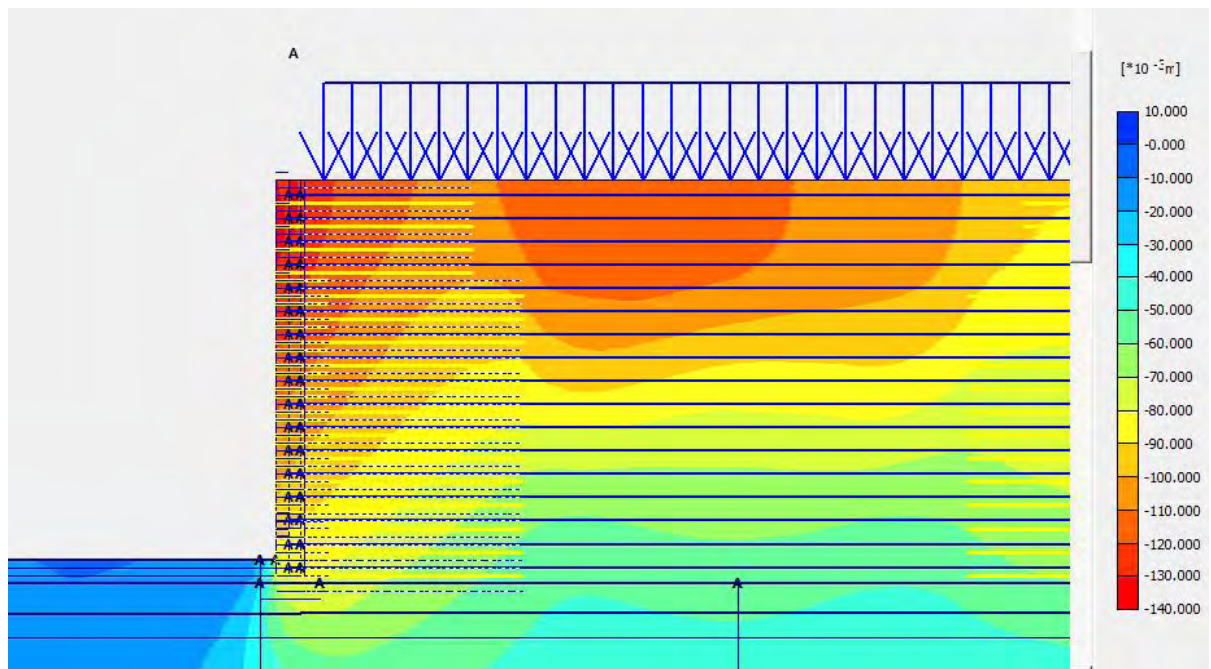


Figura 14.7 - Spostamento verticale della struttura con perno

14.2.1 Spostamenti orizzontali

Si sono associati dei punti a delle particolari altezze del muro segmentale per verificarne il comportamento durante il sisma.

Punto	Posizione (m)
A	0,40/19,75
B	0,40/17,80
C	0,40/16,80

Si veda come lo spostamento maggiore avvenga nell'intervallo di tempo 0.8 sec – 1.5 sec che corrisponde alla massima intensità del sisma.

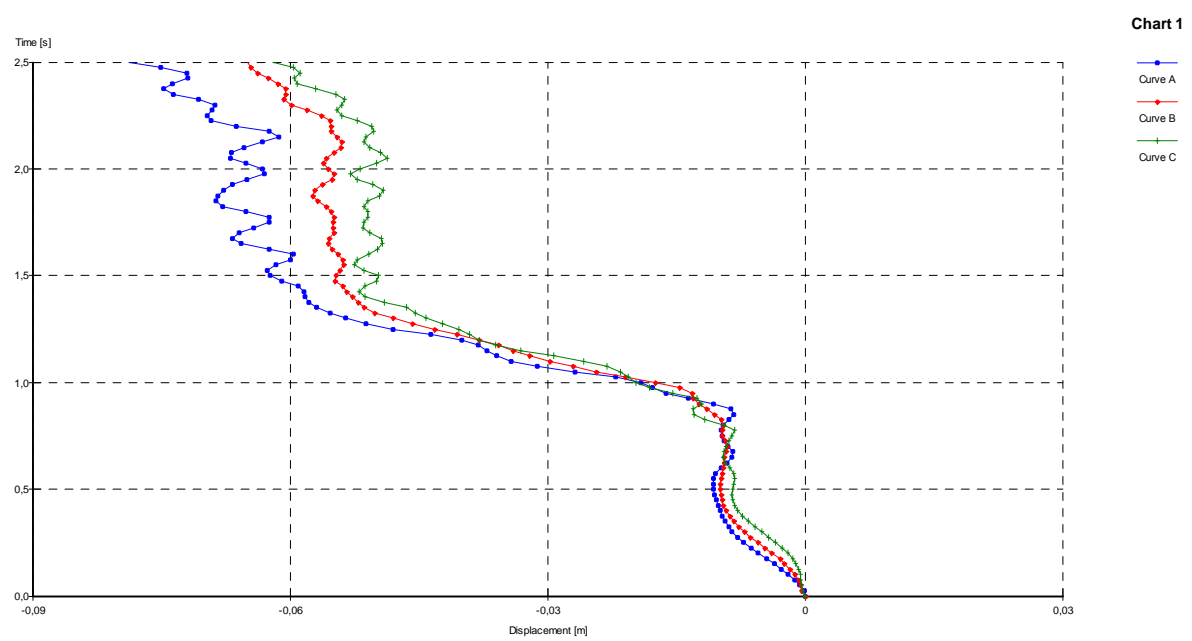
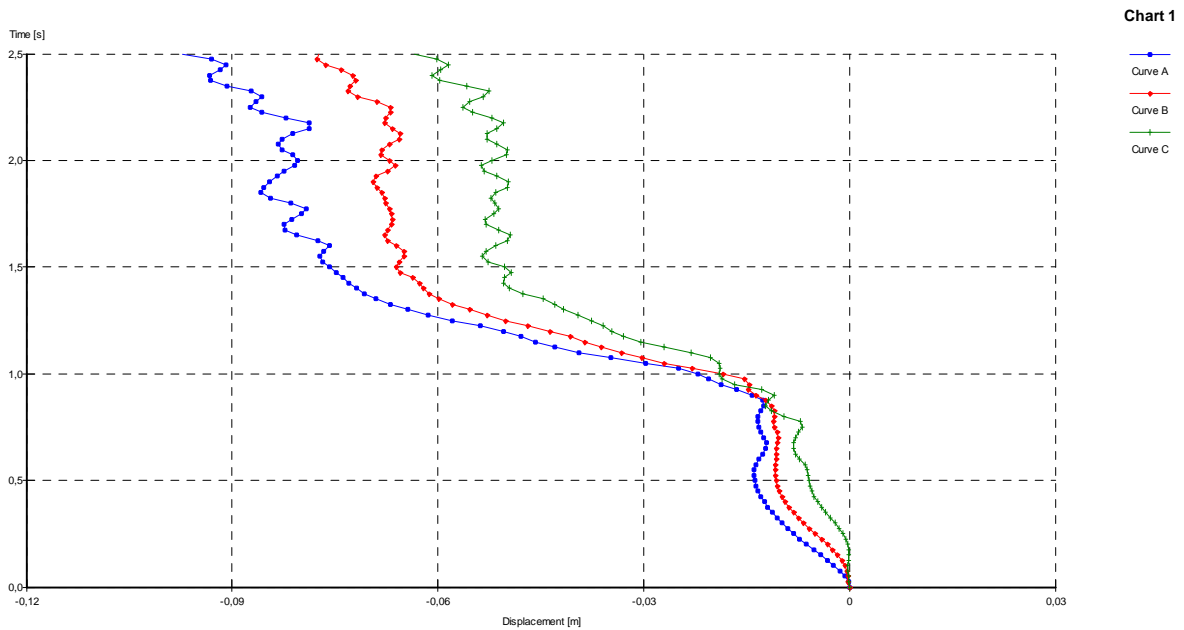


Figura 14.8 - Diagramma Tempo- Spostamento dei punti A – C durante e dopo l'applicazione del sisma del muro originale (in alto) e quello con perno (in basso)

14.2.2 Analisi dello stato tensionale

Le geogriglie utilizzate nella costruzione del muro segmentale sono soggette a tensioni notevolmente inferiori a quelle massime che sarebbero in grado di sopportare. Per questo motivo le geogriglie si trovano in campo elastico, senza mai plasticizzare.

Nella fase plastica (*Figura 14.9*) i valori massimi delle tensioni, corrispondenti a poco meno di 20 kN/m, vengono raggiunti nella seconda e terza geogriglia di lunghezza pari a 6.70 metri a partire dalla base del muro. Si nota come dopo un picco di tensioni iniziali si abbia un crollo generale di queste ultime per poi ricrescere e stabilizzarsi. Più si sale con l'altezza del muro e meno le geogriglie sono sottoposte a tensioni notevoli.

Questo andamento è riscontrabile anche in *Figura 14.10* che mostra le tensioni associate alle geogriglie principali dopo l'applicazione del sisma. Le tensioni hanno un valore di picco che sfiora i 25 kN/m, e gli ultimi strati di geogriglia in alto, di lunghezza pari a 5.3 metri, sono soggetti a tensioni pari a quasi il doppio di quelli visti precedentemente.

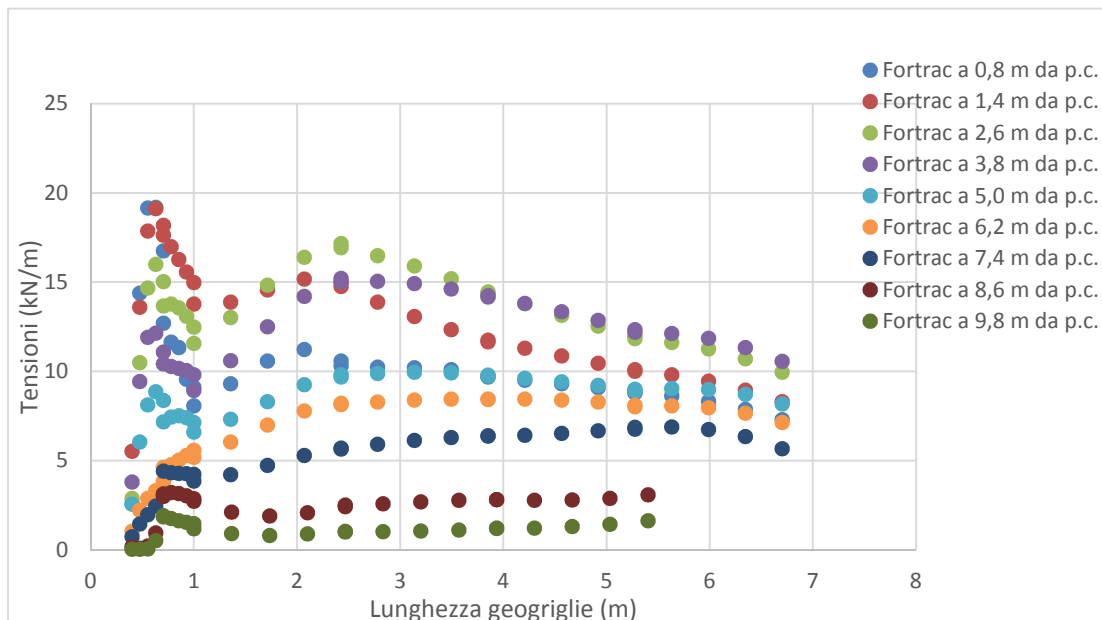


Figura 14.9 – Andamento tensioni nei rinforzi principali in fase statica

Di diversa tipologia sono gli andamenti delle tensioni in *Figura 14.11*, dove si sono modificate le caratteristiche dei blocchi modulari, aumentandone la coesione e l'angolo d'attrito interno. Le prime quattro geogriglie principali partendo dalla base

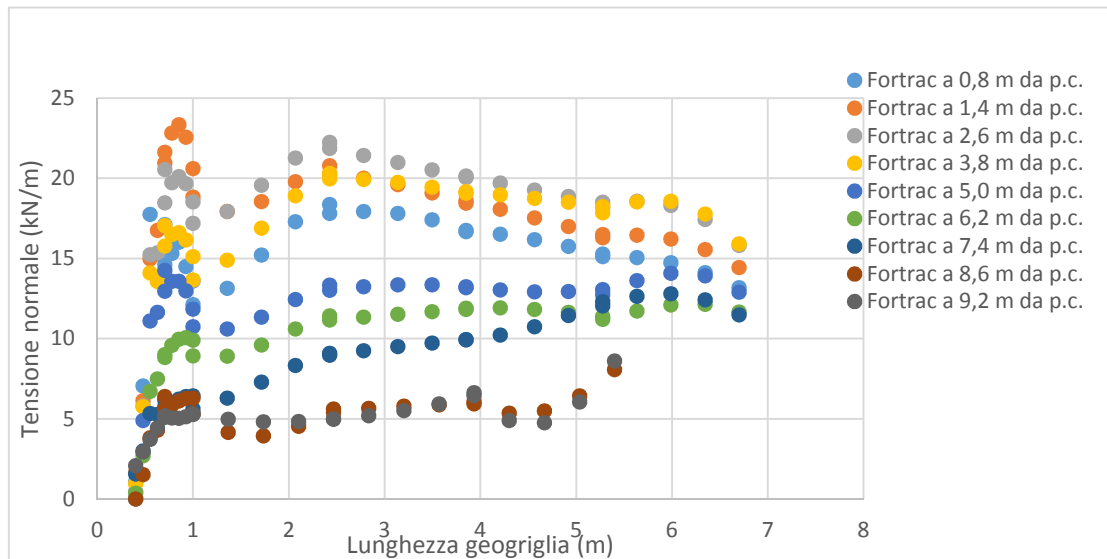


Figura 14.10 - Andamento tensioni nei rinforzi principali in fase dinamica

del muro raggiungono il valore di picco dopo circa 2,5 metri dall'inizio della geogriglia per poi decrescere. Al contrario, le restanti geogriglie, aumentano in maniera costante fino alla parte finale della geogriglia, raggiungendo in quel punto il loro massimo. I valori di picco delle tensioni sono simili a quelli registrati nella fase dinamica precedente.

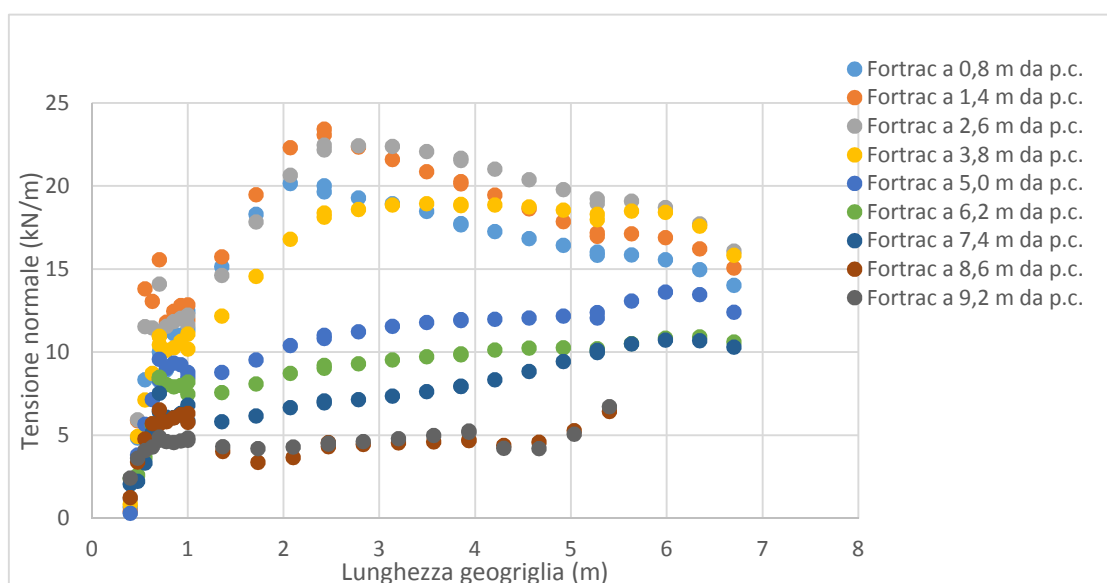


Figura 14.11 - Andamento tensioni nei rinforzi principali in fase dinamica col perno

14.2.3 Variazioni delle tensioni lungo il paramento murario

In Figura 14.12 si vedono i valori delle spinte a tergo del paramento murario.

Per creare i grafici sottostanti si è scelto il punto di tensione orizzontale massima

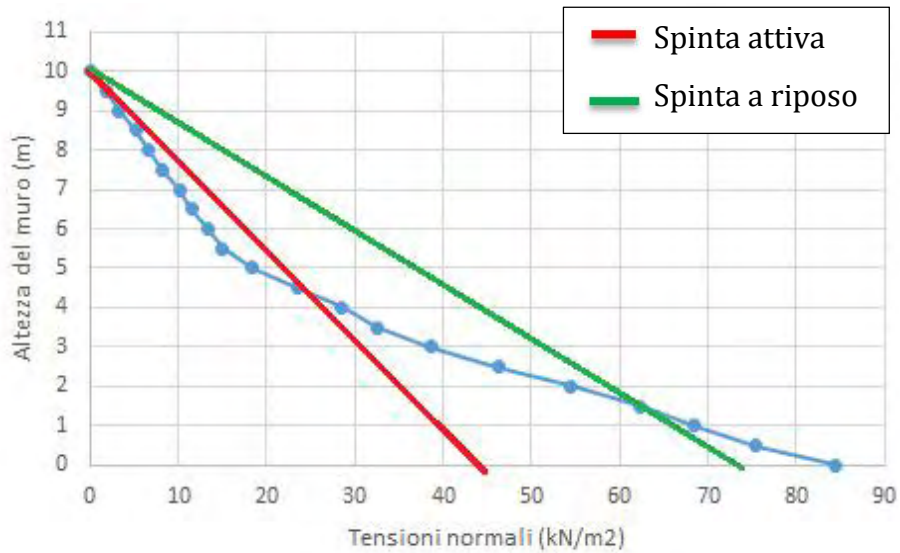


Figura 14.12 - Tensioni normali a tergo del paramento

ogni 0,5 metri d'altezza del muro.

Per la valutazione della spinta attiva (linea rossa) e a riposo (linea verde) sono stati utilizzati i valori dello strato ghiaioso posto a tergo del muro. Si noti come i valori

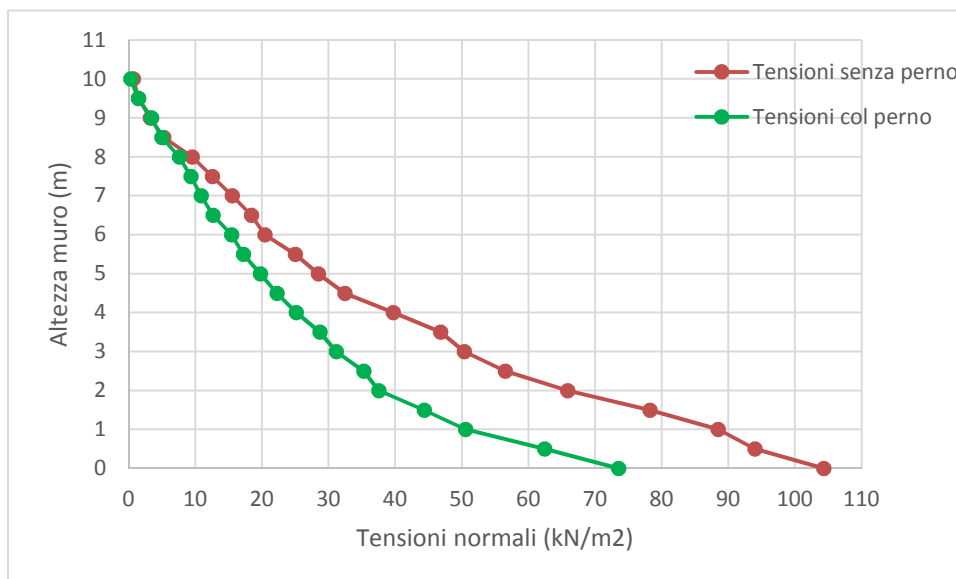


Figura 14.13 - Tensioni normali a tergo del paramento dopo l'applicazione del sisma

crescano a partire dalla sommità del muro fino ai valori maggiori in corrispondenza della base assumendo valori superiori rispetto a quelli valutati con il coefficiente di spinta attiva solo nei primi 5 metri circa.

In *Figura 14.13* sono rappresentati gli andamenti delle spinte nella fase dinamica senza e con il perno. Nella prima si registra un incremento dei valori massimi delle tensioni di circa il 20% rispetto alla fase statica.

Nella seconda a causa dell'aumento della coesione e dell'angolo d'attrito interno del materiale di riempimento dei blocchi modulari, il muro segmentale è soggetto a tensioni minori. I valori di picco inoltre sono inferiori a quelli della struttura originaria.

14.3 Sisma Umbro Marchigiano

In questo paragrafo si analizza il comportamento di una muratura segmentale soggetta a un sisma della durata di 4 secondi con valori di accelerazione massimi vicini ai 4.5 m/s^2 . Di seguito verranno analizzati i risultati del test.

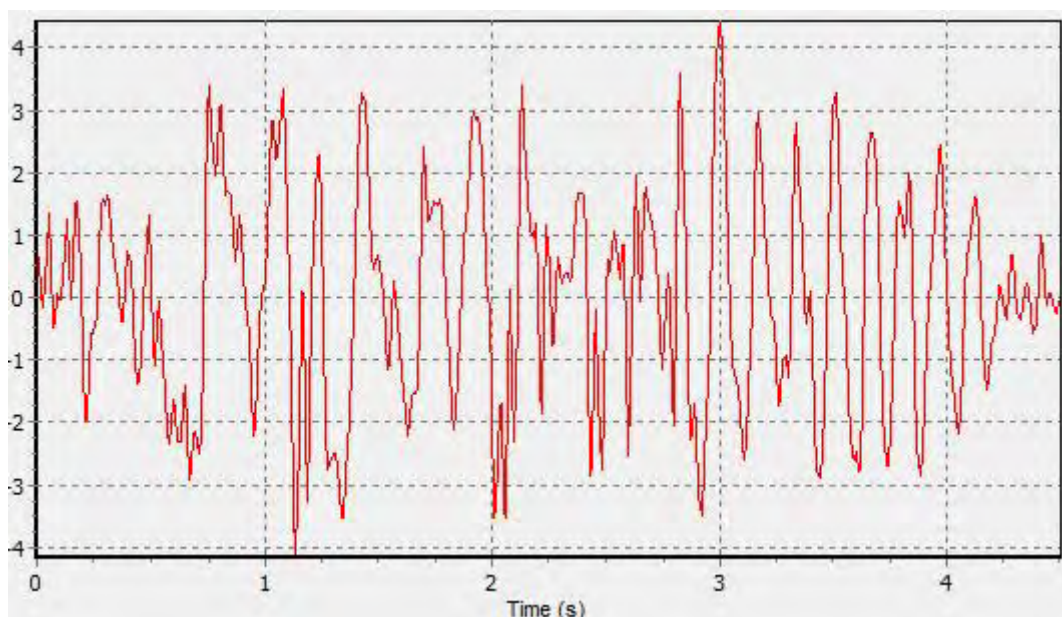


Figura 14.14 – Intensità e durata del sisma

La struttura originaria ha subito uno spostamento orizzontale totale di $141,43 \cdot 10^{-3}$ m mentre la struttura che doveva riprodurre il comportamento del perno si è spostata orizzontalmente di $111,20 \cdot 10^{-3}$ m. La differenza tra gli spostamenti è quindi di $30,23 \cdot 10^{-3}$ m che corrisponde al 21% in meno del secondo spostamento rispetto al primo.

I blocchi modulari che hanno risentito maggiormente degli effetti del sisma sono quelli più in alto ed è visibile nelle *Figure 14.15 e 14.16*.

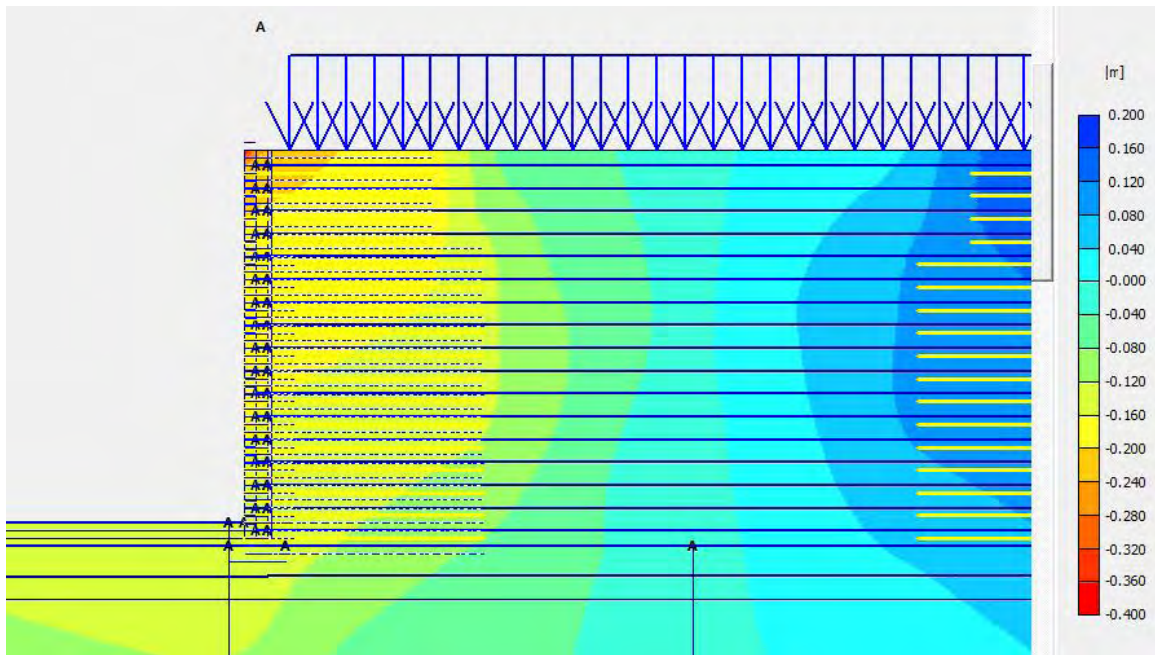


Figura 14.15 – Spostamento orizzontale della struttura originaria

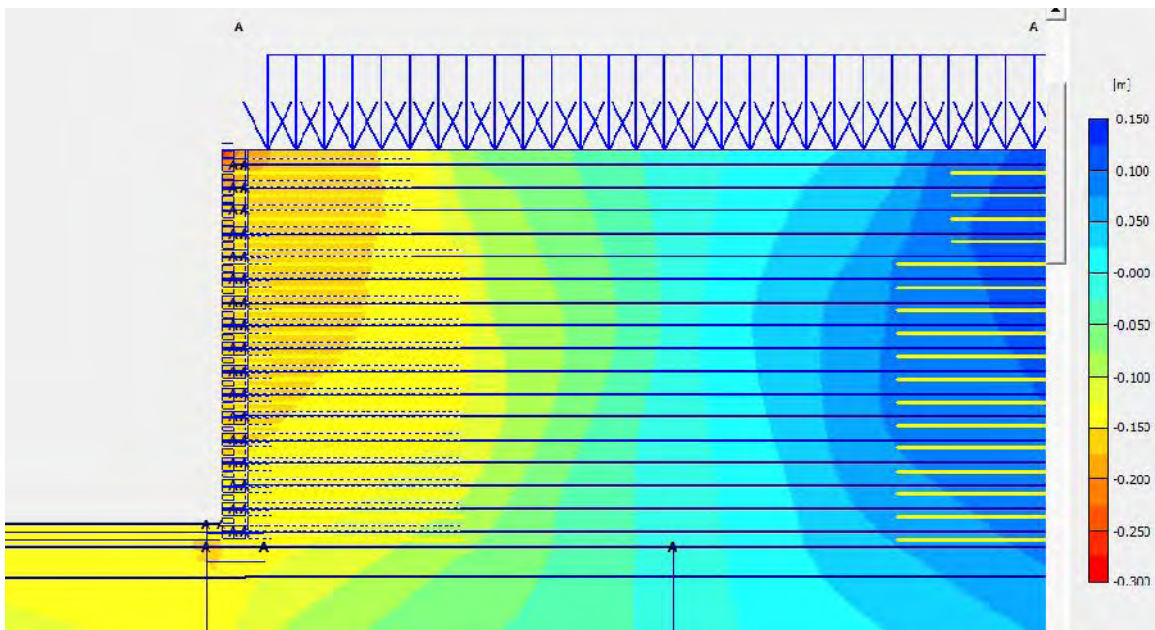


Figura 14.16 – Spostamento orizzontale della struttura con perno

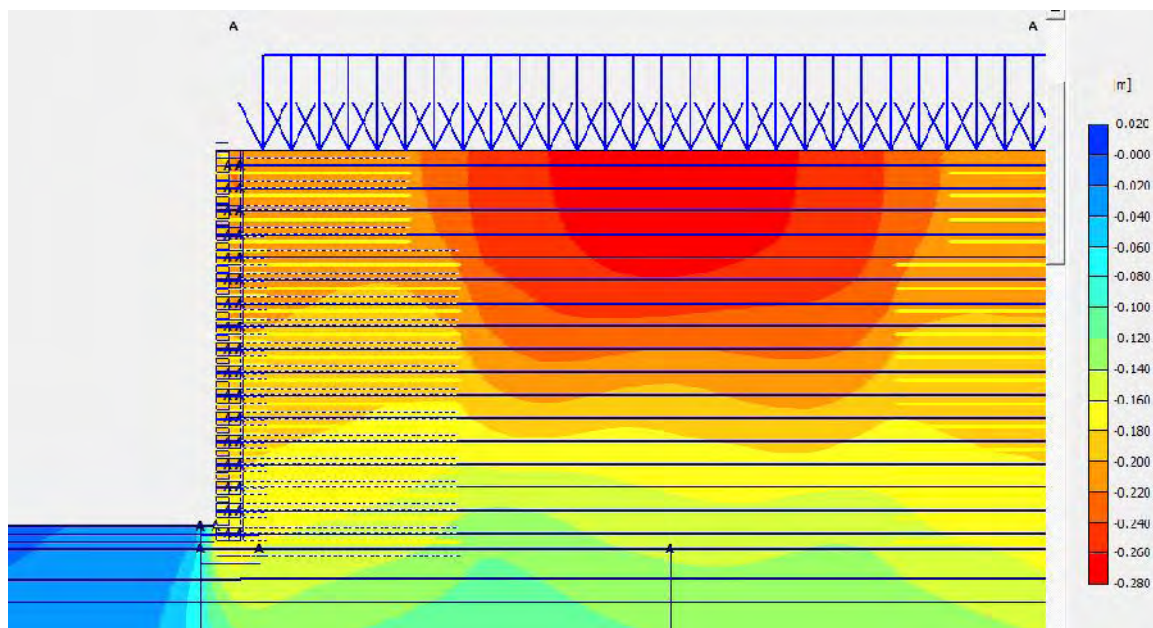


Figura 14.17 – Spostamento verticale della struttura con perno

14.3.1 Spostamenti orizzontali

Si sono associati dei punti a delle particolari altezze del muro segmentale per verificarne il comportamento durante il sisma.

Punto	Posizione (m)
A	0,40/19,75
B	0,40/17,80
C	0,40/16,80

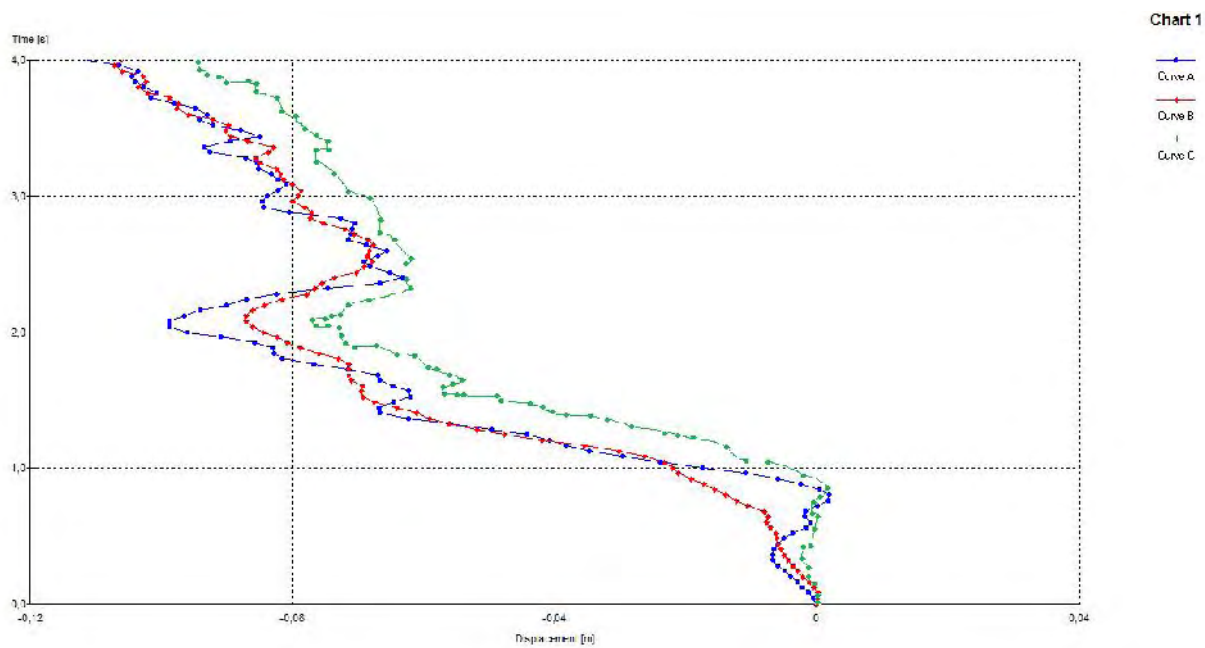
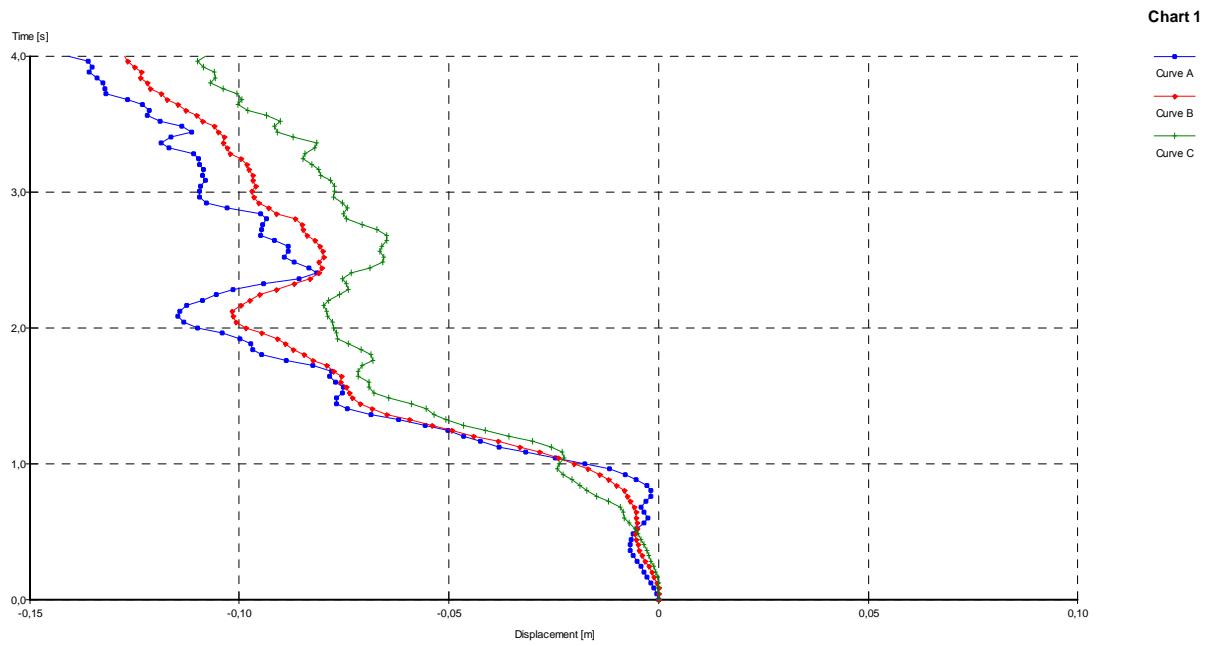


Figura 14.18 - Diagramma Tempo- Spostamento dei punti A – C durante e dopo l'applicazione del sisma del muro originale (in alto) e quello con perno (in basso)

Si può rilevare come lo spostamento maggiore avvenga nell'intervallo di tempo 1 – 2 sec che corrisponde alla massima intensità del sisma. Rispetto al sisma di Nocera, i punti della sommità analizzati hanno un notevole spostamento sia verso le x positive che verso le x negative. Questo perché il sisma preso in esame presenta una quantità maggiore di picchi elevati, visibili nell'accelerogramma, che incrementano il movimento dei punti da ambo le parti, diversamente dal sisma di Nocera, che dopo un picco iniziale, presenta piccole scosse successive.

14.3.2 Analisi dello stato tensionale

Le geogriglie utilizzate nella costruzione del muro segmentale sono soggette a tensioni notevolmente inferiori a quelle massime che sarebbero in grado di sopportare. Per questo motivo le geogriglie si trovano in campo elastico, senza mai plasticizzare.

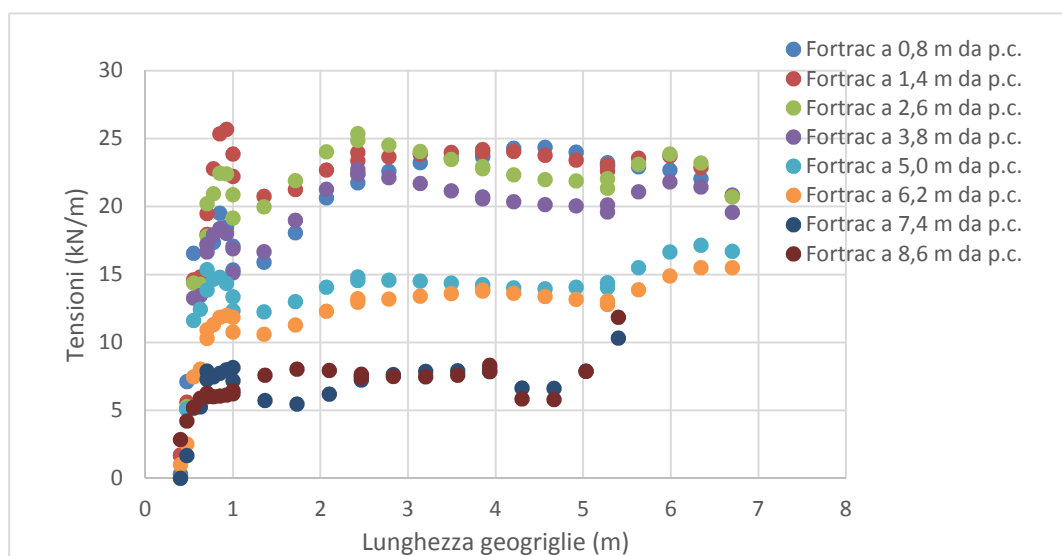


Figura 14.19 - Andamento tensioni nei rinforzi principali in fase dinamica

In *Figura 14.19* si vede che le geogriglie maggiormente sollecitate sono quelle alla base del muro e raggiungono il massimo valore all'inizio e dopo circa 2,5 metri.

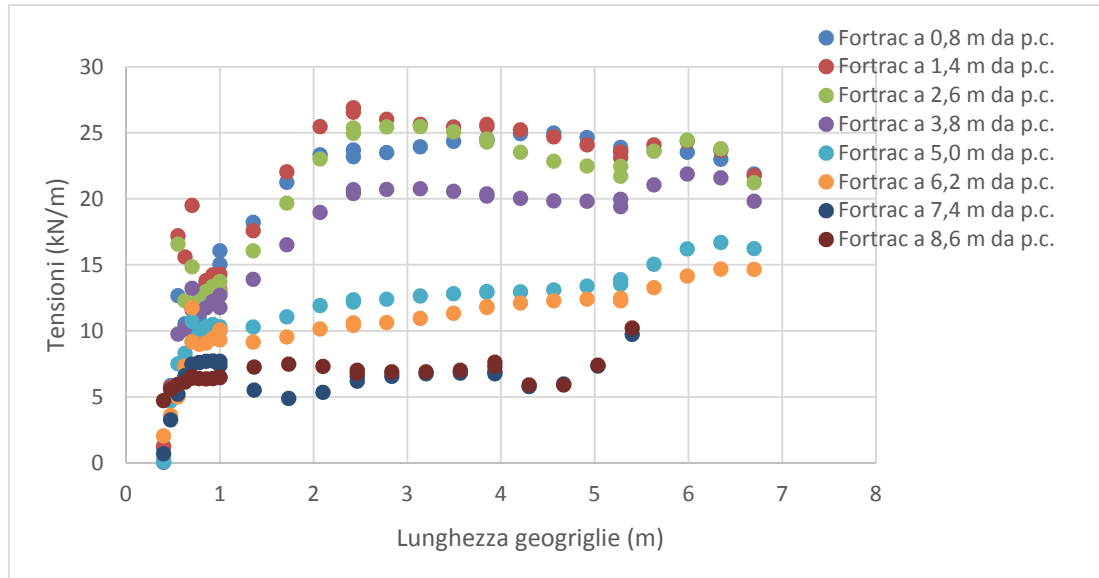


Figura 14.20 – Andamento tensioni nei rinforzi principali in fase dinamica con perno

A differenza del caso precedente, in questo, le geogriglie raggiungono il valore di picco massimo dopo circa 2,5 metri e non in prossimità del muro. Le geogriglie maggiormente sollecitate sono quelle vicine alla base del muro. Le geogriglie poste più in alto e con lunghezza ridotta, invece, raggiungono il loro massimo verso la parte finale della geogriglia stessa.

14.3.3 Variazioni delle tensioni lungo il paramento murario

In *Figura 14.21* si vedono i valori delle spinte a tergo del paramento murario. Per creare i grafici sottostanti si è scelto il punto di tensione orizzontale massima ogni mezzo metro d'altezza. In *Figura 14.21* sono rappresentati gli andamenti delle spinte nella fase dinamica senza e con il perno.

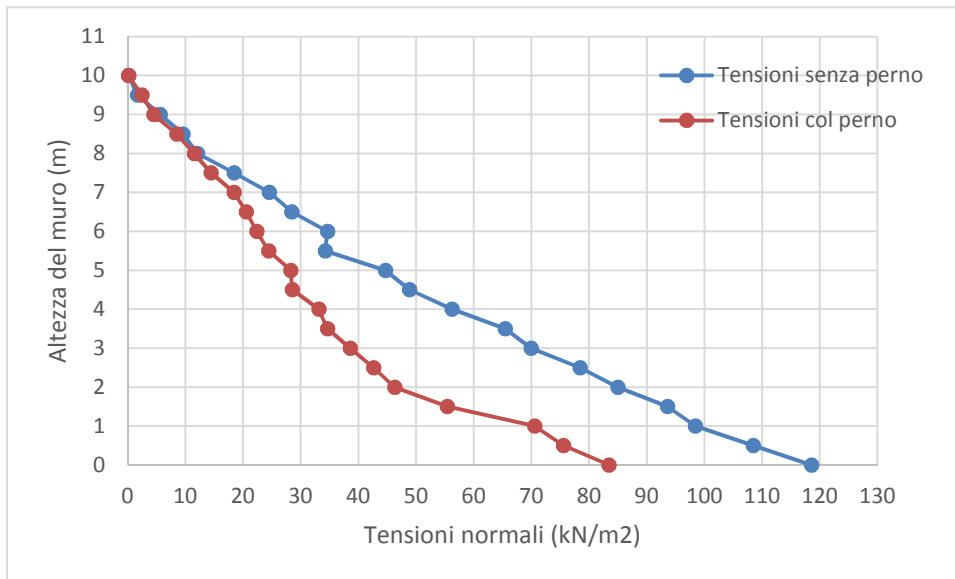


Figura 14.21 - Tensioni normali a tergo del paramento murario dopo l'applicazione del sisma

Nella prima si è registrato un incremento di tensioni di più del 10 % rispetto al caso di Nocera.

Nella struttura col perno i valori massimi registrati sono alla base del muro e, come visto precedentemente, c'è stato un incremento di circa il 10 % rispetto al sisma di Nocera.

14.4 Conclusioni

Nella tesi in esame si è studiato il comportamento di un muro segmentale soggetto ad azioni sismiche. In particolare si è voluto dimostrare come la presenza di un un meccanismo di blocco, influenzasse il comportamento del muro stesso.

Non si sarebbe potuto studiare tutto ciò in fase statica, e quindi si è scelto di analizzare il comportamento della struttura in fase dinamica. Si è utilizzato perciò un codice di calcolo agli elementi finiti, *PLAXIS*, utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione. Alla fine delle fasi statiche, si è applicato un sisma al modello creato e si sono evidenziate le differenze tra le due strutture.

Si sono analizzate due tipologie di sisma, quello di Nocera e quello Umbro Marchigiano, e, grazie alle diverse caratteristiche dell'accelerogramma, si sono potute constatare delle differenze nella risposta della struttura.

Il sisma più gravoso per la struttura è sicuramente quello Umbro Marchigiano, poiché, anche se l'intensità massima è simile a quello di Nocera, presenta un maggior numero di picchi.

Complessivamente le murature segmentali hanno dimostrato un ottimo comportamento alla stabilità con deformazioni complessive nell'ordine del 1/10 di metro.

Il comportamento della muratura con perno è stata simulata aumentando la coesione e l'angolo d'attrito interno del materiale di riempimento dei blocchi modulari. La differenze tra le due strutture sono:

- In termini di spostamenti laterali la differenza è quantificabile nell'ordine del 20% circa ed è moto simile per entrambi i sismi, quindi è indipendente dall'intensità, dal numero di picchi e dalla durata.
- Le tensioni massime nelle geogriglie hanno valori quasi uguali, circa 27 kN/m, ma la trazione nella geogriglia ha un andamento diverso. Infatti nel caso di struttura senza perno, questi valori si raggiungono in due punti, a una distanza di 0,8 metri e di 2,5 metri dal paramento murario. Nella struttura

col perno tra i blocchi modulari, il valore di picco si raggiunge solo a 2,5 metri di distanza.

- Al contrario, le tensioni orizzontali a tergo del muro, presentano un andamento simile ma hanno valori massimi diversi tra loro. La struttura senza perno ha infatti una tensione massima, alla base del muro, di circa 120 kN/m², mentre la struttura col perno si ferma a circa 85 kN/m².

Analizzando la risposta della struttura a seconda della tipologia di sisma applicato si può rilevare:

- Lo spostamento maggiore, nel caso Umbro Marchigiano, avviene nell'intervallo di tempo 1 – 2 sec che corrisponde alla massima intensità del sisma. Rispetto al sisma di Nocera, i punti della sommità presi in esame si muovono, per valori notevoli, su tutto l'asse delle x , sia positive che negative. Infatti a uno spostamento positivo nei primi 2 secondi di $115 \cdot 10^{-3}$ metri, segue uno spostamento contrario di $35 \cdot 10^{-3}$ metri, per poi continuare a crescere quasi costantemente verso le x positive e raggiungere la posizione finale di $141 \cdot 10^{-3}$ metri. Diversamente, nel sisma di Nocera, che dopo un picco iniziale, presenta piccole scosse successive, i punti hanno un andamento sempre crescente verso le x positive.
- Le tensioni nelle geogriglie e le tensioni normali a tergo del muro hanno un andamento simile per entrambi i sismi, perciò si può affermare che il loro comportamento non cambia in base alla tipologia di accelerogramma utilizzato. Per quanto riguarda i valori delle tensioni massime, in quello Umbro Marchigiano si è registrata un incremento del 10 % circa rispetto a quello di Nocera.

Dopo aver trovato le differenze tra le due tipologie di sismi applicati alla struttura, si analizzano quelle tra la fase plastica e quella dinamica, senza perno, in termini di tensioni (utilizzo il caso più gravoso per la struttura, ovvero il sisma Umbro Marchigiano):

- Le tensioni massime, in entrambi i casi, si registrano nelle geogriglie alla base del muro e sono nell'ordine dei 20 kN/m per la fase statica, e 27 kN/m per la fase dinamica. Quindi si osserva un incremento di circa il 40 % rispetto al caso statico. Ovviamente le tensioni sono notevolmente inferiori a quelle massime che sarebbero in grado di sopportare le geogriglie. Per questo motivo le geogriglie si trovano in campo elastico, senza mai plasticizzare.
- Analogamente le tensioni orizzontali a tergo del paramento murario hanno un andamento simile ma raggiungono valori superiori del 45% nel caso di struttura soggetta ad un sisma. Infatti nel caso statico il valore massimo, alla base del muro, è di 80 kN/m² mentre quello dopo l'applicazione del sisma è, sempre nella stessa posizione, di circa 120 kN/m².

Concludendo si può dire che gli obiettivi della tesi sono stati raggiunti, ovvero, si è dimostrato che inserire un perno tra i blocchi modulari porti notevoli benefici in termini di spostamento laterale, e in termini di tensioni. Ciò implica una maggior stabilità della struttura e quindi la possibilità di utilizzarla in sicurezza anche in zone a rischio sismico.

Bibliografia

ASTM C140 – 13 “*Standard Test Methods for Sampling and Testing Concrete Masonry Units and Related Units*”

ASTM C1372 – 11 “*Standard Specification for Dry-Cast Segmental Retaining Wall Units*”

ASTM C1262 - 10 “*Standard Test Method for Evaluating the Freeze-Thaw Durability of Dry-Cast Segmental Retaining Wall Units and Related Concrete Units*”

Design manual for SEGMENTAL RETAINING WALLS – NCMA

Catalogo Ferrari BK S.p.A. Landmark (Anchor Wall System Inc.) 2010

Catalogo Ferrari BK S.p.A. Rockwood (Anchor Wall System Inc.) 2010

Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”

D. Leshchinsky e Y. Mohri “*Large-Scale Shaking Table Tests on Modular-Block Reinforced Soil Retaining Walls*”

Burke, C., Ling, H. I., and Liu, H. _2005_. “*Seismic response analysis of three full-scale reinforced soil retaining walls.*”

I. Ling, D. Leshchinsky, H. Liu, and C. Burke “*Finite-Element Simulations of Full-Scale Modular-Block Reinforced Soil Retaining Walls under Earthquake Loading*”

Ling, H.I., Cardany, C.P., Sun, L-X. and Hashimoto, H., 2000, *“Finite Element Study of a Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall With Concrete-Block Facing”*

Jonathan T. H. Wu and Thang Q. Pham *“Load-Carrying Capacity and Required Reinforcement Strength of Closely Spaced Soil-Geosynthetic Composites”*

F. Vahedifard, D. Leshchinsky and C. L. Meehan *“Relationship between the Seismic Coefficient and the Unfactored Geosynthetic Force in Reinforced Earth Structures”*

I.P. Damians, R. J. Bathurst, A. Josa, A. Lloret, and P. J. R. Albuquerque *“Vertical-Facing Loads in Steel-Reinforced Soil Walls”*

Plaxis 2D Reference Manual 2012