



SAPIENZA  
UNIVERSITÀ DI ROMA

Tesi per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica

XXXI Ciclo

Riduzione dei movimenti lenti di versante mediante  
barriere di protezione costituite da pali accostati

Supervisore  
Prof. Ing. Sebastiano Rampello

Candidato  
Ing. Laura Fantera

Anno Accademico 2017/2018

# Sommario

---

1.	Introduzione.....	1
1.1	Inquadramento generale della ricerca.....	1
1.2	Obiettivi e articolazione della ricerca.....	3
1.3	Sommario della tesi.....	5
2.	Stabilizzazione dei pendii con file di pali: studio di letteratura. ....	8
2.1	Premessa .....	8
2.2	Principio di funzionamento: l'effetto arco.....	8
2.2.1	Figure.....	14
2.3	Osservazioni sperimentali .....	18
2.3.1	Osservazioni su modelli in scala ridotta .....	18
2.3.2	Osservazioni su opere in vera grandezza .....	21
2.3.3	Figure.....	24
2.4	Progettazione dell'intervento di stabilizzazione: dai metodi dell'equilibrio limite ai metodi agli spostamenti.....	31
2.4.1	Terreno assimilato a un mezzo rigido-plastico perfetto.....	32
2.4.2	Terreno assimilato a mezzo elasto-plastico perfetto .....	42
2.4.3	Figure.....	57
3.	Impostazione dello studio numerico.....	76
3.1	Premessa .....	76
3.2	Definizione del modello di riferimento e impostazione dello studio parametrico.....	77
3.2.1	Caratteristiche meccaniche del pendio .....	77
3.2.2	Geometria del pendio e della fila di pali.....	79
3.3	Definizione del modello numerico per le analisi d'interazione.....	82

3.3.1	Scelta di modelli .....	82
3.3.2	Il codice di calcolo FLAC.....	84
3.3.3	Caratteristiche dei modelli bi- e tridimensionali.....	85
3.4	Applicazione dei teoremi d'estremo .....	92
3.5	Interpretazione dei risultati .....	94
3.6	Tabelle.....	98
3.7	Figure .....	100
4.	Analisi con modelli piani.....	111
4.1	Premessa .....	111
4.2	Interazione frana - pali a interasse ridotto .....	111
4.2.1	Formazione dell'effetto arco .....	111
4.2.2	Effetto della resistenza al taglio del terreno.....	115
4.2.3	Effetto della rigidezza del terreno .....	119
4.3	Pali a interasse variabile: effetto delle condizioni di deformazione piana	120
4.4	Applicazione dei teoremi d'estremo .....	125
4.5	Tabelle.....	133
4.6	Figure .....	135
5.	Analisi con modelli tridimensionali .....	150
5.1	Premessa .....	150
5.2	Fila indefinita di pali fissi.....	152
5.3	Fila indefinita di pali non vincolati.....	163
5.4	Osservazioni.....	172
5.4.1	Effetto della scabrezza all'interfaccia palo terreno .....	172
5.4.2	Effetto della dilatanza .....	175
5.5	Tabelle.....	178

5.6	Figure .....	180
6.	Studio parametrico d'interazione: pali non vincolati.....	198
6.1	Premessa .....	198
6.2	Effetto delle proprietà meccaniche del substrato stabile e della profondità d'infissione del palo.....	199
6.2.1	Rigidità e resistenza dello strato di base.....	199
6.2.2	Profondità d'infissione del palo.....	203
6.3	Variazione della geometria del corpo di frana.....	208
6.3.1	Effetto dello spessore della coltre in frana.....	208
6.3.2	Effetto dell'inclinazione del pendio .....	210
6.4	Tabelle.....	217
6.5	Figure .....	220
7.	Variazione della geometria della fila di pali .....	236
7.1	Premessa .....	236
7.2	Fila indefinita di pali disposti a quinconce.....	236
7.2.1	Modello bidimensionale.....	236
7.2.2	Modelli tridimensionali .....	242
7.2.3	Tabelle .....	249
7.2.4	Figure.....	251
7.3	Fila di estensione finita .....	258
7.3.1	Geometria della fila .....	258
7.3.2	Analisi d'interazione .....	259
7.3.3	Figure.....	268
8.	Conclusioni.....	278
	Appendice A.....	285

Bibliografia.....	289
-------------------	-----

# 1. Introduzione

## 1.1 Inquadramento generale della ricerca

I rilievi costituiti da terreni geologicamente recenti sono caratterizzati da una franosità diffusa, legata alla naturale evoluzione morfologica della superficie terrestre. Movimenti franosi possono essere innescati da eventi piovosi intensi, tali da alterare il regime delle pressioni interstiziali nel pendio, o possono essere provocati da attività antropiche, quali opere di scavo al piede o applicazione di carichi in testa o, in generale, opere che prevedano qualsivoglia riprofilatura del versante alterando l'equilibrio interno delle forze. In questo contesto, la realizzazione di interventi di stabilizzazione dei pendii in frana ha lo scopo di proteggere i manufatti, nuovi o preesistenti, che interagiscono con il volume di terreno instabile, riducendo la velocità di spostamento di corpi di frana o stabilizzando il pendio.

Indipendentemente dalla sua natura, una frana si verifica quando in una zona del versante le tensioni tangenziali agenti nel terreno raggiungono il valore della resistenza al taglio, determinando la formazione di una superficie lungo la quale avviene lo scorrimento della massa instabile rispetto al sottostante terreno stabile. Le condizioni di stabilità di un pendio sono espresse sinteticamente dal coefficiente di sicurezza  $F$ , definito come il rapporto tra la resistenza al taglio del terreno  $\tau_{\max}$  e la tensione tangenziale  $\tau_{\text{mob}}$  mobilitata lungo la generica superficie di scorrimento in esame. Valori di  $F$  maggiori dell'unità indicano condizioni di stabilità mentre la tendenza di  $F$  verso un valore unitario riduce il margine di sicurezza rispetto al raggiungimento di una condizione di equilibrio limite, con l'instaurarsi di un meccanismo di collasso. L'aumento di  $F$  rispetto al valore unitario e, quindi, il miglioramento delle condizioni di stabilità di un pendio può essere ottenuto con numerosi interventi, suddivisibili in due categorie principali. Nella prima categoria si collocano gli interventi che producono un incremento della resistenza al taglio del terreno: tra questi, ad esempio, si collocano gli interventi di drenaggio con i quali, riducendo le pressioni interstiziali agenti lungo la superficie di scorrimento, è possibile ottenere un aumento della tensione efficace, o di banchinamento al piede che agiscono, invece, aumentando le tensioni normali alla superficie di scorrimento, nonché interventi come chiodature e tirantature. Alla seconda categoria appartengono invece gli interventi che

riducono il grado di mobilitazione della resistenza al taglio, come gli interventi di tipo strutturale, che contrastano direttamente il movimento della massa instabile trasferendo la spinta dal corpo di frana alla sottostante porzione stabile.

La scelta della tipologia di intervento più adatta a migliorare la stabilità del pendio è strettamente legata alle caratteristiche del cinematismo di collasso (e.g.: dimensioni del corpo di frana e velocità di spostamento): l'uso di file di pali è consigliabile nel caso di pendii poco acclivi e interessati da movimenti franosi lenti lungo superfici di scorrimento superficiali o mediamente profonde, caratteristiche spesso ricorrenti in depositi argillosi caratterizzati da uno strato superficiale con caratteristiche meccaniche alterate rispetto a quello sottostante stabile. In particolare, i pali, disposti trasversalmente rispetto alla direzione del movimento del corpo di frana, permettono di migliorare le condizioni di equilibrio del versante trasferendo, grazie alla loro rigidità flessionale, parte della spinta proveniente dalla coltre in frana al substrato stabile.

Lo studio dell'efficacia di file di pali nella riduzione della velocità di spostamento di coltri in frana e, in generale, nel miglioramento delle condizioni di stabilità di pendii è oggetto del presente lavoro di ricerca. Superando gli studi sviluppati per il caso di pali isolati, si considera piuttosto il caso di pali interagenti per effetti gruppo: in particolare, si studiano le conseguenze della formazione dell'effetto arco, generato dall'interazione tra il corpo di frana e i pali e che regola il trasferimento delle azioni dal terreno alla fila. Alla formazione di tale effetto arco si attribuisce la produzione di un diffuso miglioramento delle condizioni di stabilità del pendio e, conferendo continuità al sistema discreto di pali, una riduzione anche marcata degli spostamenti del terreno. In questo contesto, risulta fondamentale la corretta valutazione della distanza tra i pali della fila, tale da garantire il giusto equilibrio tra la formazione di effetti gruppo e la numerosità dei pali.

La valutazione dell'incremento di stabilità dovuto alla realizzazione della fila è affrontato, solitamente, con metodi dell'equilibrio limite. Facendo riferimento al caso di pendio indefinito, in presenza di infinite file di pali poste a una distanza  $b$  e considerando pari a  $i$  l'interasse tra i pali della stessa fila, il coefficiente di sicurezza  $F$  può essere riscritto come

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau_{\text{mob}}} = \frac{c' + \sigma'_n \tan \phi'}{\tau - T_{\text{sds}}/b \cdot i} \quad (1.1)$$

considerando nell'equilibrio il valore del taglio  $T_{\text{sds}}$  agente nel palo in corrispondenza della

superficie di scorrimento. La sollecitazione di taglio nel palo insieme con l'interasse  $i$  tra i pali della fila e la distanza  $b$  tra le diverse file divengono in tal modo parametri dimensionanti dell'intervento, definiti in modo da garantire il desiderato incremento del coefficiente di sicurezza del pendio; parallelamente, le sollecitazioni di momento flettente regolano il dimensionamento strutturale dei pali. In generale, per conoscere le sollecitazioni agenti lungo il palo è necessario risalire alla distribuzione dei carichi che la coltre in frana esercita sulla fila di pali, solitamente ricavata, anch'essa, da metodi dell'equilibrio limite alla scala del palo, sviluppati prevalentemente in riferimento al solo caso di palo isolato. La definizione della distribuzione delle azioni lungo il palo è, tuttavia, ben più complessa di quella ottenibile con l'applicazione di questi metodi e legata a numerosi fattori che influenzano sia il trasferimento della spinta dal terreno in frana ai pali per formazione dell'effetto arco che la reazione sviluppata dal substrato stabile, secondo un processo che evolve con gli spostamenti della coltre.

Pertanto, per una migliore comprensione e descrizione degli effetti dell'interazione tra un corpo di frana e una fila di pali è necessario il passaggio da metodi dell'equilibrio limite ad analisi d'interazione, con le quali poter descrivere l'evoluzione delle sollecitazioni nel palo con gli spostamenti del terreno e in funzione dell'interazione con gli altri pali della fila e, con questa, quella degli effetti di mitigazione e di stabilizzazione.

## 1.2 Obiettivi e articolazione della ricerca

Nonostante file di pali siano largamente utilizzate nella pratica costruttiva per il miglioramento delle condizioni di stabilità di versanti e, più in generale, per la mitigazione degli spostamenti di coltri in frana, non sono ancora diffuse procedure condivise per la loro progettazione e scarse sono soprattutto le indicazioni riguardanti la descrizione dei loro effetti sul campo di spostamenti del terreno. La letteratura esistente, infatti, si limita prevalentemente allo studio della capacità di stabilizzazione di file di pali equidistanti indefinitamente estese con riferimento a metodi dell'equilibrio limite, in cui il terreno è un mezzo rigido perfettamente plastico e i pali sono elementi rigidi. Molte delle soluzioni proposte derivano, inoltre, da forti approssimazioni riguardanti l'interazione tra i pali della fila, considerando più spesso la condizione di palo singolo (e.g.: Viggiani, 1981; Muraro *et al.*, 2014; Di Laora *et al.*, 2017). Gli effetti di interazione tra i pali sono invece portati in conto con approcci tipo quello proposto da Ito e Matsui (1975), ossia riconducendo lo



schema d'analisi al piano contenente la sezione dei pali e quindi perdendo la descrizione dell'interazione tra i pali e gli strati di terreno in frana e stabile.

Centrale nel presente lavoro di ricerca è invece lo studio dell'utilizzo di file di pali accostati e interagenti per la mitigazione degli spostamenti legati a movimenti di versante. Il lavoro si basa principalmente sul confronto dei risultati ottenuti da analisi numeriche, con lo scopo di definire i principali meccanismi d'interazione tra il corpo di frana, il sistema di pali, fissi o non vincolati, e il substrato stabile, e concentrando in particolare l'attenzione sugli effetti di questi sulla capacità di mitigazione dell'intervento, ottenuta comparando il campo di spostamenti presente a monte e a valle della fila. Il movimento franoso è riprodotto imponendo al corpo di frana, modellato come un continuo elastoplastico perfetto, uno spostamento via via crescente fino al raggiungimento di condizioni di flusso plastico. Durante il processo, oltre a stimare la capacità di mitigazione del campo di spostamenti imposto, è anche possibile stimare l'aumento della spinta assorbita dai pali e le sollecitazioni di taglio e momento flettente agenti lungo il loro asse.

L'impostazione di un'analisi parametrica è utile a definire i principali fattori da cui dipende l'efficacia dell'intervento nella riduzione degli spostamenti di versante. In generale, le caratteristiche della fila, come l'interasse tra i pali, la loro lunghezza e le condizioni di vincolo ad essi imposte, e quelle meccaniche dei terreni coinvolti sono i parametri che maggiormente contribuiscono alla definizione della bontà dell'intervento, sia in termini di riduzione degli spostamenti del corpo di frana che di generale miglioramento delle condizioni di stabilità.

Lo studio è incentrato prevalentemente sugli effetti di mitigazione di una fila di pali allineati indefinitamente estesa, ma sono discussi anche alcuni importanti risultati ottenuti variando la disposizione in pianta dei pali secondo uno schema a quinconce e considerando un'estensione finita dell'intervento. Infatti, nonostante l'uso di pali per la stabilizzazione di pendii in frana è frequente nei progetti di costruzioni stradali e ferroviarie con interventi molto estesi, interventi localizzati, con pali disposti in linea o ad arco, possono essere realizzati a protezione di opere puntuali di limitata estensione in pianta, quali pozzi geotermici o pile di viadotti: in questi casi non risulta conveniente produrre il miglioramento delle condizioni di stabilità dell'intero pendio, ma è piuttosto sufficiente ridurre il campo di spostamenti del corpo in frana in prossimità dell'opera di interesse.

L'analisi parametrica è condotta utilizzando modelli tridimensionali sviluppati nel programma alle differenze finite FLAC: è così possibile descrivere correttamente la natura discontinua dell'intervento e la formazione di effetti gruppo, nonché l'interazione dei pali con i due strati di terreno, in frana e stabile.

In una fase iniziale dello studio, si è comunque fatto ricorso a semplici modelli bidimensionali, sviluppati nel codice di calcolo FLAC 2D, rappresentando l'interazione pali-terreno in un piano parallelo al piano campagna e contenente la sezione dei pali. Il confronto dei risultati ha permesso di evidenziare i limiti di una modellazione semplificata e gli errori legati al suo utilizzo.

In tutte le analisi il comportamento meccanico del terreno è stato assimilato a quello di un mezzo elastoplastico perfetto dotato di un criterio di plasticizzazione alla Mohr-Coulomb e con dilatanza nulla ( $\psi = 0$ ). Per alcuni modelli, le soluzioni così ottenute sono messe a confronto con quelle relative al caso di terreno assimilato a un mezzo puramente elastico, evidenziando in tal modo i meccanismi plastici d'interazione. Alcuni dei risultati ottenuti dalle analisi d'interazione, in termini di meccanismi di collasso attivati e di azioni limite trasmesse ai pali, sono stati poi confrontati con quelli ottenuti applicando i teoremi di estremo, conducendo analisi limite con il codice di calcolo agli elementi finiti OptumG2 e considerando il terreno come un mezzo rigido-plastico perfetto con legge di flusso associata ( $\psi = \phi'$ ).

### 1.3 Sommario della tesi

Partendo dalle conoscenze acquisite dallo studio di altri Autori e con l'esecuzione di proprie analisi numeriche d'interazione tra una massa di terreno in movimento e una fila indefinita di pali, l'obiettivo della tesi è principalmente quello di descrivere la capacità dell'intervento di mitigare gli spostamenti legati a movimenti di versante, arrivando a fornire indicazioni utili per una progettazione efficace del sistema di pali, ossia in grado di garantire la maggior riduzione degli spostamenti del terreno minimizzando la numerosità dei pali. Di seguito, organizzata per capitoli, si propone una sintesi del lavoro svolto.

Utile all'inquadramento e alla definizione della ricerca svolta è l'analisi della letteratura precedente, contenuta nel Capitolo 2. Particolare attenzione è rivolta a una prima

comprensione delle caratteristiche dell'interazione terreno in frana – fila di pali nell'ambito della stabilità dei pendii e quindi all'individuazione dei principali limiti delle diverse trattazioni in base ai quali sono stati definiti gli obiettivi del lavoro svolto. Specificamente, sono riportati i risultati provenienti sia dall'osservazione di modelli fisici, a scala reale (monitoraggio di opere reali o campi prova) o ridotta (prove di laboratorio), che da trattazioni teoriche o elaborazioni numeriche.

Il Capitolo 3 è quindi dedicato alla definizione dei modelli geometrici, meccanici e numerici scelti per lo studio degli effetti di mitigazione e delle modalità di riproduzione del movimento franoso, giustificando i limiti e la sensatezza delle varie assunzioni. I modelli bidimensionali e tridimensionali utilizzati nelle analisi, sviluppati nel codice di calcolo FLAC nelle versioni 2D e 3D, sono analizzati in parallelo e messi a confronto. In ultimo, si introducono le principali caratteristiche del codice di calcolo alle differenze finite OptumG2, utilizzato nell'ambito delle analisi limite, e dei modelli bidimensionali sviluppati con tale software.

Pur non facendo riferimento a nessun caso reale, i numerosi parametri coinvolti nello studio d'interazione sono definiti a partire da grandezze comunemente ritrovabili in problemi come quello in esame.

La parte centrale della tesi è dedicata al confronto dei risultati ottenuti da analisi numeriche condotte sotto diverse ipotesi sia sulla deformazione del terreno che sugli spostamenti dei pali.

Il Capitolo 4 è dedicato alla descrizione dei risultati ottenuti con i modelli bidimensionali, considerando condizioni di deformazione piana del terreno nel piano contenente la sezione dei pali, assimilati a elementi infinitamente rigidi e fissi. Le caratteristiche dell'interazione tra il sistema di pali e il terreno in movimento sono state confrontate al variare delle proprietà meccaniche di rigidità e resistenza del corpo di frana e dell'interasse tra i pali.

Si è così osservato che una descrizione realistica del fenomeno d'interazione può essere ottenuta solo con analisi tridimensionali, a cui è dedicato il Capitolo 5. I risultati qui riportati mostrano, infatti, la natura marcatamente tridimensionale dei meccanismi plastici d'interazione, mettendo inoltre in evidenza la forte influenza degli spostamenti del palo sull'efficacia dell'intervento.

Nel Capitolo 6, ancora con riferimento a modelli tridimensionali, per un fissato valore dell'interasse tra i pali della fila e per fissate caratteristiche meccaniche del corpo di frana, si studia l'effetto della variazione delle caratteristiche meccaniche del substrato stabile e della lunghezza del tratto del palo infisso in tale strato. A completare il Capitolo 6 sono riportate alcune considerazioni riguardanti la variazione della geometria del pendio, mentre gli effetti legati alla variazione della geometria dell'intervento sono analizzati nel Capitolo 7. In particolare, ancora per il caso di fila indefinita di pali, si considera il passaggio a una loro disposizione secondo uno schema a quinconce, e quindi si intraprende un primo studio degli effetti legati a dimensioni finite dell'intervento in pianta, considerando il caso di pali disposti in fila o ad arco.

I principali risultati e le considerazioni conclusive riguardanti il lavoro svolto sono raccolti nel Capitolo 8.

## 2. Stabilizzazione dei pendii con file di pali: studio di letteratura.

### 2.1 Premessa

Nel presente capitolo vengono sintetizzati i principali studi di letteratura su file di pali accostati utilizzati come interventi di stabilizzazione di frane o di mitigazione di movimenti lenti di versante, analizzando prima i risultati di osservazioni sperimentali su opere in vera grandezza o su modelli in scala ridotta e quindi i risultati di trattazioni teoriche e modellazioni numeriche. Tale analisi ha allo scopo di offrire un panorama complessivo sugli effetti dell'interazione frana-linea di pali-substrato stabile e sulle indicazioni progettuali ad oggi disponibili per un efficace dimensionamento della fila.

L'obiettivo, in generale, è quello di tracciare delle linee guida per una buona progettazione dell'intervento, sviluppando, eventualmente, approcci semplificati che possano portare a un dimensionamento speditivo ma comunque efficace del sistema di pali: infatti, nonostante lo sviluppo degli strumenti di calcolo abbia permesso nel tempo di passare da modellazioni più semplici e basate su forti approssimazioni a modelli sempre più complessi, in cui è possibile definire nel dettaglio il pendio e i pali descrivendo completamente il problema di interazione, questi hanno lo svantaggio di necessitare di oneri computazionali non trascurabili e di utenti esperti. Allo stato delle conoscenze non si è ancora giunti alla definizione di sistematiche procedure da adottare per il dimensionamento dell'intervento, tali da cogliere con sufficiente approssimazione la complessità del meccanismo d'interazione tra il corpo di frana, la fila di pali e il substrato stabile, e non si dispone di metodologie di calcolo consolidate e che traggano affidabilità dalla loro sistematica applicazione e dal controllo sulle opere realizzate.

### 2.2 Principio di funzionamento: l'effetto arco

La stabilizzazione di pendii con ridotto margine di sicurezza o la riduzione di spostamenti lenti di versante possono essere ottenute con l'impiego di elementi strutturali che attraversano il corpo di frana instabile e si intestano nella sottostante formazione non interessata da scorrimenti, esplicando forze di contenimento sulla massa in movimento.

Tale meccanismo di interazione è presentato schematicamente in Figura 2.1 (Evangelista, 1997), con riferimento al caso di intervento continuo. Ipotizzando un'installazione ideale del setto, esso risulta caricato inizialmente dalla spinta  $E_0$  prima scambiata nel terreno al contatto tra la porzione A e la porzione B. A seguito dell'installazione, poiché la porzione A di monte tende a scorrere verso il basso, si ha un incremento della spinta esercitata dal terreno sul setto ( $E_A > E_0$ ) e, per l'equilibrio, una riduzione delle tensioni tangenziali lungo la superficie di scorrimento rispetto alle condizioni iniziali ( $\tau_A < \tau_0$ ), con un aumento del coefficiente di sicurezza ( $F_A > F_0$ ); a valle, la porzione B tende anch'essa a scorrere verso il basso, riducendo la spinta  $E_B$  da cui risulta ancora  $\tau_B < \tau_0$  e  $F_B > F_0$ . Complessivamente, l'opera risulta caricata dalla spinta  $P = E_A - E_B$  (Figura 2.1 b): tale intervento è pertanto di tipo passivo, poiché l'azione stabilizzante da esso esplicata dipende dal movimento del terreno in frana, evolvendo con esso nel tempo. Maggiore è l'incremento del coefficiente di sicurezza rispetto a  $F_0$  che si desidera raggiungere, maggiore è la spinta che il terreno deve trasmettere all'opera (Figura 2.1 d): in particolare, la spinta  $P$  con la quale eseguire il dimensionamento dell'opera di sostegno può essere calcolata in funzione di un valore  $F^*$  del coefficiente di sicurezza del pendio pari a 1.2, valore in corrisponde del quale si può considerare sostanzialmente arrestato il moto del terreno.

Un comportamento assimilabile a quello di setto continuo può essere adatto anche a descrivere il caso di file di pali disposti a interasse  $i$  ridotto, in generale minore o uguale a 2 volte il diametro  $D$  del palo (Galli e di Prisco, 2017). Per interassi tra i pali maggiori, la fila di pali riesce ancora a realizzare un effetto di contenimento continuo della massa di terreno instabile tramite una conveniente redistribuzione delle tensioni nella zona a monte della fila. Specificamente, i pali, se adeguatamente infissi nel substrato stabile, vincolano direttamente l'avanzamento di parte del terreno in movimento che a sua volta trattiene, per sviluppo di tensioni tangenziali, quello posto in corrispondenza dello spazio libero tra i pali. Tali tensioni tangenziali sono quindi trasmesse dal terreno ai pali e, attraverso questi, al substrato stabile. Il meccanismo di trasferimento delle tensioni all'interno del terreno sinteticamente descritto prende il nome di effetto arco, fenomeno comune a molti problemi geotecnici, la cui prima definizione fu introdotta da Terzaghi nel 1943 a seguito di una serie di considerazioni teoriche e di prove di laboratorio (Terzaghi, 1936) su un volume di terreno sostenuto da una base dotata di una parte mobile (botola) con cui poter imporre un abbassamento alla parte centrale del provino, secondo lo schema riportato in Figura 2.2. Prima che la botola inizi ad abbassarsi, le tensioni verticali  $\sigma_{v_0}$  agenti sul

supporto orizzontale sono pari in ogni punto a  $\gamma H$ , con  $\gamma$  pari al peso dell'unità di volume del terreno e  $H$  all'altezza del terreno sopra il sostegno. L'imposizione di uno spostamento  $\neq$  uniforme e diretto verso il basso alla botola comporta lo sviluppo di tensioni tangenziali sulle superfici che separano la porzione di terreno in movimento, in corrispondenza della botola, da quella stabile, sopra le basi fisse: per effetto dello scambio di tensioni tangenziali, la tensione totale verticale  $\sigma_v$  calcolata in corrispondenza della botola decresce di una quantità pari al valore delle tensioni tangenziali scambiate, mentre quella in corrispondenza della zona stabile adiacente aumenta della stessa quantità. Tale fenomeno esiste attraverso tutto il campo di spostamenti del terreno, ma il suo completo sviluppo è solitamente raggiunto a grandi deformazioni.

Per definire il percorso lungo il quale avviene la redistribuzione delle tensioni nel terreno per formazione dell'effetto arco si fa inizialmente riferimento al caso in Figura 2.3 a in cui due superfici verticali scabre racchiudono un volume di terreno granulare (Handy, 1985). Anche in questo caso, la tendenza del terreno a scorrere per effetto del suo peso è contrastata dallo sviluppo di tensioni tangenziali al contatto con le pareti verticali dalle quali dipende la rotazione della direzione delle tensioni principali all'interno del terreno. Dalla rappresentazione dello stato tensionale dei punti A, B e C sul piano di Mohr, è possibile ricavare la traiettoria curvilinea lungo la quale ruotano le direzioni delle tensioni principali: specificamente, è possibile tracciare un arco lungo il quale la tensione principale minima varia tangenzialmente e radialmente la pressione principale massima. Al contrario, come mostra la Figura 2.4, nel caso dell'interazione di corpo in frana con i pali stabilizzanti la formazione dell'effetto arco è caratterizzata da un aumento delle tensioni normali alla superficie dei pali e da valori più bassi della tensione normale al punto di mezzeria: in questo caso, la rotazione delle direzioni principali può essere ancora descritta da un arco, la cui direzione tangenziale e radiale rappresentano rispettivamente la direzione della tensione principale massima e minima.

Uno schema del tutto simile a quello utilizzato da Terzaghi (1936) fu per la prima volta ripreso dagli autori Wang e Yen (1974) per dedurre una serie di relazioni tra le caratteristiche meccaniche di una massa di terreno in movimento e una fila di pali posti a un interasse variabile. Come mostrato in Figura 2.5a, il terreno compreso tra i pali corrisponde con quello al di sopra della botola, mentre i pali, di cui si trascurano le dimensioni, rappresentano il sostegno laterale stabile. Il terreno in frana è assimilato a un mezzo rigido-plastico perfetto con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, definito dai

parametri di resistenza  $c'$  e  $\varphi'$ , ed è supposto scorrere, in condizioni di equilibrio limite, lungo una superficie parallela al piano campagna e caratterizzata da una resistenza al taglio definita dai parametri  $c'_{ss}$  e  $\varphi'_{ss}$ . I pali sono assunti rigidi e perfettamente incastrati nel substrato stabile. Facendo ancora riferimento alla Figura 2.5, l'equilibrio di un elemento di volume del corpo in frana compreso tra due pali è pari a

$$P_s + W_y - (P_s + dP_s) - R_1 - R_2 = 0 \quad (2.1)$$

in cui  $P_s$  è la risultante della pressione media incognita  $p_s$  agente in direzione  $y$  parallela alla superficie di scorrimento nella zona compresa tra i due pali di ampiezza  $i-D$ , per cui  $P_s = p_s \cdot (i-D) \cdot H$ ,  $W_y = W \sin \alpha = \gamma \cdot (i-D) \cdot H \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \cdot dx$  e  $dP_s = dp_s \cdot (i-D) \cdot H$ ,  $R_1$  e  $R_2$  sono rispettivamente pari alla risultante delle tensioni tangenziali mobilitate lungo la superficie di scorrimento ( $R_1 = \gamma \cdot (i-D) \cdot H \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \varphi'_{ss} \cdot dy + c'_{ss} \cdot (i-D) \cdot dy$ ) e sulle superfici laterali  $aa'$  e  $bb'$  ( $R_2 = 2(0.5 \gamma \cdot H^2 \cdot \cos \alpha \cdot dy + p_s \cdot H \cdot \cos \alpha \cdot dy) K_0 \cdot \tan \varphi_1' + 2 \cdot c' \cdot H \cdot \cos \alpha \cdot dy$  con  $K_0 = (1 - \sin \varphi')$  coefficiente di spinta laterale a riposo.

Sostituendo le espressioni dei diversi contributi all'interno dell'equazione (2.1), gli Autori (Wang e Yen, 1974) risalarono alla relazione

$$\frac{p_s}{\gamma H} = \frac{\left( m \cos \alpha \sin \alpha - K_0 \cos \alpha \tan \varphi' - \frac{2c'}{\gamma H} \cos \alpha - m \cos^2 \alpha \tan \varphi'_{ss} - \frac{c'_{ss}}{\gamma H} m \right)}{2K_0 \cos \alpha \tan \varphi'} \quad (2.2)$$

$$\times (1 - e^{-2K_0 n \cos \alpha \tan \varphi'}) + \frac{1}{2} K_0 e^{-2K_0 n \cos \alpha \tan \varphi'}$$

con  $m = (i-D)/H$  e  $n = y/H$ , tra la pressione media  $p_s$ , legata alla formazione dell'effetto arco, e le caratteristiche meccaniche e geometriche del pendio e della linea di pali. A parità di altre condizioni, la pressione  $p_s$  diminuisce all'aumentare di  $c'$  e  $\varphi'$ , coerentemente con l'aumento della capacità del terreno di sviluppare e trasmettere tensioni tangenziali. Inoltre, è possibile calcolare un valore  $m_{cr}$  della distanza tra i pali a partire dal quale non si manifesta più alcun effetto arco e pertanto ottenibile imponendo l'assenza di variazione di  $p_s$  lungo  $y$  ( $\partial p_s / \partial n = 0$ ). In Figura 2.6 sono riportati alcuni dei risultati ottenuti dagli Autori (Wang e Yen, 1974), con riferimento a un angolo d'inclinazione  $\alpha$  del pendio indefinito pari a circa  $26^\circ$ : la distanza critica tra due pali  $m_{cr}$  aumenta all'aumentare della resistenza al taglio  $\varphi'$  del terreno in frana, riportata in ascissa, e di quella  $\varphi'_{ss}$  disponibile lungo la superficie di scorrimento, stabilizzandosi al tendere di  $\varphi'$  al valore dell'inclinazione del pendio. Le linee tratteggiate in Figura 2.6 rappresentano, invece, la



distanza  $m_m$  tra i pali ricavata imponendo  $p_s = 0$  e che quindi rappresenta la distanza per cui è massimo l'effetto stabilizzante dei pali. Ponendo  $\varphi' = 26^\circ$  e  $\varphi_{ss}' = 16^\circ$ , valore tipici per un deposito d'argilla, e data un'altezza media del corpo in frana pari a 6 m, la distanza  $i-D$  tra i pali in corrispondenza del quale si possono considerare condizioni di palo singolo, ossia di assenza di effetto arco, è circa pari a 13 m ( $m_{cr} = 2.2$ ) mentre è pari a 8 m la distanza minima calcolata a partire da  $m_m = 1.3$ . La differenza tra il valore massimo e minimo dei due valori di  $i-D$  calcolati si riduce con il valore di  $\varphi_{ss}'$ : per un valore dell'angolo di resistenza al taglio lungo la superficie di scorrimento pari a  $8^\circ$ , condizioni di palo singolo si hanno a partire da una distanza tra i pali di 8 m, mentre la massima interazione è garantita da  $i-D = 5$  m. Aumentando l'inclinazione  $\alpha$  del pendio  $m_{cr}$  diminuisce coerentemente con l'aumento dell'azione destabilizzante  $W_y$ .

I risultati di prove di laboratorio condotte dagli stessi Autori (Wang e Yen, 1974) con un'apparecchiatura in grado di riprodurre, su piccola scala, il fenomeno descritto analiticamente confermano le previsioni fornite dall'equazione (2.2). Del tutto simili alle prove eseguite da Terzaghi (1936) e da Wang e Yen (1974) sono quelle condotte anche da Bosscher e Gray (1986) utilizzando l'apparecchiatura schematicamente riportata in Figura 2.7: si osserva che la parete inferiore della scatola che racchiude il volume di terreno è suddivisa in 9 elementi separati, ciascuno di circa 10 cm (4 in), con cui poter osservare gli effetti legati a una diversa alternanza di zone fisse e in movimento. Di particolare interesse sono i risultati da essi ottenuti in merito allo studio degli effetti di un comportamento contraente o dilatante del terreno sulla mobilitazione dell'effetto arco e sull'entità delle spinte trasmesse: la formazione dell'effetto arco risulta indipendente dalla densità relativa  $D_r$  della sabbia utilizzata e per bassi valori dello spostamento imposto al terreno tutti i provini manifestano un comportamento contraente con riduzione delle azioni sulla parete mobile rispetto alla condizione iniziale. Con l'aumentare delle deformazioni interne al provino il comportamento dilatante di una sabbia addensata nella zona, o superficie, di scorrimento che si forma a contatto con la zona stabile e la riduzione della resistenza associata al comportamento fragile del terreno produce un aumento delle azioni trasmesse al supporto mobile, mentre, al contrario, il comportamento duttile e caratterizzato da sola contraenza di una sabbia sciolta mantiene costante la riduzione ottenuta, che comunque si attesta su valori maggiori rispetto a quelli calcolati nel caso di sabbia densa.

Da quanto finora osservato, la formazione dell'effetto arco rappresenta comunque un

efficace meccanismo di trasferimento delle spinte dal corpo di frana alla fila di pali. La bontà dell'interazione è tuttavia strettamente legata all'interasse tra i pali, tale da garantire la formazione di effetti gruppo anche in funzione delle specifiche caratteristiche di resistenza al taglio del terreno, che definiscono la capacità di sviluppo e trasmissione delle tensioni tangenziali.

Gli aspetti qui dedotti da semplici modelli fisici e relazioni analitiche sono ripresi e discussi con maggior dettaglio nei lavori richiamati nel seguito, nei quali, a partire da diverse ipotesi, si analizzano, nello specifico, gli effetti dell'interazione tra il terreno in movimento e un palo, singolo o appartenente a una fila, in termini di azioni trasmesse agli elementi di sostegno e di variazione del campo di spostamenti del terreno.

2.2.1 Figure

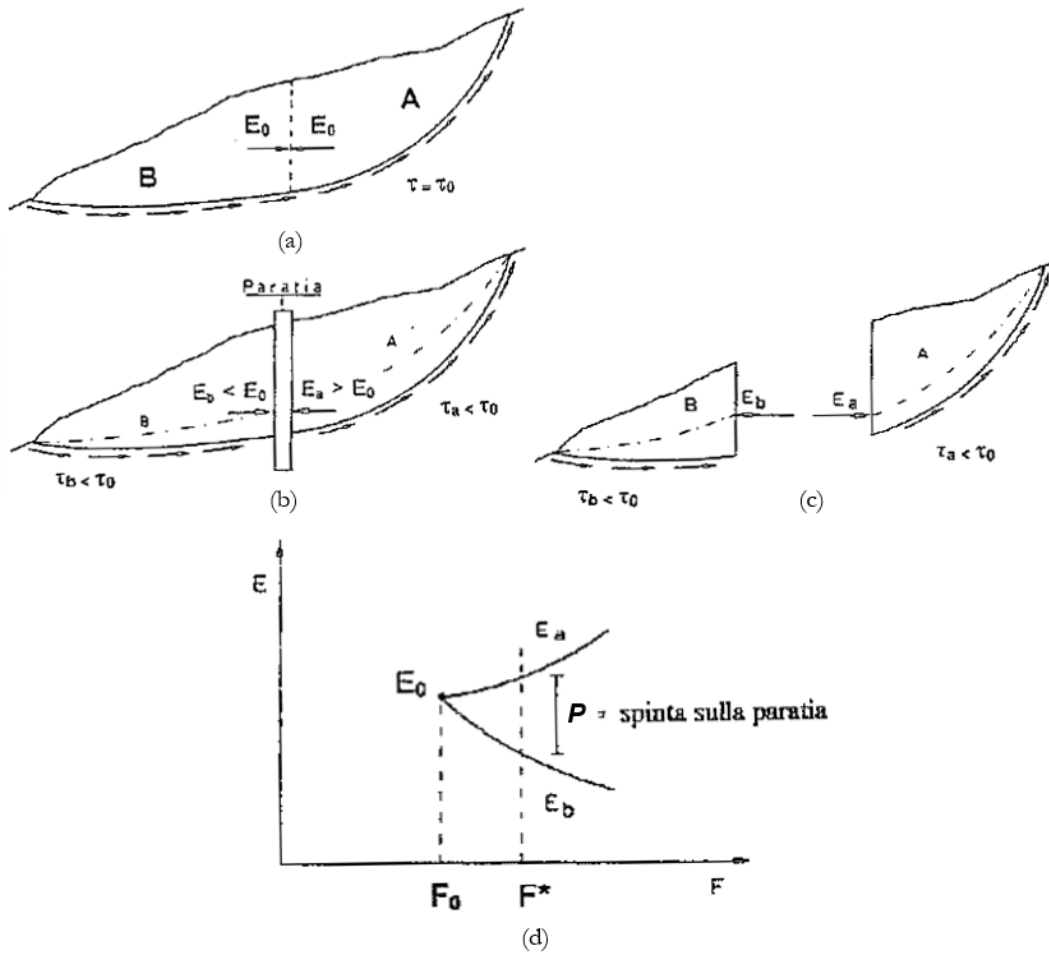


Figura 2.1 Meccanismo di interazione tra una paratia e un volume di terreno instabile definito da una superficie di scorrimento (da Evangelista, 1997).

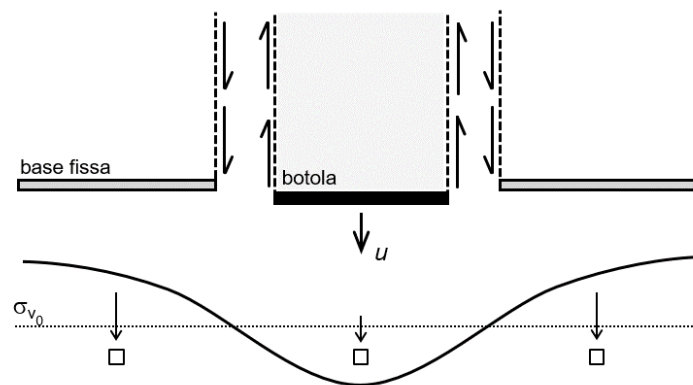


Figura 2.2 Effetto arco: schema di riferimento per l'esperimento di Terzaghi (1936, 1943) (in alto) e variazione delle tensioni in corrispondenza delle basi fisse e di quella mobile con lo spostamento  $u$  ad essa imposto (in basso).

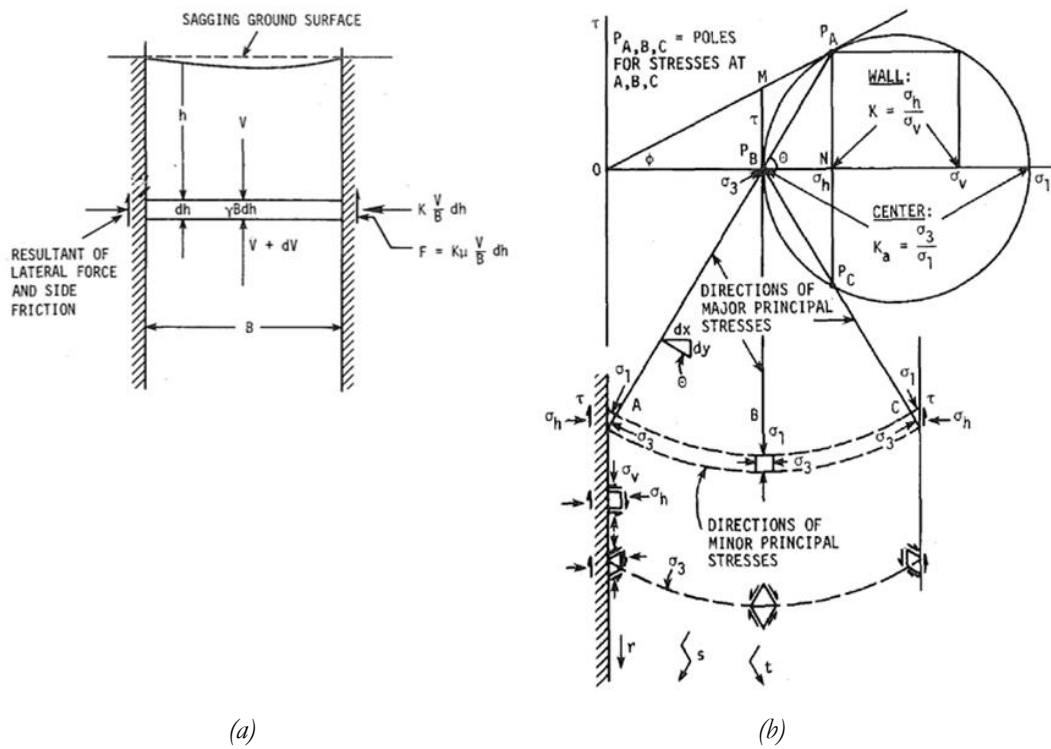


Figura 2.3 Effetto arco: (a) schema di riferimento e (b) relativa variazione della direzione delle tensioni principali (Handy, 1985)

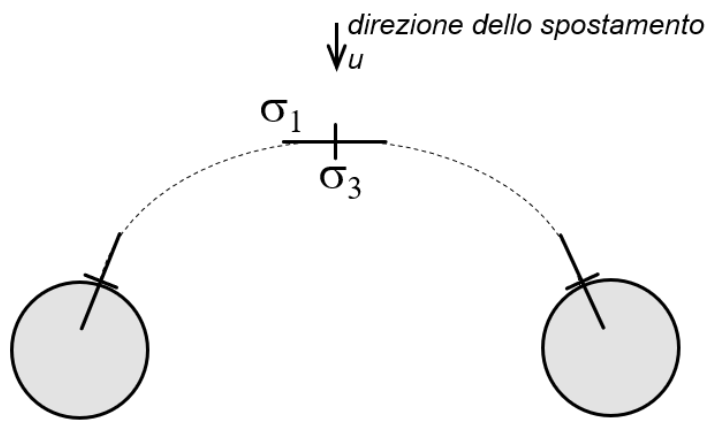


Figura 2.4 Effetto arco: traiettoria di rotazione della direzione delle tensioni principali.

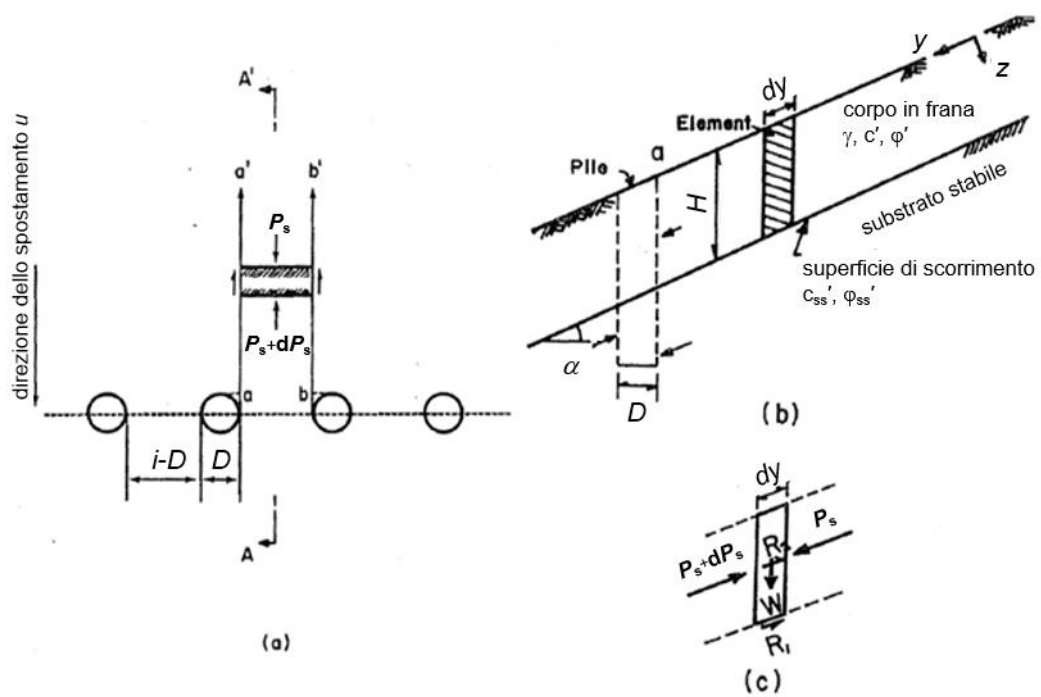


Figura 2.5 Schema di riferimento per lo studio di stabilizzazione di un pendio con pali: (a) vista in pianta; (b) sezione longitudinale; (c) generico elemento (adattata da Wang e Yen, 1974).

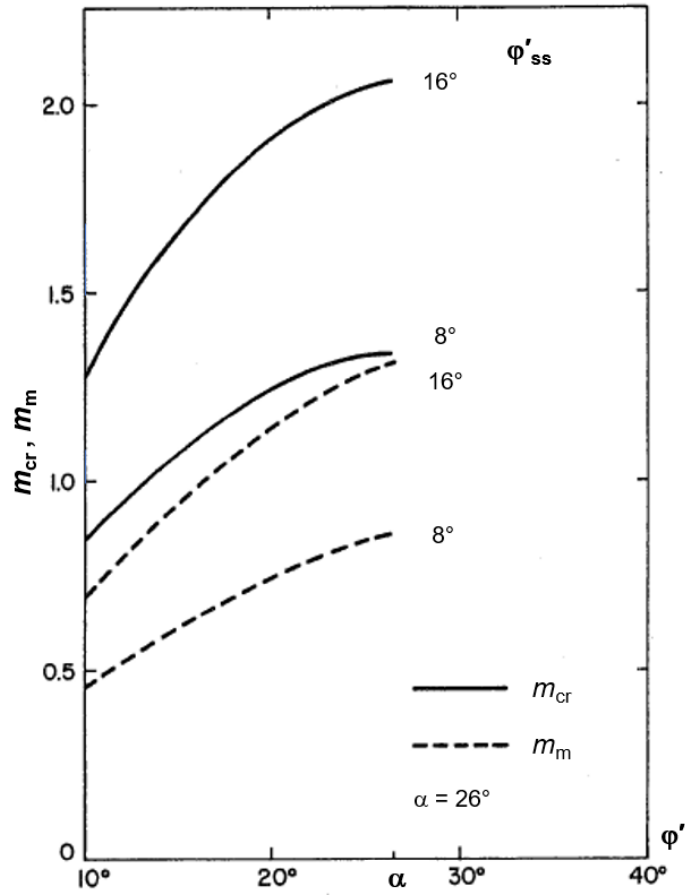


Figura 2.6 Variazione della distanza tra i pali della fila in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del corpo di frana e della superficie di scorrimento (adattato da Wang e Yen, 1974).

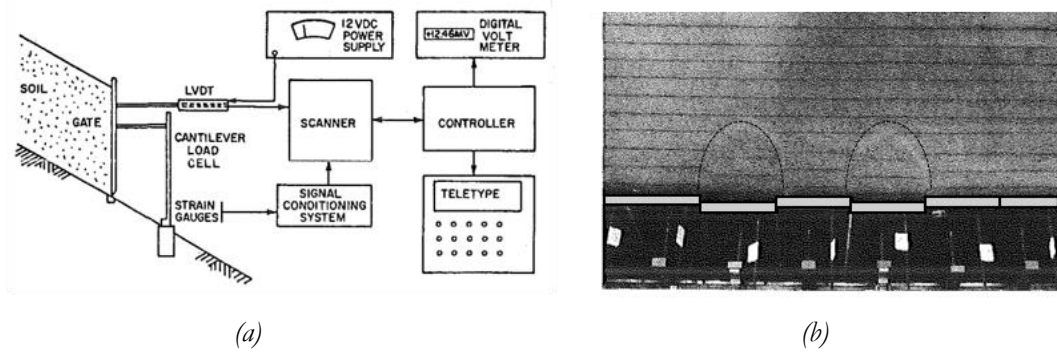


Figura 2.7 Prove di laboratorio sulla formazione dell'effetto arco in pendii in sabbia: (a) schema dell'apparecchiatura; (b) esempio di prova (adattato da Bosscher e Gray, 1986).

## 2.3 Osservazioni sperimentali

Nel dimensionamento di file di pali per la stabilizzazione di pendii in frana “esistono difficoltà obiettive non solo di valutazione dell’entità delle spinte del terreno, ma anche di comprensione del meccanismo di interazione tra terreno spingente, reagente e struttura” (Esu e D’Elia, 1974). Pertanto, risulta essere di fondamentale importanza l’esecuzione di prove di laboratorio su modelli in scala ridotta e di campi prova su interventi in vera grandezza, nonché l’osservazione del comportamento di interventi già realizzati, dai quali poter valutare direttamente gli effetti dell’interazione tra la fila di pali e il terreno e da questi risalire ai principali meccanismi che li governano, così da giungere a una corretta modellazione del problema.

### 2.3.1 Osservazioni su modelli in scala ridotta

La realizzazione di modelli in scala ridotta, pur non riproducendo i meccanismi di interazione pali-terreno in tutta la loro complessità, rappresenta uno strumento utile per l’osservazione e la comprensione dei principali caratteri di tali meccanismi e per la validazione di modelli numerici ottenuti con l’introduzione di ipotesi semplificative funzionali alla soluzione del problema, con adeguati margini di attendibilità.

Una delle prime prove di laboratorio su modelli in scala ridotta fu quella condotta da Matsui *et al.* (1982) per verificare i risultati delle relazioni analitiche per il calcolo dell’azione laterale trasmessa a una fila indefinita di pali da una massa di terreno in movimento dedotte pochi anni prima da Ito e Matsui (1975). Con riferimento allo schema riportato in Figura 2.8, gli Autori (Matsui *et al.*, 1982) considerarono un volume di terreno di dimensioni 60×30×30 cm a cui poter applicare uno spostamento orizzontalmente verso un’ideale fila indefinita di pali rigidi e fissi, mentre è impedito quello nella direzione verticale, come ipotizzato nella trattazione analitica del 1975: nelle prove furono variati il diametro  $D$  e l’interasse  $i$  dei pali, considerando diverse caratteristiche di resistenza del terreno, a grana grossa e a grana fine. In Figura 2.9 si osserva la deformazione del terreno attorno ai pali per due diversi schemi dell’intervento: lontano dai pali le linee di flusso degli spostamenti sono sostanzialmente parallele alla direzione del moto, mentre deviano in prossimità di essi, in maniera più marcata nella zona evidenziata in rosso dove, nella trattazione teorica (Ito e Matsui, 1975), il terreno è assunto raggiungere le condizioni di plasticizzazione, confermando, quindi, tale assunzione. La Figura 2.10 mostra invece le curve  $P-u$  che descrivono l’andamento della spinta  $P$  trasmessa a un palo della fila dal

terreno in movimento per effetto dell'imposizione di uno spostamento pari a  $u$  e calcolata tramite l'utilizzo di celle di carico poste in testa e alla base del palo centrale (Figura 2.8). La spinta  $P$  agente sul palo cresce linearmente con  $u$  nella porzione iniziale della curva fino a un punto di inflessione in cui inizia a discostarsi dall'andamento lineare; oltre tale punto la curva mostra una concavità verso il basso e l'azione trasmessa tende a un valore asintotico raggiunto per grandi spostamenti. La spinta agente sul palo in corrispondenza del punto di inflessione, corrispondente all'insorgere di deformazioni plastiche, risulta in buon accordo con quella teorica calcolata da Ito e Matsui (1975), mentre il carico ultimo esercitato dal terreno sul palo è invece uguale a circa 1.6 volte quello calcolato dagli Autori (Ito e Matsui, 1975).

A parità di caratteristiche geometriche della fila di pali ( $D=3$  cm,  $i=6$  cm), il valore limite della spinta trasmessa dal terreno ai pali cresce al crescere della resistenza al taglio  $c_u$  del terreno (Figura 2.10a), mentre a parità di angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  del terreno, la trasmissione della spinta ai pali aumenta al diminuire della loro distanza (Figura 2.10b). Tali risultati sono ancora in accordo con quelli ottenibili applicando le relazioni teoriche di Ito e Matsui (1975).

Sempre allo scopo di verificare i risultati delle loro trattazioni teoriche, gli autori Poulos e Chen (Poulos *et al.*, 1995; Chen *et al.*, 1997) condussero una serie di prove di laboratorio su modelli in piccola scala sia nel caso di palo singolo soggetto a uno spostamento orizzontale del terreno (Poulos *et al.*, 1995), che di gruppo di pali (Chen *et al.*, 1997). In Figura 2.11 è riportato uno schema dell'apparecchiatura usata dagli Autori (Poulos *et al.*, 1995; Chen *et al.*, 1997), costituita da una scatola di dimensioni 45×70×50 cm con le due pareti laterali più corte dotate di una cerniera che ne permette la rotazione della metà superiore (Figura 2.11a) così da imprimere una distribuzione di spostamenti triangolare alla sabbia asciutta posta nella scatola. L'apparecchiatura è dotata di una cella di carico per la misura della forza necessaria a far spostare la sabbia e i pali di alluminio sono strumentati con *strain gauges* per la valutazione del momento flettente indotto dallo spostamento del terreno al variare delle condizioni di vincolo in testa. A differenza delle prove eseguite da Matsui *et al.* (1982) il palo non è più un elemento fisso e la sua deformazione dipende dalla profondità d'infissione nella porzione di terreno a cui non è applicato alcuno spostamento.

La Figura 2.12 mostra l'evoluzione dei momenti flettenti calcolati lungo l'asse di palo



non vincolato all'aumentare dello spostamento  $u$  imposto al terreno: il profilo è caratterizzato da un massimo raggiunto immediatamente al di sotto della superficie di scorrimento e l'entità della sollecitazione cresce al crescere dello spostamento, seppur in maniera via via meno marcata. Come riportato in Figura 2.13, coerentemente con quanto ottenuto dagli Autori mediante analisi numeriche (Poulos, 1995), i valori più alti della sollecitazione di momento flettente sono calcolati quando la lunghezza  $L_2$  del tratto infisso è confrontabile con quella  $L_1$  del tratto a contatto con il corpo di frana, mentre valori modesti di  $M_{\max}$  sono calcolati sia quando  $L_2$  è piccolo rispetto a  $L_1$ , per cui lo spostamento del terreno tende a trascinare con sé il palo (*short-pile mode*), sia quando  $L_2$  è piccolo rispetto a  $L_1$  e il terreno scorrere attorno al palo che rimane fisso (*flow mode*).

La stessa apparecchiatura fu utilizzata da Chen *et al.* (1997) per valutare gli effetti del passaggio dal caso di palo singolo a un sistema di più pali, considerandone, come mostrato in Figura 2.14, l'effetto della variazione della disposizione in pianta, del numero e della distanza, in presenza o in assenza di una trave di collegamento in testa. Si sottolinea che le dimensioni dell'apparecchiatura rimangono costanti.

In generale, nonostante la forza necessaria a produrre lo spostamento del terreno aumenti all'aumentare del numero dei pali, coerentemente con una maggiore resistenza offerta dal sistema di pali allo spostamento del terreno, questi risultano complessivamente meno caricati rispetto al caso di palo singolo, con valori massimi del momento flettente che si riduce al decrescere dell'interasse tra i pali. In questo caso, la presenza di una trave di collegamento in testa garantisce una migliore distribuzione delle spinte all'interno della linea di elementi, riducendo la differenza tra il momento massimo registrato nei pali più esterni, più sollecitati, e quello relativo all'elemento più interno, meno sollecitato.

Tuttavia, nelle prove di laboratorio eseguite da Matsui *et al.* (1982), Poulos *et al.* (1995) e Chen *et al.* (1997) l'attenzione è tutta rivolta alla stima degli effetti dell'interazione di una massa di terreno in movimento e un sistema di pali in termini di spinte ad essi trasmesse mentre si trascura quasi completamente l'altrettanto importante effetto dei pali sul campo di spostamenti del terreno. Alcune considerazioni riguardanti questo aspetto possono essere ricavate dalle prove di laboratorio su modelli in piccola scala eseguite da Kahyaoglu *et al.* (2012) utilizzando l'apparecchiatura in Figura 2.15a. Al contrario delle prove discusse in precedenza, in cui lo spostamento del terreno era imposto sia in forma che in ampiezza,

in questo caso, il movimento è indotto dall'inclinazione della scatola di prova; i pali sono assimilati a degli elementi fissi. Come evidenziato in Figura 2.15b, gli Autori (Kahyaoglu *et al.*, 2012) descrivono come la presenza dei pali comporti uno spostamento disuniforme del terreno nel loro intorno, tornando ad avere una distribuzione uniforme una distanza dalla posizione della linea di pali pari a circa 8 volte il loro diametro  $D$ .

Una descrizione dell'evoluzione delle deformazioni in un pendio in scala ridotta in presenza di una fila di pali è fornito anche dai più recenti studi sul modello in scala ridotta realizzato da Tang *et al.* (2014) per riprodurre le principali caratteristiche della frana numero 1 di Majiagou (Cina). Con riferimento alla Figura 2.16a, i pali, di sezione quadrata, sono realizzati in calcestruzzo armato e intestati per il 40% della loro lunghezza nel bedrock di base e la frana è attivata caricando progressivamente il terreno da monte. In generale, gli Autori (Tang *et al.*, 2014) distinguono 4 fasi nell'evoluzione del fenomeno franoso (Figura 2.16): una fase di deformazione iniziale, una caratterizzata dalla deformazione uniforme del corpo di frana e una di rottura caratterizzata prima dall'accelerazione della deformazione e quindi dallo sviluppo di un cinematismo di collasso, evidente in Figura 2.16c.

### 2.3.2 Osservazioni su opere in vera grandezza

La validazione delle osservazioni teoriche con i risultati di modellazioni numeriche necessita comunque di un confronto con risultati provenienti da esperienze condotte su interventi di stabilizzazione in vera grandezza. Esse, infatti, permettono di ottenere una descrizione del meccanismo di interazione palo-terreno che non risente delle limitazioni tipiche di una sperimentazione in scala ridotta in laboratorio e tali da poterle rendere non sufficientemente rappresentative del problema reale e in grado di riprodurre la complessità del fenomeno. Escludendo l'utilizzo della centrifuga geotecnica, prove in scala ridotta sono caratterizzate dall'impossibilità di riprodurre uno stato tensionale prossimo a quello presente in sito, determinando la non corretta definizione della resistenza del terreno e della rigidità relativa-palo terreno, e, inoltre, la necessità di contenere le dimensioni dei prototipi limita quelle dei volumi di terreno investigabili, determinando spesso la necessità di imporre il profilo degli spostamenti dello spessore in frana e, in generale, le caratteristiche del movimento franoso.

In questo contesto, le misure raccolte su un periodo di circa 8 mesi da Esu e D'Elia (1974) su un palo installato in un pendio in frana hanno rappresentato un primo

importante punto di riferimento per molti Autori (e.g.: Viggiani, 1981; Chen e Poulos, 1997). Il palo, di diametro  $D = 0.79$  m e lunghezza  $L = 30$  m, fu eseguito per trivellazione attraversando una coltre di frana di spessore compreso tra 5 m e 7.5 m e strumentato con inclinometri per la misura degli spostamenti orizzontali del suo asse, potendo calcolare da questi, per derivazioni successive, gli andamenti delle sollecitazioni di momento flettente e della spinta del terreno, confrontabile con quella ottenuta direttamente da tre coppie di celle di pressione totale disposte lungo il palo sia al di sopra che al di sotto della superficie di scorrimento. L'elaborazione delle misure ottenute dalle celle di pressione totale, riportata in Figura 2.17, mostra un aumento nel tempo della differenza di pressione tra le celle di monte e quelle di valle poste alla stessa profondità, con differenze positive al di sopra della superficie di scorrimento ( $\sigma_{monte} > \sigma_{valle}$ ) e negative al di sotto di questa ( $\sigma_{monte} < \sigma_{valle}$ ), divenendo poi trascurabile con la profondità. Il palo è quindi soggetto a un sistema di carichi ripartiti dovuti alle azioni e alle reazioni del terreno, con un andamento confermato dall'elaborazione delle misure inclinometriche riportate in Figura 2.18. In particolare, insieme all'andamento del carico netto agente lungo l'asse del palo è riportato quello del momento flettente e del taglio, dai quali è possibile osservare che il valore massimo del taglio è ottenuto in corrispondenza della superficie di scorrimento, mentre il valore massimo del momento è calcolato al di sotto di essa. La deformabilità del palo, governandone gli spostamenti, influisce sull'entità del carico netto: in particolare, all'ipotesi di palo indeformabile e perfettamente incastrato alla base si associa al valore massimo della spinta che il terreno può esercitare sul palo. In generale, le azioni del terreno sul palo possono essere tali da portare al raggiungimento del momento resistente della sua sezione con la conseguente formazione di una cerniera plastica: tale condizione, legata essenzialmente al sottodimensionamento dei pali, rappresenta la principale causa di perdita di efficienza di molti sistemi di pali soggetti a spostamenti laterali del terreno (e.g.: Esu e D'Elia, 1974; Meriggi, 1989; Lirer, 2012).

Osservate tramite gli studi di Esu e D'Elia (1974) le caratteristiche dell'interazione tra corpo di frana, palo e substrato stabile, l'efficacia di file di pali nella stabilizzazione di pendii in frana è invece dimostrata dai dati raccolti da un'altra importante campagna di monitoraggio condotta contestualmente al primo intervento di stabilizzazione di un pendio con pali nel Regno Unito (Allison *et al.*, 1991). Ventiquattro pali, dal diametro  $D = 60$  cm e lunghezza  $L = 10$  m, furono disposti su 3 file per stabilizzare un corpo di

frana in movimento lungo una superficie di scorrimento preesistente e posta a una profondità media compresa tra i 4 m e i 5 m. Dal calcolo degli spostamenti orizzontali di dieci pali strumentati con inclinometri fu possibile osservare una rapida stabilizzazione della loro deformazione, maggiore per i pali della fila situata più a monte lungo il pendio, che per prima interagisce con la massa di terreno instabile, e decrescente verso valle: per la fila di pali più a monte il 45% della resistenza a flessione della sezione risultava mobilitato, mentre solamente il 20% per le file più a valle.

Di particolare interesse è la campagna d'indagine condotta da Lirer a partire dal 1999 e per un periodo lungo 3 anni, la quale unisce allo studio dell'evoluzione delle spinte di una coltre in movimento su un sistema di pali ricavato dall'elaborazione di misure in sito quello ottenuto dalla modellazione numerica del problema, calibrata in back analysis a partire dal problema reale (Lirer, 2002; 2012). Nello specifico, l'Autrice ha studiato il comportamento di 5 pali di acciaio di diametro  $D = 0.4$  m e lunghezza  $L = 10$  m installati con interasse  $i = 0.9$  m attraverso una colata lenta in provincia di Brindisi (colata di Masseria Marina). In Figura 2.19 sono mostrati i profili di spostamento, momento e taglio calcolati per il palo centrale della fila a partire dalle misure inclinometriche: la forma dei profili ottenuti è confrontabile con quella ricavata da Esu e D'Elia (1974). Di maggiore interesse sono, quindi, le considerazioni riguardo la capacità della fila di mitigare gli spostamenti della colata: infatti, sebbene l'intervento non fosse stato dimensionato per stabilizzare la frana, esso si è dimostrato comunque in grado di garantire una significativa riduzione degli spostamenti nella zona di valle. I risultati delle analisi numeriche riportati in Figura 2.20 mostrano, infatti, come il campo di spostamenti della colata sia localmente ridotto dalla presenza della fila di pali e che la zona di terreno in cui si risente della presenza dell'intervento sia confrontabile con l'estensione in pianta della fila di pali, estendendosi per circa 10 diametri a monte della stessa.

2.3.3 Figure

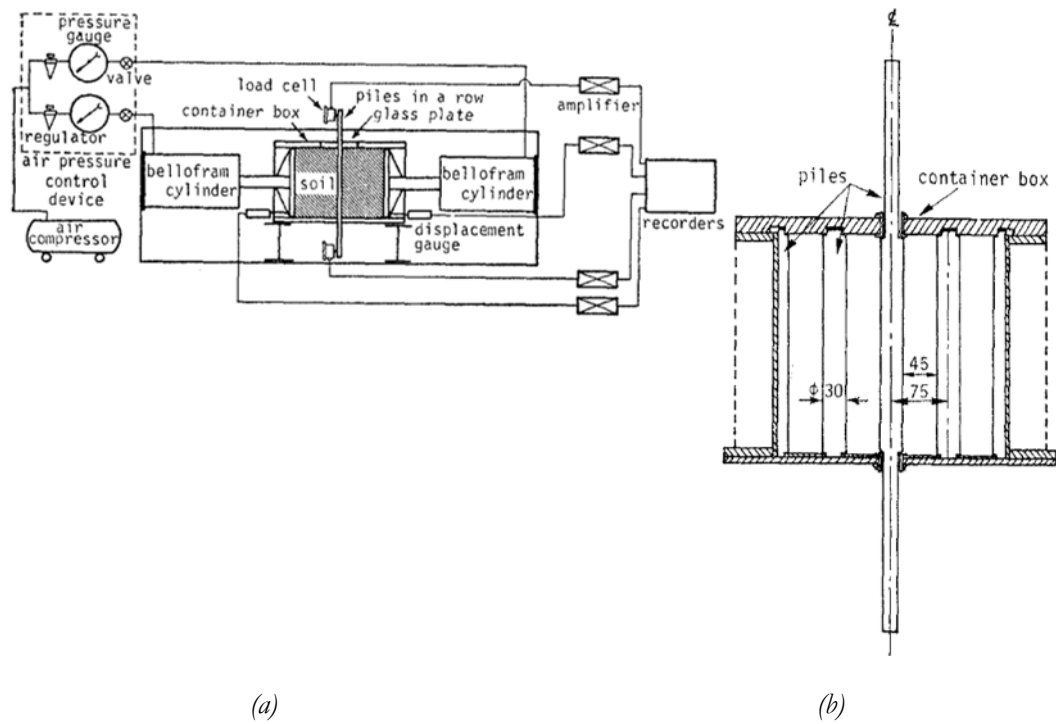


Figura 2.8 Prove su modello in scala ridotta di interazione terreno in movimento - fila di pali (Ito et al., 1982): (a) rappresentazione schematica dell'apparecchiatura di laboratorio; (b) sezione trasversale della fila di pali fissi.

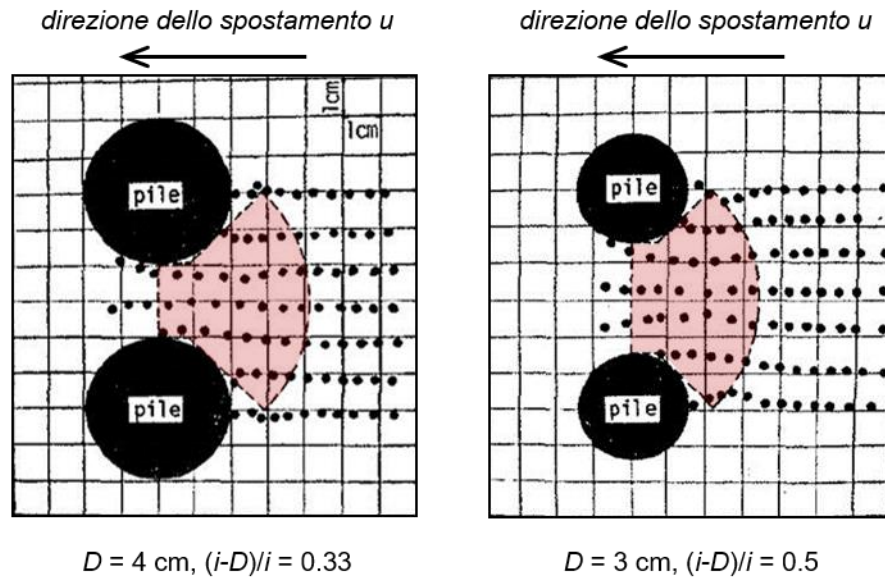


Figura 2.9 Vista in pianta della deformazione del terreno attorno ai pali (adattato da Matsui et al., 1982).

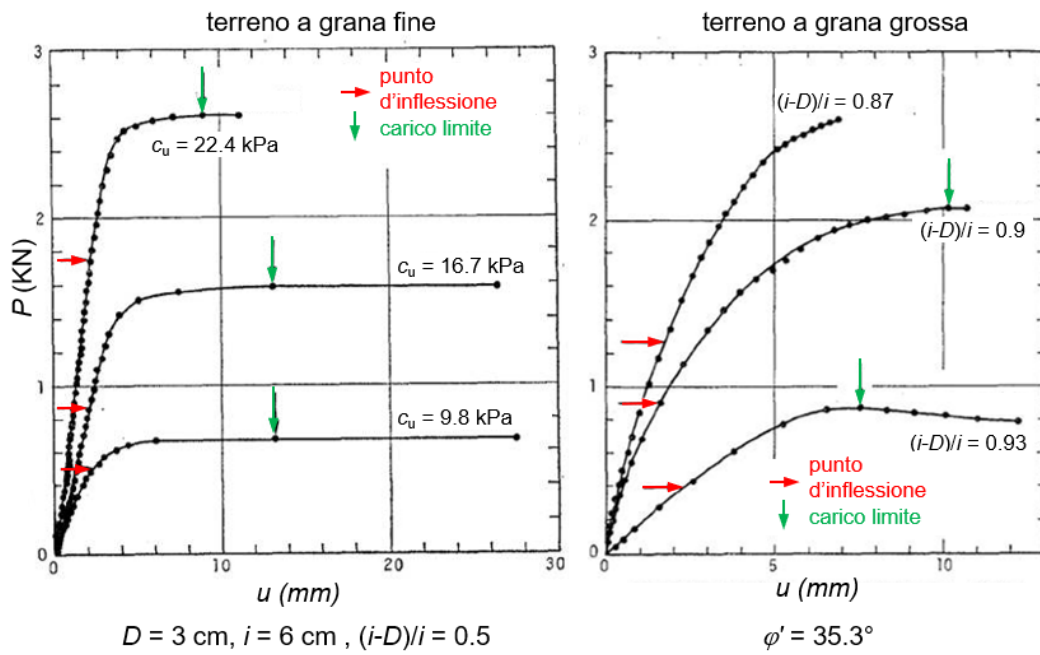


Figura 2.10 Relazione tra la spinta  $P$  agente su un palo e lo spostamento  $u$  del volume di terreno ottenuta da prove su modelli in scala ridotta (adattato da Matsui et al., 1982).

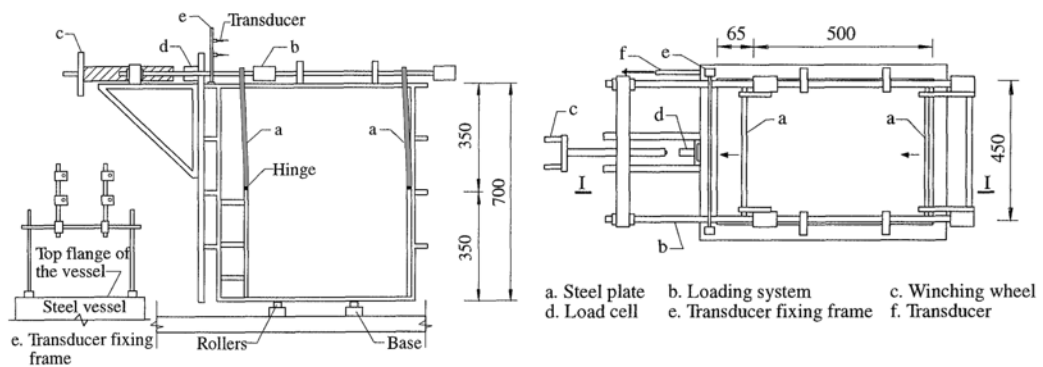


Figura 2.11 Modello in scala ridotta: (a) sezione e (b) pianta dell'apparecchiatura di prova (Poulos et al., 1995; Chen et al., 1997)

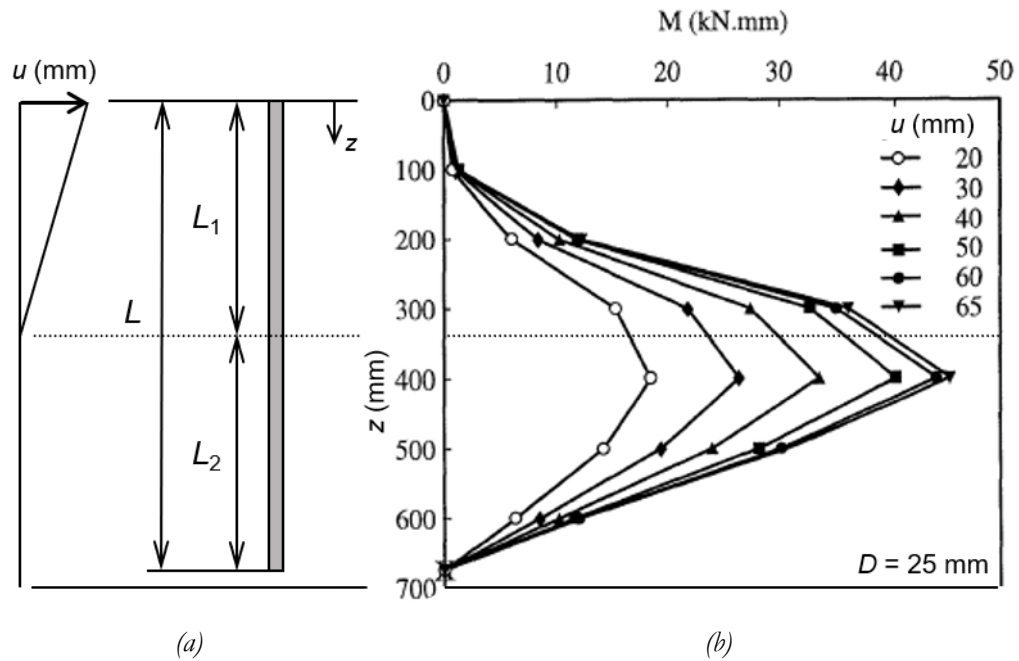


Figura 2.12 Evoluzione del profilo dei momenti flettenti per un palo libero di ruotare con gli spostamenti  $u$  imposti al terreno: risultato di prove su modelli in scala ridotta (adattato da Poulos et al., 1995).

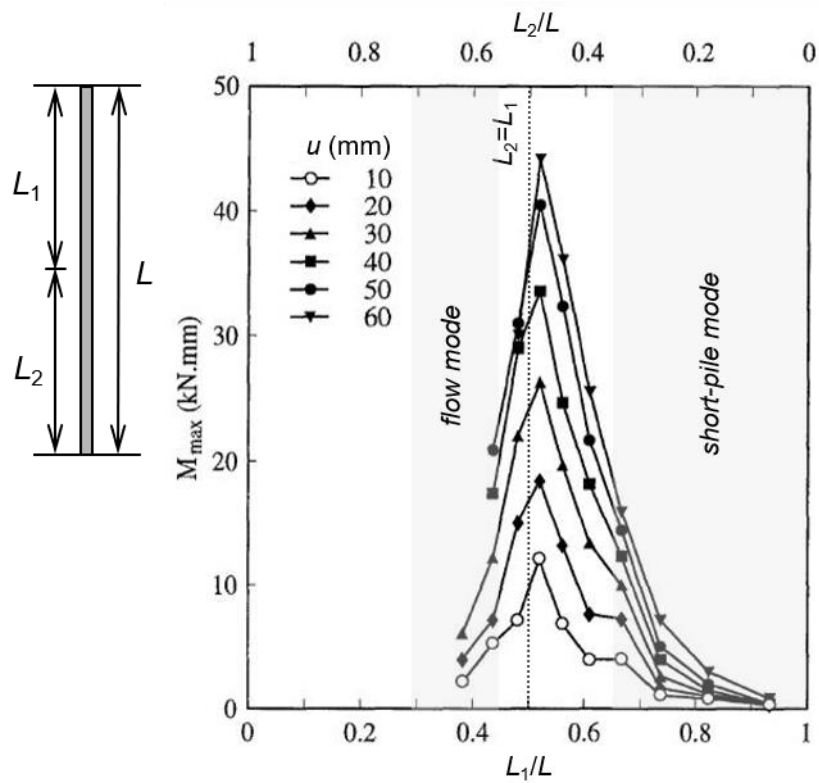


Figura 2.13 Relazione tra momento flettente massimo e lunghezze adimensionalizzate del palo (adattata da Poulos et al., 1995).

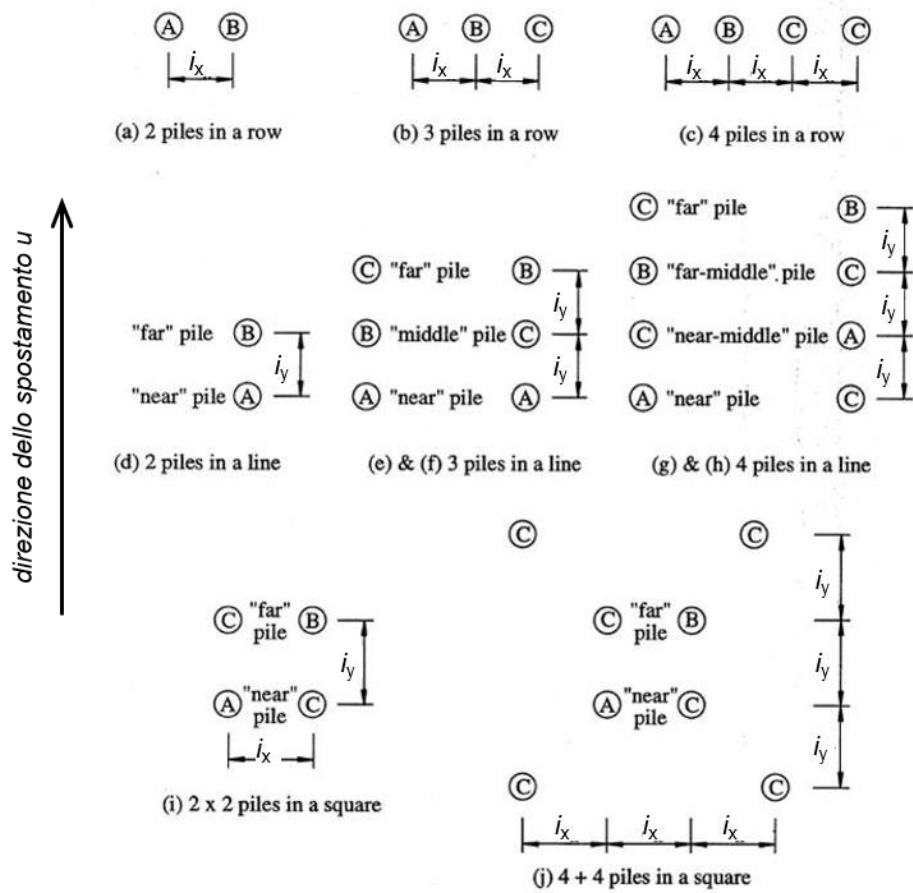


Figura 2.14 Modelli in scala ridotta per lo studio degli effetti d'interazioni tra gruppi di pali e terreno in movimento (adattato da Chen et al., 1997).

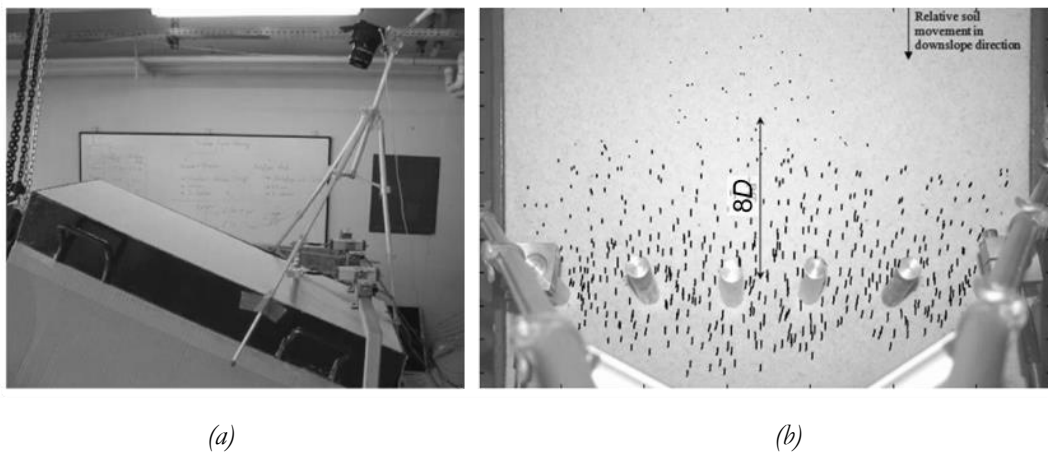


Figura 2.15 Modelli in scala ridotta: fotografia dell'apparecchiatura di prova (a) e redistribuzione degli spostamenti (b) (Kahyaoglu et al., 2012).





(a) fase iniziale



(b) deformazione uniforme



(c) accelerazione della deformazione

Figura 2.16 Modelli in scala ridotta: riproduzione della frana di Majiagou, Cina (Tang et al., 2014).

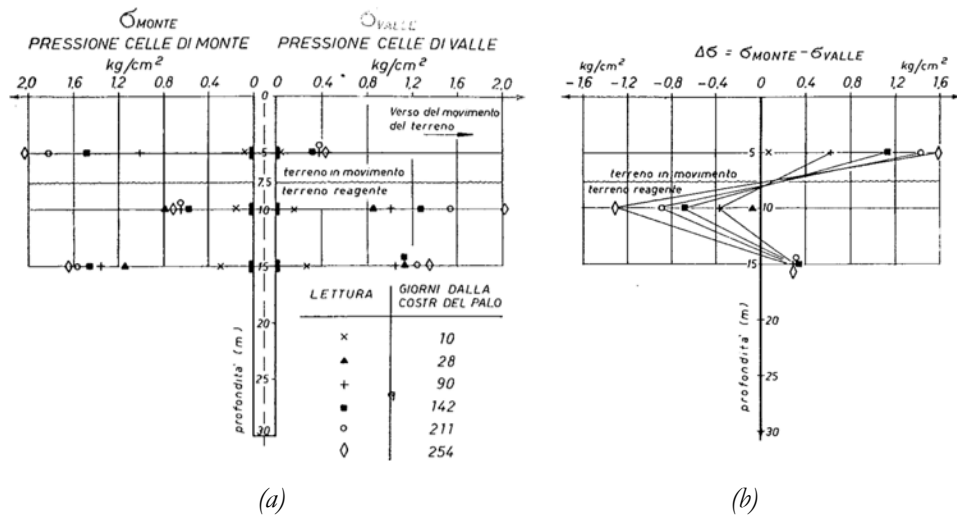


Figura 2.17 Opere in vera grandezza: palo strumentato con celle di pressione poste a diverse profondità (a) e variazione delle letture con il tempo (b) (Esu e D'Elia, 1974).

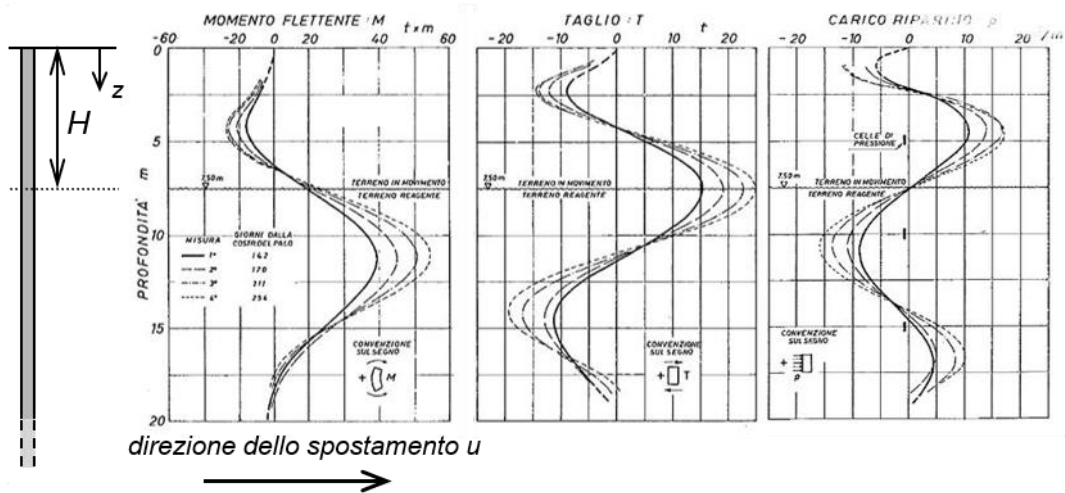


Figura 2.18 Opere in vera grandezza: diagrammi delle sollecitazioni di momento flettente e taglio nel palo e andamento del carico ripartito ricavati da misure inclinometriche (adattato da Esu e D'Elia, 1974).

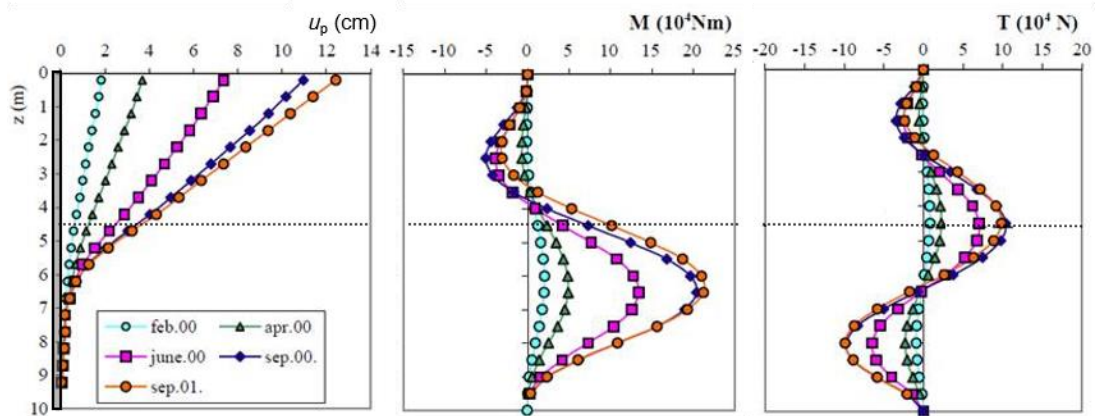


Figura 2.19 Opere in vera grandezza: spostamento, taglio e momento in un palo strumentato con un inclinometro (adattato da Lirer, 2012).

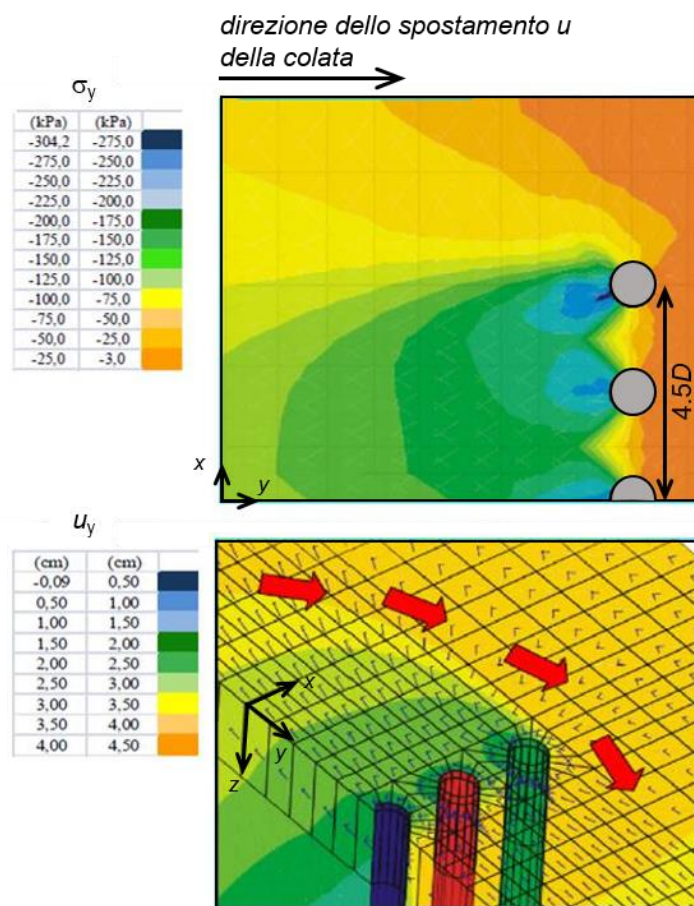


Figura 2.20 Modelli numerici elaborati in back analysis sui risultati di dati di monitoraggio: isolinee delle tensioni (in alto) e degli spostamenti (in basso) in direzione  $y$ , ortogonale all'asse della fila (adattato da Lirer, 2012).

## 2.4 Progettazione dell'intervento di stabilizzazione: dai metodi dell'equilibrio limite ai metodi agli spostamenti

Le caratteristiche dell'interazione tra un corpo di frana e una fila di pali sono determinate da numerose variabili, tra le quali risultano di particolare importanza quelle relative alla geometria del versante e del volume di terreno in movimento, di cui è importante definirne ampiezza e velocità, nonché quelle meccaniche di resistenza e rigidità sia dello strato instabile che di quello stabile e quindi tutte le caratteristiche geometriche e meccaniche dell'intervento di stabilizzazione, tra cui il diametro e l'interasse dei pali, rigidità e resistenza del singolo palo, posizione della fila rispetto al corpo di frana.

Nonostante la facilità realizzativa di file di pali e la loro comprovata efficacia sia nell'aumento del margine di sicurezza di pendii rispetto al raggiungimento di una condizione di equilibrio limite che nella riduzione di spostamenti in atto, fino anche a una loro completa stabilizzazione, non esiste, ad oggi, una procedura di progettazione largamente condivisa e capace di cogliere contemporaneamente l'interazione del terreno con i pali e gli effetti gruppo. L'unico modo per portare contemporaneamente in conto tutte queste variabili è quello di elaborare modelli numerici tridimensionali che riproducano il più fedelmente possibile il problema in esame, ma gli oneri computazionali sono tali da ostacolare comunque l'ottimizzazione della progettazione dell'intervento. Nella pratica, la progettazione di un intervento di stabilizzazione di un pendio con pali è quindi affrontata ricorrendo a metodi semplificati e sviluppati nell'ambito dei metodi dell'equilibrio limite: seguendo lo schema proposto da Viggiani (1981) questa può essere suddivisa in 3 fasi, una prima in cui è calcolata la forza di taglio necessaria a incrementare il coefficiente di sicurezza  $F_0$  del pendio fino a un assegnato valore  $F^*$ , quindi si calcola il valore massimo del taglio che si sviluppa in ciascun palo per effetto delle azioni trasmesse dal terreno, ipotizzando un cinematismo di collasso del palo, e quindi si definisce il tipo e il numero di pali con cui realizzare l'intervento e la loro migliore posizioni lungo il pendio. La forza di taglio per metro lineare necessario al raggiungimento del valore  $F^*$  richiesto è solitamente calcolato tramite un'analisi all'equilibrio limite e rappresenta la forza di taglio complessiva che i pali devono esplicare lungo la superficie di scorrimento normalizzato sull'interasse ( $T_{sds}/i$ ). Per la valutazione di  $T$  esistono invece numerosi approcci di calcolo che si differenziano per le ipotesi assunte sul comportamento del terreno in frana e stabile, su quello del palo e su quello complessivo dell'intervento per la formazione di effetti di

gruppo. In tale procedimento il palo è solitamente studiato come isolato, anche se un'efficace interazione della fila di pali con il corpo di frana è legata proprio alla formazione di effetti gruppo. In linea con tale osservazione, si sottolinea che ad oggi non esistono né procedure standardizzate né studi esaurienti riguardanti la capacità di file di pali allineati di ridurre la velocità di spostamento di coltri di frana, descrizione che richiede, in generale, maggiori sforzi computazionali.

#### 2.4.1 Terreno assimilato a un mezzo rigido-plastico perfetto

Il calcolo delle pressioni agenti lungo il palo e quindi quello delle sollecitazioni che si sviluppano al suo interno può essere affrontato ricorrendo a metodi dell'equilibrio limite in cui il terreno e il palo sono assimilati a un mezzo rigido-plastico perfetto. Un approccio all'equilibrio limite è quello proposto da Viggiani (1981) in riferimento al caso di palo singolo e considerando, come rappresentato in Figura 2.21, uno strato di terreno di altezza  $H$  che scorre su uno stabile di base, all'interno del quale il palo è infisso per una lunghezza  $L_2 = \lambda L_1$  con  $L_1 = H$ . Il piano campagna e la superficie di scorrimento sono considerati orizzontali e per entrambi gli strati sono assunte condizioni non drenate, con resistenza al taglio definita in termini di resistenza non drenata  $c_u$ , pari a  $c_{u1}$  nello strato superiore e a  $c_{u2}$  in quello inferiore. Dove lo spostamento relativo tra il palo e il terreno è diverso da zero, la pressione che agisce sul palo è definita come

$$p_u = k c_u D \quad (2.3)$$

con  $D$  pari al diametro del palo e  $k$  pari a un coefficiente di capacità portante, assunto dall'Autore (Viggiani, 1981) pari a 4 per il terreno in movimento e a 8 per lo strato stabile, e risulta essere costante con la profondità (Broms, 1964). A partire da questo schema, l'Autore (Viggiani, 1981) individua 6 possibili meccanismi di rottura, riportati in Figura 2.22, in funzione della geometria del problema, della resistenza del terreno sia nella parte instabile che in quella stabile, e del momento resistente caratteristico della sezione del palo: 3 meccanismi sono relativi al caso di palo rigido e 3 derivano dal raggiungimento del momento resistente  $M_y$  caratteristico della sezione del palo in una o due sezioni. Relativamente al caso di palo rigido (Figura 2.22a) si può verificare la traslazione rigida del palo insieme allo strato in movimento, mobilitando la resistenza dello strato stabile di base (meccanismo A), oppure il terreno in frana può fluire attorno al palo che rimane fisso nello strato stabile (meccanismo C); un meccanismo intermedio è quello in cui il palo subisce una rotazione rigida mobilitando la resistenza di entrambi gli strati (meccanismo

B). In generale, il taglio agente in corrispondenza della superficie di scorrimento e la distribuzione dei momenti flettenti nel palo sono calcolati definendo il meccanismo di rottura e, con esso, la distribuzione delle azioni lungo il palo e quindi imponendo il soddisfacimento delle condizioni di equilibrio. Il raggiungimento del momento di snervamento della sezione del palo costituisce un limite al caso di palo rigido, con il verificarsi dei meccanismi riportati in Figura 2.22b.

Il meccanismo di rottura critico risulta funzione dei rapporti  $\lambda = L_2/L_1$  tra la lunghezza del tratto infisso del palo e di quello a contatto con il corpo di frana e  $\chi = p_{u_1}/p_{u_2} = k_1 c_{u_1}/k_2 c_{u_2}$  tra le caratteristiche di resistenza dei due strati, nonché dal valore  $M_y$  caratteristico della sezione del palo.

Recenti studi (Muraro *et al.*, 2014; Di Laora *et al.*, 2017) hanno esteso il metodo proposto da Viggiani (1981) al caso di un terreno asciutto con resistenza a taglio definita dall'angolo  $\phi'$ , sia nel caso di palo libero di ruotare che vincolato in testa. In questo caso, l'azione limite che il terreno esercita sul palo è definita estendendo la teoria di Broms (1964) al caso di pendio (Muraro *et al.*, 2014), per cui risulta

$$p_u = 3K_p \gamma D z_c \cos \alpha \quad (2.4)$$

con  $\alpha$  pari all'inclinazione del pendio e  $p_u$  pari alla componente dell'azione parallela al piano campagna;  $K_p$  è il coefficiente di spinta passiva di Rankine, calcolato anch'esso in funzione di  $\alpha$ ,  $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno e  $D$  è pari al diametro del palo. Trascurando il raggiungimento della resistenza nel palo, i possibili meccanismi di rottura individuati sono 3 (Figura 2.23), del tutto analoghi ai meccanismi A, B e C già individuati da Viggiani (1981). Il verificarsi di ciascun meccanismo dipende ancora dal rapporto tra la porzione del palo a contatto con il terreno in frana  $L_1$  e quella infissa nel substrato stabile  $L_2$  e dalle caratteristiche di resistenza di questi due strati.

Un confronto tra le soluzioni ottenute nel caso di terreno in condizioni drenate e non drenate è riportato in Figura 2.24 gli abachi adimensionali ricavati da Di Laora *et al.* (2017) per il caso di palo libero di ruotare in testa. Relativamente al caso di condizioni non drenate (Figura 2.24 in alto), di particolare interesse in ambito progettuale è il punto  $(\lambda_{lim}, 1)$  che corrisponde, per un fissato spessore della coltre in frana, al raggiungimento del massimo valore della forza di taglio per il minimo valore della profondità d'infissione

del palo nel substrato stabile. Nel caso di condizioni drenate (Figura 2.24 in basso) le soluzioni sono ottenute numericamente, risolvendo per ciascun valore di  $\lambda$  e  $\chi$  le due equazioni di equilibrio: valori limite della profondità d'infissione del palo e valori adimensionali del momento flettente possono essere ottenuti interpolando tali risultati numerici, ottenendo, ad esempio, nel caso di palo libero di ruotare in testa le relazioni empiriche  $\lambda_{\text{lim}} = 1.192\chi^{0.61}$  e  $m_{d,\text{lim}} = 0.108\chi + 0.17$ .

Si sottolinea, che il predimensionamento della fila di pali condotto utilizzando il metodo proposto da Viggiani (1981) risulta dipendere direttamente dalla bontà della definizione delle proprietà di resistenza al taglio del terreno. Nel caso di condizioni non drenate, una sovrastima della resistenza a taglio  $c_u$  porta a una sovrastima delle azioni agenti sul palo, sovrastimando, in tal modo, il valore del taglio in corrispondenza della superficie di scorrimento e portando così a una sottostima del numero di pali necessario a stabilizzare il corpo di frana. Al contrario, sottostimare la resistenza al taglio non drenata porta a un sovradimensionamento dell'intervento. Nel caso di condizioni drenate, analisi numeriche condotte dagli autori Pan *et al.* (2012) con modelli alle differenze finite evidenziano che, considerare un andamento della pressione alla Broms (1964) per cui  $p_u/\gamma Dz = 3K_p$ , rappresenta comunque una condizione cautelativa. In tali analisi, il palo è incastrato alla base e lo sviluppo della pressione laterale tra il palo e il terreno è legato allo spostamento del blocco di terreno rispetto al palo. Anche se il terreno è assimilato a una argilla, la simulazione di movimenti lenti, come quelli dei versanti stabilizzati con pali, rende trascurabile lo sviluppo di sovrappressioni interstiziali.

Nonostante seguendo il metodo di Viggiani (1981) sia possibile definire il numero dei pali e l'interasse tra di essi, l'azione stabilizzante che essi esplicano è comunque ricavata a partire da considerazioni sul palo singolo. Tuttavia, nella stabilizzazione di pendii in frana i pali solitamente non sono elementi isolati, ma, disposti lungo una o più file, interagiscono attraverso il terreno con la formazione di effetti di gruppo. Agli autori Ito e Matsui (1975; 1981; 1982) si deve l'elaborazione di un primo metodo con cui calcolare l'azione ultima esercitata da una coltre in movimento su una fila indefinita di pali perpendicolare alla direzione del moto, considerandone l'interazione tra due pali adiacenti.

Come schematicamente rappresentato in Figura 2.25, l'azione che agisce su un palo della fila è calcolata considerando una massa di terreno che si sposta rigidamente verso la

fila di pali, deformandosi plasticamente in prossimità di essi lungo due superfici di scorrimento piane, inclinate di  $(\pi/4+\varphi'/2)$  rispetto alla direzione del movimento (Figura 2.25 b, superfici AEB e A'E'B'). I pali sono assimilati a elementi rigidi e fissi, per i quali si considera la variazione del diametro  $D$  e dell'interasse  $i$ ; il terreno è modellato come un mezzo rigido-plastico perfetto, la cui resistenza è definita dal criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. Nel metodo si assume che la tensione  $\sigma_\alpha$  normale a EB (E'B') sia principale, trascurando così la rotazione della direzione delle tensioni principali prodotta dall'attrito al contatto palo-terreno. In particolare,  $\sigma_\alpha$  è legata a  $\sigma_y$  dalla relazione

$$\sigma_\alpha = \sigma_y N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi} \quad (2.5)$$

con  $N_\varphi = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$ .

L'equilibrio in direzione  $y$  delle azioni agenti sull'elemento EBB'E' è pari a

$$-Bd\sigma_y - \sigma_y dB + 2dy \left\{ \sigma_\alpha \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + \sigma_\alpha \tan\varphi + c \right\} = 0 \quad (2.6)$$

mentre quello calcolato sull'elemento AEE'A' è pari a

$$(i - D)d\sigma_y = 2(\sigma_\alpha \tan\varphi + c)dy \quad (2.7).$$

In corrispondenza della sezione AA' si ipotizza una condizione di equilibrio limite attivo per cui

$$\sigma_y(y=0) = \gamma z N_\varphi^{-1} - 2c N_\varphi^{-1/2} \quad (2.8)$$

con  $z$  pari alla profondità dal piano campagna e  $\gamma$  pari al peso di unità di volume del terreno. Integrando le equazioni differenziali ottenute, l'azione laterale  $p_u$  agente in direzione  $y$  su un palo della fila alla profondità  $z$  è pari alla differenza tra quella agente sul piano BB' ( $p_{BB'}$ ) e su AA' ( $p_{AA'}$ ), risultando pari a



$$\begin{aligned}
p_u(z) = & ci \left( \frac{i}{i-D} \right)^{(N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1)} \times \\
& \times \left[ \frac{e^{\left( \frac{D}{i-D} N_\varphi \tan \varphi \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right)} - 2N_\varphi^{1/2} \tan \varphi - 1}{N_\varphi \tan \varphi} + \frac{2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}}{N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1} \right] + \\
& - c \left\{ i \frac{2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}}{N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1} - 2(i-D)N_\varphi^{-1/2} \right\} + \\
& + \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left\{ i \left( \frac{i}{i-D} \right)^{(N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1)} e^{\left( \frac{D}{i-D} N_\varphi \tan \varphi \tan \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right)} - (i-D) \right\}
\end{aligned} \tag{2.9}$$

con  $N_\gamma = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$ .

L'azione  $p_u(z)$  trasmessa dal terreno in frana ai pali stabilizzanti è espressa in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno ( $c, \varphi$ ), pari a ( $c', \varphi'$ ) in condizioni drenate e a ( $c_u, \varphi_u$ ) in condizioni non drenate, e delle caratteristiche geometriche della linea di pali, considerando sia il diametro  $D$  del palo che l'interasse  $i$  tramite il rapporto  $(i-D)/i$  e il diametro del palo  $D$ . Come appare dagli abachi di Figura 2.26a e Figura 2.26b, per un fissato diametro  $D$  del palo, l'azione  $p_u$  aumenta al diminuire di  $(i-D)/i$ , cioè al diminuire della distanza tra i pali, e con le caratteristiche di resistenza al taglio del terreno ( $c', \varphi'$ ) in ragione di una maggiore resistenza allo scorrimento del terreno tra i pali. Con riferimento alla Figura 2.26 c, la spinta  $p_u$  sul palo aumenta con il diametro  $D$ , con andamento lineare mantenendo costante il rapporto  $(i-D)/i$ .

I valori di  $p_u$  ottenuti applicando le formule analitiche furono confrontati con quelli ricavati da prove di laboratorio (Matsui *et al.*, 1982) e da osservazioni su scala reale (Ito e Matsui, 1975): il valore di  $p_u$  calcolato analiticamente sottostima quello ultimo nel caso di pali rigidi e fissi, poiché sottostima la diffusione delle zone plastiche, mentre sovrastima notevolmente le azioni sui pali nel caso in cui essi siano deformabili e possano raggiungere le condizioni di rottura prima del terreno.

De Beer e Carpentier (1977) provarono quindi a migliorare la procedura di calcolo delle azioni laterali agenti su pali proposta da Ito e Matsui (1975) tenendo conto della rotazione della direzione delle tensioni principali sui piani di rottura EB ed E'B' (Figura 2.25). Il confronto dei risultati ottenuti con i due metodi manifesta una differenza che

crece all'aumentare dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  che influenza l'entità delle tensioni tangenziali mobilitate lungo le superfici di rottura, mentre è ridotta la differenza legata alla variazione di  $c'$ . Tuttavia, il confronto dei risultati sperimentali (Matsui *et al.*, 1982) con le previsioni delle relazioni proposte da Ito e Matsui (1975) e da De Beer e Carpentier (1977) mostrò comunque una migliore capacità previsionale delle prime rispetto alle seconde. Gli Autori (De Beer e Carpentier, 1977) suggerirono comunque l'introduzione di un limite alla variazione di  $p_u$ , ponendo pari alla pressione necessaria a mantenere in equilibrio la massa di terreno al di sopra della linea di pali il valore calcolato al tendere a 0 di  $i-D$  (pali tangenti).

La spinta totale trasmessa al palo per effetto della deformazione plastica del terreno in movimento può essere ottenuta semplicemente integrando sul suo spessore l'equazione (2.9):  $p_u(z)$  varia linearmente con la profondità e se trascura la riduzione per effetto delle tensioni tangenziali mobilitate lungo l'ipotetica superficie di scorrimento (Ito e Matsui, 1981). Le azioni agenti sulla porzione di palo al di sotto della superficie di scorrimento sono invece calcolate sotto l'ipotesi di trave su suolo elastico, risultando proporzionali allo spostamento impresso al terreno (Ito *et al.*, 1981). Sono quindi valide le equazioni

$$E_p I_p \frac{d^4 y_1}{d\bar{z}^4} = p(\bar{z}) \quad (-L_2 \leq \bar{z} \leq 0) \quad (2.10)$$

$$E_p I_p \frac{d^4 y_2}{d\bar{z}^4} = -E_s y_s \quad (-\bar{z} \geq 0) \quad (2.11)$$

con  $\bar{z}$  pari a  $(z-H)$  dove  $H$  è pari alla profondità della superficie di scorrimento calcolata a partire dal piano campagna,  $y_1$  e  $y_2$  rappresentano lo spostamento del palo rispettivamente sopra e sotto la superficie di scorrimento,  $p_u(\bar{z})$  la distribuzione delle azioni orizzontali sul palo,  $E_p I_p$  la rigidezza flessionale del palo e  $E_s$  il modulo di rigidezza del terreno. Si osserva che  $H$  è fissa e assunta nota, ossia non si considera una possibile variazione del profilo della superficie di scorrimento per effetto della presenza dell'intervento di stabilizzazione. Tali equazioni sono integrate e risolte imponendo la congruenza tra gli spostamenti in corrispondenza della superficie di scorrimento e le condizioni rappresentative del tipo di vincolo che si vuole considerare in testa al palo (palo libero o vincolato in testa alla rotazione o alla traslazione).

Determinata la distribuzione delle azioni lungo il palo è possibile dedurre, per integrazione della linea elastica, quella delle sollecitazioni di taglio e momento flettente

nonché il profilo degli spostamenti dell'asse del palo: un esempio dei risultati ottenuti dagli Autori è riportato in Figura 2.27 (Ito e Matsui, 1981).

In generale, con riferimento alla Figura 2.28, in cui la variazione del coefficiente di sicurezza del pendio  $F_s$  è messa a confronto con quella di  $F_p$  relativo al palo, è possibile osservare che l'aumento della spinta che il terreno in frana trasferisce alla linea di pali al ridursi di  $(i-D)/i$  produce un miglioramento delle condizioni di stabilità del pendio, ma comporta, allo stesso tempo, un aggravio delle sollecitazioni sui pali, determinando la necessità di dover trovare un equilibrio tra due opposte esigenze. Il margine di sicurezza rispetto al raggiungimento della resistenza della sezione del palo aumenta aumentandone il diametro, o la rigidità, e vincolandone il movimento in testa che, come osservabile in Figura 2.27, produce una favorevole redistribuzione dei momenti flettenti lungo l'asse.

Qualora per il miglioramento delle condizioni di stabilità del pendio fosse previsto l'utilizzo di più file di pali, il metodo proposto da Ito e Matsui (1975) per un singolo allineamento di pali è ancora valido sotto la semplice ipotesi di assenza di interazione fra le diverse file (Ito *et al.*, 1982).

La spinta  $p_v(z)$  (Eq. (2.9)) ricavata da Ito e Matsui (1975) rappresenta quella massima che il terreno può esercitare nell'interazione con una fila di pali e non dipende né dalle condizioni di stabilità iniziali del pendio né dagli effettivi spostamenti del corpo di frana, necessari, in uno schema di pali passivi, a mobilitare le azioni agenti sul palo: la spinta agente sui pali può variare tra 0, nel caso di pendio stabile e non soggetto a spostamenti, e il suo valore ultimo raggiunto all'aumentare dello spostamento del terreno in frana. Per tener conto di tale effetto di interazione all'interno di un'analisi in condizioni di equilibrio limite, gli Autori (Ito *et al.*, 1982) definiscono un fattore di mobilitazione  $\alpha_m$  da applicare alla spinta e variabile tra 0 (assenza di movimento) e 1 (completa mobilitazione della spinta), ma non forniscono indicazioni utili al suo utilizzo.

Uno dei metodi più diffusi per la valutazione delle condizioni di stabilità di un versante è il metodo dell'equilibrio limite nella forma del metodo delle strisce, per la sua adattabilità a casi complessi per geometria, caratteristiche meccaniche dei terreni presenti e natura dei carichi esterni applicati. Infatti, a differenza dei metodi dell'analisi limite basati sul teorema dell'estremo superiore, i metodi dell'equilibrio limite non pongono alcuna limitazione di carattere cinematico al meccanismo di collasso analizzato. Sinteticamente, considerando condizioni di deformazione piana in direzione parallela a quella di massima pendenza del

pendio e definito il contorno di un corpo di frana, lo si divide in  $n$  strisce verticali al fine di valutare in maniera approssimata la distribuzione della tensione efficace normale alla superficie di scorrimento da cui dipende la resistenza al taglio mobilitata: le strisce possono essere di larghezza variabile ma comunque sufficientemente piccole rispetto all'estensione della superficie di scorrimento così da poter considerare uniforme la distribuzione delle tensioni totali ( $\sigma_n$  e  $\tau_{mob}$ ) e delle pressioni interstiziali  $u$  lungo il tratto di base della singola striscia.

Agli autori Zeng e Liang (Zeng e Liang, 2002; Liang e Zeng, 2002) si deve la definizione di una procedura capace di inserire all'interno del classico metodo delle strisce l'effetto legato alla realizzazione di una fila di pali accostati e in grado di considerare anche la presenza di effetti gruppo. Poiché la formazione dell'effetto arco tra due pali consecutivi produce una riduzione delle azioni trasmesse al terreno a valle della fila di pali rispetto al caso di assenza della stessa, è possibile definire un fattore di riduzione  $R$  capace di rappresentare sinteticamente la bontà di tale riduzione, tenendo conto sia della geometria della fila dei pali che della resistenza a taglio del terreno in frana da cui essa dipende. Considerando, quindi, la sezione posta in corrispondenza della mezzeria tra due pali, tale fattore può essere utilizzato per modificare le forze di interstriscia in modo da considerare la presenza dell'intervento senza richiedere l'introduzione di una striscia che ne simuli l'introduzione. Si consideri quindi lo schema di Figura 2.29: ponendo pari a  $E_{i-1}$  la forza che la striscia  $i-1$  trasmette all' $i$ -esima striscia in assenza dell'intervento, è pari a  $RE_{i-1}$  quella dovuta alla realizzazione della fila di pali in tale posizione. L'equilibrio delle forze agenti sulla striscia  $i$ -esima in direzione normale e tangenziale alla sua base è pari a

$$N_i - W_i \cos \alpha_i - E_{i-1} \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) = 0 \quad (2.12)$$

$$S_i + E_i - W_i \sin \alpha_i - E_{i-1} \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) = 0 \quad (2.13)$$

e considerando che la resistenza al taglio mobilitata lungo la superficie di scorrimento può essere scritta come

$$\tau = \tau_f / F = c' / F + (\sigma_n - u) \tan \phi' / F \quad (2.14)$$

integrando sulla base  $l_i$  della striscia si ottiene

$$S_i = \frac{c' l_i}{F} + (N_i - u_i l_i) \frac{\tan \phi'_i}{F} \quad (2.15).$$

Combinando le precedenti equazioni è possibile scrivere

$$E_i = W_i \sin \alpha_i - \left[ \frac{c'_i}{F} + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \frac{\tan \varphi'_i}{F} \right] + k_i E_{i-1} \quad (2.16)$$

$$\text{con } k_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \frac{\tan \varphi'_i}{F}.$$

In presenza della fila di pali le precedenti equazioni sono ancora valide sostituendo la forza di interstriscia  $E_{i-1}$  con  $RE_{i-1}$ . Il coefficiente di riduzione  $R$  racchiude sinteticamente tutti gli effetti dovuti alla presenza della fila di pali ed è ricavato da Liang e Zeng (2002) attraverso una serie di analisi parametriche eseguite in condizioni di deformazione piana con il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS. Il modello, riportato in Figura 2.30, è definito nel piano contenente la sezione dei pali: il terreno, associato a un mezzo elastoplastico perfetto, scorre attraverso i pali, elementi rigidi e fissi e dotati di interfaccia, per effetto dell'applicazione di un campo di spostamenti  $u$  triangolare alla porzione di terreno compresa tra i due pali. Le grandezze scelte per lo studio parametrico sono il diametro  $D$  dei pali ( $D = 30.48, 60.96, 91.44$  cm), l'interasse  $i$  tra i pali ( $i = 2D \div 8D$ ), la forma del palo e i parametri di resistenza meccanica del terreno ( $c', \varphi'$ ), valutandone gli effetti sulla riduzione delle azioni agenti sulla porzione di terreno compresa tra i due pali per effetto arco. In particolare, si calcola il fattore di riduzione percentuale della spinta del terreno  $R_p$  rispetto al suo valore iniziale calcolato in assenza della fila di pali: per  $R_p = 1$  non c'è effetto arco e la spinta del terreno è interamente trasferita al terreno a valle dell'intervento mentre valori di  $R_p$  minori di 1 indicano il trasferimento di parte della spinta proveniente da monte ai pali stabilizzanti. Considerando i soli valori limite delle azioni trasmesse dal terreno ai pali, la Figura 2.31a a mostra che all'aumentare della distanza tra i pali aumenta la percentuale di spinta residua agente sulla massa di terreno compresa tra essi con riduzione della spinta trasmessa ai pali: per  $i/D = 2$  circa il 70 % della spinta di monte viene trasmessa ai pali mentre è minore del 30 % per  $i/D = 5$ ; per  $i/D = 8$  non si ha formazione dell'effetto arco e il palo si comporta come un elemento isolato. Il diametro  $D$  del palo ha un'influenza modesta sull'andamento di  $R_p$ , con variazioni inferiori al 10 %; ancor più trascurabile è l'influenza della forma del palo, con un aumento di  $R_p$  di circa il 5 % passando da una forma circolare a una quadrata. La Figura 2.31b mostra, invece, il significativo effetto su  $R_p$  dell'angolo di resistenza al taglio del terreno in movimento, che governa la trasmissione delle tensioni nel volume di terreno plasticizzato: per valori molto bassi di  $\varphi'$  ( $\varphi' = 10^\circ$ ) i benefici legati alla presenza della fila di pali sono estremamente

ridotti indipendentemente dal rapporto  $i/D$ , con valori di percentuale di spinta residua trasferita al terreno tra i due pali comunque maggiori del 70%. All'aumentare dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  del terreno aumenta la dipendenza dell'efficacia dell'intervento dal rapporto  $i/D$ : valori di  $R_p$  maggiori del 50% sono calcolati per  $i/D = 2$  a partire da un valore  $\varphi' = 20^\circ$ , mentre per  $i/D = 4$  essi risultano compresi tra l'80% e il 60%. Analogamente, l'aumento della coesione  $c'$  aumenta l'azione trasferita ai pali, ma tale contributo è solitamente trascurato a vantaggio di sicurezza.

I risultati ottenuti da Liang e Zeng (2002) sono riassunti in tabelle, come quella riportata a titolo di esempio in Figura 2.32, a cui poter fare riferimento per la stima del fattore  $R_p$  specifico del problema in esame. Per ricavare il legame tra  $R_p$  calcolato nelle analisi FEM e il coefficiente di riduzione  $R$  da inserire nel metodo delle strisce è sufficiente riscrivere la forza per metro lineare trasmessa al terreno a valle dell'intervento  $RE_{i-1}$  come differenza tra la spinta proveniente dalla striscia di monte e quella assorbita dalla linea di pali per cui risulta

$$RE_{i-1} = \frac{i \cdot E_{i-1} - (1 - R_p)E_{i-1}(i - D)}{i} \quad (2.17)$$

da cui è possibile ricavare

$$R = \frac{1}{i/D} + \left(1 - \frac{1}{i/D}\right)R_p \quad (2.18)$$

Utilizzando il metodo delle strisce è possibile ottenere indicazioni riguardo il posizionamento ottimale della fila di pali all'interno del corpo di frana, ripetendo le analisi di stabilità variando la posizione dell'intervento e calcolando la contestuale variazione del coefficiente di sicurezza  $F$  del pendio. In generale, ipotizzando l'assenza di particolari vincoli al posizionamento dell'opera di sostegno (*e.g.*: presenza di strutture e infrastrutture), è consigliabile posizionare l'intervento nella zona centrale del corpo di frana, escludendone l'estremità superiore e inferiore: infatti, come rappresentato in Figura 2.33a, se l'opera è collocata troppo in alto lo scorrimento può proseguire a valle e rendere inutile l'intervento, mentre se è collocata troppo vicino al piede del pendio si possono verificare fenomeni di sovrascorrimento. Alcuni Autori (*e.g.* Cartier, 1986) suggeriscono di posizionare la fila di pali dove la componente orizzontale delle forze di interstriscia  $E_i$  interne al corpo di frana supera il valore dell'azione stabilizzante  $T_{sds}/i$  necessaria per ottenere l'incremento del coefficiente di sicurezza  $\Delta F$  (Figura 2.33b) richiesto in sede di

progetto, condizione che si verifica tipicamente nella zona centrale del corpo di frana. Coerentemente con tali osservazioni, i risultati riportati Figura 2.34 e ottenuti dagli Autori (Zeng e Liang, 2002) per una fila di pali dal diametro  $D = 0.5$  m e un rapporto  $i/D = 2$  posta a stabilizzare un versante con pendenza  $\alpha=26^\circ$  mostrano che un contributo stabilizzante della fila di pali poco significativo quando questa è posta in prossimità del limite superiore e inferiore del corpo di frana, mentre aumenta progressivamente procedendo verso valle raggiungendo un punto di massimo a  $2/3$  dell'estensione totale del corpo di frana.

L'idea di modificare il tradizionale metodo delle strisce introducendo la possibilità di considerare la presenza di file di pali è stata più recentemente ripresa da Liang *et al.* (2014) considerando al posto dei precedenti modelli bidimensionali, modelli FEM 3D (Liang *et al.*, 2010). La tridimensionalità del modello numerico permette di introdurre direttamente nell'equazione che definisce il fattore di riduzione non solo la dipendenza dell'effetto stabilizzante della fila dalla sua posizione nel corpo di frana, potendo assegnare una certa pendenza alla superficie di scorrimento, ma anche quella dovuta alla profondità d'infissione del palo nel substrato stabile. Queste analisi mostrano, ancora una volta, la convenienza di collocare la linea di pali in prossimità della metà del corpo di frana e mettono in evidenza come l'efficacia dell'intervento si riduca all'aumentare dell'inclinazione del pendio.

Il vantaggio della procedura sviluppata dagli Autori, sia con riferimento a modelli bidimensionali (Zeng e Liang, 2002; Liang e Zeng, 2002) che a modelli tridimensionali (Liang *et al.*, 2014), sta nella possibilità di poter confrontare rapidamente diverse soluzioni progettuali: fissate le caratteristiche geometriche e meccaniche del pendio da stabilizzare, si può arrivare a un'ottimizzazione della progettazione dell'intervento tracciando dei diagrammi come quello riportato in Figura 2.35, con i quali scegliere la posizione e la geometria dell'intervento, in termini di diametro e interasse tra i pali, in grado di garantire il raggiungimento di un adeguato margine di sicurezza del pendio.

#### 2.4.2 Terreno assimilato a mezzo elasto-plastico perfetto

File di pali non sono realizzate solamente per prevenire il raggiungimento di una condizione di scorrimento indefinito di un corpo di frana prossimo al collasso, ma più in generale per ridurre l'ampiezza degli spostamenti di un versante caratterizzato da movimenti franosi lenti. Nel primo caso lo studio può essere affrontato con metodi

dell'equilibrio limite, assumendo la completa mobilitazione della resistenza al taglio del terreno a contatto con il palo: così operando è possibile definire il numero di pali necessario a incrementare la stabilità del versante e dimensionarne la sezione, ma non è possibile ottenere alcuna indicazione sull'evoluzione del meccanismo di interazione palo-terreno e, con essa, sull'evoluzione della pressione agente sulla fila di pali fino al suo valore ultimo in funzione dello spostamento relativo palo-terreno. Per migliorare le capacità previsionali dei modelli analitici e numerici bisogna tener conto sia della deformabilità del terreno prima del raggiungimento delle condizioni di rottura che della deformabilità dei pali, unendo così alla sola analisi di stabilità valutazioni di tipo prestazionale.

Uno dei primi importanti studi di interazione tra un palo e un volume di terreno in movimento è quello condotto da Poulos negli anni 1971-1999. Sulla base di precedenti studi sulla distribuzione delle sollecitazioni e degli spostamenti in un palo singolo soggetto a un sistema di forze applicato in testa, sviluppati nel caso di terreno assimilato a un continuo elastico o elastico-plastico perfetto, ossia dotato di una soglia di plasticizzazione (Poulos, 1971; Poulos, 1973), Poulos (1995) elabora una procedura per la progettazione di pali stabilizzanti pendii in frana. L'approccio di design segue ancora lo schema a 3 fasi descritto da Viggiani (1981): la forza stabilizzante per unità di lunghezza che deve essere esplicata dal sistema di pali è calcolata ancora da un'analisi di stabilità del pendio in condizioni limite e si fissa un incremento del coefficiente di stabilità del pendio  $\Delta F$  da raggiungere mediante la realizzazione dei pali, mentre il calcolo delle sollecitazioni nel palo è affidato a una più accurata analisi di interazione terreno struttura.

Specificamente, Poulos (1995) fa riferimento allo schema riportato nella Figura 2.36: il corpo di frana scorre rigidamente verso il basso e si assume una distribuzione di spostamenti perpendicolare all'asse del palo lungo il tratto  $L_1$ . Il terreno è caratterizzato da una rigidezza definita dal modulo di Young  $E_s$  e da una resistenza a taglio definibile in termini di coesione non drenata  $c_u$  che di coesione  $c'$  e angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  efficaci; il palo è considerato elastico, caratterizzato da una rigidezza flessionale pari a  $E_p I_p$  e di lunghezza  $L$ , di cui  $L_2$  infissa all'interno del substrato stabile.

In Figura 2.37 sono riportati i profili di spostamento  $u_p$  del palo, delle sollecitazioni di momento flettente  $M$  e di taglio  $T$  e delle pressioni  $p$  lungo l'asse del palo, calcolati al variare della profondità della superficie di scorrimento e a parità di spostamento imposto al terreno  $u = 0.4$  m, pari a 0.8 volte il diametro  $D$  del palo posto pari a 0.5 m. Al variare



del rapporto tra lo spessore del corpo di frana  $H$  e la lunghezza  $L$  del palo, considerata fissa, è possibile individuare 3 comportamenti principali: (1) *flow mode*, quando la superficie di scorrimento è molto superficiale e il terreno della coltre raggiunge le condizioni di rottura e fluisce attorno ai pali ( $H/L = 0.2$ ); (2) *short-pile mode*, quando, per una superficie di scorrimento profonda e una ridotta profondità di infissione del palo nella zona stabile ( $H/L = 0.9$ ) la coltre in movimento trascina il palo portando al raggiungimento delle condizioni di rottura nel terreno della formazione di base; (3) *intermediate mode* ( $H/L = 0.6$ ), quando la resistenza del terreno è raggiunta sia al di sopra sia al di sotto della superficie di scorrimento, meccanismo che può evolvere in quello del *long-pile mode* al raggiungimento del momento di plasticizzazione caratteristico della sezione del palo con la formazione di una cerniera plastica. A ciascun meccanismo si associa un profilo degli spostamenti orizzontali  $u_p$  e dei momenti  $M$  lungo l'asse del palo: nel caso di *flow mode* il momento massimo si verifica al di sotto della superficie di scorrimento, nel substrato stabile, e il movimento del palo è significativamente più piccolo di quello del terreno; nel caso di *short-pile mode* il momento massimo si verifica al di sopra della superficie di scorrimento, raggiungendo valori massimi più alti di quelli osservati nel caso precedente, e lo spostamento del terreno e del palo sono simili; nell'*intermediate mode* si sviluppano momenti flettenti elevati sia al di sopra che al di sotto della superficie di scorrimento e lo spostamento della testa del palo può superare quello del terreno. Indipendentemente dal tipo di meccanismo, la massima sollecitazione di taglio nel palo si verifica sempre in corrispondenza della superficie di scorrimento, raggiungendo un valore che dipende dalla profondità di tale superficie. A parità di spostamento imposto al terreno, valori più alti del taglio  $T$  si calcolano in corrispondenza di una condizione tipo *intermediate mode* che è pertanto quella ottimale ai fini della progettazione dell'intervento di stabilizzazione del pendio.

Se nel caso di palo singolo il valore dell'azione limite  $p_u$  può essere posto pari a  $9c_u$  in condizioni non drenate e assunto compreso tra  $3p_p$  e  $5p_p$  in condizioni drenate, con  $p_p$  pari alla pressione passiva di Rankine, il valore di  $p_u$  da considerare in tutti i casi diversi da quello di palo singolo deve essere tale da portare in conto la presenza di effetti di gruppo derivanti dall'interazione palo-terreno-palo. L'effetto dell'interazione tra i pali sulle azioni agenti su di essi può essere valutato tramite la definizione del fattore di interazione  $f_p$ , pari al rapporto  $p_{u_i} / p_{u_s}$  tra la pressione  $p_{u_i}$  esercitata sull' $i$ -esimo palo del gruppo e  $p_{u_s}$  agente su un palo isolato (Chen e Poulos, 1997): variazioni di  $f_p$  rispetto al valore unitario indicano

l'esistenza di effetti gruppo. A titolo di esempio, in Figura 2.38 sono riportati i valori di  $f_p$  calcolati da Chen e Poulos valutando la pressione  $p_{ni}$  mediante analisi numeriche 2D nel piano contenente la sezione dei pali (Chen e Poulos, 1994) (Figura 2.38, in alto) e analoghe prove di laboratorio (Chen *et al.*, 1997) (Figura 2.38, in basso).

I risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche, assimilando il terreno a un'argilla, mostrano che  $f_p$  si riduce al crescere dell'interasse  $i_x$  tra i pali, raggiungendo il valore unitario per  $i_x \geq 8D$ , ma con effetti gruppo ridotti già a partire da  $i_x \geq 4D$ . Nel caso di pali disposti secondo uno schema a "T", la formazione di effetti ombra comporta che l'azione calcolata sul palo di monte sia sempre minore di quella agente sul palo di valle, differenza che si riduce leggermente con il disallineamento delle due file e quindi passando a una disposizione a "Z" dei pali. In generale, è necessario comunque contenere la distanza  $i_x$  tra pali lungo l'orizzontale per garantire la formazione dell'effetto arco, con una distanza tra due pali consecutivi circa pari  $i_x/D = 3$ , mentre è opportuno aumentare quella lungo la verticale ( $i_y/D = 6$ ) per evitare effetti ombra, soprattutto nel caso di file di pali allineate.

Prove su modelli in piccola scala sono state condotte da Poulos *et al.* (1995) per il caso di palo singolo e da Chen *et al.* (1994) per gruppi di pali. Considerando solamente il caso di pali allineati secondo l'orizzontale, pali appartenenti a una fila finita risultano, in generale, meno caricati di un palo isolato (Figura 2.38), con azioni maggiori sui pali esterni, in ragione della maggiore diffusione della relativa area d'influenza (Chen *et al.*, 1997).

La redistribuzione delle azioni per effetto arco all'interno del terreno dovuta alla presenza dei pali stabilizzanti è stata più volte analizzata in letteratura facendo riferimento a modelli sviluppati nel piano che comprende la sezione dei pali, ossia quello in cui essa manifesta i maggiori effetti: su questo piano, ad esempio, si concentrano i già commentati studi analitici di Ito e Matsui (1975), quelli di interazione di Zeng e Liang (2002) e quelli appena riportati di Chen e Poulos (1997) per la valutazione degli effetti di gruppo, mentre si descrivono ora nel dettaglio le analisi d'interazione condotte da Bransby e Springman (1999) e da Chen e Martin (2002), basi di numerose trattazioni successive. In tutte queste modellazioni si considerano condizioni di deformazione piana del terreno, ipotesi accettabile per piani di riferimento sufficientemente distanti dal piano campagna ( $z_{rif} \approx 3D$ ), in corrispondenza del quale, al contrario, non trascurabile è la componente di deformazione fuori piano ed è preferibile una modellazione in condizione di tensione piana. Si sottolinea che le azioni trasferite dal terreno ai pali sono massimizzate sia dalla

limitazione dei gradi di libertà del movimento del terreno (Bransby e Springman, 1999) che dalla modellazione dei pali come elementi rigidi e fissi, infinitamente estesi nella direzione perpendicolare al piano (Ito e Matsui, 1975).

I modelli elaborati da Bransby e Springman (1999) considerano condizioni non drenate per il terreno in termini di tensioni totali. Come mostra lo schema riportato in Figura 2.39, l'interazione palo-terreno è riprodotta applicando uno spostamento  $u_p$  verso monte al palo, dal diametro  $D = 2$  m; il terreno è direttamente vincolato al contatto del palo, ossia non è prevista un'interfaccia che permetta lo scorrimento relativo tra i due elementi. La Figura 2.40 riporta un tipico risultato ottenuto da Bransby e Springman (1999) per il caso di palo singolo: dopo il tratto a iniziale con una pendenza confrontabile con quella ricavata dalla soluzione elastica, con l'aumento dello spostamento del palo si osserva un'evoluzione continua del rapporto tensioni deformazioni dovuto alla diffusione delle zone plastiche (tratti b e c), ossia che subiscono distorsioni maggiori del valore di soglia  $\gamma = 0.4\%$ , fino al raggiungimento di un valore limite della pressione trasmessa (tratto d) per uno spostamento  $u_p$  imposto pari a circa il 2.5% del diametro  $D$  del palo (5 cm). In Figura 2.41 sono riportati, invece, i risultati relativi a una fila di pali equidistanti, con  $i_x/D$  variabile tra 2 e 8, sia in termini di pressione  $p$  trasmessa al palo (Figura 2.41a), normalizzata rispetto al valore della resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , che di variazione del fattore di interazione  $f_p$  (Figura 2.41b). Per valori bassi dello spostamento, la riduzione dell'interasse tra i pali comporta una maggiore resistenza all'avanzamento del terreno attraverso la fila con un aumento delle azioni sui pali: in generale, a bassi valori di  $i_x/D$  si associa una risposta iniziale più rigida in termini di  $p/c_u - u_p/D$  e valori maggiori del coefficiente di  $f_p$ . Aumentando lo spostamento  $u_p$  imposto al palo, indipendentemente dal valore di  $i_x/D$ , i risultati tendono verso un unico valore della pressione limite  $p_u$ , circa coincidente con quello calcolato per il palo singolo. Parallelamente, al raggiungimento della soglia plastica  $f_p$  risulta essere poco influenzato dall'interasse tra i pali e tende rapidamente al valore unitario, sottolineando la dipendenza dell'evoluzione degli effetti gruppo con la diffusione delle zone plastiche nel terreno.

Lo studio del caso di pali disposti su più file, secondo gli schemi riportate in Figura 2.42a, conferma sostanzialmente i risultati ottenuti da Poulos e Chen (1997): considerando, infatti, le curve che legano l'evoluzione della pressione  $p/c_u$  allo spostamento del palo  $u_p/D$  riportate in Figura 2.42b, si osserva che la pressione limite trasmessa a una fila di pali appartenenti a un gruppo dipende sia dal rapporto  $i_x/D$  che da

quello  $i_y/D$ , i cui valori governano il meccanismo di deformazione plastica del terreno attorno ai pali. Si sottolinea che poiché lo spostamento relativo pali-terreno continua ad essere anche in questo caso riprodotto spostando della stessa quantità tutti i pali del gruppo, le curve  $p/c_u u_p/D$  calcolate per uno stesso gruppo al variare della fila sono circa identiche e i risultati riportati in Figura 2.42b sono quindi relativi a una delle due file dell'intervento. Riducendo  $i_x/D$  e mantenendo  $i_y/D$  sufficientemente grande (gruppo 1) la tendenza della curva del gruppo a sovrapporsi a quella relativa al caso di singola fila di pali indica l'assenza di interazione tra le due file; al contrario per  $i_y/D$  piccolo rispetto a  $i_x/D$  (gruppo 2 e 3) le deformazioni del terreno si concentrano attorno ai 2 pali allineati secondo  $y$  e la curva del gruppo è più vicina a quella relativa alla condizione di palo singolo, ma con valori di  $f_p$  comunque inferiori a 1.

Centrale nello studio di Chen e Martin (2002) è il confronto tra la redistribuzione delle tensioni nel terreno per effetto arco e l'evoluzione delle azioni su un palo appartenente a una fila con l'aumento dello spostamento imposto al terreno applicando ai contorni del modello, sia a monte che a valle dei pali, una distribuzione uniforme di spostamento crescente. I pali sono assimilati a elementi fissi di resistenza e rigidità infinite, con diametro  $D = 1$  m e un rapporto  $i/D = 4$ , il corpo di frana è assimilato a un mezzo elastoplastico perfetto con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb caratterizzato da un angolo di resistenza al taglio  $\varphi' = 30^\circ$ .

Ricordando che la formazione dell'effetto arco, descritta in Figura 2.43 in termini di rotazione della direzione delle tensioni principali, comporta un aumento delle tensioni in corrispondenza dei pali e una loro riduzione in mezzeria, la diffusione delle zone plastiche all'interno del terreno, riportata in Figura 2.44 per terreni a grana grossa, si propaga a partire dai pali estendendosi, all'aumentare dello spostamento, verso il centro fino a unirsi racchiudendo un'area all'interno della quale permangono condizioni elastiche (Figura 2.44c). Il diffuso grado di plasticizzazione del terreno corrisponde al raggiungimento di una condizione di flusso plastico caratterizzata da un locale aumento degli spostamenti in corrispondenza della fila di pali: le isolinee di spostamento in direzione perpendicolare all'allineamento dei pali riportate in Figura 2.44c, relative a uno spostamento  $u$  imposto al contorno del modello pari a 1.7 cm, permettono, infatti, di ricostruire un profilo degli spostamenti caratterizzato da una riduzione di  $u$  procedendo da entrambi i contorni del modello verso l'allineamento dei pali e da un suo locale aumento nel passaggio attraverso

la fila. Si sottolinea che in corrispondenza della porzione di monte dei pali, per effetto del forte aumento delle tensioni normali alla loro superficie, non si verifica mai la completa mobilitazione della resistenza a taglio del terreno, coerentemente con quanto solitamente assunto nei meccanismi di rottura del terreno attorno ai pali (e.g.: Fleming *et al.*, 2009; Georgiadis *et al.*, 2013).

Studi parametrici condotti dagli Autori (Chen e Martin, 2002) evidenziano che al crescere delle caratteristiche di resistenza del materiale si ha un effetto arco più marcato, con una maggiore trasmissione di tensioni ai pali ma con un'influenza modesta sulla forma caratteristica del meccanismo plastico. La Figura 2.45 mostra, invece, gli effetti legati alla variazione delle caratteristiche del contatto palo-terreno, ossia della variazione delle caratteristiche di scabrezza dell'interfaccia che regolano l'entità delle tensioni tangenziali che si sviluppano sulla superficie del palo. In particolare, è calcolato l'andamento della spinta (per unità di lunghezza) agente sul palo e in corrispondenza della sezione di bordo a valle dell'intervento, in funzione dello spostamento  $u$  imposto e per tre valori della scabrezza dell'interfaccia palo-terreno: al crescere della scabrezza si ottiene una curva  $P-u$  più rigida e il raggiungimento di un valore più alto dell'azione trasmessa al palo (Figura 2.45a) con una contestuale riduzione di quelle trasmesse a valle dell'intervento (Figura 2.45b). La Figura 2.46 mostra, infine, che un aumento dell'azione trasmessa ai pali è calcolato anche al crescere dell'angolo di dilatanza  $\psi$  del terreno, in ragione dell'effetto dell'espansione volumetrica del terreno contro i pali che costituiscono un'ostacolo a tale deformazione.

Anche le simulazioni eseguite per un terreno a grana fine, in condizioni non drenate e in termini di tensioni totali, mostrano un accumulo di deformazioni plastiche nella zona a monte dei pali ma senza la formazione di una regione elastica. In generale, i benefici ricavati dalla creazione dell'effetto arco sono più significativi in condizioni drenate che non in quelle non drenate.

Nonostante l'utilizzo di modelli bidimensionali sviluppati nel piano contenente la sezione dei pali permetta di considerare la creazione di effetti gruppo tra i pali che compongono l'intervento, la perdita della descrizione dell'interazione nella direzione uscente dal piano non è possibile ricavare alcuna considerazione riguardo all'evoluzione delle sollecitazioni e delle deformazioni lungo l'asse del palo, necessarie per il dimensionamento strutturale dell'intervento. Risulta quindi necessario condurre gli studi

d'interazioni facendo riferimento a modelli tridimensionali, gli unici capaci di cogliere contemporaneamente gli effetti dell'interazione corpo di frana - pali - substrato stabile nei due piani, quello contenente la sezione dei pali e quello longitudinale. In questo contesto, un approccio per l'analisi e il dimensionamento di interventi di stabilizzazione costituiti da file di pali più completo è stato recentemente proposto da Kourkoulis *et al.* (2011, 2012). Il metodo, sinteticamente descritto in Figura 2.47, unisce all'analisi di stabilità di un pendio condotta con i metodi dell'equilibrio limite (Figura 2.47, in alto) analisi d'interazione tridimensionali (Figura 2.47, in basso): con le prime si calcola il valore dell'azione stabilizzante  $T_{sds}/i$  necessario a incrementare il fattore di sicurezza iniziale  $F_0$  fino a un dato valore di progetto  $F^*$ , mentre con le seconde si definisce la configurazione ottimale dei pali che permette di soddisfare la richiesta di progetto per un dato livello di deformazione. Dato l'utilizzo combinato di metodi dell'equilibrio limite e d'interazione tale metodo viene definito ibrido. La modellazione esplicita dello spessore di terreno in movimento, della formazione stabile e dei pali, permette di studiare direttamente il meccanismo d'interazione tra i pali appartenenti alla fila e quello dell'intervento con i due strati di terreno stabile e instabile, valutando la reale distribuzione delle azioni lungo l'asse dei pali e potendone osservare l'evoluzione con lo spostamento  $u_p$  calcolato in testa al palo, in relazione al valore di  $u$  impresso al terreno. Un limite di tale procedura di progettazione risiede ancora nella necessità di definire preliminarmente la posizione e la forma della superficie di scorrimento rispetto alla quale calcolare le condizioni di stabilità del pendio e, quindi, il contributo stabilizzante necessario a raggiungere il coefficiente  $F^*$  di progetto, trascurando il fatto che la presenza dei pali, cambiando la distribuzione delle tensioni nel terreno, può modificare le condizioni di stabilità e la posizione della superficie di scorrimento critica (Di Laora *et al.* 2017; Summersgill *et al.*, 2017).

Per ridurre la porzione di pendio modellata nelle analisi d'interazione tridimensionali, Kourkoulis *et al.* (2011; 2012) considerano racchiuse all'interno del coefficiente di sicurezza  $F_0$  del pendio gli effetti della sua geometria, limitato così le dimensioni del modello numerico a una ristretta regione di terreno attorno la linea di pali (Figura 2.47, in basso). Facendo riferimento al caso di una fila di pali posta convenientemente nella porzione centrale del corpo di frana, gli Autori (Kourkoulis *et al.*, 2011; 2012) propongono un modello con una larghezza pari a 2 volte l'interasse  $i$  tra i pali ed esteso per una lunghezza pari a  $5D$  ( $D$  = diametro del palo) a monte e a valle dell'intervento, distanza in

corrispondenza della quale il profilo degli spostamenti può essere considerato uniforme e costante sullo spessore del corpo in frana (Poulos, 1999). Indipendentemente dalle caratteristiche del movimento di versante del problema di riferimento, una distribuzione uniforme di spostamento progressivamente crescente è applicata a monte e a valle della fila di pali e aumentata fino alla completa plasticizzazione del terreno o alla rottura del palo. I pali non presentano alcun vincolo cinematico. Si sottolinea che la località del modello e il sistema di condizioni al contorno, adatti a cogliere l'evoluzione delle azioni lungo il palo, non sono invece adatti ad analizzare gli effetti dell'intervento sulla riduzione degli spostamenti del corpo di frana.

Alcuni dei risultati ottenuti sono riportati in Figura 2.48, nel caso di un'altezza variabile del corpo di frana ( $H = 4 \text{ m}, 6 \text{ m}, 8 \text{ m}$ ) e di palo infisso per una lunghezza  $L_2$  pari a  $H$  in un substrato stabile caratterizzato da rigidità e resistenza elevate e si considera, quindi, l'effetto della variazione dell'interasse  $i$  tra i pali ( $i = 2D, 3D, 4D$ ). Fissata l'altezza  $H$  del corpo di frana, uno stesso valore dell'azione stabilizzante  $T_{sds}/i$  può essere ricavato per tutti i tre valori del rapporto  $i/D$  analizzati, ma per un'ampiezza dello spostamento  $u_p$  raggiunto in testa al palo e, quindi, nel terreno, che aumenta con la distanza tra i pali, associandosi a maggiori sollecitazioni di momento flettente. In generale, minore è l'interasse tra i pali maggiore è l'azione stabilizzante sviluppata dalla fila di pali, pur riducendosi la sollecitazione di taglio calcolata in ciascun palo. Si sottolinea, che, dato il sistema di condizioni al contorno di spostamento crescente, l'aumento dell'azione stabilizzante sviluppata dalla fila non corrisponde a un effettivo miglioramento delle condizioni di stabilità del pendio, al quale si associa una progressiva riduzione della velocità di avanzamento del corpo in frana.

Analizzando ancora Figura 2.48, l'interazione tra i pali risulta comunque legata alla profondità della superficie di scorrimento: mentre nel caso di superficie di scorrimento superficiale ( $H = 4 \text{ m}$ ) i pali si comportano come elementi rigidi e ridotte sono le differenze tra le curve  $T_{sds}/i-u_p$  al variare dell'interasse, approfondendo la superficie di scorrimento ( $H = 8 \text{ m}$ ) i pali si comportano come elementi flessibili, aumentando la possibilità di attingere alla resistenza dell'elemento strutturale, e gli effetti di gruppo giocano un ruolo più marcato, con differenze tra gli andamenti più marcate al variare di  $i$ .

Una fila di pali risulta particolarmente efficace nella stabilizzazione di un movimento franoso (alti  $T_{sds}/i$  per bassi valori dello spostamento) quando il substrato stabile è

caratterizzato da valori elevati sia di rigidità che di resistenza, limitando lo spostamento orizzontale necessario per la mobilitazione della resistenza del terreno lungo il tratto infisso  $L_2$ . Al variare delle proprietà meccaniche del substrato stabile si associa anche una variazione del profilo delle sollecitazioni di momento flettente lungo l'asse del palo: come mostrato in Figura 2.49, a parità di interasse tra i pali componenti la fila ( $i = 4D$ ) e di profondità d'infissione del palo  $L_2 = 2H$ , quando il substrato stabile è rigido, il profilo del momento flettente è caratterizzato da valori più alti concentrati in corrispondenza della superficie di scorrimento, mentre per terreni più teneri il valore massimo del momento è attinto più in basso, richiedendo un maggior approfondimento del palo. In generale, è possibile definire una profondità d'infissione critica del palo, che corrisponde alla minima necessaria a realizzare una condizione di vincolo fisso alla base del palo facendo prevalere la deformazione per flessione sulla rotazione rigida dell'elemento, aumentando il momento massimo mobilitato. I risultati di Kourkoulis *et al.* (2011) mostrano che aumentando la resistenza del substrato stabile diminuisce la profondità d'infissione critica nel substrato stabile: in accordo con le indicazioni fornite da Poulos (1999), per una resistenza del substrato stabile pari a due volte quella della massa in movimento è consigliabile un valore di  $L_2 \approx H$ , mentre una profondità d'infissione  $L_2 = 0.7H$  è sufficiente per un substrato stabile ancora più resistente ( $p_{u,2} = 3p_{u,1}$ ).

Kourkoulis *et al.* (2011) considerano anche gli effetti di una disposizione dei pali in pianta diversa da quella di fila di pali allineati, riportate in Figura 2.50a: si sottolinea che la densità di elementi per metro lineare è mantenuta costante. In particolare, l'uso di un modello tridimensionale permette di considerare la presenza di una trave di collegamento in testa, considerando il meccanismo per cui parte della spinta proveniente dalla coltre in frana è assorbito per azioni assiali dai pali (Figura 2.50b). Anche in presenza della trave di collegamento, il disallineamento dei pali ottimizza il funzionamento del gruppo evitando effetti ombra.

Nelle simulazioni numeriche finora presentate e che fanno riferimenti a schemi geometrici semplificati per lo studio d'interazione, lo scorrimento del terreno rispetto alla linea di pali è simulato in diversi modi. Bransby e Springman (1999) riproducono lo spostamento relativo palo-terreno applicando lo spostamento ai pali, schema adatto, nell'ambito di pali passivi, solamente se si fa riferimento al caso di fila indefinita di pali allineati (Poulos, 1993), mentre è da escludere qualora ci si attenda una diversa redistribuzione delle tensioni



tra i pali stabilizzanti (Poulos e Chen, 1994). In generale, è preferibile applicare lo spostamento direttamente al terreno, che si muove così rispetto a un sistema di pali fissi o non vincolati e disposti secondo un generico schema. Tre sono le condizioni al contorno del modello più comunemente usate in questo caso (Muraro *et al.*, 2014): imposizione dello stesso spostamento al contorno superiore e inferiore del modello, parallelo alla superficie di scorrimento e gradualmente crescente; assegnazione di una distribuzione di tensioni pari a quella litostatica iniziale al contorno inferiore del modello e progressivo incremento dello stato tensionale sul contorno di monte; assegnazione di una distribuzione di tensioni pari a quella litostatica iniziale al contorno inferiore del modello e imposizione di uno spostamento crescente sul contorno superiore. La prima condizione è una tra le più usate in letteratura: considerando gli studi citati, ad essa fanno riferimento, ad esempio, Chen e Martin (2002) e Kourkoulis *et al.* (2011). Tale approccio permette di osservare la ridistribuzione di tensioni e spostamenti a monte dei pali, ma non di cogliere quella a valle della fila, la cui descrizione è invece possibile utilizzando gli altri due metodi. Qualora al terreno fosse associato un comportamento elastico lineare perfettamente plastico, per la biunivocità del legame tensioni deformazioni nel tratto elastico e per l'assenza di incrudimento, i risultati ottenuti utilizzando questi due metodi sono del tutto confrontabili. Tuttavia, nell'ambito dello studio di movimenti franosi, può risultare più conveniente utilizzare una condizione al contorno espressa in termini di spostamento, più direttamente riconducibili ad eventuali misure inclinometriche o, più in generale, di spostamento.

Meno sensibili alla scelta delle condizioni al contorno del modello da imporre sono i modelli 3D completi: in essi, infatti, la geometria del pendio è completamente descritta e il movimento franoso può essere attivato riproducendone l'effettiva causa, come ad esempio l'innalzamento del livello di falda (e.g.: Lirer, 2002).

In tutti questi casi è comunque necessario fissare a priori la posizione della superficie di scorrimento, condizione comunque assimilabile a quella di una superficie di scorrimento preesistente.

Come precedentemente sottolineato, metodi ibridi come quello proposto da Kourkoulis *et al.* (2011, 2012) permettono di introdurre la dipendenza dello sviluppo del contributo stabilizzante dei pali dall'entità degli spostamenti del corpo di frana, valutando la graduale trasmissione delle azioni alla fila di pali, ma lo spostamento della massa di terreno è ancora

trattato come indipendente dalla presenza dell'intervento. Un ulteriore sviluppo dell'analisi d'interazione è rappresentato, quindi, dalla possibilità di legare la mobilitazione dell'azione resistente del palo alla velocità di spostamento della massa di terreno, e non solo alla sua ampiezza, e, soprattutto, di considerare la variazione degli spostamenti e della loro velocità per effetto della presenza della fila di pali.

Un semplice approccio per valutare gli spostamenti del terreno dopo l'installazione di pali stabilizzanti è proposto da Poulos (1999). Seguendo lo schema di Figura 2.51, lo spostamento del terreno dopo la realizzazione della fila di pali può essere ricavato dall'intersezione tra la curva che rappresenta la mobilitazione della sollecitazione di taglio nel palo e il contemporaneo aumento del coefficiente di stabilità  $F$  del pendio con l'aumento dello spostamento del terreno. Maggiore è il contributo stabilizzante offerto dal palo, minori sono gli spostamenti residui del pendio. La curva caratteristica del palo può essere calcolata facilmente da un'analisi d'interazione, mentre poco chiara è la definizione della curva caratteristica del pendio.

Per un'analisi più rigorosa degli effetti legati alla realizzazione di un sistema di pali stabilizzanti un pendio in frana è necessario passare a un metodo negli spostamenti (Galli e di Prisco, 2013; Galli e Castelli, 2015; Galli e Bassani, 2016; Galli e di Prisco, 2017; Galli *et al.* 2017), basato sulla risoluzione esplicita dell'equazione del moto per la massa di terreno instabile, descrivendo l'evoluzione nel tempo dello spostamento del terreno. Con riferimento a uno schema analogo a quello di Figura 2.47 (in alto), tale equazione può essere scritta nella forma

$$\sum W_i \sin \alpha_i(t) = \sum S_i(t, u) + \frac{T}{i}(u) + \sum V_i(\dot{u}) + \sum M_i(\ddot{u}) \quad (2.19)$$

dove al tradizionale equilibrio tra azioni destabilizzanti (peso della striscia nella direzione dello spostamento) e resistenti (tensioni tangenziali lungo la superficie di scorrimento e contributo della fila) sono aggiunti due ulteriori termini stabilizzanti  $V$  e  $M$  legati alla viscosità lungo la superficie di rottura e all'inerzia della massa di terreno. Il termine  $V(\dot{u})$  è proporzionale alla velocità  $\dot{u}$  di spostamento del terreno tramite un parametro di viscosità  $\mu$  [FTL<sup>-3</sup>]: in generale, la velocità di spostamento del corpo in frana lungo la sua superficie di scorrimento è controllata dal parametro  $\mu$  e l'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$ .

L'obiettivo è quello di valutare direttamente l'efficacia dell'intervento in termini di riduzione della velocità di spostamento del terreno e contenimento della sua entità entro

un dato valore di progetto, stimando il tempo necessario a raggiungere la nuova condizione di equilibrio stabile dopo l'esecuzione dell'intervento. Tale aspetto assume particolare importanza per interventi di stabilizzazione di frane a cinematica lenta, volti a ridurre la velocità di spostamento della massa di terreno instabile sotto una determinata soglia prima della localizzazione del meccanismo di rottura, per le quali di scarso interesse è la soluzione ottenuta da un'analisi all'equilibrio limite. Tuttavia, l'applicazione di tale metodo, richiedendo la soluzione dell'equazione del moto per via numerica, non sempre è adatta al dimensionamento esplicito del sistema di pali, ma può essere utilizzato piuttosto per la verifica di soluzioni progettuali ottenute con un metodo allo stato limite ultimo o ibrido. Inoltre, la necessità di definire definizione la forma, l'ampiezza e la velocità di spostamento iniziali del corpo di frana richiede il possesso di dati di monitoraggio ante-operam (Galli e Bassani, 2016): a partire da tale condizione iniziale, l'evoluzione di spostamenti e tensioni durante la vita dell'opera può essere quindi modellata considerando diversi step temporali e aggiornando di volta in volta i valori delle tensioni al contatto palo-terreno e della velocità di spostamento in funzione di quelli ottenuti dallo step precedente.

Anche in questa trattazione rimane però il limite di una definizione a priori della forma e della posizione della superficie di scorrimento. Per la soluzione di questo ultimo aspetto si richiama un recente studio di Summersgrill *et al.* (2017), incentrato sulla valutazione dell'influenza della posizione dei pali in un pendio sulla formazione e mitigazione di un fenomeno franoso che avviene lungo una superficie di scorrimento inizialmente incognita. Il pendio è generato da uno scavo in un'argilla in condizioni non drenate, in cui la successiva dissipazione delle sovrappressioni interstiziali negative dovute allo scavo, associata a una progressiva riduzione delle tensioni efficaci e quindi della resistenza nel terreno, può portare alla formazione di meccanismi di collasso. Il terreno è un mezzo elasto-plastico, la cui resistenza di picco ( $c_p'$ ,  $\phi_p'$ ) è definita dal criterio di resistenza di Mohr-Coulomb e si considera il decadimento dei parametri di resistenza al taglio del terreno con l'aumento della componente deviatorica della deformazione plastica. Il modello è bidimensionale nella sezione longitudinale del pendio e pertanto non coglie il comportamento del terreno tra i pali e la redistribuzione delle tensioni per effetto arco. La Figura 2.52 mostra come variando la posizione della fila di pali lungo il pendio si possa individuare la formazione di 5 diversi meccanismi di collasso, per effetto di una diversa redistribuzione delle tensioni nel terreno. Come prevedibile, un buon funzionamento

dell'intervento è garantito dalla sua interazione con la superficie di scorrimento critica, individuata in assenza di pali, nella sua zona centrale, mentre il suo posizionamento esattamente in corrispondenza del piede del pendio risulta addirittura peggiorarne le condizioni di stabilità, poiché impedisce il completo sviluppo della superficie di scorrimento (meccanismo 1). Particolarmente conveniente in termini di miglioramento delle condizioni di stabilità del versante risulta invece il posizionamento della fila poco più a monte del piede del pendio (meccanismo 2): in questo caso, infatti, ulteriori tensioni tangenziali stabilizzanti si sviluppano lungo due superfici di scorrimento che si osservano generarsi attorno al palo. Summersgrill *et al.* (2017) sottolineano, quindi, che la stabilizzazione di un pendio in frana con una fila di pali non è solamente legata al valore del taglio raggiunto in corrispondenza di una predeterminata superficie di scorrimento, ma è piuttosto il frutto di una più complessa redistribuzione di tensioni e deformazioni all'interno del terreno.

Dall'analisi critica della vasta letteratura esistente in merito all'utilizzo di file di pali per il miglioramento delle condizioni di stabilità di pendii in frana o con un ridotto margine di sicurezza rispetto al raggiungimento di una condizione di equilibrio limite emerge chiaramente la difficoltà di riuscire a considerare contemporaneamente e con modelli semplificati la complessità del meccanismo d'interazione tra il corpo di frana, l'intervento e il substrato stabile. In generale, si è osservato come modelli bidimensionali sviluppati nel piano contenente la sezione dei pali o in quello longitudinale non siano da soli in grado di cogliere con sufficiente approssimazione sia l'interazione tra i pali della fila per effetto arco sia quella dei pali con i due strati di terreno, quello in movimento e quindi quello stabile, nonché lo scorrimento del terreno attraverso la fila. La marcata tridimensionalità del meccanismo d'interazione richiede quindi la definizione di modelli 3D, non del tutto agevoli per una rapida progettazione e ottimizzazione dell'intervento, ma in grado di fornire un quadro completo dell'evoluzione del campo di tensioni e spostamenti all'interno del terreno e dei pali con lo spostamento del corpo di frana. Infatti, nonostante nella maggioranza delle trattazioni i risultati siano elaborati in termini di trasferimento delle azioni ai pali e di evoluzione dello stato di sforzo lungo il loro asse, valutazioni comunque fondamentali al dimensionamento strutturale dell'intervento, di notevole interesse pratico sono anche gli effetti della fila nella riduzione del campo di spostamenti del corpo di frana, ossia la quantificazione della capacità dell'intervento di mitigare gli

spostamenti nella zona di valle proteggendola dall'avanzamento della coltre. Come già osservato da Kourkoulis *et al.* (2011), a configurazioni equivalenti in termini di azione stabilizzante sviluppata dal sistema di pali diversi sono gli spostamenti scontati dei pali e, quindi, dal corpo di frana: d'interesse è quindi osservare con maggior dettaglio come la variazione delle proprietà meccaniche del terreno e geometriche del pendio e dell'intervento, governando la formazione di effetti gruppo e con questi le caratteristiche delle azioni trasmesse ai pali, si leghi alla capacità della fila di interferire con l'avanzamento del corpo di frana.

Si sottolinea, infine, che metodi dell'equilibrio limite non sono in grado di cogliere l'effettiva efficacia dell'intervento, la cui natura passiva ne lega lo sviluppo dell'azione stabilizzante a quello degli spostamenti del palo necessari alla mobilitazione delle spinte nel terreno. Il loro utilizzo può essere limitato al dimensionamento strutturale dei pali, poiché offre le massime sollecitazioni a cui può essere sottoposto.

2.4.3 Figure

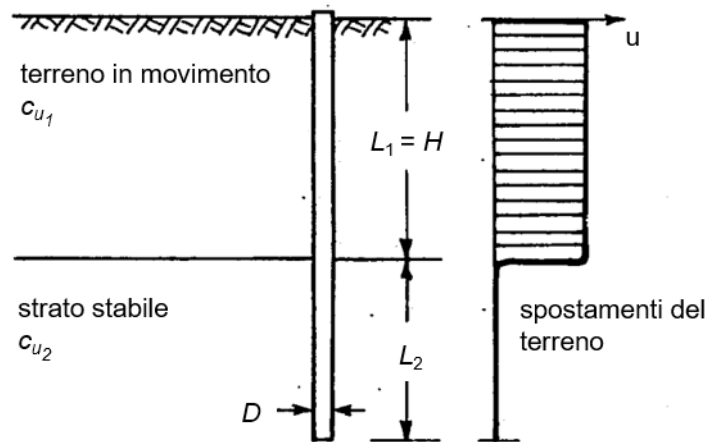


Figura 2.21 Metodi dell'equilibrio limite: schema di riferimento (adattato da Viggiani, 1981).

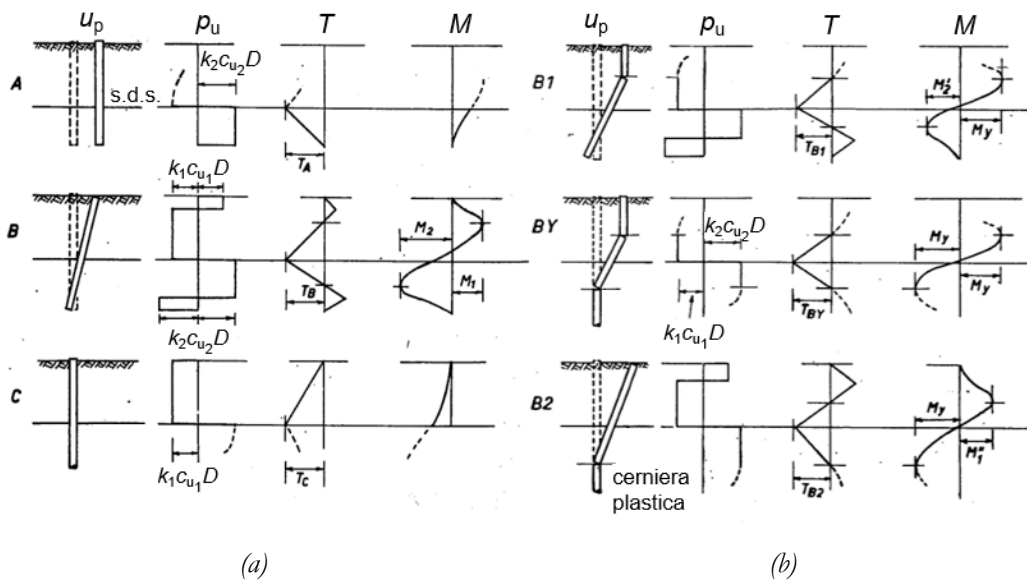


Figura 2.22 Mezzo rigido plastico perfetto: meccanismi di rottura per palo rigido (a) e con formazione di una o più cerniere plastiche (b) (adattato da Viggiani, 1981).

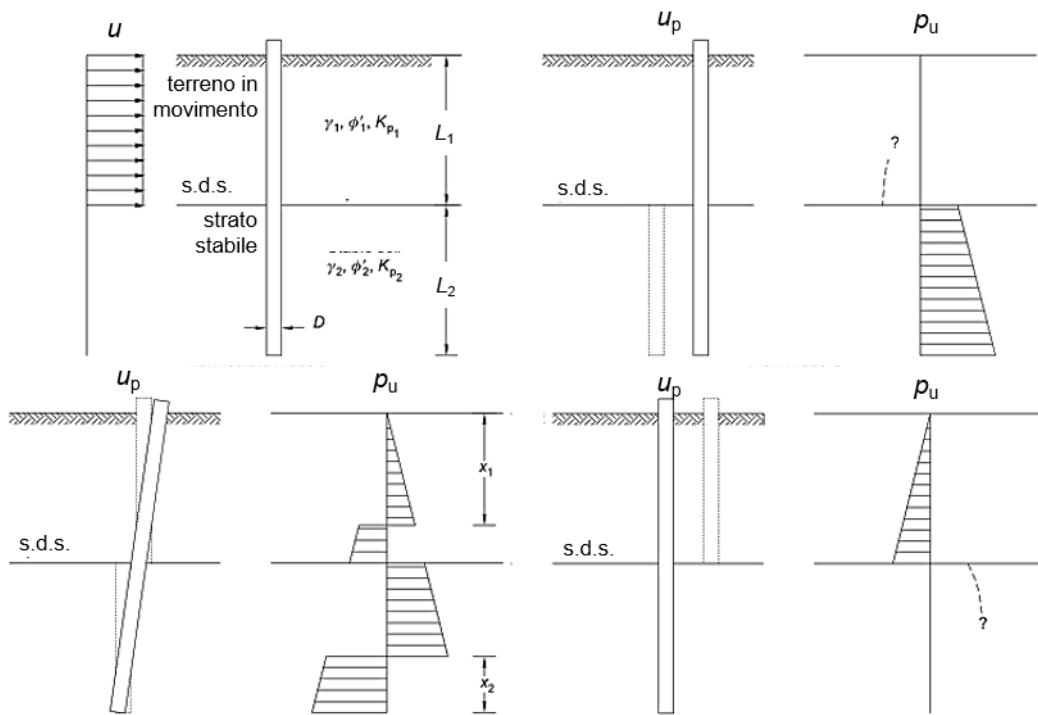


Figura 2.23 Mezzo rigido plastico perfetto: meccanismi di rottura e distribuzione delle azioni in condizioni drenate (adattato da Muraro et al., 2014).

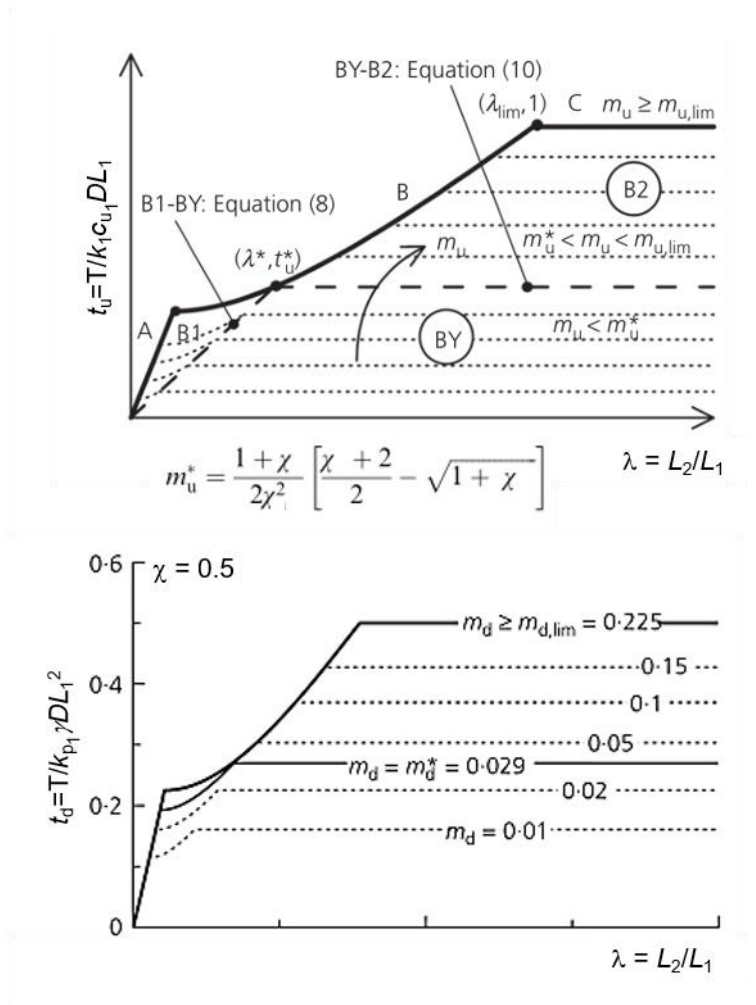


Figura 2.24 Mezzo rigido plastico perfetto: abachi adimensionali per l'individuazione del meccanismo di rottura nel caso di palo libero di ruotare in testa e terreno in condizioni non drenate (in alto) e drenate (in basso) (adattato da Di Laora, 2017).



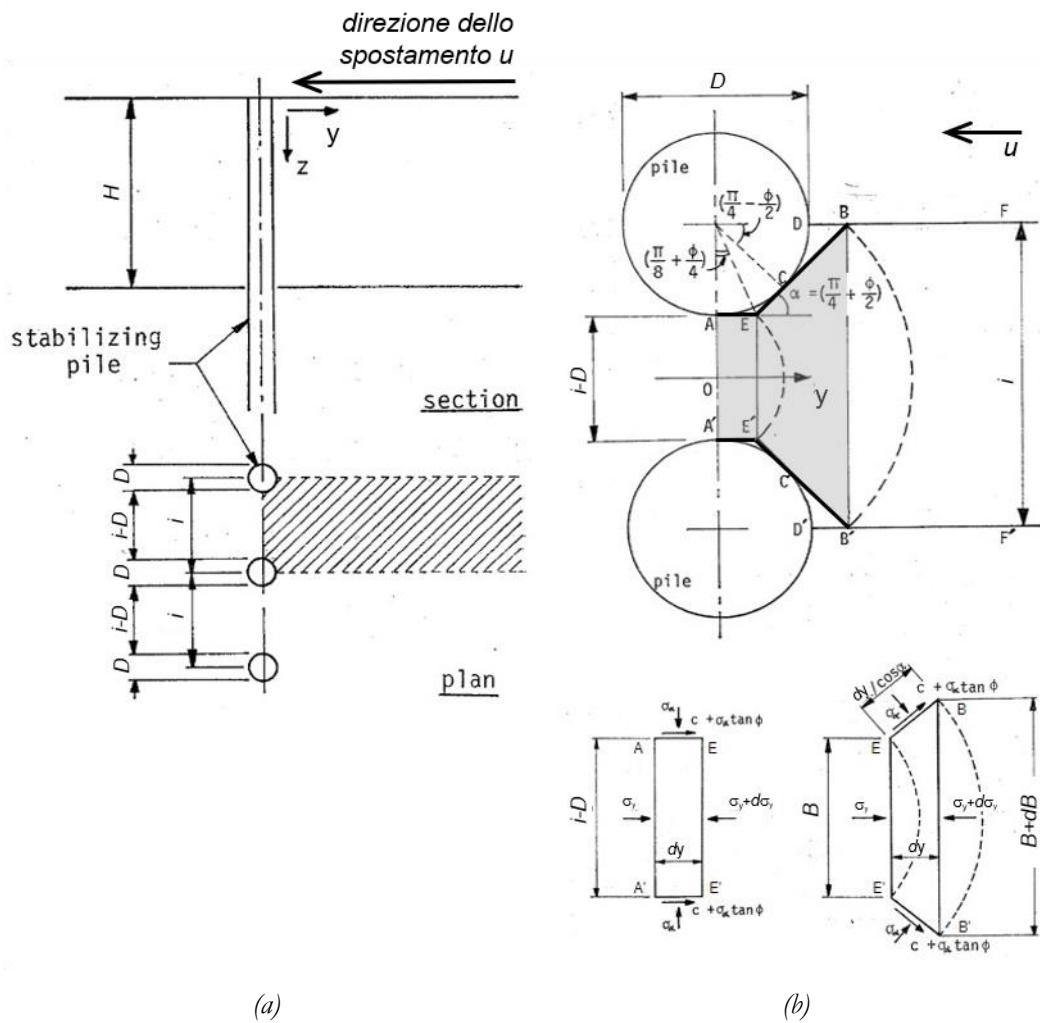


Figura 2.25 Mezzo rigido plastico perfetto, analisi nel piano contenente la sezione dei pali: schema di flusso plastico del terreno attraverso la fila (adattato da Ito e Matsui, 1975).

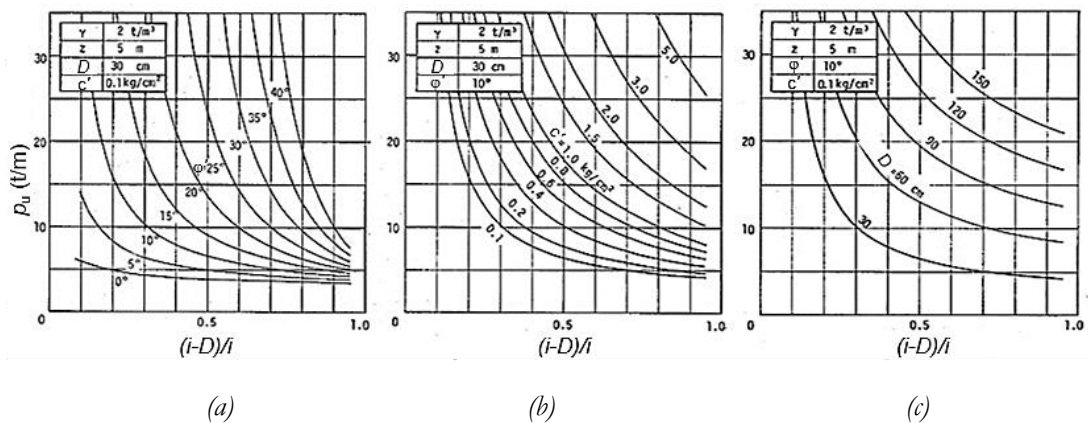


Figura 2.26 Mezzo rigido plastico perfetto: pressione ultima per metro di spessore del palo in funzione della distanza adimensionale tra i pali al variare dell'angolo d'attrito (a), della coesione (b) e del diametro (c) (adattato da Ito e Matsui, 1975).

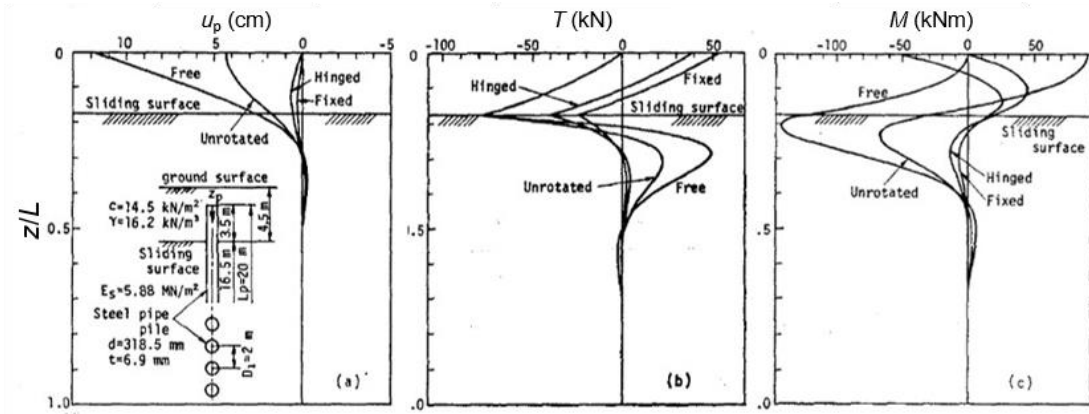


Figura 2.27 Profili di spostamento (a), taglio (b) e momento flettente (c) lungo l'asse del palo ricavati analiticamente al variare delle condizioni di vincolo in testa al palo (adattato da Ito et al., 1981).

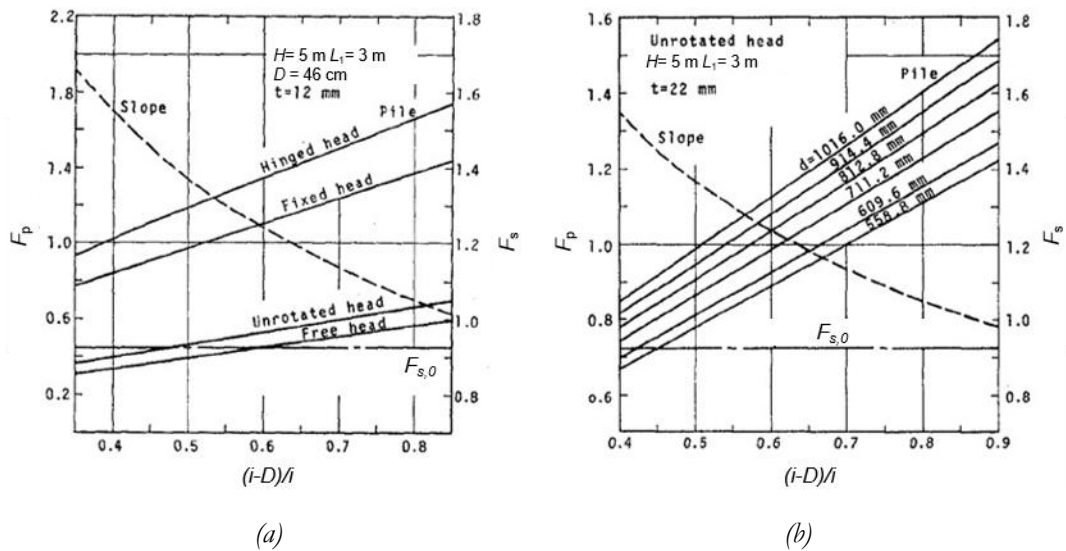


Figura 2.28 Variazione del coefficiente di sicurezza del pendio e del palo al variare della distanza adimensionale tra i pali in funzione delle condizioni di vincolo in testa al palo (a) e del suo diametro (b) (adattato da Ito et al., 1981).

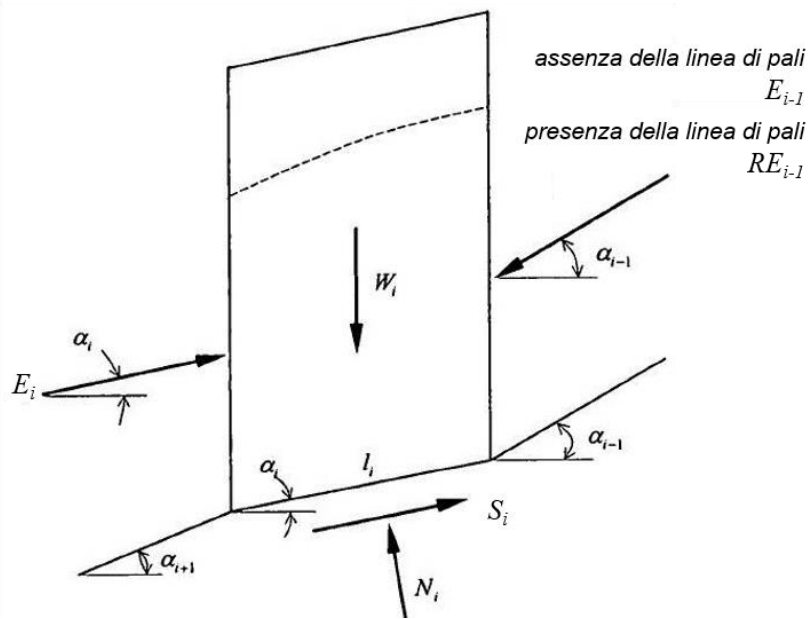


Figura 2.29 Forze agenti su una generica striscia in assenza di intervento o a valle di una fila di pali (adattato da Zeng e Liang, 2002).

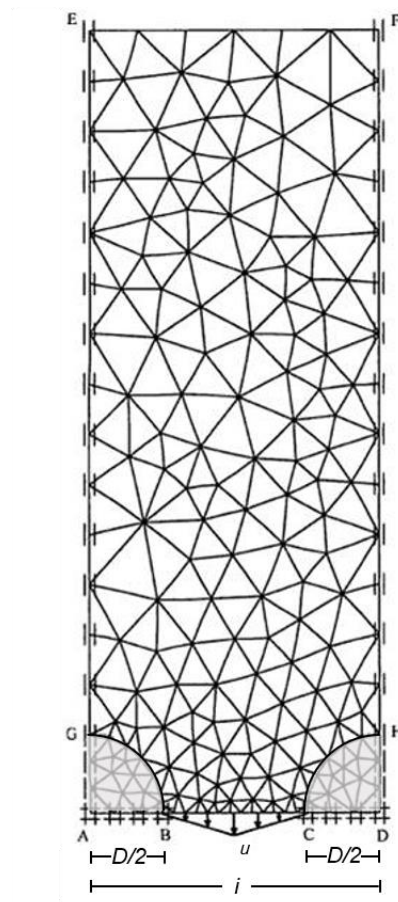


Figura 2.30 Modello piano di interazione tra una fila indefinita di pali e il terreno in movimento (adattato da Liang e Zeng, 2002).

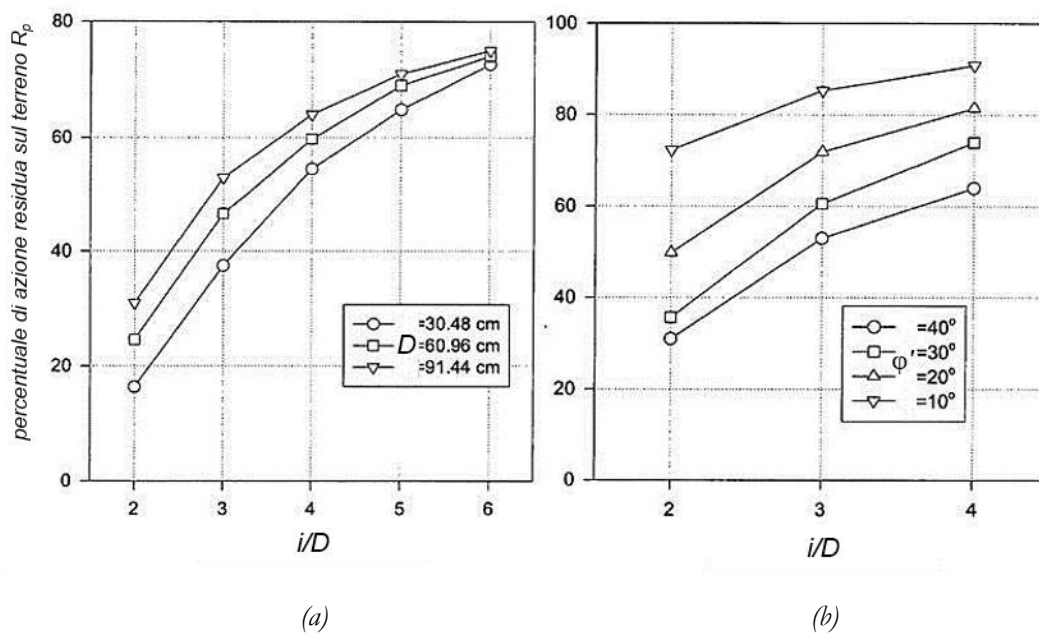


Figura 2.31 Percentuale di azione residua sul terreno in funzione dell'interasse tra i pali al variare del loro diametro ( $\varphi' = 40^\circ$ ) (a) e dell'angolo di resistenza al taglio del terreno ( $D = 91.44$  cm) (b) (adattato da Liang e Zeng, 2002).

$R_p$		$c = 0$	$c = 6.9$	$c = 13.8$	$c = 27.6$	$c = 41.4$
$D = 91.44$ cm		(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
$\varphi' = 0^\circ$	$i/D = 2$	100.00	40.13	10.44	10.07	9.65
	$i/D = 3$	100.00	67.98	28.75	15.61	15.24
	$i/D = 4$	100.00	78.18	48.50	23.30	17.91
$\varphi' = 10^\circ$	$i/D = 2$	72.33	20.06	10.14	9.99	9.57
	$i/D = 3$	85.33	45.68	16.01	15.52	15.18
	$i/D = 4$	90.85	63.69	30.02	17.38	17.33
$\varphi' = 20^\circ$	$i/D = 2$	49.80	14.18	10.09	9.57	9.39
	$i/D = 3$	71.90	25.38	15.62	15.39	15.12
	$i/D = 4$	81.48	50.98	16.86	15.68	15.02
$\varphi' = 30^\circ$	$i/D = 2$	35.66	10.13	9.89	9.34	9.24
	$i/D = 3$	60.58	16.16	15.46	15.32	15.06
	$i/D = 4$	74.02	41.09	16.43	15.46	15.00
$\varphi' = 40^\circ$	$i/D = 2$	31.26	10.02	9.34	9.32	9.21
	$i/D = 3$	53.54	19.54	15.32	15.18	14.94
	$i/D = 4$	64.82	35.14	15.46	15.31	14.87

Figura 2.32 Percentuale di azione residua sul terreno compreso tra i due pali: tabelle riassuntive di Liang e Zeng (2002) (adattato da Liang e Zeng, 2002).

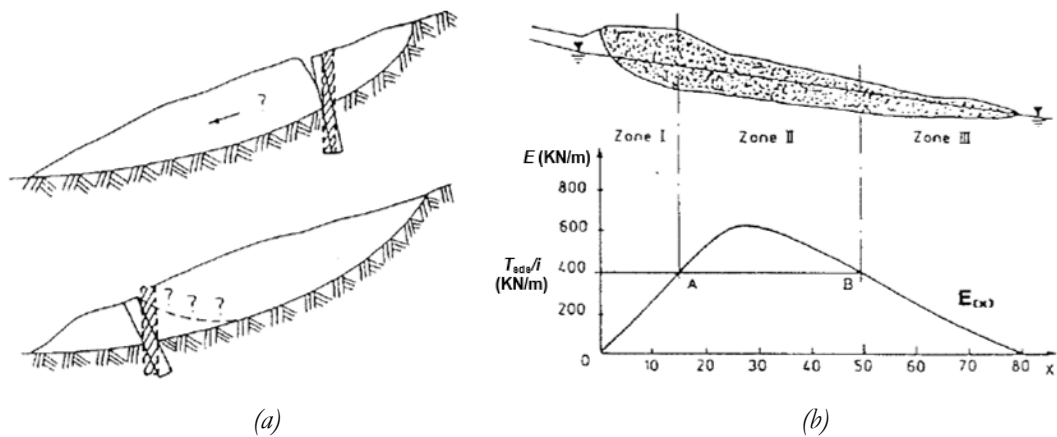


Figura 2.33 Posizionamento inefficace dell'intervento (a) e metodo di scelta della posizione ottimale (b) (da Evangelista, 1997).

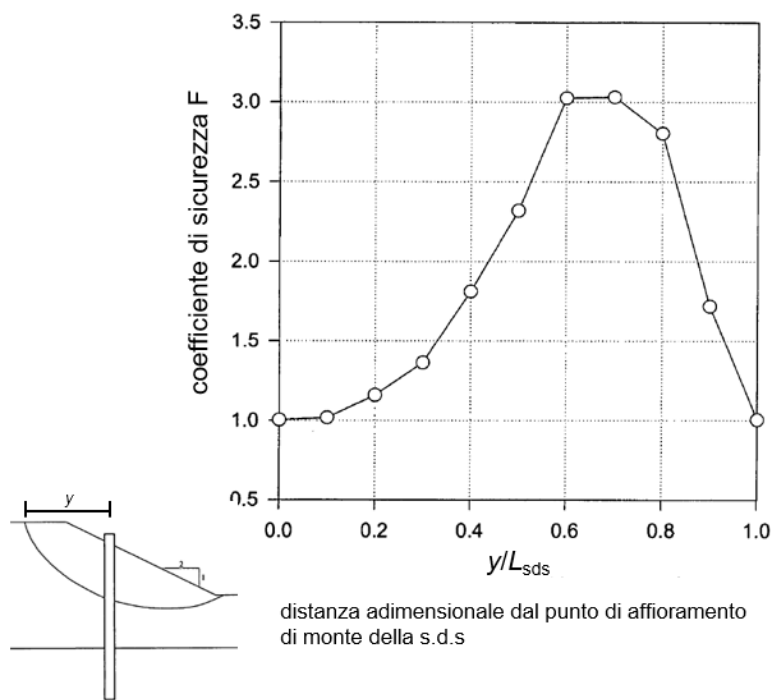


Figura 2.34 Posizionamento dell'intervento: variazione del coefficiente di sicurezza  $F$  con la posizione della fila di pali (adattato da Zeng e Liang, 2002).

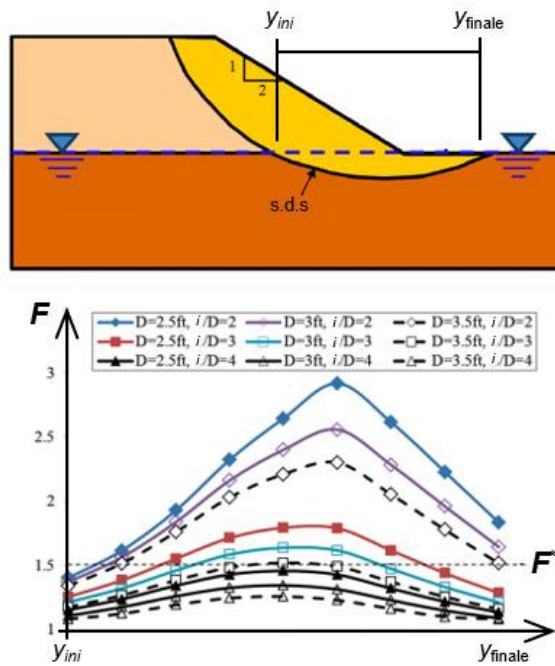


Figura 2.35 Ottimizzazione dell'intervento di stabilizzazione (adattato da Liang et al., 2014).

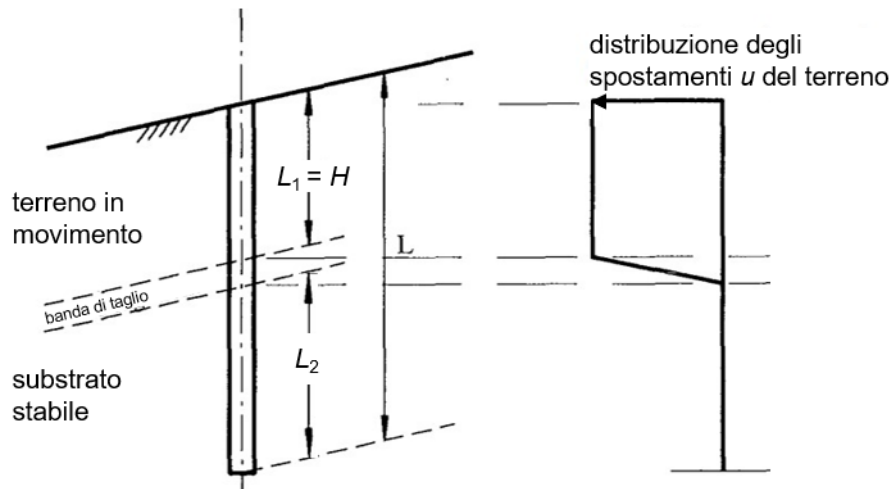


Figura 2.36 Schema di un palo in un pendio instabile: profilo degli spostamenti del terreno in condizioni di free-field (Poulos, 1995).

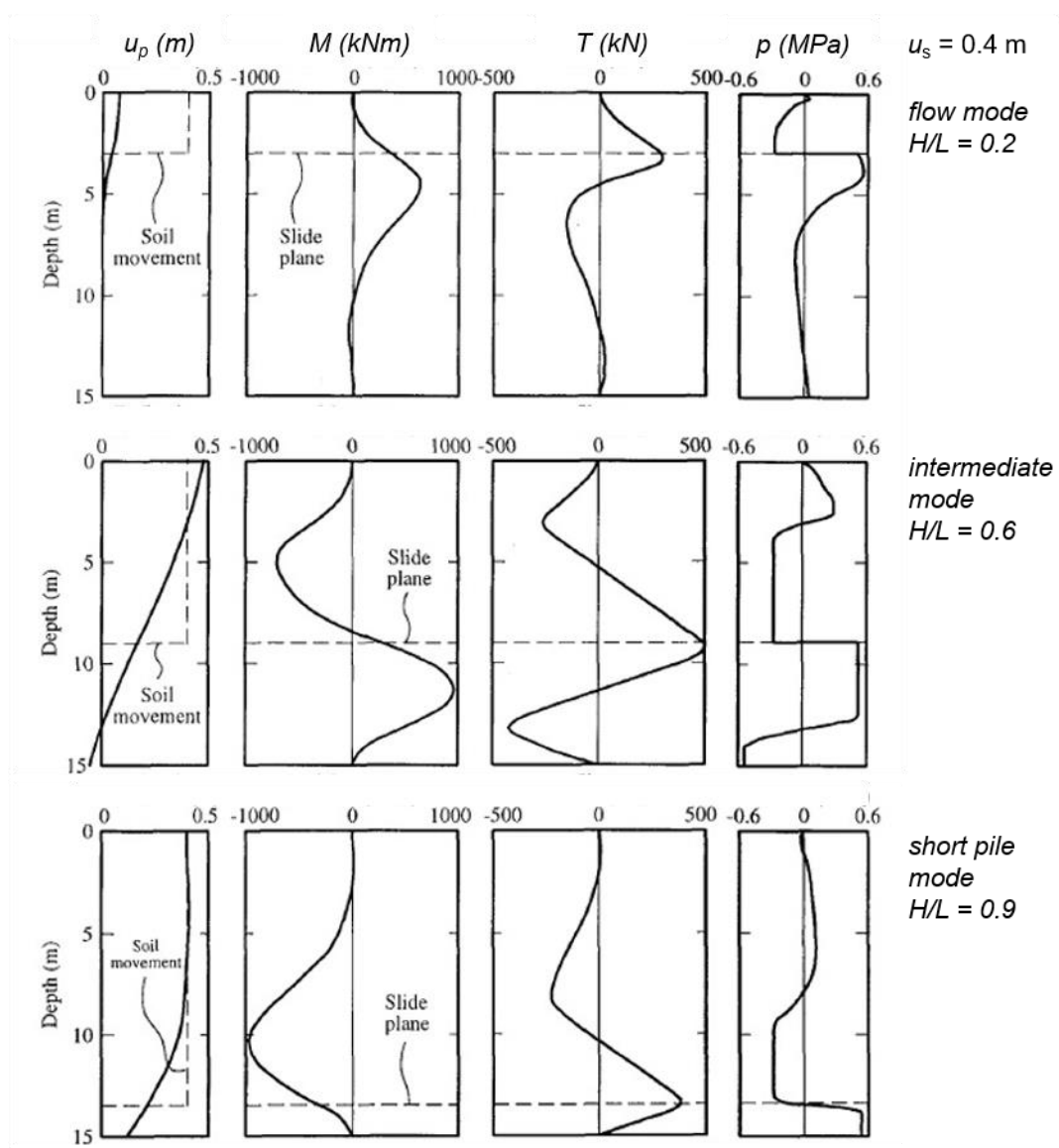


Figura 2.37 Profili di spostamento, sollecitazioni e azione netta al variare del rapporto tra la profondità della superficie di scorrimento e la lunghezza del palo (palo: tubo d'acciaio,  $L = 15$  m,  $D_{\text{esterno}} = 0.5$  m, spessore = 15 mm; terreno:  $c_{u,1} = 30$  kPa,  $c_{u,2} = 60$  kPa) (adattato da Poulos, 1995).

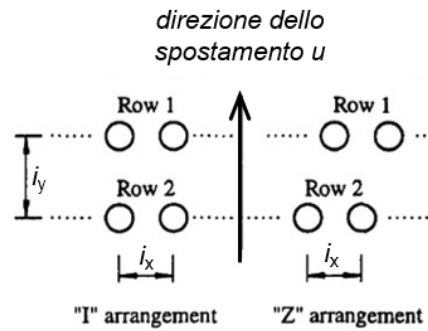
analisi numeriche (Chen e Poulos, 1997)

**TABLE 1.  $f_p$  for Piles in One Infinitely Long Row**

$i_x/D$ (1)	3 (2)	4 (3)	$\geq 8$ (4)
$f_p$	1.2	1.1	1.0

**TABLE 2.  $f_p$  for Piles in Two Infinitely Long Rows**

Case (1)	$i_x/D$ (2)	$i_y/D$ (3)	$f_p$	
			Row 1 (4)	Row 2 (5)
I-1	3	3	1.1	0.9
I-2	3	6	1.4	1.2
I-3	6	3	0.9	0.7
Z-1	3	3	1.2	1.1
Z-2	3	6	1.4	1.2
Z-3	6	3	1.1	1.0



prove su modelli a scala ridotta (Chen *et al.*, 1997)

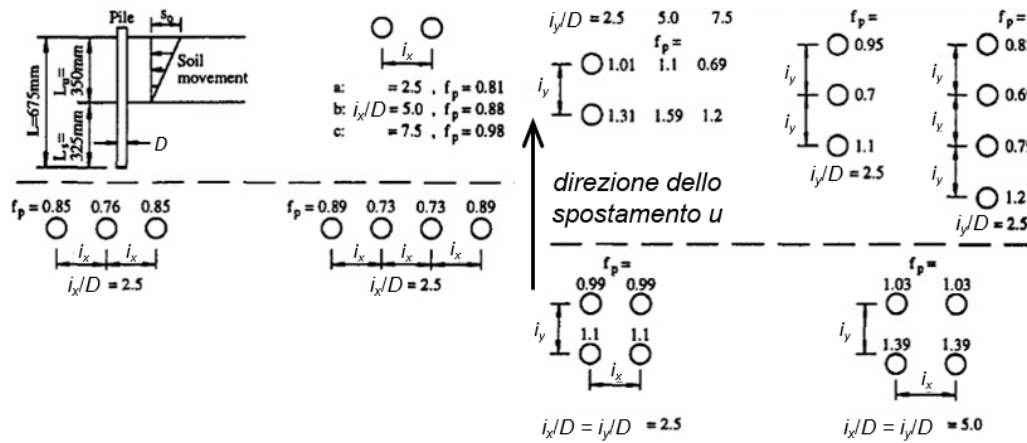


Figura 2.38 Analisi degli effetti di gruppo per sistemi di più pali (adattato da Chen e Poulos, 1997).

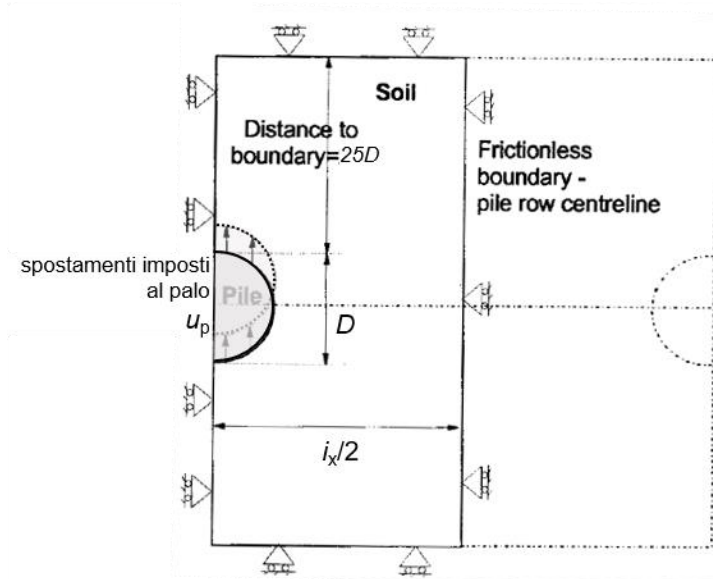


Figura 2.39 Modello piano di interazione fila di pali-terreno (adattato da Bransby e Springman, 1999).



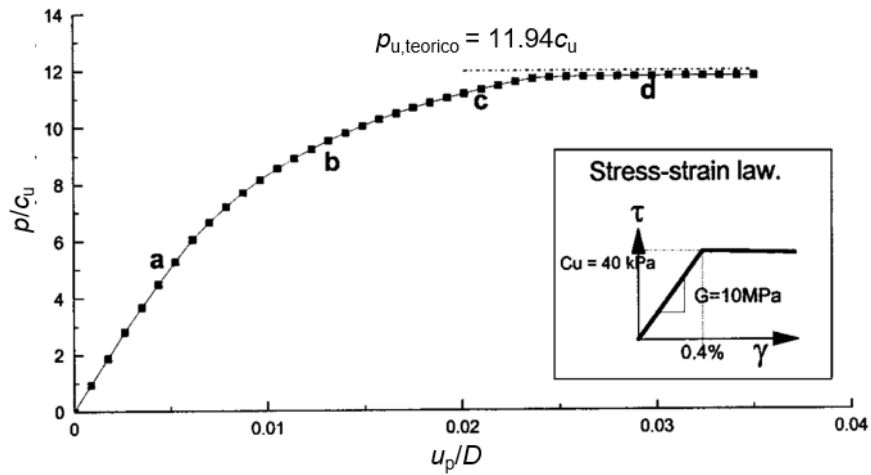


Figura 2.40 Terreno assimilato a mezzo elasto-plastico, modello bidimensionale contenente la sezione dei pali: curva pressione-spostamento per un palo singolo (adattato da Bransby e Springman, 1999).

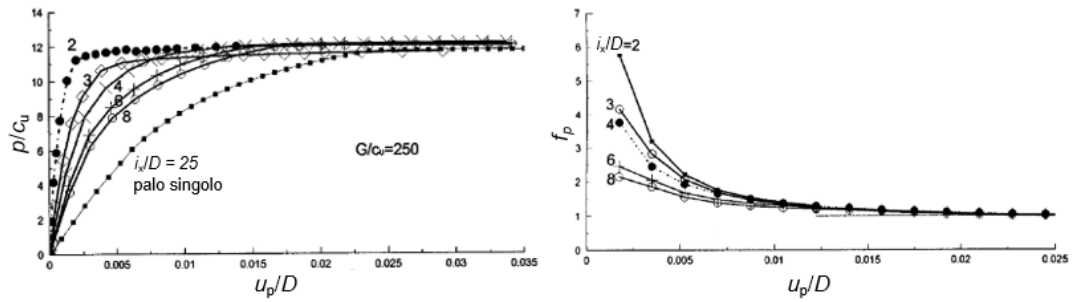


Figura 2.41 Terreno assimilato a mezzo elasto-plastico, modello bidimensionale contenente la sezione dei pali: (a) curve pressione-spostamento per file di pali posti a diverso interasse e (b) andamento del fattore di interazione (adattato da Bransby e Springman, 1999).

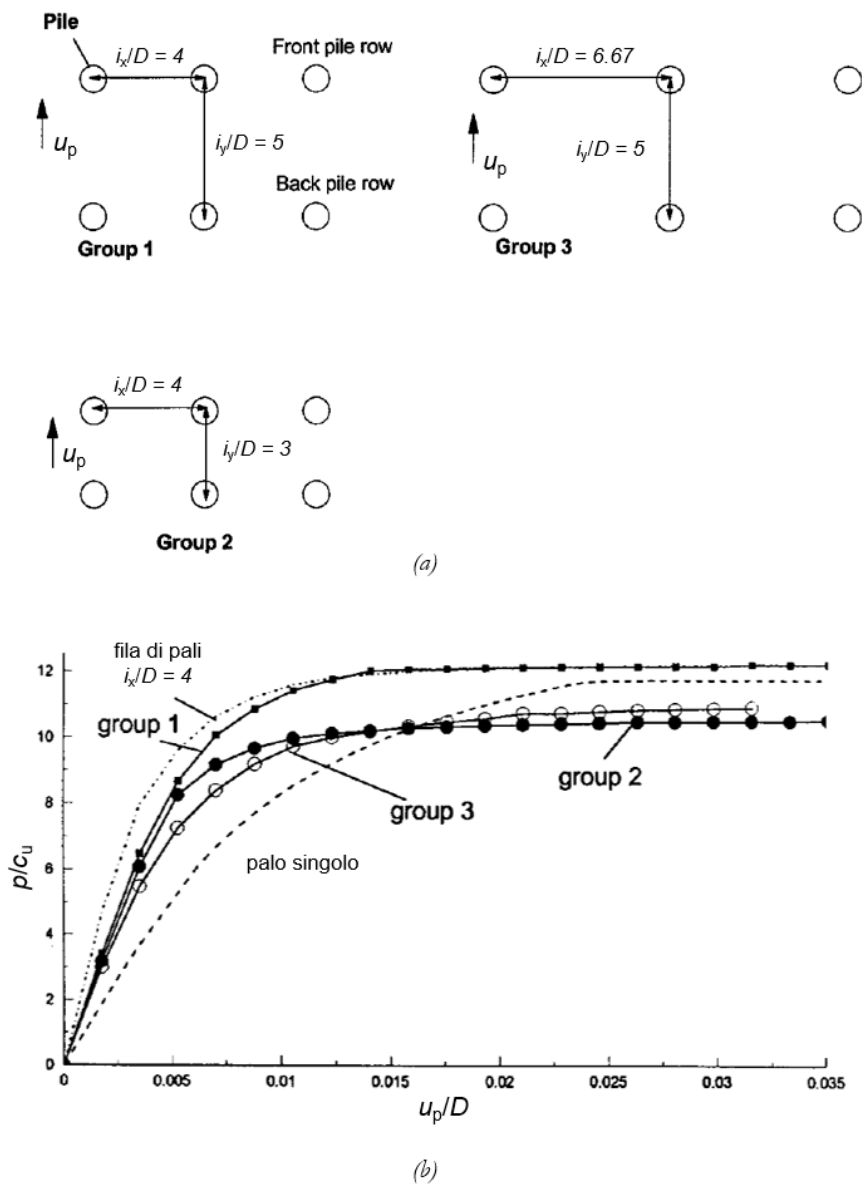


Figura 2.42 Terreno assimilato a mezzo elasto-plastico, modello bidimensionale contenente la sezione dei pali: (a) schemi di pali su più file e relative curve pressione-spostamento (b) (adattato da Bransby e Springman, 1999).

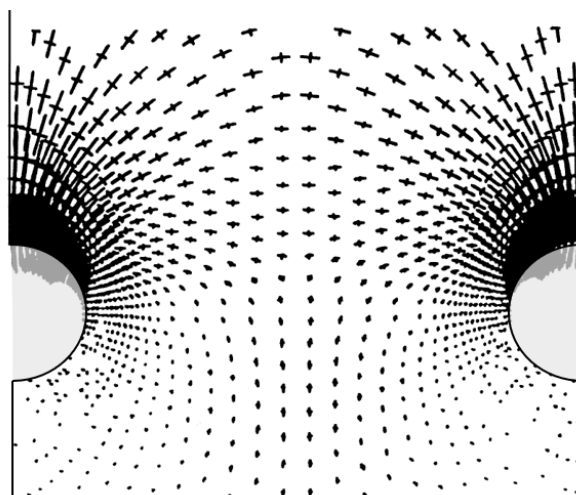


Figura 2.43 Terreno assimilato a mezzo elasto-plastico, modello bidimensionale contenente la sezione dei pali: rotazione delle direzioni delle tensioni principali per effetto arco (da Chen e Martin, 2002).

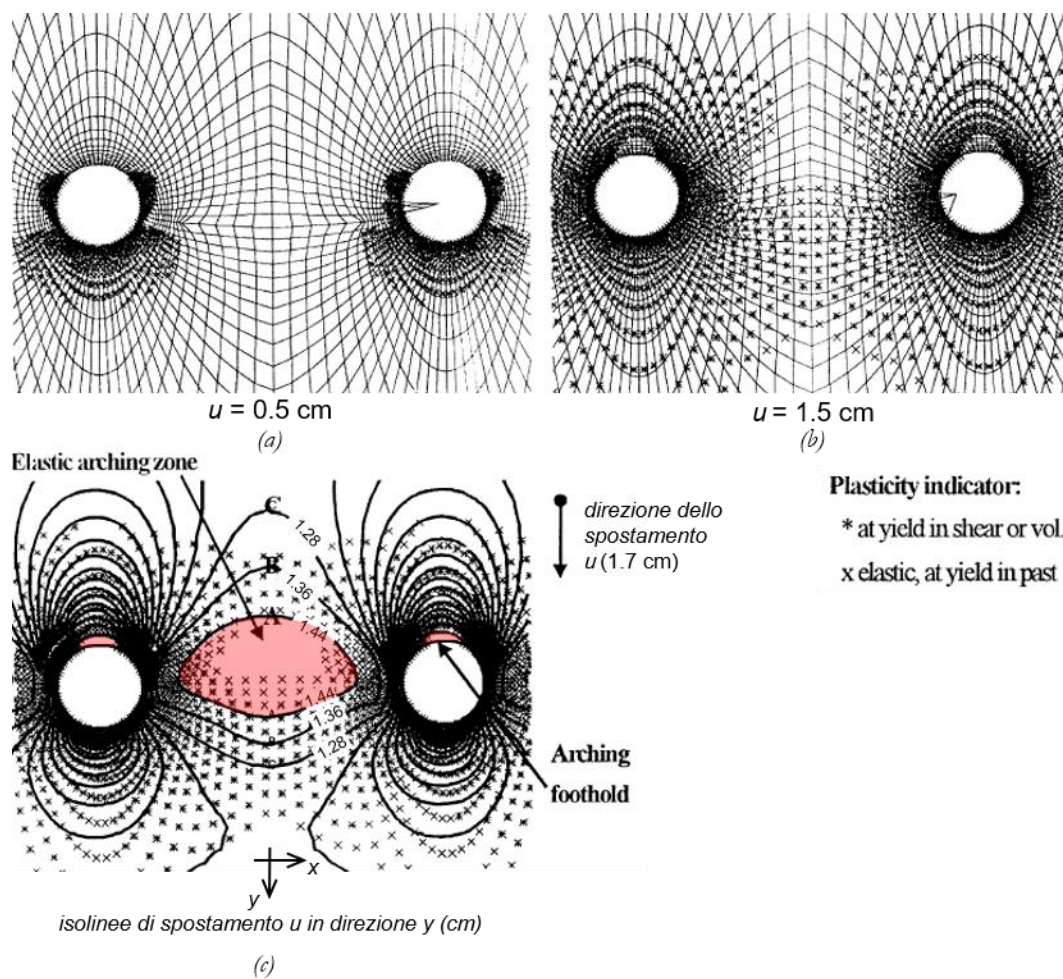


Figura 2.44 Terreno assimilato a mezzo elasto-plastico, modello bidimensionale contenente la sezione dei pali: diffusione delle zone plastiche nel terreno all'aumentare dello spostamento  $u$  imposto ai bordi del modello (adattato da Chen e Martin, 2002).

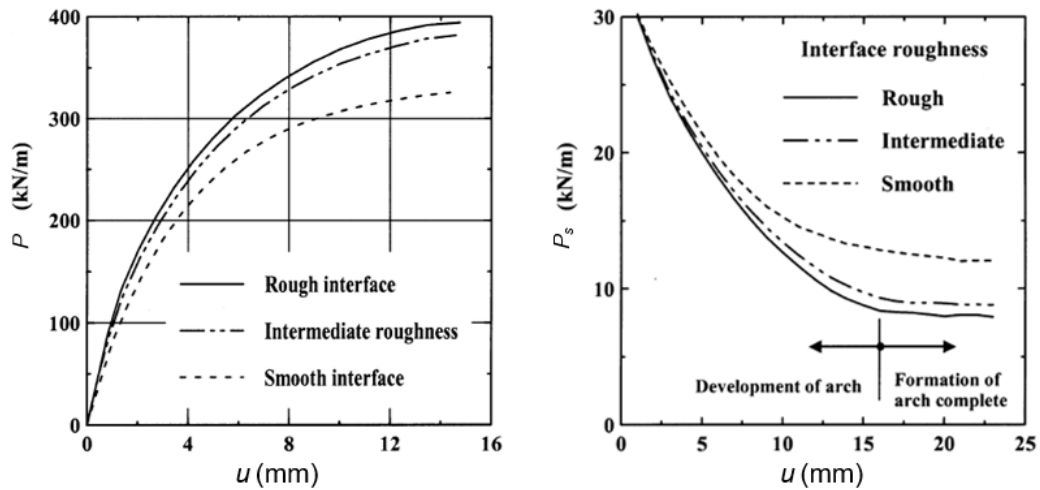


Figura 2.45 Terreno assimilato a mezzo elasto-plastico, modello bidimensionale contenente la sezione dei pali: azione sul palo (a) e trasmessa a valle della fila (b) al variare dello spostamento imposto al modello e della scabrezza palo-terreno (adattato da Chen e Martin, 2002).

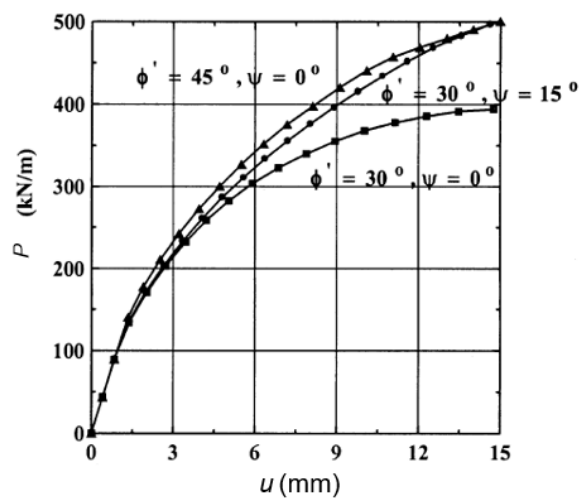
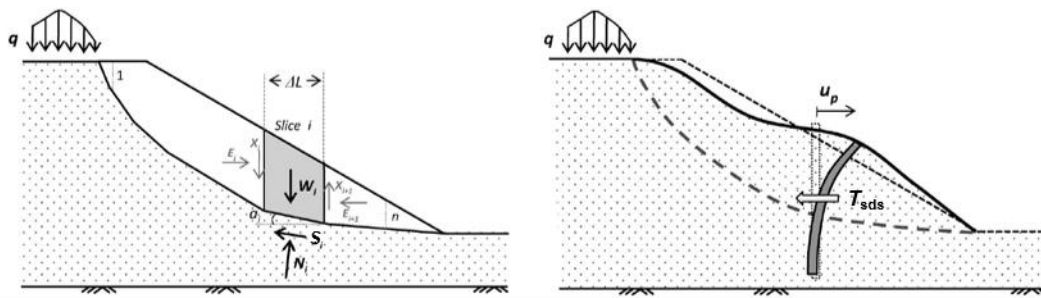


Figura 2.46 Terreno assimilato a un mezzo elasto-plastico, modello bidimensionale contenente la sezione dei pali: curva carico-spostamento al variare dell'angolo di dilatazione  $\psi$  del terreno (adattato da Chen e Martin, 2002).



$$F^* = \frac{\sum S_i + T_{sds}(u_p)/i}{\sum W_i \sin \alpha_i} = F_0 + \frac{T_{sds}(u_p)/i}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

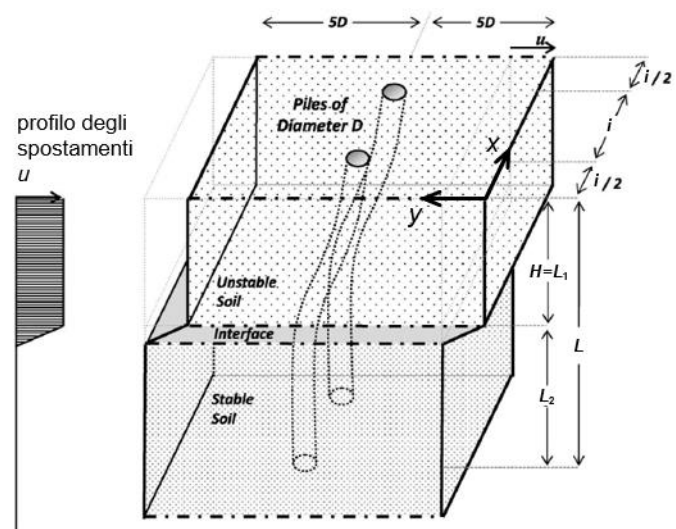


Figura 2.47 Metodo ibrido: schema di funzionamento (adattato da Kourkoulis et al., 2012).

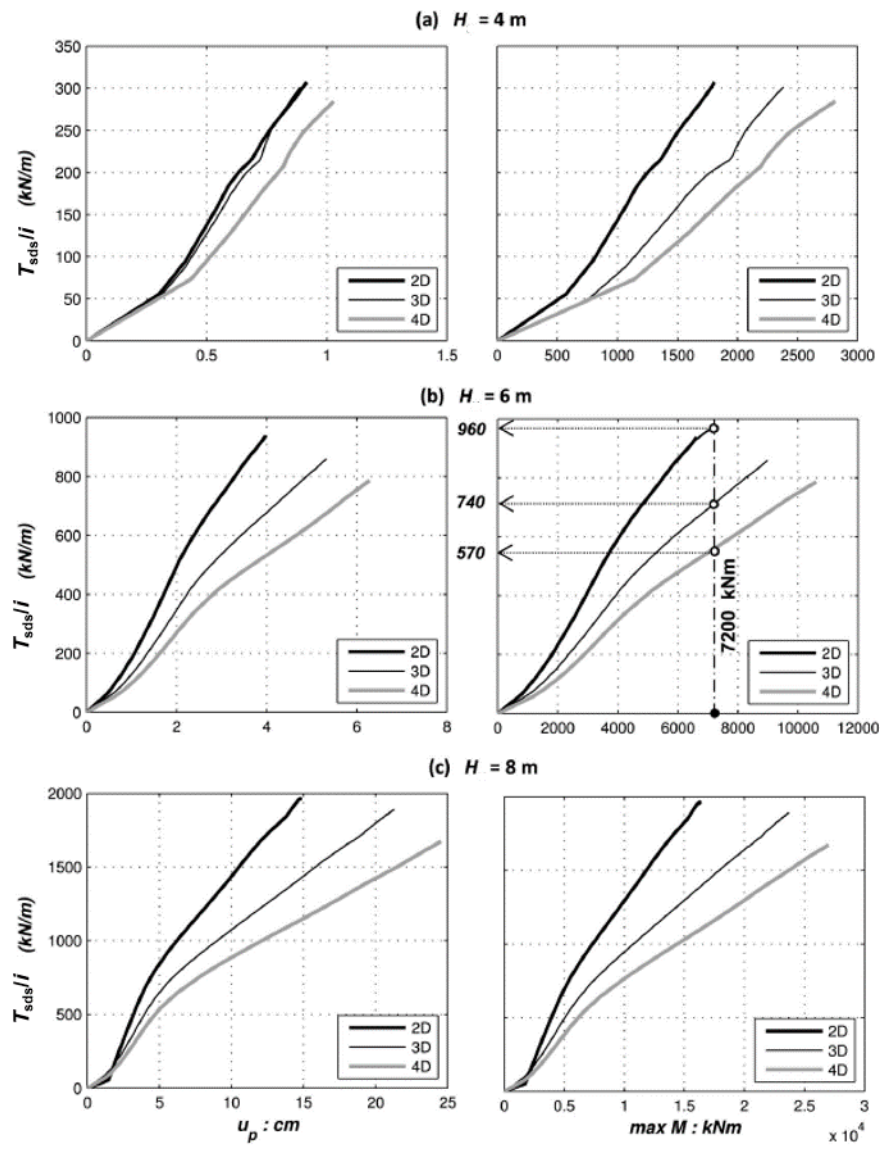
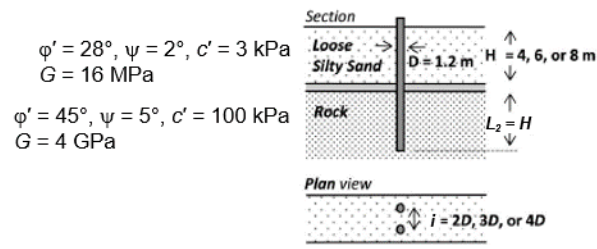


Figura 2.48 Metodo ibrido: sviluppo delle sollecitazioni di taglio  $T_{sds}$  e di momento flettente  $M$  con lo spostamento  $u_p$  della testa del palo per diversi valori dell'altezza del corpo di frana e dell'interasse tra i pali (adattato da Kourkoulis et al., 2011).

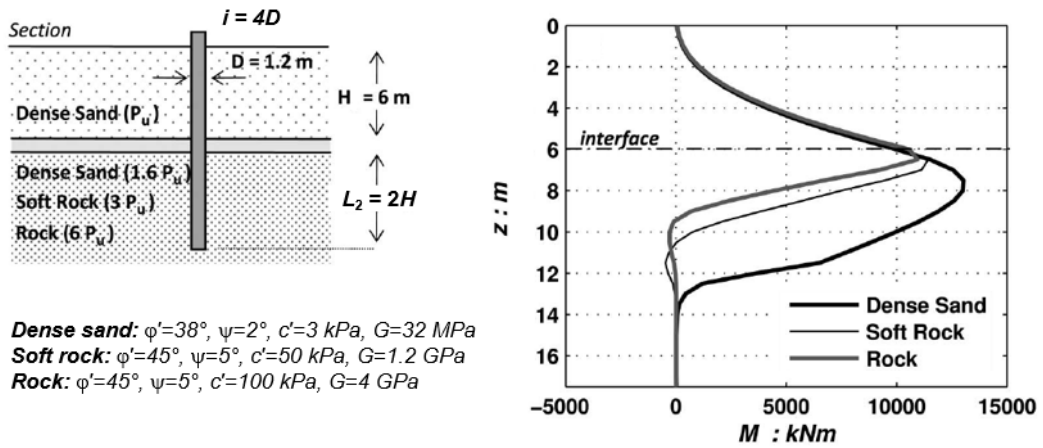


Figura 2.49 Metodo ibrido: effetto della variazione delle proprietà meccaniche del substrato stabile sulla distribuzione delle sollecitazioni di momento flettente (adattato da Kourkoulis et al., 2011).

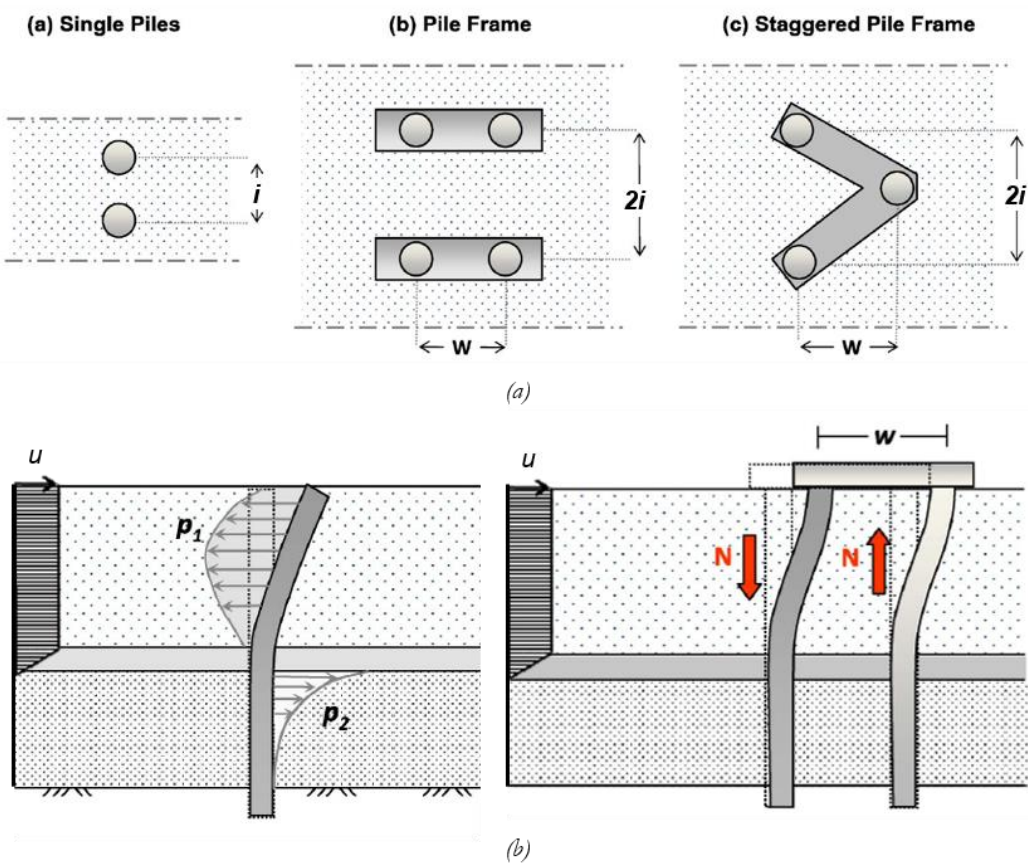


Figura 2.50 (a) Variazione della geometria della disposizione dei pali in pianta; (b) accoppiamento di pali tramite l'uso di una trave di collegamento in testa (adattato da Kourkoulis et al., 2011).

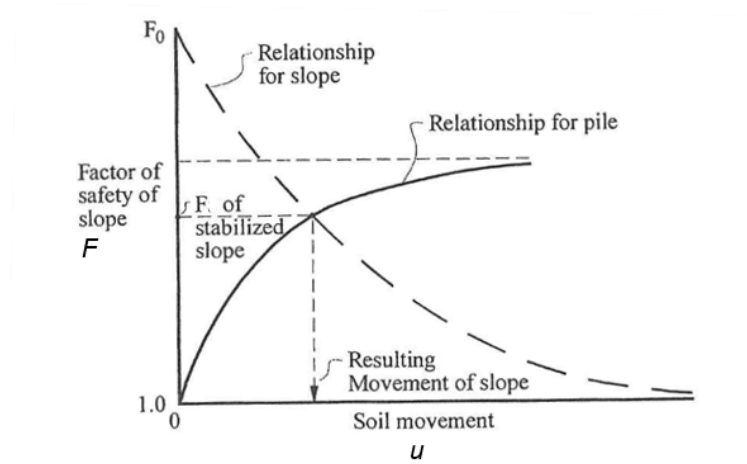


Figura 2.51 Approccio concettuale per la stima degli spostamenti del terreno in frana dopo la realizzazione dell'intervento di stabilizzazione (da Poulos, 1999).

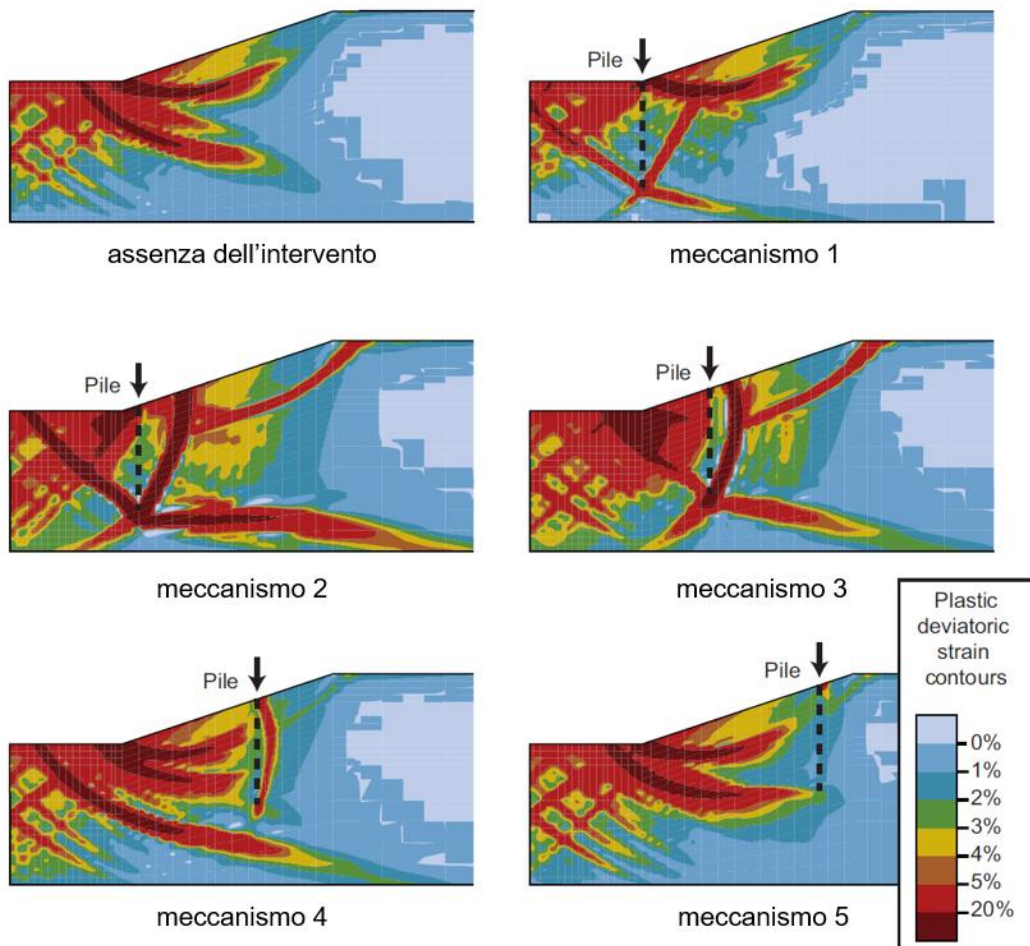


Figura 2.52 Isolinee delle deformazioni deviatoriche plastiche accumulate in funzione della posizione della fila di pali (da Summersgrill et al., 2017).



## 3. Impostazione dello studio numerico

### 3.1 Premessa

La capacità di una fila di pali di mitigare gli spostamenti di un versante dipende sia dall'entità delle azioni che è in grado di assumere, funzione di numerosi parametri che comprendono sia le caratteristiche geometriche che quelle meccaniche del terreno e dell'intervento. In generale, come evidenziato dall'analisi di letteratura, le azioni trasmesse dal terreno in frana ai pali della fila dipendono dalla geometria della coltre, ossia dalla sua altezza  $H$  e dall'inclinazione  $\alpha$  della superficie di scorrimento, dall'ampiezza dello spostamento  $u$  del corpo di frana e dalle caratteristiche di rigidità e resistenza di questo e dello strato stabile. Inoltre, queste azioni sono una funzione della geometria dell'intervento e in particolare dell'interasse  $i$  tra i pali della fila, dal quale ne dipende l'interazione per effetto arco. La capacità dell'intervento di opporsi all'avanzamento della coltre in frana è inoltre funzione della rigidità flessionale del palo, della sua profondità d'infissione nel substrato stabile e del rapporto tra le caratteristiche di rigidità e di resistenza di quest'ultimo e del corpo di frana.

Interventi di mitigazione con pali sono solitamente realizzati in presenza di movimenti di versante lenti o molto lenti, con velocità comprese tra 0.016 m/anno e 1.6 m/anno secondo la classifica di Cruden e Varnes (1996) riportata in Figura 3.1, tali da rendere possibile la realizzazione dell'opera senza prevedere interventi preliminari. Tali movimenti si verificano solitamente in pendii con caratteristiche assimilabili a quelle schematicamente rappresentate in Figura 3.2. Tali scorrimenti si verificano solitamente in pendii poco acclivi, con pendenze generalmente inferiori ai  $20^\circ$ , in depositi a grana prevalentemente fine, tipicamente argillosi. Si tratta, in generale, di movimenti poco profondi, con superfici di scorrimento sostanzialmente parallele al piano campagna e spessori  $H$  massimi della coltre di 10 m, più solitamente compresi tra 5 m e 8 m. Considerare spessori del corpo di frana modesti ha lo scopo di contenere non solo il diametro del palo, che ne determina la resistenza a flessione, ma anche la sua lunghezza: infatti il corretto funzionamento dei pali nell'interazione con masse di terreno in frana è garantito da un'adeguata interazione nel substrato stabile, solitamente almeno pari all'altezza della coltre.

Data la numerosità dei parametri coinvolti, lo scopo di questo lavoro di ricerca non è

tanto quello di condurre un'analisi parametrica completa, ma piuttosto quello di individuare il ruolo che ciascun parametro gioca nell'interazione terreno in frana - fila di pali - substrato stabile. A tal scopo si studiano i risultati ottenuti da modelli a complessità crescente in cui poter isolare, di volta in volta, l'effetto di determinati parametri. In particolare, è studiata la possibilità di poter utilizzare modelli bidimensionali in condizioni di deformazione piana nel piano contenete la sezione dei pali per una stima degli effetti di mitigazione e stabilizzazione legati alle caratteristiche del corpo di frana, confrontando poi tali risultati con quelli di modelli tridimensionali con pali fissi. Rimosse le condizioni di vincolo sul palo, sono quindi valutati gli effetti della variazione delle caratteristiche del tratto infisso, in termini di profondità d'infissione del palo e di proprietà meccaniche del substrato stabile. D'interesse è anche lo studio degli effetti della variazione della geometria del corpo di frana, in termini di spessore  $H$  e di inclinazione  $\alpha$ , e di quella della fila, passando dallo schema di fila indefinita di pali allineati, a quello di pali disposti a quinconce, nel caso ancora di fila indefinita, e quindi a quello di intervento limitato in pianta, in riferimento al caso di pali disposti in linea o ad arco.

L'attenzione è rivolta non solo al calcolo delle azioni trasmesse dal corpo di frana al sistema di pali e alla definizione delle sollecitazioni a cui essi sono sottoposti, ma di particolare interesse è la descrizione degli effetti dell'interazione tra il corpo di frana e la fila di pali sul campo di spostamenti del versante. Per tale motivo non sono considerati modelli sviluppati nella sezione longitudinale del pendio, non adatti a descrivere il refluitamento del terreno attraverso la fila.

## 3.2 Definizione del modello di riferimento e impostazione dello studio parametrico

### 3.2.1 Caratteristiche meccaniche del pendio

In Tabella 3.1 sono messi a confronto i valori delle caratteristiche fisiche e meccaniche di terreni comunemente coinvolti in movimenti di versante lenti e superficiali: in particolare, sono riportati i valori provenienti sia dall'analisi di casi reali che da prove di laboratorio su terreni prelevati da aree in cui comunemente si verificano fenomeni di instabilità, nonché quelli utilizzati in modellazioni numeriche di problemi analoghi. Come atteso, si tratta prevalentemente di depositi a grana prevalentemente fina e in particolare argillosi,

caratterizzati da una coesione  $c'$  solitamente nulla o comunque molto bassa e da valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  in generale inferiori ai  $30^\circ$ , con valori medi attorno ai  $28^\circ$ . Le ridotte velocità di spostamento permettono di poter ragionevolmente assumere condizioni drenate pur in presenza di terreni a grana fine.

Coerentemente con quanto riportato in letteratura, per lo studio d'interazione tra il corpo di frana e una fila di pali risulta sufficiente associare il terreno a un semplice mezzo elastico lineare perfettamente plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, in ragione sia delle forti semplificazioni comunemente alla base della definizione dei modelli numerici sia dell'ampiezza degli spostamenti considerati, riconducibili ad elevati valori della percentuale di deformazione indotta nel terreno. Il confronto dei risultati ottenuti da analisi d'interazione condotte considerando il terreno come un mezzo elastico lineare perfettamente plastico con quelli provenienti dall'elaborazione di dati di monitoraggio condotto da Lirer (2002) dimostra, comunque, un grado di approssimazione della soluzione del tutto soddisfacente.

L'evoluzione del rapporto tensioni-deformazioni nel terreno è quindi completamente definita da 5 parametri: il coefficiente di Poisson  $\nu'$  e il modulo di Young  $E$  che governano il comportamento del terreno in campo elastico, mentre coesione  $c'$ , angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  e di dilatanza  $\psi$  descrivono le caratteristiche di resistenza e il comportamento a rottura del materiale. Rigidezza e resistenza del terreno concorrono a determinare l'efficacia dell'intervento sia in termini di mitigazione che di stabilizzazione del movimento di versante con pali: le caratteristiche di resistenza al taglio del terreno ( $c'$ ,  $\phi'$ ) determinano il valore delle massime azioni che il terreno può trasmettere al palo lungo il suo asse, sia nella zona in frana che in quella stabile, mentre quelle di rigidezza determinano l'ampiezza dello spostamento del terreno per cui si raggiunge tale valore, introducendo sostanzialmente un'indicazione di tipo prestazionale e divenendo centrali in uno studio di mitigazione. Non trascurabili sono anche gli effetti legati alla variazione dell'angolo di dilatanza  $\psi$  del terreno, maggiori all'aumentare del grado di confinamento del terreno. Di particolare interesse è, a tal proposito, il confronto dei risultati ottenuti dalla analisi bidimensionali in condizioni di deformazione piana e quelle ottenute dai più completi modelli tridimensionali al variare dell'angolo di dilatanza del terreno.

Facendo riferimento alle grandezze dei parametri di resistenza e rigidezza riportate in

Tabella 3.1, sono quindi stati definiti i valori delle grandezze utilizzati in questa ricerca, la quale vuole essere di carattere del tutto generale e non limitata all'analisi di un particolare caso di studio. In Tabella 3.2a sono riportati i valori delle proprietà fisiche e meccaniche di riferimento scelti per la coltre in frana e lo strato stabile, per cui si utilizzano rispettivamente i pedici 1 e 2: la porzione di terreno in frana presenta solitamente caratteristiche meccaniche alterate rispetto allo strato stabile di base, ed è caratterizzato da una minore rigidità e dalla perdita di coesione, mentre costante è considerato l'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$ . Il comportamento a rottura è considerato privo di caratteristiche dilatanti ( $\psi = 0$ ).

Nella Tabella 3.2b e 3.2c si riportano i valori delle proprietà meccaniche del corpo di frana e del substrato stabile considerate nell'analisi parametrica, impostata considerando la variazione dei parametri scelti entro un campo di variabilità comunque tipico per il problema in esame (Tabella 3.1). Nel corso dello studio sono valutati separatamente gli effetti della variazione delle caratteristiche meccaniche della coltre in frana (Tabella 3.2a), sia in termini di mitigazione che di stabilizzazione, e quindi, fissate le caratteristiche della coltre, quelli legati alla variazione delle caratteristiche dello strato stabile. Alcuni dei risultati ottenuti associando il terreno a un mezzo elastico lineare perfettamente plastico sono messi a confronto con i casi più semplici di mezzo elastico e mezzo rigido plastico perfetto, per meglio evidenziare gli effetti dell'interazione in termini di comportamenti plastici e di effetto della deformabilità del terreno.

Solo alcune analisi sono condotte per valutare l'effetto dell'introduzione di un angolo di dilatazione diverso da zero, fino a considerare il caso di un angolo di dilatazione massimo  $\psi = \phi'$ , così come imposto dalla perpendicolarità del vettore deformazione al criterio di plasticizzazione in una legge di flusso di tipo associato, utilizzata nell'ambito dei teoremi d'estremo.

Nello studio condotto, si trascura la presenza di un livello di falda, considerando la condizione di pendio asciutto.

### 3.2.2 Geometria del pendio e della fila di pali

Nello studio si considera il caso di un corpo di frana che scorre in maniera uniforme lungo una superficie di scorrimento preesistente parallela al piano campagna e posta a una profondità di riferimento pari a 6 m; solo alcune analisi sono ripetute considerando il

valore limite dello spessore della massa instabile  $H = 10$  m. L'inclinazione  $\alpha$  del pendio è posta pari  $12^\circ$ , anche se la simulazione dello scorrimento del terreno attraverso l'imposizione di un campo di spostamenti al corpo di frana ha permesso di condurre numerose analisi facendo riferimento al più semplice caso di piano campagna orizzontale ( $\alpha=0$ ), approssimazione resa accettabile dalle pendenze comunque ridotte dei pendii solitamente stabilizzati con pali. Lo schema di pendio analizzato è quello di pendio indefinito, che approssima in maniera del tutto soddisfacente la zona centrale del corpo di frana descritto in Figura 3.2.

L'efficacia dei pali come interventi di mitigazione degli spostamenti di coltri in frana è legata alla creazione di una risposta di gruppo del sistema, ossia alla creazione di una favorevole interazione per effetto arco tra i pali della fila tale da conferire continuità all'azione di contenimento all'avanzamento della coltre. Fondamentale risulta la scelta di un valore dell'interasse  $i$  tra i pali tale da evitare un comportamento di tipo palo singolo in cui il terreno fluisce attraverso la fila con riduzioni locali dell'ampiezza di spostamento.

Considerando le tipiche caratteristiche meccaniche dei terreni dei versanti stabilizzati con pali, valori di  $i$  compresi tra 3 e 5 volte il valore del diametro  $D$  dei pali della fila sono indicati in letteratura (e.g.: Kourkoulis *et al.*, 2011; Muraro *et al.*, 2014) come quelli ottimali per garantire la formazione dell'effetto arco, mentre per valori dell'interasse  $i$  circa pari a  $7D$  l'interazione tra i pali è ridotta e il loro comportamento è sostanzialmente riconducibile a quello di palo isolato. Il valore ottimale dell'interasse tra i pali varia in funzione della specifica resistenza al taglio del terreno, che definisce il valore delle massime azioni scambiate nel terreno per effetto arco. Con riferimento alla formula proposta da Ellis *et al.* (2010), ad esempio, il rapporto  $i/D$  critico, ossia quello a partire dal quale comincia a ridursi l'interazione tra i pali, è funzione delle caratteristiche di resistenza del terreno in frana attraverso i coefficienti di spinta attiva  $K_a$  e passiva  $K_p$  attraverso la relazione

$$\left(\frac{i}{D}\right)_{critico} = \frac{K_p^2}{K_p - K_a} \quad (3.1)$$

con  $K_a$  e  $K_p$  calcolati secondo la formula proposta da Rankine.

Nell'intervallo dei valori dell'angolo di resistenza al taglio della coltre in frana considerati in questo studio, riportati Tabella 3.2b,  $(i/D)_{critico}$  varia tra 3 per  $\varphi'$  pari a  $26^\circ$  e

3.6 per  $\phi' = 32^\circ$ , aumentando coerentemente con l'aumento della capacità del terreno di trasferire tensioni ai pali con l'aumento del valore della propria resistenza al taglio. Lo studio di interazione è quindi condotto considerando un rapporto  $i/D$  variabile tra 3, in corrispondenza del quale si osserva una forte interazione tra i pali della fila per effetto arco, e 7, relativo invece al raggiungimento di una condizione sostanzialmente di palo singolo. Tali analisi sono relative al caso di fila indefinita di pali allineati dal diametro  $D = 1$  m.

In Figura 3.3 è riportato lo schema geometrico della sezione longitudinale e della vista in pianta del problema in esame accompagnato dalla Tabella 3.3 in cui sono riportati i valori assegnati alle grandezze indicate. La lunghezza totale dei pali è suddivisa nei due tratti  $L_1$  e  $L_2$  interagenti, rispettivamente, con il corpo di frana e con il substrato stabile. Come evidenziato qualitativamente in Figura 3.4, la scelta di  $L_2$  e in particolare del rapporto tra  $L_2/L_1$ , con  $L_1 = H$ , influisce marcatamente sul valore dell'azione stabilizzante  $T/i$  sviluppata dalla fila: fissato il rapporto  $i/D$ , l'efficacia dell'intervento è garantita da una corretta definizione della profondità d'infissione del palo nel substrato stabile la quale varia in funzione dal rapporto tra le caratteristiche meccaniche di questo strato e quelle della coltre instabile. In generale, migliori sono le caratteristiche meccaniche dello strato di base, minore è la lunghezza di infissione necessaria a creare un vincolo efficace alla base del palo: in generale, la profondità d'infissione ottimale del palo va da un massimo di 1.5 volte l'altezza  $H$  della coltre in frana, per caratteristiche meccaniche scadenti del terreno di fondazione, a un minimo di  $L_2$  anche inferiore a  $0.7H$  qualora il substrato stabile fosse costituito da un deposito roccioso (Kourkoulis *et al.*, 2011). Nell'ambito delle analisi svolte, si considera come caso di riferimento quello di un rapporto  $E_2/E_1$  tra il valore della rigidezza dello stabile e del corpo di frana pari a 2 al quale si associa un rapporto d'infissione del palo  $L_2/L_1 = 1$ . Se ne valuta quindi l'effetto della variazione, considerando i valori dei rapporti riportati in Tabella 3.3, scelti ancora una volta in base alle tipiche grandezze geometriche ritrovate in problemi analoghi. A titoli di esempio in Tabella 3.4 sono riportate le grandezze geometriche caratteristiche di alcuni interventi di stabilizzazione con pali studiati in letteratura.

In Figura 3.5 sono riportati tutti gli schemi di intervento considerati. Il corpo centrale della ricerca è dedicato al caso di una fila indefinita di pali allineati (Figura 3.5a),

condizione sotto la quale è svolta gran parte dell'analisi parametrica descritta in questa tesi. Parallelamente alcune analisi sono state condotte per valutare eventuali benefici ottenibili sia in termini di mitigazione degli spostamenti del corpo di frana che di sollecitazioni sui pali legati al passaggio a una tipica disposizione a quinconce rappresentata in Figura 3.5b, nel caso di fila ancora indefinitamente estesa. Specificamente, è considerato uno schema in cui i pali sono posti a un interasse pari a  $3D$  nella direzione trasversale allo spostamento della coltre e pari a  $4D$  lungo la direzione longitudinale, definita in letteratura come quella ottimale a contrastare l'effetto ombra che si sviluppa a valle di un palo caricato orizzontalmente (Liang *et al.*, 2010; Kourkoulis *et al.*, 2011; Del Fabbro e Meriggi, 2014). I risultati sono confrontati con quelli relativi al caso di fila indefinita di pali allineati posti a interasse  $i = 3D$ , ossia a parità di densità di pali per metro lineare.

La parte finale dello studio è invece dedicata alla descrizione degli effetti dall'interazione tra un corpo di frana e una fila di pali di dimensioni finite in pianta (Figura 3.5 c, d). L'interesse di tale studio è rivolto a tutti quei casi in cui non risulta conveniente migliorare le condizioni di stabilità dell'intero versante e l'obiettivo è piuttosto quello di proteggere un manufatto di dimensioni limitate in pianta dagli spostamenti della coltre. Considerando un rapporto  $i/D$  pari a 4, con  $D = 1$  m, si è considerato il caso di un intervento composto da 5 e quindi da 7 pali, relativi a un'estensione dell'intervento rispettivamente di 16 m e 24 m. Per il solo caso di un intervento composto da 7 pali, oltre al caso di pali disposti in linea si è studiato quello di pali disposti ad arco.

### 3.3 Definizione del modello numerico per le analisi d'interazione

#### 3.3.1 Scelta di modelli

In Figura 3.6 sono raffigurati schematicamente il modello bidimensionali e quelli tridimensionali utilizzati per lo studio d'interazione tra una fila di pali e una massa di terreno in movimento. Lo studio è condotto in una prima fase considerando modelli bidimensionali sviluppati nel piano contenente la sezione dei pali (Figura 3.6a), secondo uno schema che, come riportato nel Capitolo 2, presenta già diverse applicazioni in letteratura (Chen e Poulos 1994; Bransby e Springman, 1999; Liang e Zeng, 2002; Chen e

Martin, 2002). La possibilità di potersi ricondurre a tale modello bidimensionale nasce dal poter ragionevolmente approssimare il movimento del corpo di frana con una distribuzione di spostamento uniforme sullo spessore della coltre e parallela alla superficie di scorrimento (Poulos, 1999; Kourkoulis *et al.*, 2011). In particolare, si fa riferimento allo schema in Figura 3.7, in cui una massa di terreno di altezza  $H$  pari a 6 m scorre lungo una superficie che può ragionevolmente essere assunta orizzontale, date le pendenze comunque ridotte dei pendii in esame.

Si sottolinea, inoltre, che la sezione perpendicolare all'asse dei pali è quella in cui è contenuta la maggiore redistribuzione delle tensioni per effetto arco e marcata è la variazione degli spostamenti dovuta all'interazione tra il terreno in frana e la fila di pali. Tale modello si considera quindi adatto alla descrizione della progressiva mobilitazione della resistenza del terreno con il trasferimento delle azioni dal corpo di frana ai pali per effetto arco, permettendone lo studio con modesti oneri computazionali. Tuttavia, nell'utilizzo di tali modelli si perde completamente la descrizione del problema lungo l'asse verticale ( $z$ ) e il terreno è vincolato a scorrere in condizioni di deformazione piana attraverso la fila di pali che risultano essere dei semplici contorni fissi.

Date le forti approssimazioni insite nella modellazione 2D, una migliore descrizione dei meccanismi d'interazione richiede obbligatoriamente il passaggio a modelli tridimensionali (Figura 3.6b, Figura 3.6c). Per un più diretto confronto con i modelli piani si considerano in una prima fase modelli a pali fissi (Figura 3.6b), ossia vincolati su tutto il contorno, in cui gli effetti dell'interazione dipendono solamente dall'interasse tra i pali e dalle proprietà meccaniche dei terreni in frana, mentre non hanno alcuna influenza quelle del tratto stabile. Solo in una seconda fase dello studio sono rimossi i vincoli cinematici al contorno del palo (Figura 3.6c) e l'interazione diventa una funzione dello spostamento del palo in relazione alle caratteristiche meccaniche del substrato stabile e della profondità d'infissione del palo.

Si sottolinea che la condizione di palo fisso è quella a cui si associano i massimi effetti di mitigazione e di stabilizzazione della fila e pertanto l'azione trasmessa dal terreno ai pali in questo modello non risulta cautelativa per la stima del miglioramento delle condizioni di stabilità del versante.

Nel caso di fila indefinita di pali allineati, l'interazione presenta in generale una doppia simmetria, tale da permettere una notevole riduzione delle dimensioni del modello di



calcolo: un piano di simmetria è rappresentato da quello contenente l'asse del palo, l'altro coincide con il piano di mezzeria. Data la semplicità dei modelli bidimensionali e i contenuti tempi di calcolo ad essi associati, le analisi 2D sono comunque condotte considerando due semi pali, così da osservare con più chiarezza l'evoluzione degli effetti dell'interazione tra la striscia di terreno in movimento e la fila di pali. Nei modelli tridimensionali, poiché più stringente è la necessità di limitare le dimensioni della griglia di calcolo, salvo alcune eccezioni, si sfruttano invece entrambi i piani di simmetria.

### 3.3.2 Il codice di calcolo FLAC

Le analisi d'interazione sono condotte utilizzando il codice di calcolo alle differenze finite FLAC nella versione 2D e 3D del programma: questo programma ha infatti il vantaggio di garantire una soluzione stabile anche nel caso di un processo fisico instabile, quale quello dello scorrimento del terreno che fluisce senza raggiungere uno stato di equilibrio (flusso plastico).

In Figura 3.8 è rappresentato schematicamente il metodo di risoluzione utilizzato dal programma in riferimento al caso di formulazione bidimensionale, ma la teoria è estendibile anche alla modellazione tridimensionale. La risoluzione del problema tensio-deformativo in mezzi continui passa attraverso quella dell'equazione del moto per ciascun nodo della griglia di calcolo. Il calcolo dell'equilibrio delle forze in ciascun nodo, al quale concorrono quelle esterne applicate, quelle di volume delle zone adiacenti e quelle equivalenti allo stato di sforzo interno alle zone stesse, consente la risoluzione del campo di velocità dei nodi a ogni passo temporale fittizio (step di calcolo) e, conseguentemente, la stima dell'incremento di deformazione di ciascuna zona della griglia. Le leggi del legame costitutivo sono quindi applicate per ottenere l'incremento del tensore degli sforzi e per aggiornare lo stato tensionale agente: la convergenza del modello è raggiunta quando tutte le forze risultanti dall'equilibrio di ciascun nodo (forze sbilanciate) scendono al di sotto di una soglia prefissata.

Il codice 2D fa uso di zone quadrangolari nelle quali la componente isotropa dei tensori di deformazione e degli sforzi è omogenea, mentre le altre grandezze (componenti deviatoriche dei tensori, forze e velocità nodali) sono prima calcolate indipendentemente per ciascuna delle due coppie di triangoli nelle quali può essere suddivisa ogni zona quadrangolare, e poi mediate. Per estensione, la griglia di calcolo utilizzata nella versione 3D del codice è formata da esaedri, scomposti, in fase di calcolo, in 5 tetraedri secondo i

due schemi riportati in Figura 3.9. Come nel caso 2D, anche gli elementi tridimensionali sono caratterizzati da una deformazione costante.

### 3.3.3 Caratteristiche dei modelli bi- e tridimensionali

In questo paragrafo si descrivono aspetti e scelte della modellazione che ricorrono sia nei modelli bidimensionali che in quelli tridimensionali utilizzati nella ricerca.

Le fasi fondamentali per la definizione del modello, sia esso bi- o tridimensionale, sono sostanzialmente 4, dalla creazione della griglia di calcolo all'attivazione dello spostamento del corpo di frana. In una prima fase si genera la geometria del problema in esame e quindi la griglia di calcolo alle differenze finite, definendo la densità dei nodi sui quali si appoggia il calcolo della soluzione e predisponendo gli elementi d'interfaccia al contatto pali e terreno; in una seconda fase si assegnano le proprietà fisiche e meccaniche alla striscia (modello 2D) o al volume (modello 3D) di terreno modellato, funzione del particolare legame costitutivo scelto per modellare il comportamento del materiale, e, vincolati cinematicamente i contorni del modello con carrelli e cerniere, si inizializza lo stato tensionale all'interno del modello. Si attivano quindi i pali e successivamente si inizia a imporre uno spostamento crescente al corpo di frana. Sia nei modelli bi- che tridimensionali lo spostamento è stato applicato in maniera quasi statica, ossia mantenendo continuamente al di sotto del limite consigliato dal codice di calcolo le forze sbilanciate.

In Figura 3.10 sono riportati i due esempi delle griglie di calcolo utilizzate per le analisi piane (Figura 3.10a) e tridimensionali (Figura 3.10b).

Nonostante la doppia simmetria del modello rispetto all'asse dei pali e a quello di mezzzeria, nei modelli bidimensionali si considera l'intera striscia di terreno compresa tra due semi pali così da osservare con più chiarezza l'evoluzione degli effetti dell'interazione sia in termini di redistribuzione delle tensioni e degli spostamenti che di diffusione delle zone plastiche. Il bordo superiore e quello inferiore del modello sono posti a una distanza pari a  $12D$  dall'asse dell'intervento, distanza che, concordemente con quanto già osservato già da altri Autori (e.g.: Chen e Martin, 2002; Kourkoulis *et al.*, 2010, Muraro *et al.*, 2014) risulta sufficiente a evitare effetti di bordo. La griglia presenta una maglia più stretta nella zona attorno all'intervento, dove si concentrano le maggiori deformazioni dovute all'interazione pali - terreno, mentre la densità dei nodi diminuisce progressivamente muovendosi dalla fila di pali verso i bordi, evitando comunque forti salti di dimensione

passando da una zona all'altra del modello.

La griglia del modello tridimensionale (Figura 3.10b) è creata in analogia a quella del modello bidimensionale, conservandone le dimensioni in pianta e la densità dei nodi. Tuttavia, escludendo qualche prima analisi di confronto tra modello 2D e 3D, la maggior parte delle analisi tridimensionali sono condotte considerando dimensioni ridotte del modello sfruttando la doppia simmetria del problema, così da ridurre gli oneri computazionali. Si sottolinea che non facendo riferimento a nessun caso reale, le dimensioni modeste del modello sono funzionali a uno studio concentrato sulla formazione di effetti gruppo, ossia sull'interazione tra i pali della fila e gli effetti sugli spostamenti del corpo di frana, sia nella zona a monte che in quella a valle della fila.

In Figura 3.10b sono quindi evidenziate le dimensioni che caratterizzano la griglia nella direzione verticale: il modello tridimensionale che più si avvicina a quello bidimensionale è quello caratterizzato da un piano campagna orizzontale che delimita un corpo di frana di altezza  $H$  pari a 6 m che scorre al di sopra di un substrato stabile di altezza almeno pari a  $2H$ .

Generata la griglia, si assegnano al terreno le proprietà fisiche e meccaniche e quindi si inizializza lo stato tensionale all'interno del modello. Come già precedentemente commentato, il legame costitutivo utilizzato sia nelle analisi con modelli bidimensionali che tridimensionali, è un semplice legame elastico lineare perfettamente plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb: i parametri scelti sono elencati nel paragrafo precedente.

Per definire lo stato tensionale all'interno del modello piano nella sezione contenente i pali è necessario definire in primo luogo il piano di riferimento, scelto, in questo studio, come quello posto in corrispondenza di una profondità dal piano campagna pari a metà dell'altezza del corpo di frana  $H = 6$  m ( $z_{\text{rif}} = 3$  m). Considerando per il terreno un peso di unità di volume  $\gamma$  caratteristico di un deposito argilloso e pari a  $18.5$  kN/m<sup>3</sup> e trascurando l'inclinazione del pendio e l'eventuale presenza d'acqua (condizione di pendio asciutto), si assegna al piano di riferimento uno stato tensionale iniziale isotropo, con tensioni pari in tutte le direzioni a  $55.5$  kPa. Lavorando nel piano orizzontale, l'accelerazione di gravità  $g$  è posta uguale a zero. Al momento della generazione dello stato tensionale ai contorni del modello sono applicati i classici vincoli cinematici che impediscono gli spostamenti nella direzione normale al piano.

Per inizializzare lo stato tensionale nel modello tridimensionale, si imposta la gravità  $g = 10 \text{ m/sec}^2$  e quindi, vincolati cinematicamente i contorni laterali del modello con carrelli e cerniere alla base, lo si manda a soluzione. Il rapporto tra la tensione verticale  $\sigma_z$  e quelle orizzontali  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  è ancora pari a 1. Maggiore attenzione richiede la definizione dello stato tensionale iniziale nel caso di pendio inclinato, definito a partire dalle semplici equazioni teoriche relative al caso di pendio indefinito. Inoltre, in questo caso, poiché la direzione delle tensioni principali non coincide più con quella verticale e orizzontale, l'inizializzazione dello stato tensionale del modello richiede l'imposizione di distribuzioni di tensioni normali e tangenziali ai bordi al posto dei vincoli cinematici prima utilizzati.

Con riferimento allo schema di Figura 3.11, lo stato tensionale all'interno del pendio può essere completamente definito tramite l'utilizzo dei cerchi di Mohr a partire dalla tensione normale  $\sigma_n$  e tangenziale  $\tau$  a una generica giacitura posta a profondità  $z$  dal piano campagna e inclinata di un angolo  $\alpha$  rispetto all'orizzontale, con  $\alpha$  pari all'inclinazione del pendio. Si considera, in particolare, il caso di un pendio indefinito asciutto con un peso di unità di volume del terreno pari a  $\gamma$ , per cui è possibile scrivere

$$\sigma_n = \gamma z \cos^2 \alpha \quad (3.2)$$

$$\tau = \gamma z \sin \alpha \cos \alpha \quad (3.3).$$

La tensione  $\sigma_p$  che agisce in direzione perpendicolare al piano del pendio è espressa in funzione di  $\sigma_n$  per mezzo di un coefficiente di spinta  $C$ , analogo al coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , e che dipende in generale dalla storia geologica del pendio (Urciuoli, 2002). In mancanza di altri dati e in continuità con le analisi precedenti, il valore di  $C$  è stato posto arbitrariamente pari a 1, valore comunque compreso tra quello minimo pari a  $\nu / (1-\nu)$  calcolato dalla soluzione elastica, considerando nulle le deformazioni lungo la direzione di massima pendenza, e quello massimo definito dalla compatibilità con il criterio di resistenza.

Conoscendo lo stato tensionale agente su due giaciture ortogonali è possibile tracciare il cerchio di Mohr relativo allo stato tensionale nel punto  $e$ , individuando il polo delle giaciture  $P$  (Figura 3.11), è possibile desumere lo stato tensionale lungo qualsiasi piano. In particolare, ciò permette di passare da uno stato tensionale definito in funzione dell'inclinazione del pendio, a uno variabile nella direzione verticale secondo la gravità e quindi orizzontale: in tal modo è possibile inizializzare lo stato tensionale all'interno del

modello e definire la distribuzione di tensioni di  $\sigma_{yy}$  e  $\tau$  da applicare ai suoi contorni per garantirne l'equilibrio, mentre la base continua a essere vincolata con delle cerniere che agiscono nella direzione normale e tangenziale al piano. Per inizializzare lo stato tensionale interno al pendio è necessario definire la variazione delle componenti di tensione  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ ,  $\sigma_{zz}$  e  $\sigma_{yz}$  nelle 3 direzioni x, y e z, ciascuna secondo la relazione

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij,0} + g_x x + g_y y + g_z z \quad (3.4)$$

con  $g_x$ ,  $g_y$  e  $g_z$  pari al gradiente con cui varia la tensione nella rispettiva direzione, coerentemente con la convenzione dei segni utilizzata dal programma e riportata in Figura 3.12.

Si sottolinea che nonostante la semplicità dello stato tensionale definito in questi modelli per il caso di pendio indefinito, lo stato tensionale iniziale nei pendii naturali può essere il più vario, in funzione della sua genesi e dalla sua storia di instabilità. L'evoluzione dei movimenti di versante, infatti, potrebbe aver determinato un differente coefficiente di spinta nelle due direzioni, quella parallela e quella perpendicolare alla direzione di massima pendenza, oppure un diverso coefficiente di spinta nelle zone di accumulo rispetto al resto del corpo di frana.

Inizializzato il modello, si attivano i pali assegnando le caratteristiche fisiche e meccaniche del calcestruzzo alle zone ad essi corrispondenti.

Facendo ancora riferimento alla Figura 3.10b, il corpo di frana e il substrato stabile sono attraversati da pali di lunghezza  $L$ , di cui  $L_1$  a contatto con il corpo di frana e pertanto  $L_1 = H$ , e  $L_2$  immersa nello strato stabile e caratterizzata da una lunghezza variabile, qui considerata compresa tra  $0.7H$  e  $2H$ . I pali sono creati utilizzando la forma elementare *cylinder*, predefinita in FLAC 3D, e sono messi in connessione con il resto della griglia di elementi parallelepipedi (*brick*) utilizzando la forma geometrica *radial cylinder*, per la cui descrizione si rimanda al manuale del programma. L'assenza di tali elementi nella versione bidimensionale del codice rende più difficile la connessione di contorni circolari al resto della griglia quadrilatera: pertanto, in questo caso, per facilitare la scrittura della griglia è stato utilizzato lo strumento *builder*, contenuto nella versione 7 del codice 2D, capace di generare automaticamente il reticolo di calcolo. Maggiore attenzione è richiesta per scrittura della griglia di calcolo nel caso di pendio inclinato: come apprezzabile dal particolare riportato in Figura 3.13, infatti, la griglia del pendio è inclinata di  $\alpha$  mentre la

sezioni del palo continua ad appartenere al piano orizzontale  $xy$ . Due volumi sono quindi aggiunti al palo, uno in corrispondenza della testa al quale è assegnato il materiale calcestruzzo e attivato solamente in fase di attivazione dei pali, l'altro alla base e con le proprietà del substrato stabile per la connessione con la griglia del pendio.

Nei modelli 3D, la scelta della dimensione della griglia in direzione  $z$  è legata principalmente alla necessità di descrivere in maniera accurata la deformazione del palo sotto l'azione della coltre e al variare delle caratteristiche del tratto infisso: una dimensione pari a 25 cm, già consigliata in letteratura da Muraro *et al.* (2014), risulta sufficientemente adeguata a poter risalire dal profilo degli spostamenti della linea d'asse del palo a quello delle sollecitazioni per derivazioni successive dell'equazione della linea elastica.

Nei modelli 2D i pali sono definiti con elementi di continuo vincolati lungo tutto il contorno e l'introduzione di elementi di interfaccia che collegano i nodi del palo con quelli del terreno permette lo scorrimento del terreno rispetto al palo fisso e la separazione per trazione. La trasmissione di tensioni normali e tangenziali tra due zone messe in contatto tramite l'uso di interfacce avviene secondo lo schema riportato in Figura 3.14: come rappresentato relativamente al nodo N, a ciascun nodo delle due griglie (zona A e zona B) è assegnato un segmento di lunghezza pari alla metà della distanza tra il nodo considerato e i due più vicini, così da suddividere l'intera interfaccia in elementi successivi, ognuno controllato da un nodo. La trasmissione delle tensioni dal nodo alla superficie di riferimento segue un legame di tipo attritivo, definito da 2 parametri di rigidità, normale  $k_n$  e tangenziale  $k_s$ , e da 4 parametri di resistenza, coesione  $c'$ , angolo di attrito  $\delta$ , dilatanza  $\psi$  e resistenza a trazione  $\sigma_t$ . L'angolo d'attrito all'interfaccia palo-terreno  $\delta$  è posto pari a  $2/3$  dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  del terreno a contatto, mentre tutti gli altri parametri di resistenza sono posti pari a zero. I parametri di rigidità normale  $k_n$  e tangenziale  $k_s$  sono definiti in funzione delle caratteristiche di rigidità dei terreni a contatto e delle dimensioni degli elementi del reticolo collegati. Partendo dalle indicazioni del manuale del codice di calcolo FLAC 2D per una corretta definizione dei valori di rigidità da assegnare alle interfacce, la loro calibrazione è stata comunque verificata in fase di inizializzazione dello stato tensionale del modello in modo tale da contenere l'alterazione dello stato di sforzo in corrispondenza delle interfacce. Nei modelli considerati,  $k_s$  e  $k_n$  sono uguali e pari a 150 MPa in corrispondenza di una rigidità del terreno pari a 30 MPa e quindi variati proporzionalmente con  $E$ .

La Figura 3.15 descrive il processo di creazione dei pali e delle interfacce per i modelli

tridimensionali. I pali sono creati al di fuori del modello, così da poter controllare agevolmente le 2 superfici messe a contatto, quella del palo e quella del terreno: a differenza di quanto visto per il codice 2D, infatti, in FLAC 3D le interfacce sono unilaterali e un loro buon funzionamento può essere ottenuto facendole aderire alla porzione della griglia rispetto alla quale si presenta lo scorrimento. In questo caso, poiché si considera lo scorrimento del terreno rispetto ai pali, l'interfaccia è fatta aderire al terreno, e quindi i pali sono riportati nella loro posizione. Le proprietà assegnate all'interfaccia sono definite in continuità con quelle utilizzate nel modello 2D.

Mentre nel caso di palo fisso, ossia cinematicamente vincolato su tutto il contorno, l'interazione palo-terreno non dipende dalle caratteristiche meccaniche assegnate al palo, queste diventano fondamentali passando al caso di palo non vincolato. Negli studi condotti, il palo è considerato elastico e dotato di una certa rigidità flessionale, trascurando la possibilità del raggiungimento della resistenza della sezione con la formazione di una cerniera plastica.

All'attivazione dei pali segue quella dello spostamento del corpo di frana. Data la volontà di voler osservare la riduzione dell'ampiezza degli spostamenti nel terreno in movimento per effetto della realizzazione della fila, si sceglie di legare l'evoluzione dell'interazione terreno in frana - fila di pali all'imposizione di una distribuzione di tensione costante e pari a quella litostatica iniziale al contorno inferiore del modello e a quella di uno spostamento crescente a monte della fila, aumentato fino al raggiungimento di una condizione di flusso plastico. Così facendo è possibile legare direttamente l'aumento delle azioni trasmesse ai pali allo spostamento del corpo di frana, grandezza facilmente ottenibile in casi reali da misure inclinometriche, e lo spostamento calcolato a valle della fila risulta effettivamente essere una funzione dell'interazione del terreno instabile in movimento con l'intervento di mitigazione. Come dimostrato più avanti e come sottolineato anche da Muraro *et al.* (2014), risultati analoghi possono essere ottenuti applicando al contorno superiore del modello una distribuzione di tensioni crescente, mentre è di poco interesse il caso dell'applicazione di uno spostamento sia a monte e che a valle della fila di pali.

Per le caratteristiche del codice sia nella sua formulazione bidimensionale che in quella tridimensionale, lo spostamento del terreno è imposto applicando al contorno superiore

del modello una velocità di spostamento valutata in metri per step di calcolo, con valori compresi tra i  $10^{-9}$  m/step e  $10^{-7}$  m/step e, in generale, definiti di volta in volta in modo tale da mantenere lo sbilanciamento delle forze interne al modello al di sotto della soglia critica consigliata (*equilibrium ratio*  $< 10^{-5}$ ). Per osservare l'evoluzione degli effetti dell'interazione, l'incremento di spostamento è stato suddiviso in più fasi ciascuna da 0.025 m, creando una serie di file “.sav” successivi dai quali poter osservare globalmente la variazione dello stato tensionale nel terreno e della distribuzione degli spostamenti, prescindendo dal controllo di singoli punti. Si sottolinea che nel caso di piano campagna inclinato lo spostamento è applicato parallelamente alla superficie di scorrimento.

Nel modello bidimensionale, disponendo carrelli lungo i contorni laterali della griglia, lo spostamento applicato al bordo superiore si propaga in maniera uniforme all'interno della porzione di terreno modellata, che quindi scorre in maniera uniforme della stessa quantità imposta. Per riprodurre tale condizione anche nei più completi modelli tridimensionali è necessario modellare adeguatamente il contatto tra la zona instabile e quella stabile. La superficie di scorrimento che divide i due strati è modellata come una banda di taglio, dallo spessore di 0.25 m e inclusa all'interno del corpo di frana. Per riprodurre, in assenza della fila di pali, uno spostamento tipo blocco rigido del corpo di frana è necessario che non ci siano tensioni tangenziali al contatto con il substrato stabile che ne ostacolano l'avanzamento. La Figura 3.16 mostra i risultati ottenuti nel caso di piano campagna orizzontale (Figura 3.16 in alto) assegnando parametri di resistenza nulli agli elementi di volume che costituiscono la banda di taglio ( $c' = 0$ ,  $\phi' = 0.1^\circ$ ) e nel caso di piano campagna inclinato (Figura 3.16 in basso) per  $c' = 0$  e un valore dell'angolo d'attrito corrispondente ad una condizione di collasso incipiente, in cui la resistenza del terreno lungo la superficie di scorrimento è in equilibrio con il peso del terreno stesso. Ricordando l'ipotesi di pendio asciutto per cui la condizione di collasso incipiente è data da  $\tan\alpha/\tan\phi' = 1$ , con  $\alpha$  pari all'inclinazione del pendio e uguale a  $12^\circ$ , l'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  assegnato alla superficie di scorrimento è posto pari a  $12.25^\circ$ , così da permettere l'inizializzazione del modello. Inoltre, volendo assegnare alla banda di taglio un comportamento prossimo a quello rigido plastico perfetto, a questa si assegnano caratteristiche di rigidezza 2 ordini di grandezza maggiori rispetto a quella del terreno, ottenendone così la completa plasticizzazione nei primi step di applicazione dello spostamento. Si sottolinea che il valore attribuito all'angolo di resistenza al taglio nel caso di pendio indefinito è compatibile con i valori residui degli angoli di resistenza a taglio



delle argille  $\varphi_r'$  tipicamente compresi, per un deposito argilloso, tra i  $10^\circ$  e i  $15^\circ$  (Urciuoli, 1997).

In tutta la fase di applicazione dello spostamento del corpo di frana, i contorni del substrato stabile rimangono cinematicamente vincolati con carrelli sui lati e cerniere alla base.

### 3.4 Applicazione dei teoremi d'estremo

Per alcuni dei modelli considerati, i meccanismi osservati al raggiungimento delle condizioni di flusso plastico sono confrontati con quelli ottenuti da analisi limite condotte con il codice OptumG2. In particolare, sono state eseguite analisi bidimensionali sia nel piano contenente la sezione dei pali, variando la geometria dell'intervento di stabilizzazione (diametro e interasse dei pali) per il caso fila indefinita di pali allineati, sia nel piano longitudinale.

Nell'ambito delle analisi limite, il terreno è assimilato a un mezzo rigido-plastico perfetto, trascurando l'evoluzione dell'azione stabilizzante  $T/i$  sviluppata della fila con gli spostamenti del terreno e calcolandone esclusivamente il valore massimo attraverso l'utilizzo dei teoremi dell'estremo superiore e inferiore della teoria della plasticità perfetta. Analisi limite sono comunemente utilizzate nella pratica per il dimensionamento di interventi di stabilizzazioni, applicando al palo le massime azioni che il terreno è in grado di sviluppare, mentre sono del tutto inutilizzabili per la valutazione della capacità di file di pali di mitigare gli spostamenti di un corpo di frana. Infatti, l'efficacia di file di pali nella mitigazione degli spostamenti di un corpo di frana è strettamente legata all'ampiezza degli spostamenti attesi e allo spostamento dei pali stessi sotto la spinta del corpo di frana, in funzione della rigidità e della resistenza al taglio del terreno, che regolano la trasmissione delle azioni ai pali e la diffusione delle zone plastiche, e della geometria dell'intervento.

OptumG2 è un codice agli elementi finiti in grado di fornire una soluzione rigorosa di estremo inferiore e superiore dell'azione ultima  $p_u$  trasmessa ai pali applicando i teoremi della plasticità perfetta, senza richiedere a priori ipotesi sul cinematismo di collasso. In particolare, poiché il raggiungimento delle condizioni ultime corrisponde allo sviluppo di deformazioni plastiche indefinite per raggiungimento del carico limite, il programma lavora in termini di gradiente di velocità, in sostituzione a quelli di spostamento, e

deformazione.

La soluzione di estremo inferiore o superiore del carico limite è ottenuta scegliendo il particolare tipo di elemento con cui comporre il reticolo di calcolo. In Figura 3.17 sono riportati i due tipi di elementi triangolari utilizzati dal programma per condurre le analisi limite: ai vertici dell'elemento usato per la soluzione di estremo inferiore (Figura 3.17a) sono calcolate le 6 componenti di tensioni che variano linearmente tra di essi, mentre per la soluzione di estremo superiore (Figura 3.17b) ai vertici degli elementi sono posti dei nodi per il calcolo degli spostamenti, considerandone un'interpolazione quadratica e quindi ancora lineare delle tensioni.

Dato che il raggiungimento della condizione di equilibrio limite impone, nel caso di approccio all'equilibrio limite inferiore, la formazione di una discontinuità del campo delle tensioni, o, per un approccio al limite superiore, delle velocità, in Figura 3.18 sono rappresentati gli inter-elementi di spessore nullo che ne permettendo la descrizione, rendono così eseguibile l'analisi all'equilibrio limite con elementi finiti. Specificamente, elementi di mesh distinti condividono coppie di nodi con la stessa posizione, sviluppando così una formulazione per cui i diversi elementi che compongono il reticolo di calcolo sono uniti tra loro da pacchetti di ulteriori elementi di spessore nullo. In un approccio all'estremo inferiore, nonostante le tensioni normali e tangenziali siano continue lungo ciascuna discontinuità, la tensione tangenziale  $\sigma_{ss}$  (Figura 3.18) può avere dei salti, il che significa che le tensioni possono potenzialmente differire in corrispondenza di nodi che condividono le stesse coordinate. Analogamente, nel caso di soluzione di estremo superiore, la definizione di inter-elementi permette salti nel campo delle velocità in direzione normale e tangenziale alla discontinuità.

Per un maggior approfondimento della formulazione di analisi all'equilibrio limite con gli elementi finiti si rimanda alla Rankine Lecture di S.W. Sloan (2013) e ai diversi studi citati dallo stesso Autore. Per dettagli relativi alla specifica formulazione interna al software OptumG2 si rimanda invece al manuale del programma.

I modelli numerici sviluppati nel codice di calcolo OptumG2 sono realizzati in analogia con quelli definiti per le analisi d'interazione. Si sottolinea, in particolare, che mentre nelle analisi d'interazione eseguite con il codice di calcolo FLAC lo spostamento del terreno è riprodotto applicando a monte della fila di pali uno spostamento crescente, ponendo l'attenzione sull'evoluzione dell'azione  $p$  agente sul palo e sulla capacità di mitigazione

dell'intervento, nelle analisi limite eseguite con il codice OptumG2 la condizione di collasso è raggiunta applicando al contorno del modello un *multiplier load*, ossia una distribuzione di tensione che aumentata progressivamente in fase di calcolo fino al raggiungimento della condizione di flusso plastico. Come già osservato, le due strade portano comunque al raggiungimento dello stesso valore del carico limite.

Poiché l'applicazione dei teoremi d'estremo richiede l'utilizzo di una legge di flusso associata, imponendo a rottura un angolo di dilatanza pari all'angolo d'attrito del terreno, il passaggio dalle analisi d'interazione, finora condotte considerando dilatanza nulla, alle analisi limite è preceduto da una prima fase in cui una serie di analisi d'interazione sono state ripetute per valutare gli effetti legati alle diverse ipotesi sul comportamento a rottura del terreno.

### 3.5 Interpretazione dei risultati

Nelle tabelle raccolte nell'Appendice A sono elencati i modelli analizzati in questo studio, riportando per ciascuno il tipo di analisi e il set di parametri considerati e scelti tra quelli presentati nei paragrafi precedenti. In particolare, le analisi si distinguono per le condizioni di deformazione, piana o tridimensionale, per il modello costitutivo che descrive il comportamento del terreno, elastico, elastoplastico o rigido plastico perfetto, e per i parametri geometrici e meccanici del terreno e dell'intervento. Indipendentemente dalle caratteristiche del modello analizzato, l'effetto dell'interazione tra il terreno in movimento e la fila di pali è valutato in termini di riduzione dell'ampiezza di spostamento del corpo di frana rispetto a quella dello spostamento imposto ottenuto con la realizzazione dell'intervento. Il miglioramento delle condizioni di stabilità del pendio può essere invece calcolato risalendo all'azione stabilizzante sviluppata dalla fila.

Indicando con  $y$  la direzione perpendicolare alla fila di pali e quindi quella di applicazione dello spostamento  $u_{y,imp}$  a monte della fila, il rapporto  $u_y/u_{y,imp}$  tra lo spostamento calcolato in un punto e quello applicato è utilizzato per indicare la capacità della fila di ridurre gli spostamenti del corpo di frana rispetto alla condizione di assenza dell'intervento: il tendere del rapporto all'unità indica l'assenza di effetti di mitigazione, mentre questi aumentano al tendere del rapporto a zero, ossia al diminuire della percentuale dello spostamento calcolato rispetto a quello imposto. Il valore di  $u_{y,imp}$  applicato a monte è aumentato progressivamente senza mai sbilanciare in maniera

significative le forze interne al modello e fino a osservare la formazione di meccanismi di flusso plastico all'interno del corpo di frana. Una valutazione globale degli effetti dell'interazione è restituita dall'elaborazione dei dati in termini di isolinee  $u_y/u_{y,imp}$ , mentre per una loro valutazione sintetica e utile al confronto di diversi modelli si prende a riferimento il solo valore della riduzione degli spostamenti a valle della fila, in corrispondenza del bordo inferiore del modello.

Nel modello 2D, dato il sistema di vincoli posti al contorno del modello, l'azione  $p$  che il terreno trasferisce alla fila di pali fissi che si oppongono all'avanzamento del terreno è pari alla differenza tra l'integrale delle tensioni  $\sigma_y$  agenti in direzione normale all'allineamento e calcolate a monte e a valle della fila alla profondità di riferimento del modello. L'azione agente sul singolo palo si può quindi ricavare dall'equazione

$$p(z_{rif}) = \int_i \sigma_{y,monte} dx - \int_i \sigma_{y,valle} dx \quad (3.5)$$

con  $i$  pari all'interasse tra i pali della fila.

Tale differenza non dipende dalla posizione degli allineamenti considerati rispetto alla fila di pali e risulta pertanto conveniente porli in corrispondenza dei contorni di monte e di valle del modello: il primo, infatti, è sufficientemente distante dall'intervento da essere caratterizzato da una distribuzione uniforme delle tensioni  $\sigma_y$ , mentre in corrispondenza della sezione di valle queste non variano con lo spostamento imposto rimanendo pari al valore litostatico iniziale. Così facendo è possibile non passare per l'integrazione delle azioni di contatto all'interfaccia palo-terreno e tracciare rapidamente l'andamento dell'azione  $p$  (kN/m) con l'aumento dello spostamento  $u_{y,imp}$  imposto a monte del modello.

Conoscendo il valore dell'azione  $p$  in corrispondenza di un dato piano di riferimento e potendo ragionevolmente associare, in condizioni di palo fisso, una distribuzione triangolare delle azioni lungo il tratto di palo a contatto con il corpo di frana è possibile calcolare, per integrazione, il valore del taglio  $T$  che si sviluppa nel palo in corrispondenza della superficie di scorrimento e quindi quello dell'azione stabilizzante  $T/i$  con  $i$  pari all'interasse tra i pali della fila.

Lo stesso approccio è stato utilizzato anche nei modelli tridimensionali con pali fissi, riscrivendo l'equazione (3.5) relativa al modello bidimensionale nella forma

$$T_{sds} = \int_H \int_i \sigma_{y,monte} dx dz - \int_H \int_i \sigma_{y,valle} dx dz \quad (3.6)$$

dove la possibilità di integrare le tensioni sullo spessore  $H$  della coltre permette di risalire direttamente al valore del taglio stabilizzante. Si ricorda che nei modelli sviluppati, sia nel caso di piano campagna orizzontale che di pendio indefinito, si trascura cautelativamente la presenza di tensioni tangenziali al contatto tra la coltre di frana e il substrato stabile tali da potersi oppone allo scorrimento del terreno: tuttavia, qualora si considerasse la presenza di tali tensioni tangenziali lungo la superficie di scorrimento, è ancora possibile utilizzare l'equazione (3.6) ma è necessario valutarne a priori il contributo e quindi sottrarlo di volta in volta (Kourkoulis *et al.*, 2012).

A rigore l'equazione (3.6) può essere applicata anche al caso di palo non vincolato, ma in questo caso si preferisce risalire alle sollecitazioni agenti lungo l'asse del palo associandone il comportamento a quello di una trave elastica con asse diretto lungo  $z$ . Conoscendo il profilo degli spostamenti dell'asse del palo, le equazioni della linea elastica permettono di ricavare per successive derivazioni i diagrammi della rotazione della linea d'asse  $e$ , a meno della rigidezza flessionale  $EI$ , quelli del momento  $M(z)$ , del taglio  $T(z)$  e del carico ripartito  $q(z)$ . Tale derivazione può essere condotta per via analitica, interpolando il profilo degli spostamenti con un polinomio di grado non inferiore al nono sulla rotazione dell'asse del palo (Esu e d'Elia, 1974; Lirer, 2002), ma, in questo caso, risultati migliori sono stati ottenuti derivando numericamente il profilo degli spostamenti, utilizzando il metodo della derivata centrata ad esclusione dei punti corrispondenti alla testa e alla base del palo per cui si adotta rispettivamente il metodo della derivata in avanti e indietro.

Il confronto tra il valore dell'azione stabilizzante calcolata come differenza degli integrali monte valle e quello calcolato per derivazione degli spostamenti conferma da una parte la validità del calcolo utilizzato nel modello 2D e in quello tridimensionale a pali fissi, con differenze anche inferiori all'1% e comunque inferiori al 5%, e dall'altra l'adeguata discretizzazione della linea d'asse del palo, testimoniato anche dall'accordo ottenuto tra il profilo delle azioni ricavato a partire dal profilo degli spostamenti  $e$ , quindi, dalla differenza dalle tensioni normali alla generatrice di monte e di valle del palo.

Attraverso il confronto dei valori di  $u_y/u_{y,imp}$ ,  $T/i$  e  $M$  e della loro evoluzione con lo spostamento del corpo di frana è possibile descrivere in modo completo e sintetico gli

effetti dell'interazione del terreno con la fila di pali.

Alcuni risultati sono stati analizzati in termini di grado di mobilitazione della resistenza al taglio del terreno  $\tau_{rel}$  definito, facendo riferimento alla Figura 3.19 pari al rapporto tra la tensione tangenziale mobilitata  $\tau_{mob}$ , ossia al raggio del cerchio di Mohr dello stato tensionale agente in un punto del dominio, e la tensione tangenziale massima calcolata espandendo il cerchio fino a raggiungere il criterio di resistenza, per cui risulta

$$\tau_{max} = \frac{\sigma'_I + \sigma'_{III}}{2} \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \quad (3.7).$$

### 3.6 Tabelle

Tabella 3.1 Proprietà di terreni coinvolti in fenomeni franosi relativi a casi reali o simulazioni numeriche.

riferimento bibliografico	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$c'$ kPa	$\phi'$ °	$\psi'$ °	rigidezza MPa	note
PROVE DI LABORATORIO						
Burland <i>et al.</i> (1996)	Pietrafitta		28.4			argille di origine lacustre
	Todi		25.8			
	Vallericca		26.7			argille depositate in ambiente marino
	Corinth marl		36.9			
CASI MONITORATI						
Urciuoli G. (1997)	min	0	20			dati su 28 frane di primo distacco in terreni argillosi
	medio	16	26			
	massimo	35	32			
Lirer S. (2012)	20.5-21.1		27.23		(E) 10-20	
Frank & Pouget (2008)	colluvial marls	16-18	10-20	21-28		
MODELLAZIONI NUMERICHE						
Kourkoulis <i>et al.</i> (2011)	loose silty sand	3	28		(G) 16	
	dense sand	3	38		(G) 32	
Del Fabbro <i>et al.</i> (2013); Del Fabbro & Meriggi (2014)	19.4	3.5	30			pendio finito teorico di letteratura (Al Badour W. 2010)
Muraro <i>et al.</i> (2014); Muraro <i>et al.</i> (2015)	18	5E-04	23	$(0 \div 0.9)\phi'$ $0.1\phi'$	(E) 30	analisi 2D
	18	1	35	$\phi'$	(E) 30-130	analisi 3D

Tabella 3.2 Proprietà fisiche e meccaniche dei terreni: valori di riferimento (a) e campi di variazione dei parametri (b, c).

strato		$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$E$ MPa	$\nu'$	$c'$ kPa	$\phi'$ °	$\psi$ °
(1)	Coltre in frana	18.5	30	0.2	2	28	0
(2)	Substrato stabile		60		20		0

(a) proprietà di riferimento

$E_1$ MPa	$\nu'$	$c'$ kPa	$\phi_1'$ °	$\psi_1$ °	$E_2/E_1$	$\phi_2'/\phi_1'$
15			26 - 28		0.5 - 1	2 - 1 - 1.2
30	0.2	2	30 - 32	0 ( $\phi'$ )		
60			(38)			

(b) parametri del corpo di frana

(c) parametri del substrato stabile

Tabella 3.3 Dimensioni geometriche del corpo di frana e della fila indefinita di pali.

$H$ (m)	6, 10
$\alpha$ (°)	0, 12
$L_2/L_1$	0.7, 1, 1.5, 2
$i/D$	3, 4, 5, 6, 7
$D$ (m)	1, 1.2

Tabella 3.4 Grandezze geometriche utilizzate in studi numerici su file di pali stabilizzanti pendii in frana.

riferimento bibliografico	$D$ (m)	$i/D$	$H$ (m)	$L_2/L_1$	$\alpha$ (°)
Kourkoulis <i>et al.</i> (2011)	1.2	2 - 3 - 4	4 - 6 - 8	0.7 - 1 - 1.5	0
Bransby e Springman (1999)	2	2 - 3 - 4 - 6 - 8 - 25			
Chen e Martin (2002)	1	4			
Del Fabbro <i>et al.</i> (2013); Del Fabbro e Meriggi (2014)	0.6	3	3 - 7	2 - 4	39
Lirer S. (2012)	0.4	2.25	5	1	11
Muraro <i>et al.</i> (2014)			3	0.75 - 1.5 - 2	18 - 25
Muraro <i>et al.</i> (2015)	1		5	2	20



### 3.7 Figure

**CRUDEN E VARNES**

Classe	Velocità	Descrizione	Danni osservabili
7	5 m/s	ESTREM. RAPIDO	Catastrofe di eccezionale violenza. Edifici distrutti per l'impatto del materiale spostato. Molti morti. Fuga impossibile.
6	3 m/min	MOLTO RAPIDO	Perdita di alcune vite umane. Velocità troppo elevata per permettere l'evacuazione delle persone.
5	1,8m/h	RAPIDO	Evacuazione possibile. Distruzione di strutture, immobili ed installazioni permanenti
4	13m/mese	MODERATO	Alcune strutture temporanee o poco danneggiabili possono essere mantenute.
3	1,6m/anno	LENTO	Possibilità di intraprendere lavori di rinforzo e restauro durante il movimento. Le strutture meno danneggiabili possono essere mantenute con frequenti lavori di rinforzo se il movimento totale non è troppo grande durante una particolare fase di accelerazione.
2	0,016m/anno	MOLTO LENTO	Alcune strutture permanenti possono non essere danneggiate dal movimento.
1		ESTREM. LENTO	Impercettibile senza strumenti di monitoraggio. Costruzione di edifici possibile con precauzioni.

Figura 3.1 Classificazione delle frane in base alla velocità di spostamento (da Pellegrino A., 1997).

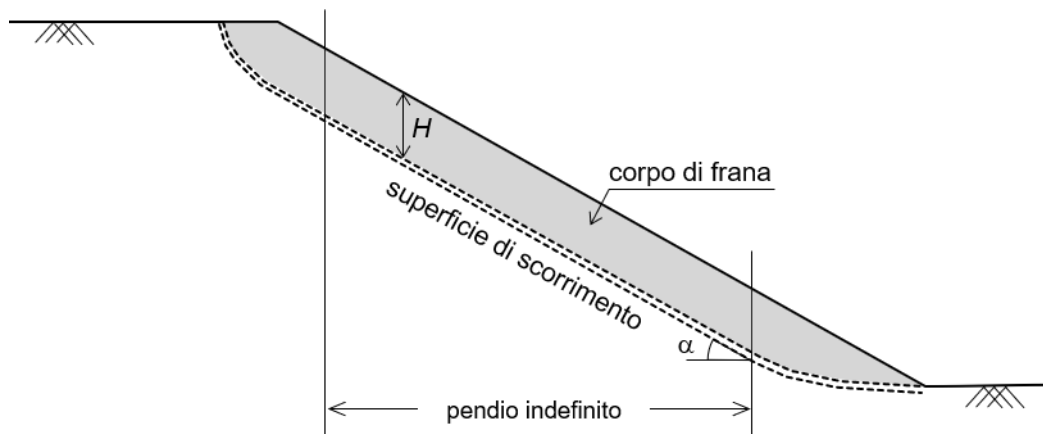


Figura 3.2 Schema di pendio caratterizzato dalla presenza di un corpo di frana con superficie di scorrimento poco profonda.

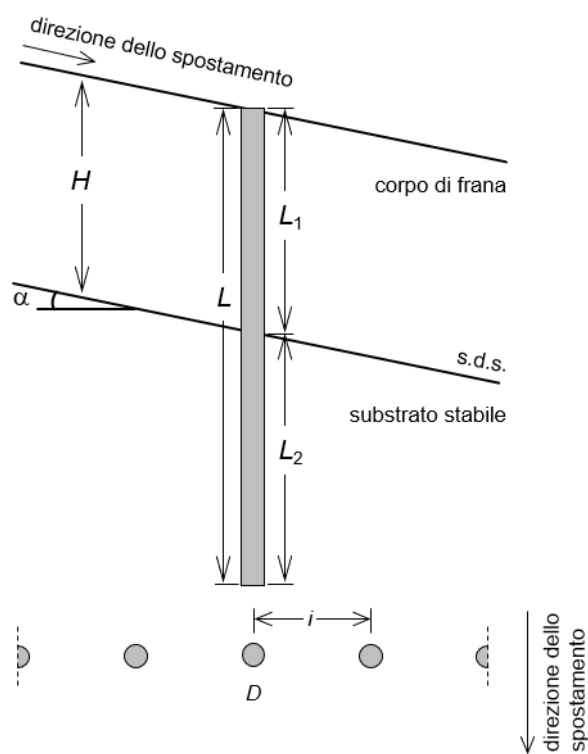


Figura 3.3 Sezione longitudinale (in alto) e vista in pianta (in basso) dello schema geometrico di riferimento e principali grandezze osservate.

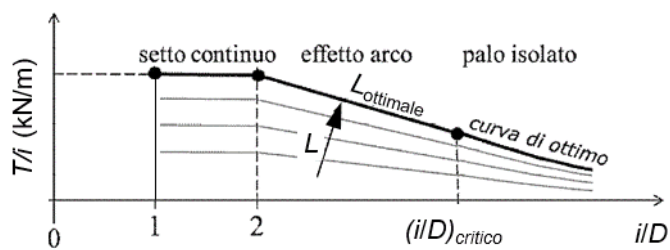


Figura 3.4 Effetti di gruppo: dipendenza dell'azione di sostegno dalla spaziatura tra i pali e dalla lunghezza del palo (adattato da Galli e di Prisco, 2017).

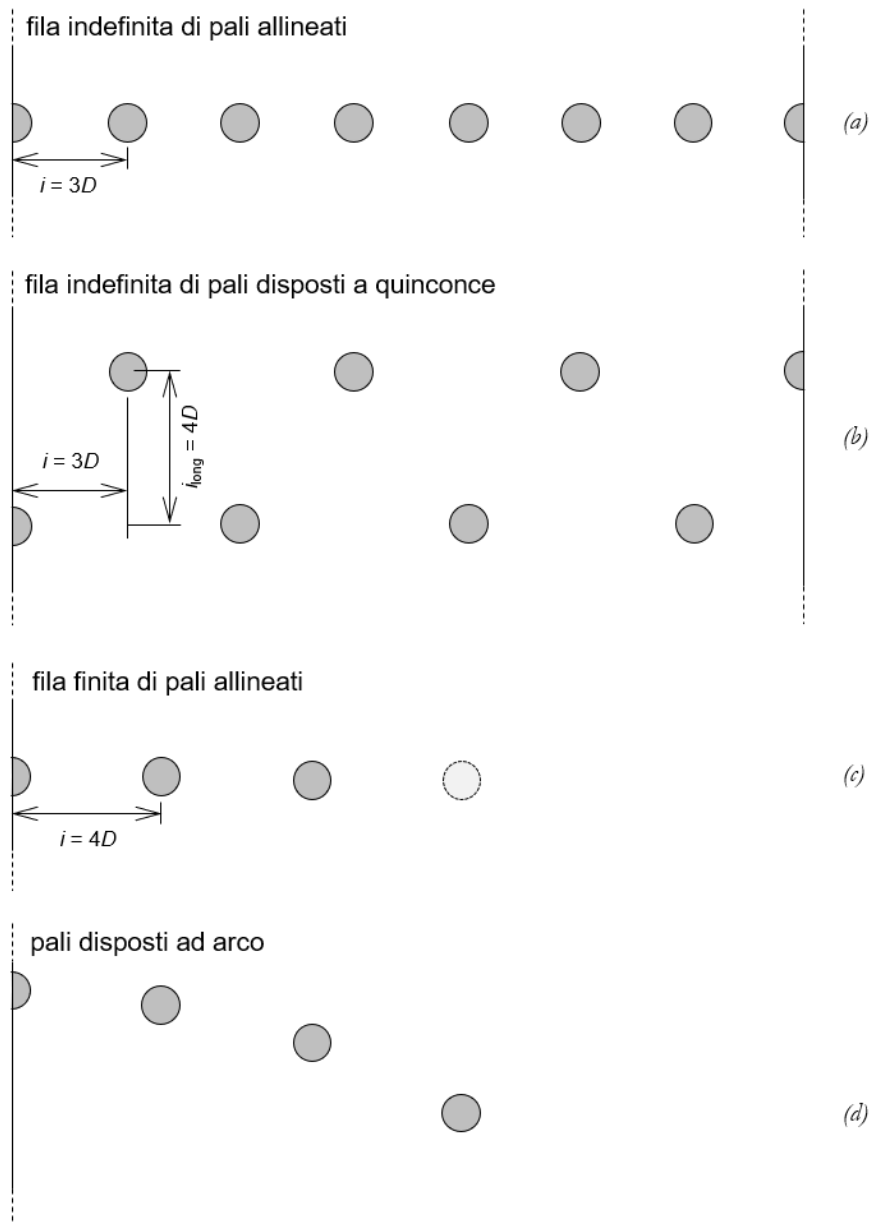


Figura 3.5 Schemi di disposizione in pianta dei pali: (a) fila indefinita di pali allineati; (b) fila indefinita di pali disposti a quinconce; (c) fila finita di pali allineati; (d) pali disposti ad arco.



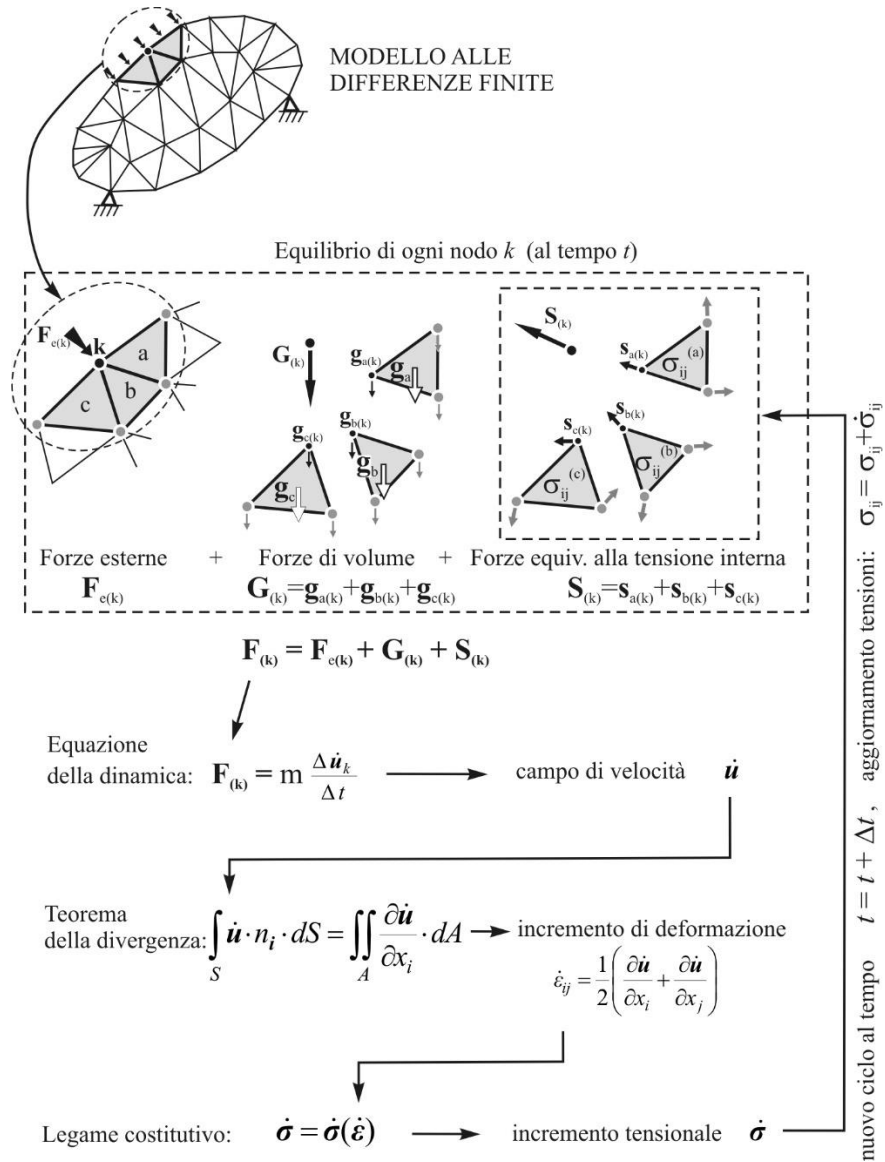


Figura 3.8 Schema del ciclo di calcolo utilizzato nella risoluzione dello stato tensio-deformativo di un mezzo continuo dal codice FLAC2D. Per semplicità si considera una discretizzazione in zone triangolari. (da Verrucci, 2013)

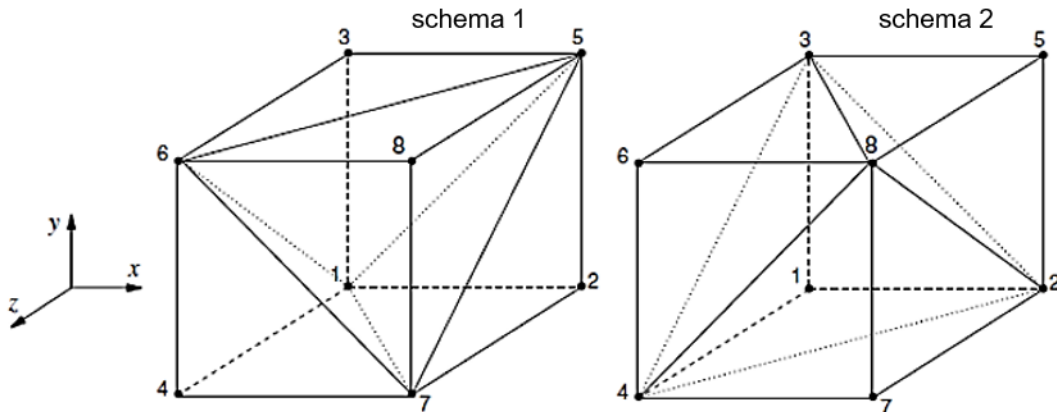


Figura 3.9 Elemento 3D a 8 nodi: soluzione per sovrapposizione dei due schemi a 5 tetraedri.

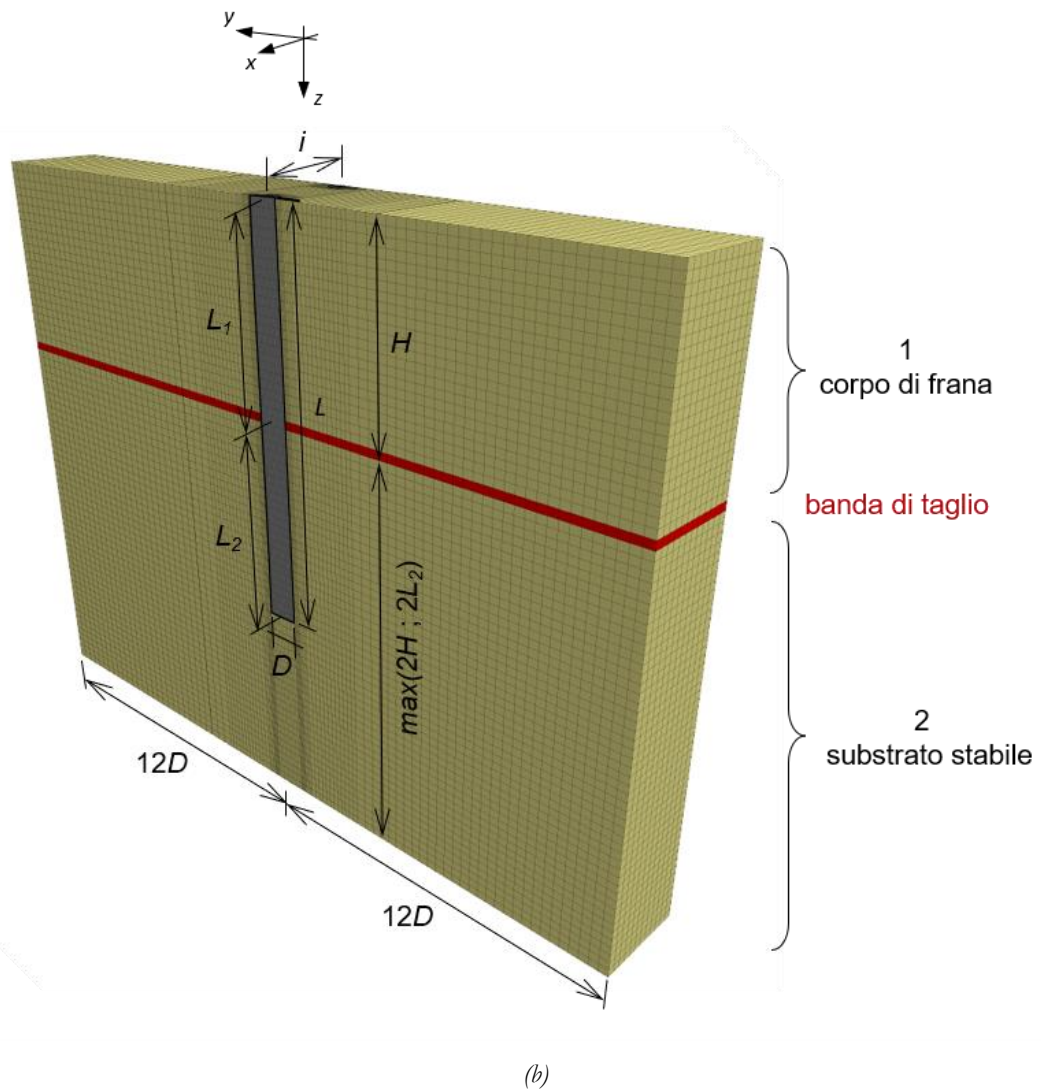
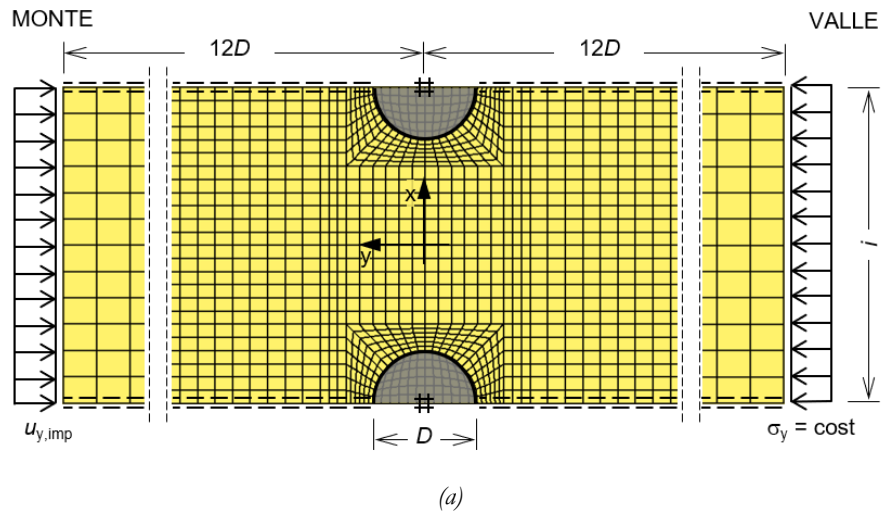


Figura 3.10 Griglie di calcolo utilizzate per le analisi bidimensionali (a) e tridimensionali (b).

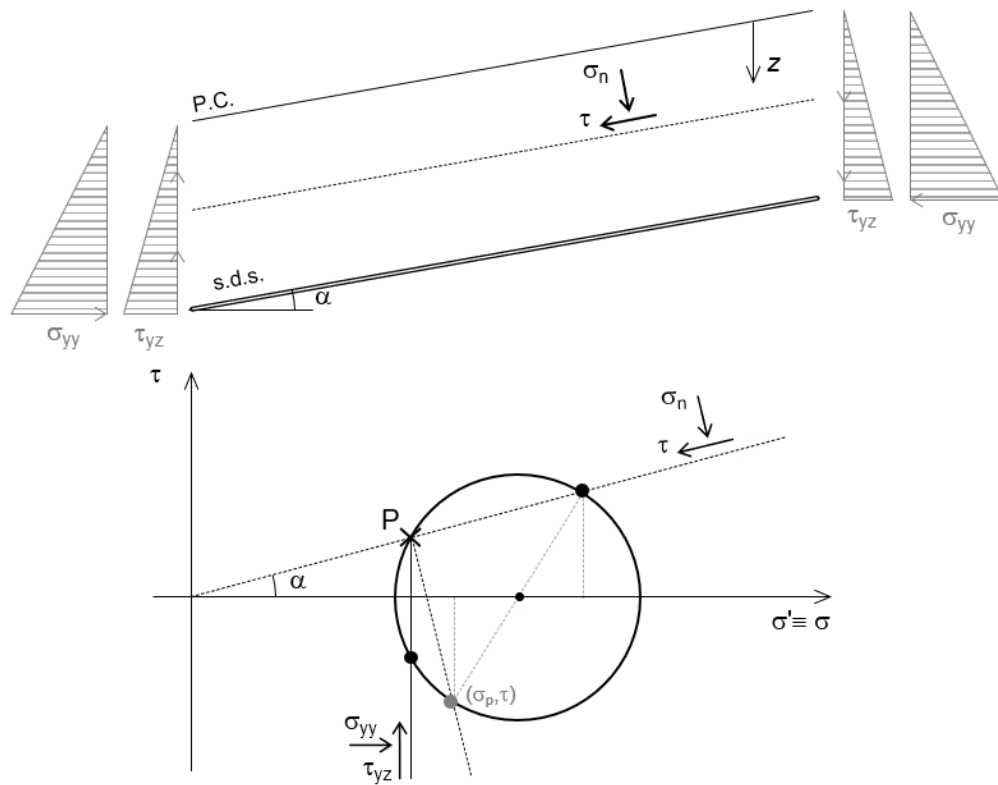


Figura 3.11 Definizione dello stato tensionale in un pendio indefinito.

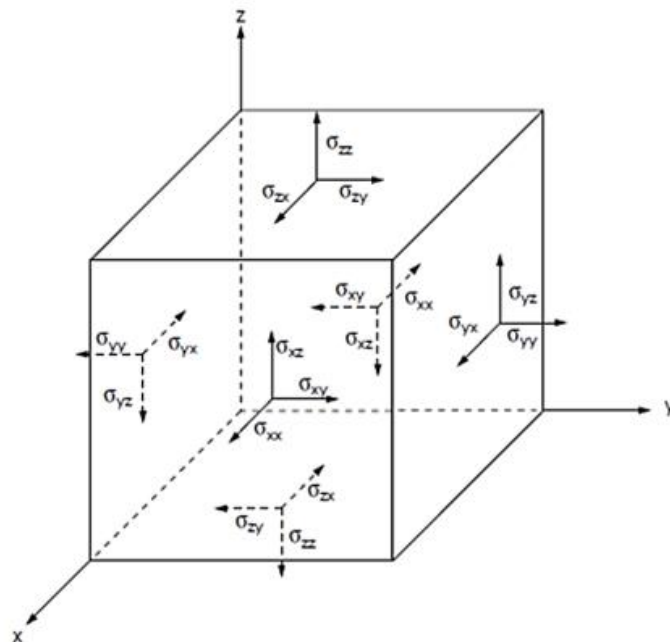


Figura 3.12 Convenzione dei segni positivi delle tensioni nel codice di calcolo FLAC 3D.

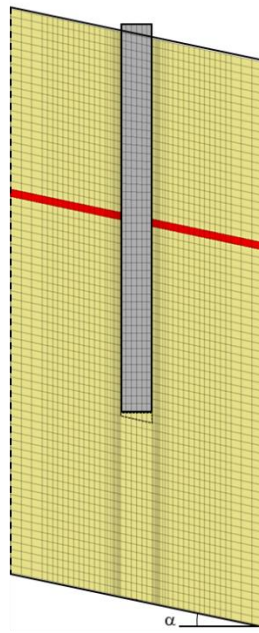


Figura 3.13 Particolare della griglia di calcolo utilizzata nel caso di pendio inclinato.

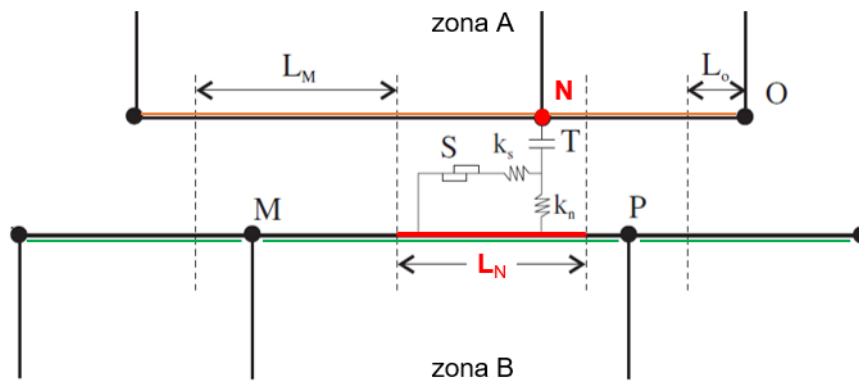


Figura 3.14 Definizione degli elementi di interfaccia nel codice di calcolo FLAC 2D.



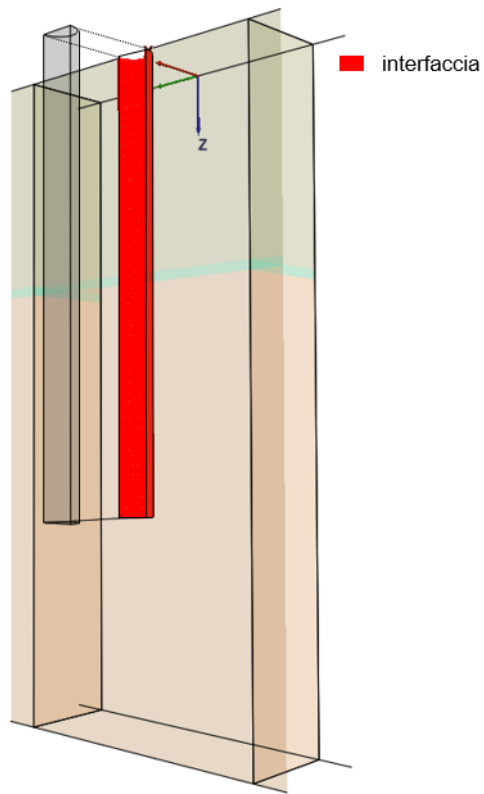


Figura 3.15 Creazione dell'interfaccia a contatto palo-terreno nel codice FLAC 3D.

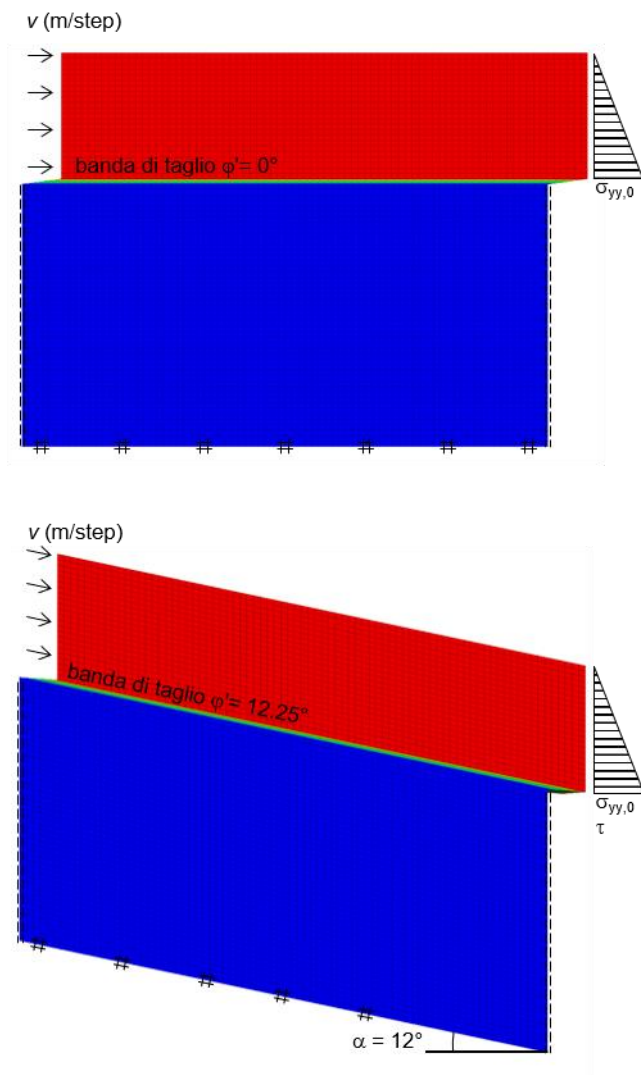


Figura 3.16 Scorrimento tipo blocco rigido del corpo di frana.

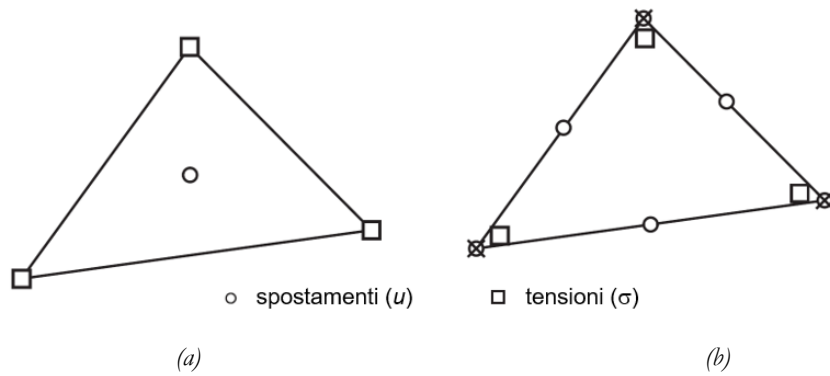


Figura 3.17 Elementi utilizzati dal codice di calcolo OptumG2 per il calcolo della soluzione di estremo inferiore (a) e superiore (b). (adattato da OptumG2 Theory Manual)

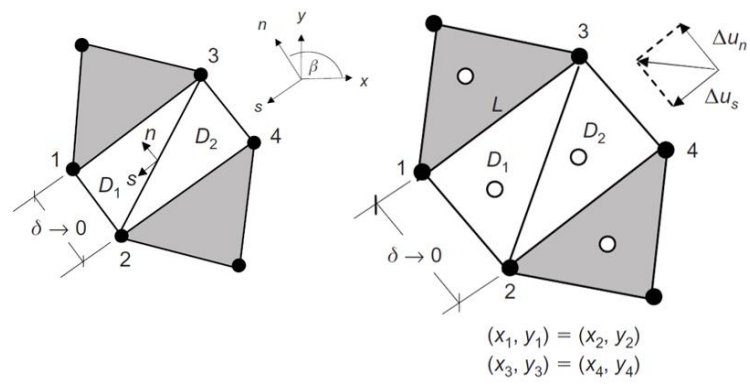


Figura 3.18 Discontinuità staticamente (sinistra) e cinematicamente (destra) ammissibile.

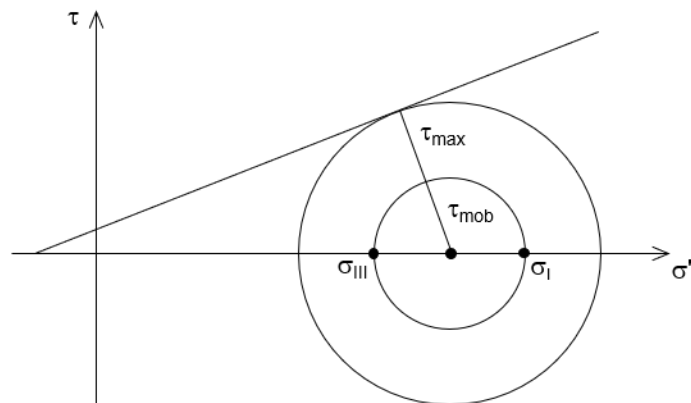


Figura 3.19 Definizione del grado di mobilitazione della resistenza al taglio  $\tau_{rel} = \tau_{mob} / \tau_{max}$ .

## 4. Analisi con modelli piani

### 4.1 Premessa

L'efficacia di file di pali accostati come interventi di mitigazione e stabilizzazione di pendii in frana è legata alla trasmissione di tensioni dal terreno in movimento ai pali per sviluppo dell'effetto arco. La formazione di tale meccanismo d'interazione dipende da numerosi fattori di natura sia meccanica, come le caratteristiche di resistenza e rigidità dei terreni coinvolti, che geometrica, come lo spessore della coltre in frana e la profondità d'infissione dei pali nello strato stabile, e, a parità di queste condizioni, dall'interasse tra i pali della fila. Tale effetto gruppo, infatti, è un meccanismo che si esplica prevalentemente nel piano contenente le sezioni dei pali, le quali rappresentano le basi d'appoggio dell'arco, ossia i punti dove si accumulano le tensioni tangenziali scambiate all'interno del corpo di frana.

In questo capitolo sono analizzati i risultati ottenuti dalle analisi eseguite con i modelli bidimensionali descritti nel Capitolo 3, dedicando particolare attenzione alla valutazione della riduzione degli spostamenti ottenuti a seguito della realizzazione dell'intervento, in funzione della variazione delle caratteristiche meccaniche del corpo di frana e dell'interasse tra i pali componenti la fila. I risultati ottenuti da analisi d'interazioni sono infine confrontati con quelli provenienti dall'applicazione dei teoremi d'estremo.

### 4.2 Interazione frana - pali a interasse ridotto

#### 4.2.1 Formazione dell'effetto arco

Si analizzano gli effetti dell'interazione tra il terreno in movimento e una fila indefinita di pali allineati, dal diametro  $D = 1$  m e interasse  $i = 3D$ . Il terreno è inizialmente associato a un mezzo elastico, con modulo di Young  $E = 30$  MPa; l'interfaccia palo-terreno è, invece, di tipo attritivo, caratterizzata da un angolo d'attrito al contatto palo-terreno  $\delta$  pari a  $18.5^\circ$ , ossia a  $2/3$  dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi' = 28^\circ$  tipico di un deposito argilloso.

Mentre in assenza dell'intervento le condizioni al contorno imposte al modello assicurano una diffusione uniforme degli spostamenti nella striscia di terreno modellata,

come già descritto nel Capitolo 3, la Figura 4.1 mostra la riduzione dell'ampiezza degli spostamenti dovuta all'interazione del terreno in movimento con i pali fissi. Specificamente, per tre valori successivi dello spostamento  $u_{y,imp}$  imposto a monte della fila di pali e normalizzato rispetto al loro diametro  $D$ , pari a 0.15, 0.20 e 0.25, sono rappresentate le isolinee di spostamento  $u_y$  perpendicolare alla linea di pali. L'ampiezza dello spostamento  $u_y$  si riduce gradualmente procedendo dal contorno superiore del modello verso i pali che, dato l'interasse ridotto, interagiscono tra loro attraverso il terreno ostacolandone l'avanzamento. Non trattandosi di un intervento continuo, parte del terreno ancora refluisce tra i pali, ma i valori di spostamento calcolati a valle della fila sono marcatamente ridotti rispetto alla condizione di assenza dell'intervento e uniformi già a partire da una distanza ridotta dalla fila. La redistribuzione delle tensioni nel terreno per effetto arco (Terzaghi, 1936) è osservabile in Figura 4.2 sia dalla rotazione delle tensioni principali a monte della fila (Figura 4.2a) che dai profili di tensione  $\sigma_y$  (Figura 4.2b) calcolati su allineamenti paralleli a quello dell'intervento, a una distanza  $y/D$  variabile. A partire da una condizione iniziale di stato tensionale isotropo, la trasmissione di tensioni tangenziali tra il terreno che refluisce attraverso la fila e quello il cui scorrimento è direttamente impedito dalla presenza dei pali fissi produce la rotazione delle direzioni delle tensioni principali, che ruotano nel piano descrivendo un arco: sul contorno di tale arco si distribuisce la tensione principale massima, mentre la direzione radiale contiene la tensione principale minima. Tale redistribuzione delle tensioni nel terreno a monte della fila comporta, quindi, un aumento della tensione  $\sigma_y$  in corrispondenza dei pali, mentre minori sono quelle calcolate in corrispondenza della mezzeria. La distribuzione delle tensioni  $\sigma_y$  a monte della fila può essere considerata nuovamente uniforme già a partire da una distanza  $y/D = +3$ . L'azione di trascinamento esercitata dal terreno che scorre attraverso la fila produce una riduzione dei valori  $\sigma_y$  rispetto alla condizione iniziale nella zona immediatamente a tergo dei pali fissi, ma valori pari a quelli della tensione litostatica iniziale sono calcolati già a partire da una distanza  $y/D$  dalla fila pari a 2.

Nel caso di mezzo elastico, non esistendo una soglia al trasferimento delle tensioni alla fila di pali per effetto arco, a partire da valori dello spostamento  $u_{y,imp}/D$  tali da mobilitare completamente la resistenza attritiva all'interfaccia palo-terreno, l'effetto di mitigazione della fila di pali si mantiene costante. In particolare, la riduzione dello spostamento imposto calcolata a valle dei pali è circa pari all'85% a partire da un valore di  $u_{y,imp}$  poco superiore a  $0.1D$ . L'effetto di mitigazione sull'intera striscia di terreno modellata è

rappresentato in Figura 4.3a in termini di isolinee di percentuale di spostamento  $u_y$  rispetto a quello imposto  $u_{y,imp}$  e calcolate in riferimento a  $u_{y,imp}/D = 0.25$ , ma, per la linearità della risposta, esse hanno un valore del tutto generale, ripetendosi analoghe per altri valori dello spostamento imposto. A una distanza  $y/D$  dalla fila di pali compresa tra 5 e 6 la riduzione dello spostamento imposto è del 50%, mentre riduzioni superiori al 75%, corrispondenti all'isolinea  $u_y/u_{y,imp} = 0.25$ , sono calcolate a partire da una distanza  $y/D$  circa pari a 2 e in tutta la zona a valle dell'intervento.

In Figura 4.3b sono quindi riportate le isolinee di  $u_y/u_{y,imp}$  relative al caso di terreno associato a un mezzo elastoplastico perfetto, ottenute lasciando inalterati i parametri elastici prima considerati e introducendo come parametri di resistenza  $c' = 2 \text{ kPa}$ ,  $\phi' = 28^\circ$  e  $\psi = 0$ . Il confronto con le isolinee ottenute nel caso di mezzo elastico (Figura 4.3a) rende immediatamente evidenti gli effetti legati all'introduzione della soglia plastica nel terreno, che, limitando la trasmissione delle tensioni ai pali per effetto arco, riduce la capacità della fila di ostacolare l'avanzamento del corpo di frana. Con riferimento allo stesso campo di spostamenti considerato in Figura 4.3b, in Figura 4.4 è riportata a confronto la diffusione delle zone plastiche nell'intorno dell'intervento.

Per valori ridotti dello spostamento imposto ( $u_{y,imp}/D = 0.1$ ), similmente a quanto osservato nelle analisi elastiche, la presenza della fila di pali produce una progressiva riduzione degli spostamenti procedendo da monte verso la fila con un modesto refluimento del terreno tra i pali, calcolando a valle della fila una riduzione dello spostamento imposto superiore al 75%. Il raggiungimento della resistenza del terreno è localizzato attorno ai pali, coerentemente con il maggior aumento delle tensioni osservato in questa zona. Con l'aumentare di  $u_{y,imp}/D$ , parallelamente alla diffusione delle zone plastiche a monte della fila che si propagano verso la mezzeria dei due pali, la riduzione della capacità del terreno di trasferire tensioni ai pali comporta una riduzione della capacità di mitigazione della fila. Passando da  $u_{y,imp}/D = 0.1$  a  $u_{y,imp}/D = 0.225$ , nella zona a monte dei pali si osserva una modesta variazione della percentuale di riduzione degli spostamenti, mentre maggiori sono le variazioni osservate nella zona compresa tra i due pali e a valle della fila: la percentuale dello spostamento calcolata a valle dell'intervento rispetto a quello imposto passa dal 25%, calcolato nel caso di  $u_{y,imp}/D = 0.1$ , al 35%, per  $u_{y,imp}/D = 0.225$ . La completa plasticizzazione della zona a monte della fila che si osserva per  $u_{y,imp}/D = 0.225$  indica la prossimità al raggiungimento di una condizione di flusso

plastico. Data la completa mobilitazione della resistenza del terreno, l'impossibilità di trasferite ulteriori tensioni ai pali per effetto arco comporta, all'aumentare dello spostamento imposto ( $u_{y,imp}/D = 0.25$ ), un più marcato aumento della percentuale di spostamento del terreno a valle della fila. Il terreno scorre attraverso la fila in condizioni di flusso plastico, rispondendo al restringimento della sezione con un locale aumento dell'ampiezza di spostamento.

Ulteriori aumenti dello spostamento imposto corrispondono a una rapida perdita della capacità di mitigazione della fila. In Figura 4.3c sono riportate, a titolo di esempio, le isolinee di spostamento  $u_y/u_{y,imp}$  relative al caso di uno spostamento imposto  $u_{y,imp}$  pari a  $0.5D$ : in questo caso, la massima riduzione degli spostamenti calcolata è di circa il 25% e particolarmente marcato è il locale aumento dell'ampiezza degli spostamenti in corrispondenza del passaggio tra i pali, come testimoniato dall'addensamento delle isolinee.

In Figura 4.5a e Figura 4.5b, l'effetto dell'interazione tra il terreno in movimento e la fila indefinita di pali è quindi descritto sinteticamente mettendo a confronto l'evoluzione dell'azione  $p$  trasmessa al palo alla quota del piano di riferimento, posto a profondità  $z_{rif} = 3$  m, e quella della percentuale dello spostamento calcolato a valle della fila  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  con l'aumento dello spostamento imposto  $u_{y,imp}/D$ .

Sotto l'ipotesi di pali fissi e rigidi, assimilando il terreno a un mezzo elastico l'azione  $p$  trasmessa dal terreno a un palo della fila per effetto arco cresce linearmente con lo spostamento applicato, associandosi a una capacità costante di mitigazione, con valori dello spostamento a valle della fila poco superiori al 10% di quelli imposti. I risultati ottenuti assimilando la coltre in frana a un mezzo elastoplastico, caratterizzato da un angolo di resistenza al taglio del terreno  $\phi'$  pari a  $28^\circ$ , sono indicati in Figura 4.5 dalla linea nera continua spessa. Con l'introduzione della soglia plastica del terreno, l'azione trasmessa al palo per effetto arco cresce con  $u_{y,imp}/D$  discostandosi progressivamente dalla soluzione elastica, con una progressiva perdita di rigidezza legata alla diffusione delle zone plastiche a monte della fila (Figura 4.4), fino al raggiungimento di un valore massimo di  $p$  calcolato per un valore di  $u_{y,imp}/D$  prossimo a 0.225, che, come visto, corrisponde a un diffuso grado di plasticizzazione del terreno. L'azione  $p$  trasmessa dal terreno ai pali della fila si stabilizza quindi su un valore costante, pari a circa 1.3 MN/m, legato alla massima capacità del terreno di trasferire tensioni per effetto arco. La progressiva diffusione delle

zone plastiche nel terreno e la riduzione dell'incremento dell'azione trasmessa ai pali all'aumentare di  $u_{y,imp}$  comporta una progressiva riduzione della capacità dell'intervento di proteggere la zona a valle della fila riducendo gli spostamenti della coltre in frana provenienti da monte: all'aumentare di  $u_{y,imp}$  aumenta la percentuale degli spostamenti calcolati a valle della fila (Figura 4.5b), con un aumento della distanza tra i valori di  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  calcolati nel caso di mezzo elastoplastico e quelli ottenuti nel caso elastico. Tendendo verso la completa mobilitazione dell'effetto arco, la curva  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  tende asintoticamente a stabilizzarsi su un valore costante circa pari a 0.3, per poi manifestare un nuovo aumento di  $u_{y,valle}$  al raggiungimento della soglia plastica, dovuto all'incapacità del terreno di contrastare ulteriormente l'avanzamento della coltre.

#### 4.2.2 Effetto della resistenza al taglio del terreno

Considerando la curva azione  $p$  spostamento  $u_{y,imp}/D$  in Figura 4.5 è possibile distinguere, in generale, due tratti: un primo tratto in cui l'azione  $p$  trasmessa ai pali dalla coltre in frana cresce con lo spostamento  $u_{y,imp}$  del terreno e un secondo in cui questa è funzione esclusivamente della sua resistenza al taglio, mantenendosi costante all'aumentare degli spostamenti imposti. Il valore dello spostamento  $u_{y,imp}/D$  per cui si ha il passaggio da un ramo all'altro della curva e il valore massimo dell'azione trasferita ai pali sono funzione della resistenza al taglio del terreno, determinata sia dai parametri di resistenza della coltre che dallo stato tensionale a cui è inizializzata la striscia di terreno modellata.

A parità di stato tensionale litostatico iniziale applicato al modello e mantenendo costanti le caratteristiche di rigidità del terreno ( $E = 30$  MPa) e quelle geometriche dell'intervento ( $D = 1$  m;  $i = 3D$ ), in Figura 4.5 si osserva che all'aumentare dell'angolo di resistenza al taglio del terreno  $\varphi'$  considerato, compreso tra  $26^\circ$  e  $32^\circ$ , coerentemente con la maggiore capacità del terreno di trasmettere tensioni ai pali per effetto arco e la più lenta mobilitazione della resistenza del terreno, la curva  $p - u_{y,imp}/D$  si discosta più lentamente da quella della soluzione elastica, che risulta sostanzialmente indipendente dalla variazione dell'angolo d'attrito al contatto palo terreno, con una variazione sia in termini di riduzione dello spostamento che di azione trasmessa ai pali inferiore allo 0.5%. All'aumentare di  $\varphi'$  aumenta il valore di  $u_{y,imp}/D$  per il quale si giunge alla completa plasticizzazione del terreno a monte della fila e quello massimo dell'azione  $p_u$  trasmessa ai pali: per  $\varphi' = 26^\circ$  la soglia di plasticizzazione è raggiunta in corrispondenza di  $u_{y,imp}/D = 0.2$  mentre è pari a 0.35 per  $\varphi' = 32^\circ$ ; la massima azione  $p_u$  trasmessa al singolo



palo della fila è pari a 1 MN/m per  $\varphi' = 26^\circ$  e aumenta significativamente con l'aumento della resistenza al taglio fino a raggiungere un valore quasi pari al doppio (1.89 MN/m) per  $\varphi' = 32^\circ$ .

Parallelamente, in termini di capacità di mitigazione, all'aumentare dell'angolo di resistenza al taglio aumenta il valore di  $u_{y,imp}/D$  in corrispondenza del quale, con il raggiungimento delle condizioni di flusso plastico, si ha la perdita della capacità della fila di contenere gli spostamenti della coltre a monte dell'intervento. Inoltre, diverso è il valore sul quale tendono a stabilizzarsi le diverse curve prima del raggiungimento della soglia plastica, compresi tra circa 0.15 e 0.4 passando da  $\varphi' = 26^\circ$  a  $\varphi' = 32^\circ$ .

In Figura 4.6 e Figura 4.7 gli effetti dell'interazione tra i pali e il terreno in movimento sono rappresentati in termini di tensioni normali e tangenziali al contorno dei pali, nel caso di mezzo elastico con interfaccia attritiva al contatto palo-terreno (Figura 4.6) ed elastoplastico (Figura 4.7). Per convenienza, si considera il caso di un angolo di resistenza al taglio del terreno  $\varphi'$  pari a  $32^\circ$ , per il quale è maggiore l'intervallo di spostamenti imposti che precede il raggiungimento della soglia plastica, ma le osservazioni sono qualitativamente estendibili agli altri valori di  $\varphi'$  considerati.

Con riferimento alla Figura 4.6 si osserva che, partendo da una distribuzione uniforme delle tensioni  $\sigma_n$  normali al contorno del palo, già per valori ridotti di  $u_{y,imp}/D$ , compresi tra 0.025 e 0.05, l'interazione tra la fila e il corpo di frana produce un rapido aumento delle tensioni sul contorno dei pali rivolto verso monte, mentre, lo scorrimento del terreno attraverso la fila, produce una riduzione di quelle agenti sul contorno di valle. I valori di  $\sigma_n$  continuano quindi a crescere linearmente all'aumentare dello spostamento imposto al modello: la tensione  $\sigma_n$  calcolata nel punto più a monte del palo passa da 677 kPa per  $u_{y,imp}/D = 0.1$  a 1352 kPa per  $u_{y,imp}/D = 0.2$ . In Figura 4.6b, in riferimento allo stesso campo di spostamenti ( $u_{y,imp}/D = 0 \div 0.2$ ), è riportato l'andamento del grado di mobilitazione della resistenza al taglio  $\tau_{rel}$ , definita come il rapporto tra la tensione tangenziale mobilitata e quella massima, lungo il contorno superiore del palo, dove le tensioni  $\sigma_n$  normali alla superficie sono diverse da zero. In particolare, si osserva che il valore di  $\tau_{rel}$  è minimo in corrispondenza del punto di monte del palo, dove massima è la tensione normale  $\sigma_n$ , e aumenta rapidamente procedendo verso valle lungo il contorno per effetto dell'aumento delle azioni di trascinamento esercitate dal terreno che scorre tra

i pali, raggiungendo rapidamente il valore unitario ( $\tau = \tau_{\max}$ ) corrispondente alla completa mobilitazione della resistenza disponibile sul contorno del palo.

Il passaggio a un mezzo elastoplastico perfetto (Figura 4.7) è caratterizzato da un aumento meno che lineare delle tensioni  $\sigma_n$  agenti sulla porzione del palo rivolta verso monte con lo spostamento  $u_{y,\text{imp}}$  imposto al modello, fino al raggiungimento della soglia plastica, che per  $\varphi' = 32^\circ$  corrisponde a valori di  $u_{y,\text{imp}}$  compresi tra  $0.3D$  e  $0.4D$ , oltre la quale rimane costante. A differenza del caso elastico in cui la distribuzione di  $\sigma_n$  appare sostanzialmente uniforme lungo il contorno superiore del palo, nel caso di mezzo elastoplastico essa è caratterizzata da un maggior incremento dei valori di  $\sigma_n$  sulla porzione di superficie compresa tra  $\beta = 45^\circ$  e  $\beta = 135^\circ$ . Per un angolo di resistenza al taglio  $\varphi' = 32^\circ$  il valore massimo di  $\sigma_n$  calcolato in corrispondenza della generatrice del palo rivolta verso monte è pari a 2452 kPa e si riduce con  $\varphi'$ , assumendo il valore di 1933 kPa per  $\varphi' = 30^\circ$ , 1550 kPa per  $\varphi' = 28^\circ$  e 1232 kPa per  $\varphi' = 26^\circ$ . Le tensioni tangenziali  $\tau$  aumentano lungo il contorno del palo procedendo dal punto di monte verso quello di valle e quindi diminuiscono fino ad annullarsi coerentemente con la distribuzione delle  $\sigma_n$ : per uno spostamento  $u_{y,\text{imp}}/D = 0.1$  il valore massimo delle tensioni tangenziali è raggiunto in corrispondenza di  $\beta = 50^\circ$ , più a monte e in corrispondenza di  $\beta = 63^\circ$  per  $u_{y,\text{imp}}/D = 0.5$ .

In generale, osservando i valori e le distribuzioni di  $\sigma_n$  e  $\tau$ , nell'interazione tra file di pali allineati e il terreno in movimento, la trasmissione di tensioni per effetto arco comporta principalmente l'aumento delle tensioni normali al contorno superiore del palo, che direttamente contrasta l'avanzamento del corpo di frana, mentre ridotto e limitato al trattenimento dello scorrimento della coltre attraverso la fila, è il contributo delle tensioni tangenziali. Tale effetto è comunque modesto: infatti, come osservabile dalle isolinee di spostamento in Figura 4.3, gli spostamenti del terreno non subiscono particolari ulteriori riduzioni nel passaggio attraverso la fila.

L'azione trasferita ai pali per effetto arco varia in funzione del piano di riferimento scelto per la definizione del modello piano, dato il quale, ipotizzato un rapporto tra la tensione orizzontale e quella verticale, è possibile determinare lo stato tensionale iniziale da assegnare alla striscia di terreno modellata. Si considerino i risultati riportati in Figura 4.8, in cui, al variare del piano di riferimento, è diagrammata l'evoluzione dell'azione  $p$  e della

capacità di mitigazione della fila, definita dal rapporto  $u_{y, valle}/u_{y, imp}$ , in funzione dello spostamento  $u_{y, imp}/D$  imposto al modello. Specificamente, sono messi a confronto i risultati ottenuti considerando come piani di riferimento  $z_{rif} = 3$  m e uno più profondo e posto a 5 m dal piano campagna; lo stato tensionale iniziale è considerato ancora isotropo.

Le curve azione spostamento relative ai due piani considerati, sono caratterizzate dalla stessa rigidità iniziale e divergono all'aumentare dello spostamento della coltre per la più rapida diffusione delle zone plastiche nel modello caratterizzato da uno stato tensionale iniziale minore, con il raggiungimento di un valore di  $p_u$  più basso e per valori minori dello spostamento imposto al terreno. In particolare,  $p_u$  risulta crescere linearmente con la profondità, passando dal valore di 1.33 MN/m a quello di 2.21 MN/m, rendendo approssimabile con un andamento triangolare la distribuzione delle azioni massime agenti sul tratto di palo a contatto con la coltre in frana. Tale risultato è coerente con l'ipotesi di palo fisso e di meccanismo di scorrimento del terreno attraverso la fila (Muraro *et al.*, 2014). Noto il valore dell'azione ultima  $p_u$  calcolata in corrispondenza di un dato piano di riferimento, è quindi possibile risalire alla distribuzione delle azioni lungo tutto il tratto a contatto con la coltre in frana e quindi al valore della sollecitazione di taglio agente nel palo in corrispondenza della superficie di scorrimento che ne è l'integrale. Tuttavia, il valore del taglio così ottenuto, pari a 7.98 MN/m, sovrastima abbondantemente quello stimato applicando la teoria di Broms per terreni dotati di attrito e calcolando il coefficiente di spinta  $K_p$  con la formula proposta da Lancellotta, pari a 3.17 MN/m.

In generale si può comunque affermare che i risultati delle analisi piane qui commentati confermano sostanzialmente le condizioni che vincolano la scelta dei pali come interventi di stabilizzazione di pendii in frana: la necessità di contenere le azioni agenti sui pali per preservarne l'integrità strutturale ne limita l'utilizzo a terreni caratterizzati da angoli di resistenza al taglio modesti ( $\varphi' < 30^\circ$ ) e al caso di corpi di frana con spessori ridotti.

Confrontando le due soluzioni in termini di capacità di riduzione degli spostamenti imposti al modello, coerentemente con i risultati relativi al trasferimento delle azioni ai pali, si osserva che la più rapida completa mobilitazione della resistenza del terreno a monte della fila comporta una più rapida perdita dell'efficacia dell'intervento nel contrastare l'avanzamento della coltre: con riferimento alla Figura 4.8b e confrontando i valori relativi al tratto che precede il raggiungimento della condizione di flusso plastico, a parità di  $u_{y, imp}/D$  maggiore è lo stato tensionale iniziale minore è la percentuale di

spostamento calcolata a valle della fila. Tendendo alla condizione di flusso plastico, per  $z_{\text{rif}} = 3$  m la soluzione tende a un rapporto  $u_{y,\text{valle}}/u_{y,\text{imp}} = 0.3$  mentre questo è pari a 0.25 per  $z_{\text{rif}} = 5$  m.

Si sottolinea che i due piani considerati,  $z_{\text{rif}} = 3$  m e  $z_{\text{rif}} = 5$  m, possono essere associati ai piani medi di una coltre spessa rispettivamente 6 m e 10 m: le osservazioni precedenti possono quindi essere estese al confronto tra gli effetti di mitigazione e stabilizzazione di una fila di pali in corpi di frana di diversa altezza. In condizioni di palo fisso e rigido, i risultati ottenuti indicano che coltri più spesse, a cui si associano stati tensionali più alti, sono in grado di generare una maggiore riduzione degli spostamenti a valle della fila, ma sensibile è l'aumento delle azioni trasmesse ai pali.

Alcune ulteriori analisi sono state condotte per valutare la dipendenza dei risultati finora ottenuti dalla variazione delle tensioni  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  agenti nel piano del modello e della tensione  $\sigma_z$  agente fuori piano. I risultati ottenuti sono confrontati in Tabella 4.1 in termini di azione massima  $p_u$  trasmessa ai pali e di efficacia dell'intervento in termini di riduzione degli spostamenti del terreno a valle della fila. I valori ottenuti sono relativi al caso di un angolo di resistenza al taglio del terreno pari a  $32^\circ$ . Appare evidente come, nel caso di modelli piani, la soluzione sia influenzata esclusivamente dallo stato tensionale iniziale agente nella sezione contenente i pali, mentre, a parità di  $\sigma_x = \sigma_y$ , la variazione della tensione fuori piano non comporta modifiche della soluzione, coerentemente con i risultati ottenuti da Ellis *et al.* (2010).

#### 4.2.3 Effetto della rigidità del terreno

Le caratteristiche dell'interazione tra il corpo di frana e la fila di pali, in termini di azione ad essi trasferita e di riduzione degli spostamenti calcolati nel modello rispetto a quelli imposti, risultano marcatamente dipendenti dalla diffusione delle zone plastiche all'interno della coltre all'aumentare del suo spostamento. Mentre la resistenza del terreno determina le massime azioni che esso è in grado di trasferire ai pali, la sua rigidità ne governa la progressiva mobilitazione con effetti non trascurabili sulla capacità di mitigazione dell'intervento.

Fissato il valore dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  del corpo di frana, posto pari a  $32^\circ$ , in Figura 4.9 e in Figura 4.10 sono confrontati i risultati ottenuti per tre valori del modulo di Young  $E$  del terreno, pari a 15 MPa, 30 MPa e 60 MPa. In particolare, in Figura

4.9a, in funzione dello spostamento  $u_{y,imp}$  è riportato l'aumento del valore dell'azione  $p$  trasmesso a un palo della fila normalizzato rispetto a quella massima  $p_u$ , coincidente nei tre modelli poiché costante è la resistenza assegnata al terreno, mentre in Figura 4.10, per un solo valore di  $u_{y,imp}/D$ , si propone un confronto dei risultati in termini di diffusione delle zone plastiche a monte della fila e di isolinee di spostamento  $u_y/u_{y,imp}$ .

Dall'analisi dei diversi risultati è possibile osservare che maggiore è la rigidità del mezzo più rapida è la diffusione delle zone plastiche all'interno del corpo di frana con gli spostamenti imposti al contorno superiore del modello, con un più rapido raggiungimento delle condizioni di flusso plastico e conseguente aumento della percentuale degli spostamenti calcolati a valle della fila rispetto a quelli imposti ( $u_{y,valle}/u_{y,imp}$ ).

Considerando a titolo d'esempio un valore dello spostamento imposto  $u_{y,imp}$  pari a  $0.15D$ , per  $E = 60$  MPa il terreno a monte della fila è diffusamente plasticizzato e prossimo al raggiungimento delle condizioni di flusso plastico, manifestando spostamenti interni al corpo di frana maggiori di quelli calcolati per valori più bassi di rigidità. Mentre in questo caso la riduzione degli spostamenti calcolata a valle della fila rispetto a quello imposto è del 60%, circa pari all'80% è quella relativa a  $E = 15$  MPa, per cui la diffusione delle zone plastiche è ridotta e concentrata attorno ai pali. I valori dello spostamento per cui si ha il raggiungimento della completa mobilitazione del terreno variano proporzionalmente con la rigidità del terreno e il valore di  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  calcolato in corrispondenza del raggiungimento di tale soglia è costante e pari a circa 0.4.

In generale, una maggiore resistenza del materiale e una sua più bassa rigidità permettono di spostare verso valori più alti dello spostamento del corpo di frana il raggiungimento della condizione di flusso plastico, a cui si associa la riduzione della capacità di mitigazione della fila. Prima del raggiungimento di tale soglia la riduzione degli spostamenti a valle dell'intervento si attesta su valori del tutto soddisfacenti, anche superiori al 60% dello spostamento imposto.

### 4.3 Pali a interasse variabile: effetto delle condizioni di deformazione piana

Per fissate caratteristiche meccaniche assegnate al corpo di frana, per il quale si considera un modulo di Young  $E = 30$  MPa e un angolo di resistenza al taglio  $\phi' = 28^\circ$ , si studiano gli effetti legati all'aumento dell'interasse tra i pali. Specificamente, partendo dai risultati

ottenuti per  $i/D = 3$ , in cui la commentata formazione dell'effetto arco testimonia l'interazione tra i pali che costituiscono la fila, si valuta l'effetto legato all'aumento della distanza tra i pali, portando progressivamente il rapporto  $i/D$  al valore di 7, comunemente indicato in letteratura come quello per il quale è possibile considerare l'assenza di significativi effetti gruppo e quindi condizioni di palo singolo.

Analogamente a quanto riportato in Figura 4.3b per  $i/D = 3$ , in Figura 4.11 sono riportate le isolinee di spostamento  $u_y/u_{y,imp}$  ottenute per una distanza doppia tra i pali ( $i/D = 6$ ), in corrispondenza di due valori dello spostamento imposto al modello, pari a  $0.1D$  e a  $0.2D$ . L'utilizzo della stessa scala colorimetrica permette immediatamente di apprezzare la differente capacità di riduzione degli spostamenti ottenuta per i due valori dell'interasse tra i pali considerati,  $i/D = 3$  e 6. Per valori ridotti dello spostamento applicato al corpo di frana ( $u_{y,imp}/D = 0.1$ ), la forma delle isolinee in prossimità dei pali ottenuta per  $i/D = 6$  è confrontabile con quella ottenuta per  $i/D = 3$ , poiché la limitata diffusione delle zone plastiche nel terreno permette la formazione di un modesto effetto gruppo con una riduzione degli spostamenti a valle dell'intervento ancora apprezzabile e superiore al 30%. Tuttavia, l'aumento della distanza tra i pali porta a una rapida perdita della capacità di mitigazione della fila e per  $u_{y,imp}/D = 0.2$  la riduzione degli spostamenti si concentra attorno ai pali, in una condizione che tende sostanzialmente a quella di palo singolo. In corrispondenza della mezzeria si osserva un locale aumento degli spostamenti del terreno, ma con l'aumento dell'interasse l'effetto del restringimento della sezione dovuto alla presenza dei pali è molto meno marcato rispetto a quello osservato nel caso di  $i/D = 3$ , testimoniando comunque l'avvenuto raggiungimento di una condizione di flusso plastico.

In Figura 4.12, per i 5 valori di  $i/D$  considerati, è diagrammata la variazione della percentuale degli spostamenti a valle della fila con lo spostamento imposto al modello. Coerentemente con le aspettative, all'aumentare del rapporto  $i/D$ , si riduce la capacità della fila di proteggere la zona a valle dell'intervento ostacolando la propagazione degli spostamenti provenienti da monte: per valori dell'interasse  $i$  tra i pali pari a  $6D$  e  $7D$ , già da bassi valori dello spostamento imposto al terreno ( $u_{y,imp}/D < 0.05$ ), la riduzione degli spostamenti calcolata a valle della fila scende al di sotto del 50%, mentre superiore all'80% è quella calcolata per  $i/D = 3$ . La progressiva perdita di effetti gruppo è indicata dalla riduzione della distanza tra le varie curve, maggiore passando da  $i/D = 3$  a  $i/D = 4$  e quindi a  $i/D = 5$ , e ridotta per valori maggiori dell'interasse. Tuttavia, indipendentemente

dalla distanza tra i pali considerata, tutte le curve sono caratterizzate dallo stesso andamento all'aumentare di  $u_{y,imp}/D$ , con un primo tratto che cresce con un gradiente che si riduce progressivamente per effetto della progressiva diffusione delle zone plastiche a monte della fila, tendendo a stabilizzarsi su un valore costante del rapporto di  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$ . Indipendentemente da  $i/D$ , tutte le curve manifestano quindi un brusco cambiamento di tendenza, con un nuovo aumento degli spostamenti a valle della fila fino a raggiungere una condizione in cui l'intervento non ha più alcuna apprezzabile efficacia. Minore è l'interasse tra i pali, maggiore è il valore dello spostamento per cui si ha il raggiungimento della condizione di flusso plastico, coerentemente con la più forte interazione tra i pali che aumenta la resistenza della fila a farsi attraversare dal terreno. Inoltre, più forte è l'effetto barriera creato dai pali al ridursi dell'interasse, più brusca è la variazione della curva di riduzione degli spostamenti al raggiungimento della condizione di flusso plastico.

I risultati delle analisi bidimensionali finora commentati sono relativi all'imposizione di una condizione di deformazione piana al terreno nel piano del modello, ossia quello contenente la sezione dei pali: l'unico meccanismo plastico che può verificarsi è pertanto quello di scorrimento del terreno attraverso la fila. Il mantenimento di tale condizione è garantito dalla variazione delle tensioni fuori piano.

La variazione delle tensione fuori piano  $\sigma_z$  calcolata per i due valori del rapporto  $i/D$  prima messi a confronto, pari a 3 e 6, è riportata in Figura 4.13, prendendo a riferimento un valore dello spostamento imposto a monte della fila per il quale la resistenza del terreno è completamente mobilitata per entrambi i modelli e sono state raggiunte le condizioni di flusso plastico ( $u_{y,imp}/D = 0.25$ ). In particolare, sono rappresentate le isolinee dell'incremento della tensione fuori piano rispetto a quella iniziale litostatica, pari a 55.5 kPa, necessario a far scorrere il terreno attraverso la fila in condizioni di deformazione piana. Per entrambi i valori di  $i/D$  considerati, mentre nella zona a valle della fila le tensioni fuori piano non variano rispetto al valore iniziale, a monte della fila l'aumento di  $\sigma_z$  è tanto più marcato quanto minore è l'interasse tra i pali, in ragione della maggior resistenza che essi oppongono all'avanzamento del corpo di frana rispetto a una condizione prossima a quella di palo singolo. In particolare, per  $i/D = 3$  l'aumento dei valori di  $\sigma_z$  rispetto a quelli iniziali e calcolato al raggiungimento delle condizioni di flusso plastico è circa del 250%, mentre è minore del 70% l'incremento calcolato per  $i/D = 6$ . In Tabella 4.2, con riferimento allo stesso valore di spostamento, sono riportati i valori

dell'incremento delle tensioni fuori piano calcolate per i 5 valori di  $i/D$  considerati a monte della fila di pali: in particolare, in maniera del tutto coerente con i risultati riportati in Figura 4.12 in termini di effetti di mitigazione, si osserva una più marcata riduzione di  $\sigma_z$  nel progressivo passaggio da  $i/D = 3$  a  $i/D = 5$ , e quindi una riduzione meno marcata passando a valori via via più elevati dell'interasse tra i pali.

Sempre con riferimento alla Figura 4.13, particolarmente marcato è l'aumento della tensione fuori piano calcolata in prossimità dei pali, con un incremento pari a più di 4 volte la tensione iniziale in entrambi i modelli e legato a una locale tendenza del terreno a scorrere verso l'alto lungo il contorno del palo. A valle del palo si osserva, invece, la presenza di una zona di scarico dovuta agli effetti di trascinamento del terreno che refluisce attraverso la fila.

Gli incrementi della tensione fuori piano  $\sigma_z$  osservati non risultano tuttavia compatibili con le caratteristiche del problema reale, in cui la presenza del contorno libero rappresentato dal piano campagna comporta che all'interno del corpo di frana le tensioni verticali rimangono sostanzialmente costanti e pari a quelle litostatiche iniziali legate al peso del terreno, salvo variazioni localizzate attorno ai pali per effetto delle tensioni tangenziali legate all'interazione con la coltre in movimento. Considerando la dualità tensioni-spostamenti, un maggiore aumento delle tensioni fuori piano  $\sigma_z$ , calcolate nel modello bidimensionale, indica la necessità di contrastare una maggiore tendenza del terreno a manifestare spostamenti verso l'alto. Pertanto, osservando i valori della variazione di  $\sigma_z$  calcolati (Tabella 4.2), la forte interazione per effetto arco che si sviluppa per interassi ridotti tra i pali della fila comporta la formazione di un meccanismo caratterizzato piuttosto da spostamenti verso l'alto nella sezione longitudinale del pendio, e l'imposizione di una condizione di deformazione piana nel piano contenente la sezione dei pali non risulta quindi adatta a riprodurre gli effetti della reale interazione tra il corpo di frana e l'intervento. La riduzione delle tensioni fuori piano  $\sigma_z$  che si osserva con l'aumento dell'interasse tra i pali indica, invece, l'effettiva tendenza verso una condizione di deformazione piana: per elevati valori di  $i/D$ , l'assenza di effetti gruppo significativi fa sì che il terreno possa scorrere attorno ai pali in condizioni prossime a quelle di deformazione piana, con meccanismi plastici contenuti nel piano della sezione dei pali (Da Galli e di Prisco, 2017). Si sottolinea che migliori caratteristiche di resistenza del terreno estendono il campo di valori del rapporto  $i/D$  per cui è possibile osservare la



formazione di forti effetti gruppo prima del raggiungimento della condizione di palo singolo.

L'imposizione del vincolo di deformazione piana e il conseguente aumento delle tensioni fuori piano  $\sigma_z$  influisce marcatamente sul valore delle azioni che il terreno trasferisce alla fila in corrispondenza del piano di riferimento del modello. Infatti, l'aumento di  $\sigma_z$  permette un maggiore aumento delle altre due componenti di tensione  $\sigma_x$  e, in particolare,  $\sigma_y$ , ossia agente nella direzione dello scorrimento del corpo di frana, prima del raggiungimento della resistenza del terreno, determinando così il trasferimento di azioni maggiori rispetto al caso di tensione fuori piano costante. Risalendo dalle azioni calcolate nel piano di riferimento alla sollecitazione di taglio agenti lungo l'asse del palo nella parte a contatto con la coltre in frana, essa risulta, infatti, marcatamente più alta di quella ottenuta con relazioni empiriche, come precedentemente discusso. Si sottolinea che la sovrastima della sollecitazione  $T$  sui pali si lega ad una sovrastima dell'azione stabilizzante che la fila è in grado di fornire al pendio in frana.

Si considerino i risultati contenuti in Tabella 4.3 e relativi al caso di mezzo elastico: in particolare, sono riportati i valori del taglio  $T$  e dell'azione stabilizzante  $T/i$  ottenuti per i 5 valori di rapporto  $i/D$  considerati e in corrispondenza di 3 valori dello spostamento  $u_{y,imp}$  imposto al modello a monte della fila di pali, pari a  $0.1D$ ,  $0.25D$  e  $0.5D$ . Coerentemente con le aspettative, le azioni crescono linearmente con lo spostamento e, in particolare, a parità di  $u_{y,imp}/D$ , all'aumentare dell'interasse tra i pali aumenta il valore dello sforzo  $T$  calcolato sul singolo palo, coerentemente con l'aumento della rispettiva area d'influenza, ma minore è l'azione stabilizzante  $T/i$ , in accordo con altre osservazioni riportate in letteratura e ottenute da modelli tridimensionali completi (e.g.: Lirer, 2002; Kourkoulis *et al.*, 2012).

In Figura 4.14, considerando il terreno associato a un mezzo elastoplastico con angolo di resistenza al taglio  $\phi' = 28^\circ$ , sono riportati i valori dell'azione stabilizzante  $T/i$  calcolati in corrispondenza di 5 valori di spostamento del corpo di frana al variare del rapporto  $i/D$ . Indipendentemente dalla distanza tra i pali,  $T/i$  aumenta con lo spostamento imposto fino a stabilizzarsi su un valore costante una volta raggiunta la completa mobilitazione del terreno interagente con la fila. Come nel caso elastico,  $T/i$  aumenta riducendo l'interasse tra i pali, ma contrariamente alle osservazioni precedenti relative al caso elastico e a quelle

di letteratura, riducendo l'interasse aumenta anche l'azione sul singolo palo, per effetto del maggiore aumento delle tensioni fuori piano.

In conclusione, modelli piani come quelli sviluppati, pur essendo adatti a descrivere la redistribuzione delle azioni nel mezzo per formazione dell'effetto arco, cogliendone la dipendenza dai fattori meccanici (resistenza e rigidezza del terreno) e geometrici (interasse  $i$  tra i pali), non sono utilizzabili nella pratica per la progettazione di file di pali. L'imposizione della condizione di deformazione piana, infatti, costringendo il terreno a scorrere attraverso la fila, limita la descrizione dei meccanismi plastici dovuti all'interazione tra un corpo di frana e una fila indefinita di pali allineati e, per effetto di un inverosimile aumento della tensione fuori piano  $\sigma_z$  nella zona a monte dell'intervento, sovrastima le azioni agenti sul singolo palo, in maniera tanto più marcata quanto minore è il rapporto  $i/D$ , sovrastimando di conseguenza l'azione stabilizzante  $T/i$  della fila.

La semplicità dei modelli e la rapidità di calcolo associata ad analisi bidimensionali rendono tuttavia ancora interessanti i risultati ottenibili in termini qualitativi.

## 4.4 Applicazione dei teoremi d'estremo

I risultati ottenuti dalle analisi d'interazione eseguite con il codice di calcolo FLAC, in termini di meccanismi plastici osservati e del corrispondente valore massimo dell'azione trasferita ai pali, sono confrontati con quelli ricavati da analisi limite condotte con il codice di calcolo agli elementi finiti OptumG2.

In una prima fase, la confrontabilità dei modelli numerici sviluppati nei due differenti codici è verificata sfruttando la possibilità di eseguire con il software OptumG2 analisi elastoplastiche al passo (*multiplier elastoplastic analysis, m.e.a.*), eseguite dal codice memorizzando le deformazioni accumulate prima del raggiungimento della condizione di flusso plastico. In particolare, la forma della curva di risposta del sistema è controllata dall'utente modificando i parametri  $N_E$  e  $N_P$ , che rappresentano rispettivamente il numero approssimato di step elastici e plastici, e il parametro  $\beta$  che regola l'incremento di carico: per valori di  $\beta$  pari a 1 la dimensione degli step non varia durante l'analisi, mentre con valori maggiori dell'unità è possibile ottenere una maggiore adattabilità del percorso di carico alle caratteristiche della risposta. Gli elementi utilizzati in questa modellazione sono classici elementi triangolari a 6 nodi e 3 punti di Gauss.

I risultati ottenuti sono riportati in Figura 4.15 in termini di azione  $p$  trasmessa a un palo della fila alla profondità di riferimento del modello ( $z_{\text{rif}} = 3 \text{ m}$ ) e di riduzione degli spostamenti a valle dell'intervento  $u_{y,\text{valle}}/u_{y,\text{imp}}$  in funzione dello spostamento calcolato in corrispondenza del contorno di monte del modello  $u_{y,\text{imp}}/D$ . I risultati fanno riferimento al caso di un rapporto tra l'interasse  $i$  e il diametro  $D$  del palo pari a 3, per un terreno con rigidezza  $E = 30 \text{ MPa}$  e angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  di  $26^\circ$  e  $32^\circ$ , pari rispettivamente al valore massimo e minimo di  $\varphi'$  considerati nelle analisi d'interazione.

Variando opportunamente i parametri  $N_E$ ,  $N_P$  e  $\beta$  della *multiplier elastoplastic analysis* del codice OptumG2, ottimo è l'accordo dei risultati ottenuto per  $\varphi' = 26^\circ$  sia nel piano  $u_{y,\text{imp}}/D - p$  che in quello  $u_{y,\text{imp}}/D - u_{y,\text{valle}}/u_{y,\text{imp}}$ . Nel caso di  $\varphi' = 32^\circ$  i risultati ottenuti con il codice OptumG2 sovrastimano leggermente quelli ottenuti con il codice FLAC, ma è comunque ben colto il valore di  $u_{y,\text{imp}}/D$  in corrispondenza del quale si ha il raggiungimento della soglia plastica e i valori a esso associati di azione  $p$  sul palo e di riduzione dello spostamento  $u_{y,\text{valle}}/u_{y,\text{imp}}$ . Un valore di  $p_u$  sostanzialmente coincidente con quello ricavato dalle analisi d'interazione è raggiunto in corrispondenza di uno spostamento  $u_{y,\text{imp}}/D$  pari a circa 0.7.

In generale, nonostante la differenza dei due codici, il confronto dei risultati ottenuti è del tutto soddisfacente, con differenze massime comunque inferiore al 10% e mediamente pari al 6%, verificando sia la corretta definizione del modello che la dichiarata equivalenza tra i due sistemi di condizioni al contorno. Come atteso, infatti, generando il movimento del terreno tramite l'imposizione diretta di uno spostamento di ampiezza crescente a monte della fila o tramite quella di una distribuzione di tensione crescente la soluzione ottenuta è la medesima.

I valori del carico limite  $p_u$  ottenuti da analisi d'interazione condotte nei due codici per i quattro valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  considerati sono riportati in Tabella 4.4, ancora in riferimento a un rapporto  $i/D$  pari a 3: confrontando i valori riportati nelle prime due colonne, i risultati ottenuti dalle analisi elastoplastiche eseguite con il codice OptumG2 differiscono di circa il 6% dai più rigorosi risultati ottenuti dalle analisi d'interazione con il codice FLAC.

I risultati finora ottenuti dalle analisi elastoplastiche sono relativi all'ipotesi di angolo di dilatanza  $\psi$  nullo, ossia si ipotizza che il terreno al raggiungimento della propria resistenza

non manifesti deformazioni volumetriche plastiche, mentre i risultati ottenuti dall'applicazioni dei teoremi d'estremo sono validi sotto l'ipotesi di legge di flusso associata per cui  $\psi = \varphi'$ , comportando, a rottura, la compresenza di deformazioni sia distorsive che volumetriche. Il confronto dei risultati ottenuti dalle analisi d'interazione e dalle analisi limite impone, quindi, una preliminare valutazione dell'effetto dell'angolo di dilatanza  $\psi$  sul valore dell'azione limite  $p_u$  calcolata. Si sottolinea che maggiore è il grado di confinamento del terreno, maggiori sono gli effetti legati alle ipotesi sul comportamento a rottura del materiale. In particolare, nel problema in esame, il terreno è costretto a scorrere attraverso la fila di pali in condizioni di deformazione piana, con un grado di confinamento tanto più alto quanto minore è l'interasse tra i pali, ma comunque tale da rendere non trascurabili le ipotesi riguardo la legge di flusso.

La Figura 4.16 mostra l'effetto delle ipotesi sull'angolo di dilatanza  $\psi$  sulla stima del carico limite  $p_u$  trasmesso dal terreno in frana alla fila di pali e al variare dell'angolo di resistenza al taglio del terreno. In particolare, sono messi a confronto i risultati ottenuti dall'analisi d'interazione condotta con il codice di calcolo FLAC nel caso di un sistema di pali disposti in fila con  $i/D = 3$ , interasse per cui è massimo l'effetto di confinamento, e con un angolo di resistenza al taglio del terreno in frana  $\varphi'$  pari a  $26^\circ$  e a  $32^\circ$ . Confrontano i risultati ottenuti per un angolo di dilatanza  $\psi = 0$  (legge di flusso non associata) e  $\psi = \varphi'$  (legge di flusso associata), il carico limite calcolato considerando un angolo di dilatanza  $\psi$  non nullo è in entrambi i casi più alto: considerare un angolo di dilatanza  $\psi = \varphi'$ , infatti, provoca un'espansione volumetrica del terreno a monte della fila che causa la trasmissione di una maggiore azione sui pali (Chen e Martin, 2002). In particolare, maggiore è il valore dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  maggiore è l'aumento del carico limite ottenuto passando da  $\psi = 0$  a  $\psi = \varphi'$ : confrontando i risultati riportati in Tabella 4.4, il carico limite aumenta di circa il 10% per  $\varphi' = 26^\circ$ , di circa il 12% per  $\varphi' = 28^\circ$  e del 60% per  $\varphi' = 32^\circ$ ; pur evidenziando la stessa tendenza, le differenze calcolate facendo riferimento ai valori limite ottenuti dalle analisi elastoplastiche al passo eseguite con OptumG2 sono maggiori, ma comunque tali valori sono da considerarsi meno accurati. In generale, l'aumento di  $p_u$  è proporzionale alla riduzione della differenza tra l'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  e l'angolo di dilatanza  $\psi$ . Si considerano, a tal proposito, i risultati riportati in Tabella 4.5 per  $\varphi' = 32^\circ$  al variare di  $\psi$ : per una differenza tra  $\varphi'$  e  $\psi$  di circa  $21^\circ$ , l'aumento dell'azione

calcolata sul palo rispetto al caso di assenza di dilatanza è di circa il 21%, mentre è pari al doppio di quella calcolata per  $\psi = 0$  per una differenza di circa  $11^\circ$ .

I valori del carico limite  $p_u$  ottenuti dalle analisi d'interazione sono quindi confrontati sia in Figura 4.16 che in Tabella 4.4 con quelli derivanti dall'applicazione dei teoremi di estremo superiore e inferiore. Coerentemente con le aspettative, l'azione limite  $p_u$  calcolata assumendo una legge di flusso associata si colloca nell'intervallo definito dalle due soluzioni di estremo, mentre varia la posizione relativa del valore dell'azione limite calcolata per  $\psi = 0$  rispetto alla soluzione di estremo inferiore. In particolare, all'aumentare dell'angolo d'attrito, l'aumento della differenza tra le soluzioni calcolate per  $\psi = 0$  e per  $\psi = \varphi'$ , comporta che il valore dell'azione limite ricavata dall'applicazione del teorema di estremo inferiore risulti comunque maggiore di quella ricavata dall'analisi d'interazione per una legge di flusso non associata.

In generale, i carichi esterni che producono il collasso in un mezzo plastico perfetto avente legge di flusso associata, producono il collasso anche in materiali aventi la stessa legge di resistenza ma per i quali la legge di flusso non è associata e la soluzione di estremo superiore del carico limite rappresenta un limite superiore anche per un mezzo con legge di flusso qualsiasi. Al contrario, il valore del carico limite calcolato a partire da un approccio al limite inferiore non è detto che sia ancora un limite inferiore della soluzione esatta.

Con riferimento all'angolo di resistenza al taglio  $\varphi' = 28^\circ$ , sono valutati gli effetti delle ipotesi sulla legge di flusso al variare dell'interasse tra i pali e quindi del grado di confinamento del terreno, confrontando, in particolare, i risultati ottenuti per un rapporto  $i/D$  pari a 3 e 6. I risultati riportati in Figura 4.17a mostrano che indipendentemente da  $i/D$ , l'introduzione di un angolo di dilatanza non nullo a rottura comporta una risposta più rigida del sistema, in maniera più marcata per interassi maggiori, e il raggiungimento di valori dell'azione limite  $p_u$  più alti di quelli calcolati per  $\psi = 0$  e più vicini alla soluzione di estremo superiore. L'incremento di  $p_u$  calcolato è di circa il 12% indipendentemente dal valore di  $i/D$  considerato, aumento che coincide con quello delle tensioni fuori piano che variano per mantenere la condizione di deformazione piana del modello. Ancora una volta, il forte vincolo cinematico imposto dalla modellazione scelta risulta dominare

marcatamente sulla risposta del modello.

Considerando esclusivamente i valori massimi delle azioni calcolate, in Figura 4.17b i valori ottenuti dalle analisi d'interazione considerando una legge di flusso non associata sono confrontati con i valori ottenuti dall'applicazione del teorema di estremo superiore, mostrando un più che soddisfacente accordo tra i due andamenti. Data la riscontrata corrispondenza tra analisi d'interazione e analisi limite, considerando ancora valori dell'interasse  $i$  compresi tra  $2D$  e  $7D$ , tali da poter osservare il passaggio da una risposta di gruppo dei pali tipo linea continua (Galli e Di Prisco, 2017) a una risposta di tipo palo singolo, sono state condotte alcune analisi per valutare l'effetto della variazione del diametro  $D$  del palo sui valori dell'azione massima trasmessa ai pali. Sono stati quindi presi in esame 3 valori di  $D$ , pari a 1 m, 1.2 m e 1.5 m, ripetendo le analisi per i due valori limite dell'angolo di resistenza al taglio considerati ( $\varphi' = 26^\circ, 32^\circ$ ).

L'effetto della variazione del diametro  $D$  dei pali e dell'interasse  $i$  è mostrato in Figura 4.18. Confrontando i valori dell'azione ultima  $p_u$  ottenuti dall'applicazione del teorema dell'estremo superiore e divisi per l'interasse  $i$  tra i pali della fila si osserva che a parità di  $i/D$  l'effetto stabilizzante calcolato in corrispondenza del piano di riferimento ( $p_u/i$ ) rimane invariato, per cui la soluzione risulta sostanzialmente indipendente dal diametro  $D$  del palo. Infatti, a parità di  $i/D$  all'aumentare di  $D$  aumenta la distanza tra i pali ma contemporaneamente aumenta anche l'azione trasmessa al singolo palo, coerentemente con l'aumento dell'estensione della sua area d'influenza. Pertanto, definito un valore del rapporto  $i/D$ , la scelta del valore del diametro  $D$  del palo è legata prevalentemente alla necessità di garantire un'adeguata resistenza della sezione strutturale.

Da questo risultato si può anche dedurre che, a parità di distanza tra i pali, all'aumentare del diametro  $D$  si riduce il rapporto  $i/D$  e quindi aumentano gli effetti gruppo e l'azione stabilizzante. Lo stesso vale ragionando a parità di zona libera tra i pali. Si ricorda che i valori di  $p_u$  calcolati dipendono esclusivamente dal raggiungimento della resistenza all'interno del terreno, mentre si trascura la rottura dei pali.

In generale, minore è l'interasse tra i pali, maggiore è l'azione ad essi trasmessa, in accordo con un maggiore effetto di contenimento degli spostamenti del terreno in frana. Per entrambi i valori dell'angolo di resistenza al taglio considerati si osserva una rapida riduzione di  $p_u$  passando da  $i/D = 2$  a  $i/D = 4$ , per poi attestarsi su valori circa costanti superato il valore di  $(i/D)_{\text{critico}}$  calcolato secondo la formula di Durrani *et al.* (2006), in accordo con la riduzione degli effetti gruppo e la tendenza verso un comportamento di

tipo palo singolo. Per  $\varphi' = 32^\circ$  il valore di  $p_u/i$  si riduce di più di 4 volte nel passaggio da  $i/D = 2$  a  $i/D = 3$ , di circa 2 volte per  $\varphi' = 26^\circ$ , mentre in entrambi i casi la riduzione scende sotto il 50% passando da  $i/D = 4$  a  $i/D = 5$ .

Minore è l'interassi tra i pali maggiore è la dipendenza dell'azione limite dall'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$ : mentre per  $i/D = 2$  il valore di  $p_u$  associato a  $\varphi' = 32^\circ$  è quattro volte quello calcolato per  $\varphi' = 26^\circ$ , coerentemente con una maggiore resistenza della fila a farsi attraversare dal terreno, minori sono le differenze tendendo alla condizione di palo singolo, con un valore del rapporto dell'azione limite calcolata nei due casi inferiore a 2.

In conclusione, in Figura 4.19 si analizza brevemente l'effetto delle ipotesi sulla legge di flusso sulla capacità della fila di mitigare gli spostamenti del corpo in frana. In generale, si osserva che considerare la presenza di deformazioni volumetriche a rottura comporta, oltre a valori più alti dell'azione ultima  $p_u$  trasferita ai pali, una minore efficacia della fila in termini di capacità di riduzione degli spostamenti, coerentemente con alcune osservazioni sperimentali di Bosscher e Gray (1986). La Figura 4.19a mostra il confronto tra la variazione della riduzione degli spostamenti  $u_y$ , calcolati immediatamente a monte e a valle della fila di pali, in funzione dello spostamento  $u_{y,imp}/D$  del terreno, ottenuta dalle analisi d'interazione per  $\varphi' = 32^\circ$  e al variare dell'angolo di dilatanza  $\psi$ . La riduzione dello spostamento calcolato a monte della fila fa riferimento a una riduzione media dello spostamento sull'interasse tra i pali. In Figura 4.19b, per un angolo d'attrito  $\varphi' = 28^\circ$ , sono confrontate le soluzioni ottenute per  $\psi = 0$  e per  $\psi = \varphi'$  al variare dell'interasse tra i pali.

Escludendo valori ridotti dello spostamento ( $u_{y,imp}/D < 0.1$  m) per cui prevale la risposta elastica del terreno e le risposte dei modelli sono poco influenzate dal valore di  $\psi$ , con la diffusione delle zone plastiche all'aumentare dello spostamento le curve calcolate per i diversi modelli si discostano marcatamente.

Con riferimento alla Figura 4.19a, considerando l'intervallo di spostamenti che precede il raggiungimento della condizione di flusso plastico, che può essere posto in prossimità di  $0.35D$  per  $\psi = 0$  e di  $0.45D$  per  $\psi = \varphi'$  (Figura 4.16b), la riduzione degli spostamenti calcolata a monte della fila di pali ( $y/D=+1$ ) è maggiore in presenza di un angolo di dilatanza a rottura non nullo, stabilizzandosi su un valore di  $u_y/u_{y,imp}$  circa pari a 0.25 nel caso di legge di flusso associata e a 0.35 per  $\psi = 0$ . Il raggiungimento della condizione di flusso plastico è quindi caratterizzato in entrambi i casi da un aumento degli spostamenti

anche a monte della fila.

Parallelamente, nel caso di  $\psi = 0$ , prima del raggiungimento della condizione di flusso plastico, la riduzione degli spostamenti calcolati a valle delle fila si mantiene prossima ai valori calcolati immediatamente a monte dell'intervento, tendendo a un valore del rapporto  $u_y/u_{y,imp}$  circa pari a 0.4. Diversamente, l'imposizione di un angolo di dilatanza  $\psi = \phi'$  a rottura comporta una perdita di efficienza della fila già per bassi valori di  $u_{y,imp}/D$  e lontani da quelli relativi al raggiungimento delle condizioni di flusso plastico. Come mostra la Figura 4.19b tale tendenza risulta indipendente sia dal valore dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  del terreno che dall'interasse tra i pali.

Si considerino, quindi, le isolinee di  $u_y/u_{y,imp}$  riportate in Figura 4.20 per i due casi finora analizzati,  $\psi = 0$  e  $\psi = \phi'$ , con  $\phi' = 32^\circ$ . I risultati rappresentati sono relativi a un valore dello spostamento  $u_{y,imp}/D$  prossimo al raggiungimento delle condizioni di flusso plastico, diverso per i due modelli. Coerentemente con quanto osservato, in presenza di dilatanza si osserva una riduzione delle ampiezza di spostamento a monte dell'intervento e in corrispondenza dei pali maggiore rispetto al caso di  $\psi = 0$ , ma un più rapido aumento di  $u_y/u_{y,imp}$  nella zona plasticizzata compresa tra i due pali e senza manifestare una nuova riduzione delle ampiezze procedendo verso valle. Pertanto, la diffusione delle zone plastiche e le deformazioni volumetriche associate al raggiungimento della resistenza del terreno comportano, a monte della fila, dove i pali ostacolano l'espansione del terreno, un aumento dell'azione  $p_u$  ad essi trasmessa, mentre dove tale espansione non è vincolata un aumento dello spostamento del terreno e quindi una riduzione della mitigazione degli spostamenti a valle della fila.

In conclusione, analisi limite condotte in condizioni di deformazione piana confermano i risultati ottenuti dalle analisi d'interazione, riaffermando la marcata dipendenza delle azioni limite trasmesse ai pali dall'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$  del terreno. Maggiore è la resistenza al taglio del terreno, maggiore è l'azione trasmessa ai pali e, inoltre, un aumento dell'azione trasmessa ai pali è associato al passaggio dal caso di  $\psi$  nullo a un comportamento dilatante del terreno, con incrementi tanto più marcati quanto maggiore è l'angolo  $\phi'$  da cui dipende. Tuttavia, anche in questo caso la soluzione è fortemente affetta dal vincolo di deformazione piana imposto dalla modellazione bidimensionale



scelta.

I valori del carico limite agente sui pali calcolati con l'applicazione rigorosa del teorema d'estremo superiore sovrastimano, anche in maniera molto marcata, quelli trasmessi dal corpo in frana e calcolati da analisi d'interazione, ed inoltre, l'introduzione di un angolo di dilatanza non nullo modifica le caratteristiche del flusso di terreno tra i pali, riducendo la capacità dell'intervento di mitigare gli spostamenti a valle della fila, con differenze marcate non solo nel caso di interassi ridotti ma anche al tendere verso una condizione di palo singolo.

## 4.5 Tabelle

Tabella 4.1 Valori dell'azione ultima trasmessa ai pali e valore dello spostamento imposto a cui essa è raggiunta al variare dello stato tensionale iniziale.

	$\sigma_x = \sigma_y$	$\sigma_z$	$\sigma_y/\sigma_z$	$u_{y,imp}/D$	$p_u$ MN/m
1		55.5	1	0.3	1.9
2	55.5	74	0.75	0.3	1.9
3		111	0.5	0.3	1.9
4	74	74	1	0.45	2.7

Tabella 4.2 Aumento delle tensioni fuori piano rispetto allo stato tensionale iniziale al variare dell'interasse tra i pali: valori calcolati in corrispondenza del contorno superiore del modello al raggiungimento delle condizioni di flusso plastico.

$i/D$	3	4	5	6	7
$\Delta\sigma_z / \sigma_{z,0}$	2.2	2.1	0.8	0.7	0.6

Tabella 4.3 Taglio in corrispondenza della superficie di scorrimento e corrispondente azione stabilizzante calcolata al variare dell'interasse tra i pali nel caso di terreno assimilato ad un mezzo elastico per tre valori dello spostamento del corpo di frana.

$u_{y,imp}/D$	$i/D$		3	4	5	6	7
	$T$	MN					
0.1	$T$	MN	4.6	5.7	6.6	7.4	8.0
	$T/i$	MN/m	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
0.25	$T$	MN	11.3	14.1	16.3	18.2	19.8
	$T/i$	MN/m	3.8	3.5	3.3	3.0	2.8
0.5	$T$	MN	22.6	28.0	32.5	36.3	39.4
	$T/i$	MN/m	7.5	7.0	6.5	6.0	5.6

Tabella 4.4 Azione massima trasferita ai pali al variare dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  da analisi d'interazione e limite. Confronto dei risultati ottenuti con il codice di calcolo FLAC e con il codice OptumG2.

		$p_u$ (kN/m)					
		(1)	(2)	(3)	(4)		
$\varphi'$	FLAC	OptumG2 (m.e.a)	FLAC	OptumG2 (m.e.a)		OptumG2	
$^\circ$	$\psi = 0$	$\psi = 0$	$\psi = \varphi'$	$\psi = \varphi'$	(4)/(2)-1	T.E.I.	T.E.S.
26	1084	1018	1198	1215	0.19	1035	1234
28	1329	1239	1484	1570	0.27	1323	1625
30	1602	1508	-	2108	0.40	1730	2196
32	1893	1810	3014	2951	0.63	2334	3085

Tabella 4.5 *Analisi limite: effetto della variazione del rapporto tra l'angolo di dilatazione  $\psi$  e di resistenza al taglio  $\varphi'$  sul valore limite dell'azione limite trasmessa a un palo ( $i/D = 3$ ).*

$\varphi'$ °	$\psi/\varphi'$	$\psi$ °	OptumG2				
			$\hat{p}_u$ (kN/m)				
			<i>m.e.a</i>	(i)/(1)-1	T.E.I.	T.E.S.	
	0	0.0	(1)	1810			
	1/3	10.7	(2)	2191	0.21		
32	1/2	16.0	(3)	2463	0.36	2334	3085
	2/3	21.3	(4)	2722	0.50		
	1	32.0	(5)	2951	0.63		

## 4.6 Figure

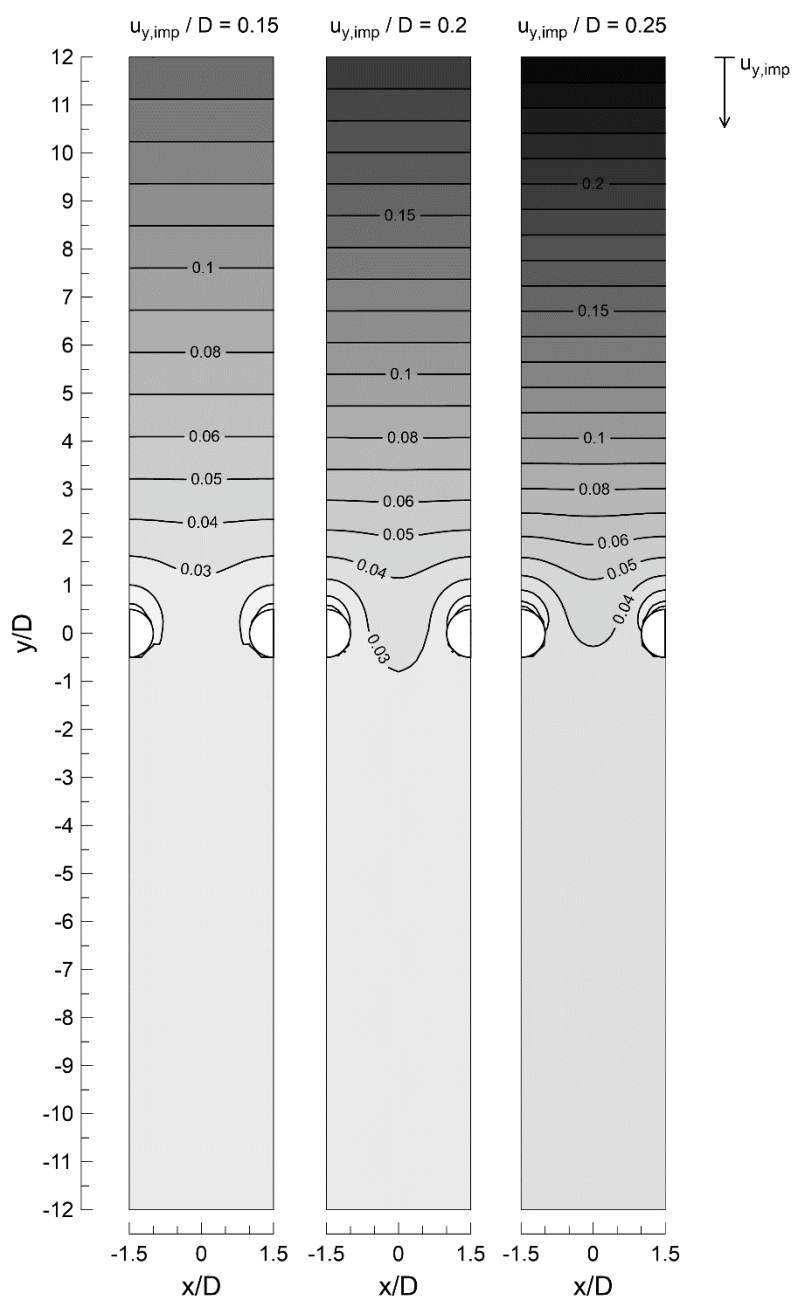
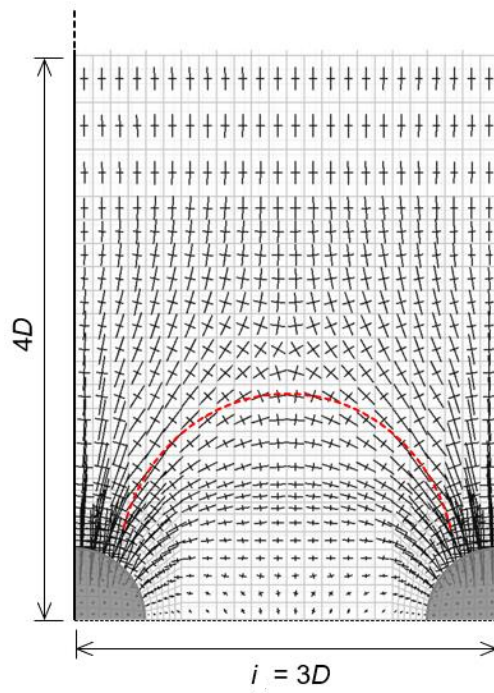
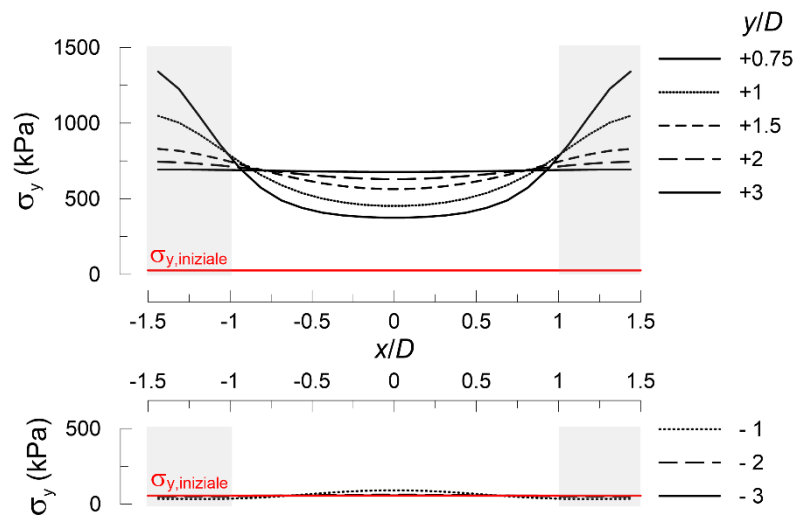


Figura 4.1 Isolinee di spostamento  $u_y$  (m) nel caso di terreno associato a un mezzo elastico per tre valori successivi dello spostamento imposto a monte  $u_{y,imp}/D$  e in presenza di una fila di pali a interasse  $i = 3D$ .

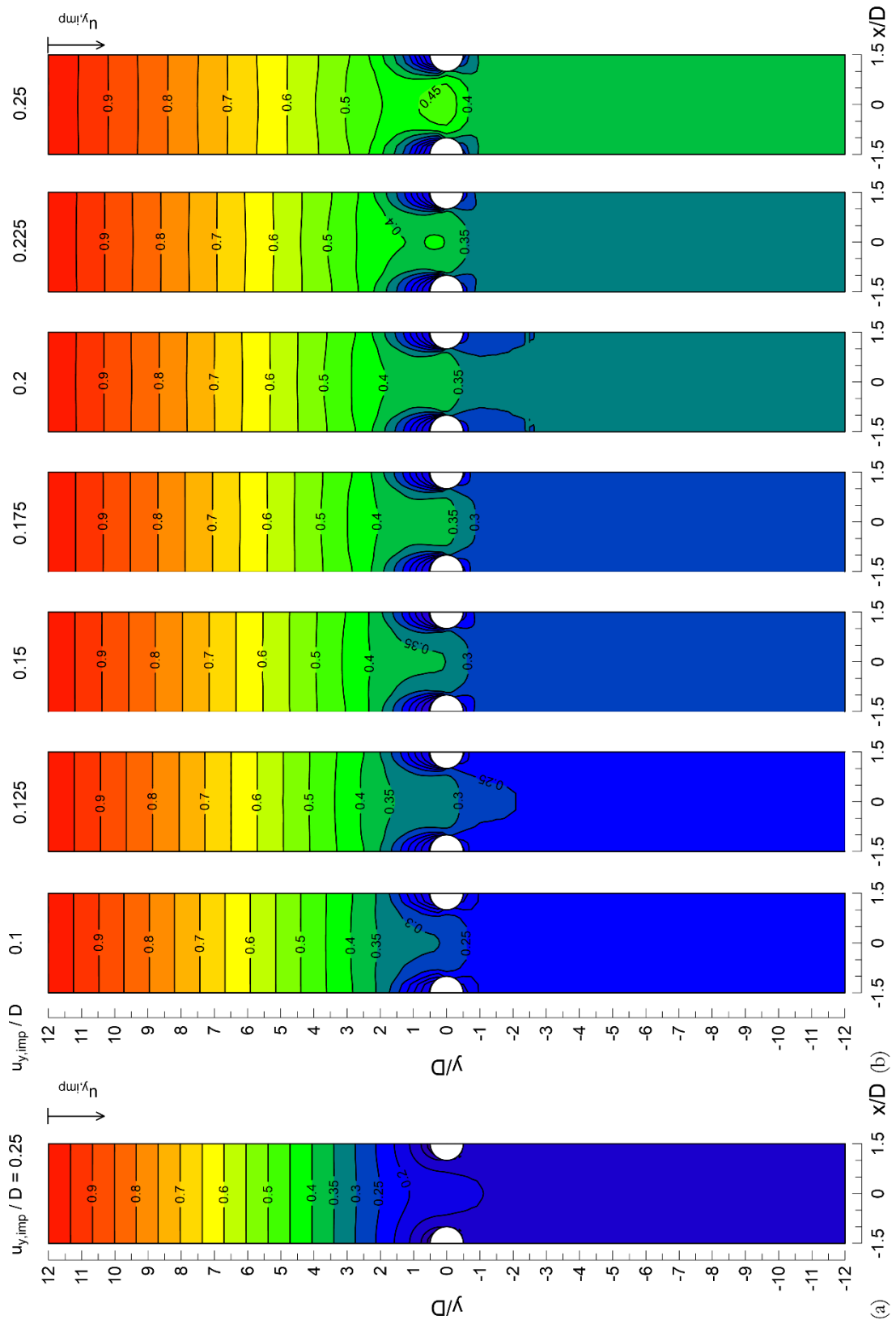


(a)



(b)

Figura 4.2 Formazione dell'effetto arco: rotazione delle direzioni principali a monte della fila di pali (a) e profili di tensione  $\sigma_y$  al variare della distanza dall'intervento (b) per uno spostamento del corpo di frana  $u_{y,imp}/D = 0.25$ .



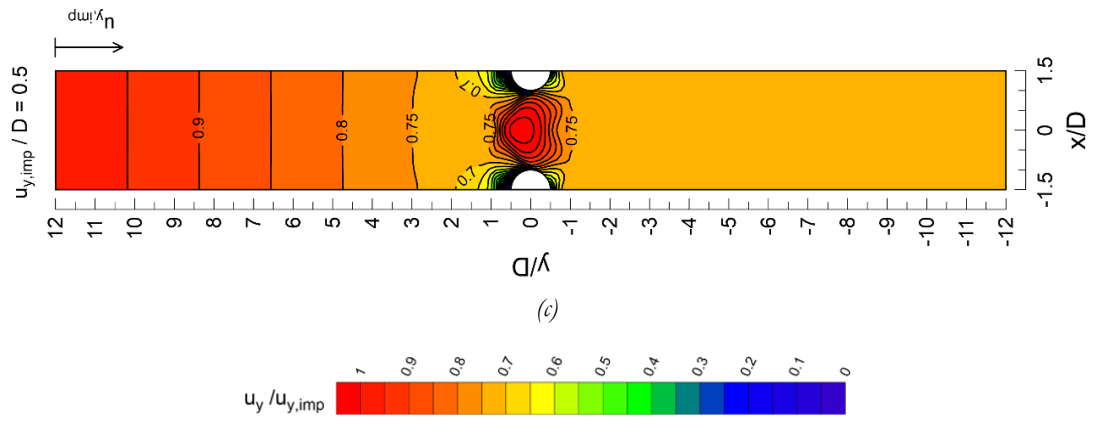


Figura 4.3 Modello 2D: isolinee di spostamento adimensionale  $u_y / u_{y,imp}$  per un terreno assimilato a un mezzo elastico (a) ed elastoplastico (b, c) al variare dello spostamento imposto a monte della fila di pali.

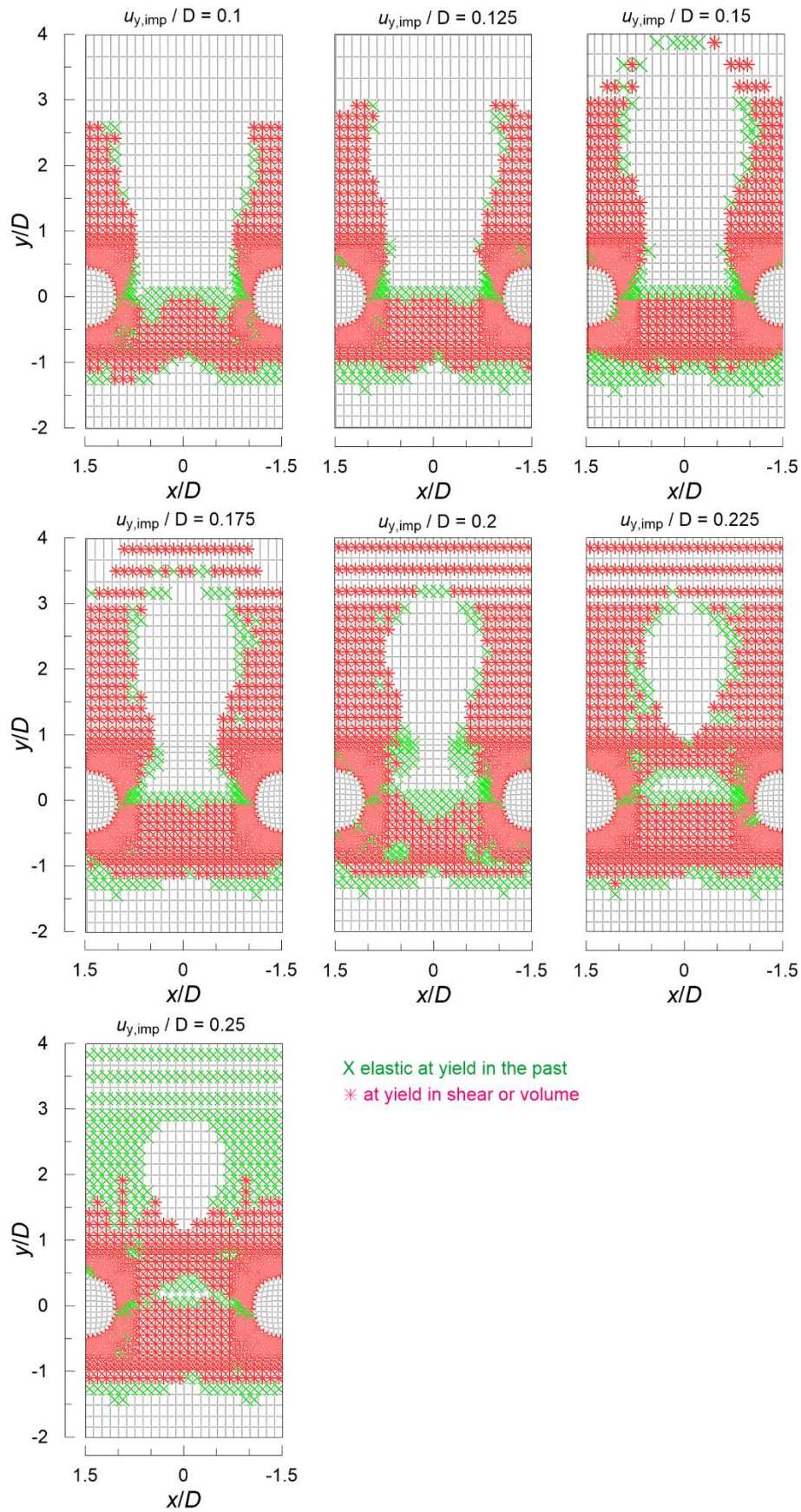


Figura 4.4 Diffusione delle zone plastiche all'aumentare dello spostamento imposto  $u_{y,imp}/D$ .



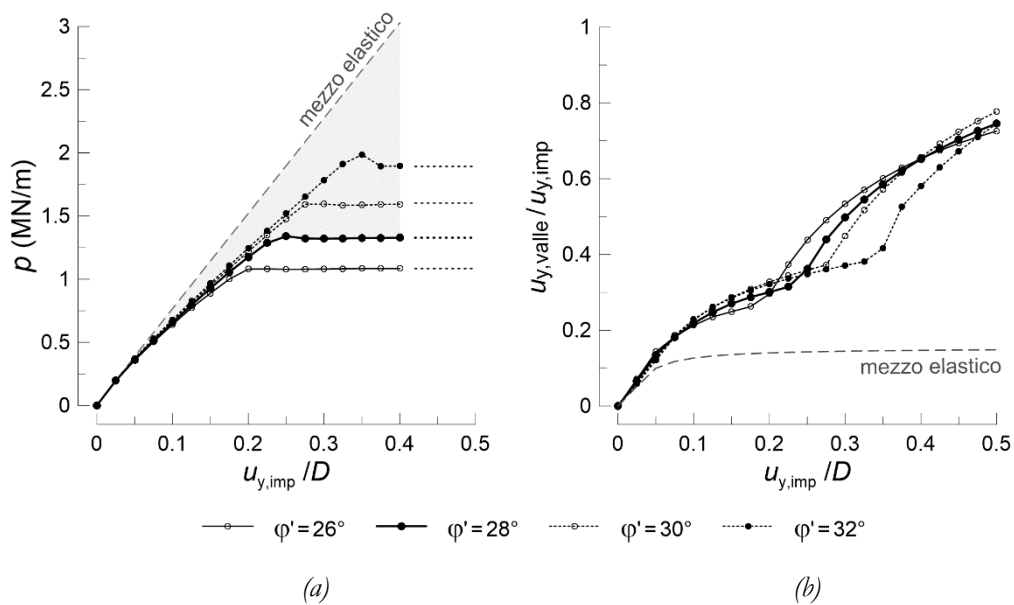


Figura 4.5 Azione trasmessa al palo (a) e spostamenti adimensionali a valle dell'intervento (b) in funzione dello spostamento applicato al modello  $u_{y,imp}/D$  al variare dell'angolo di resistenza a taglio  $\varphi'$  ( $i/D = 3$ ).

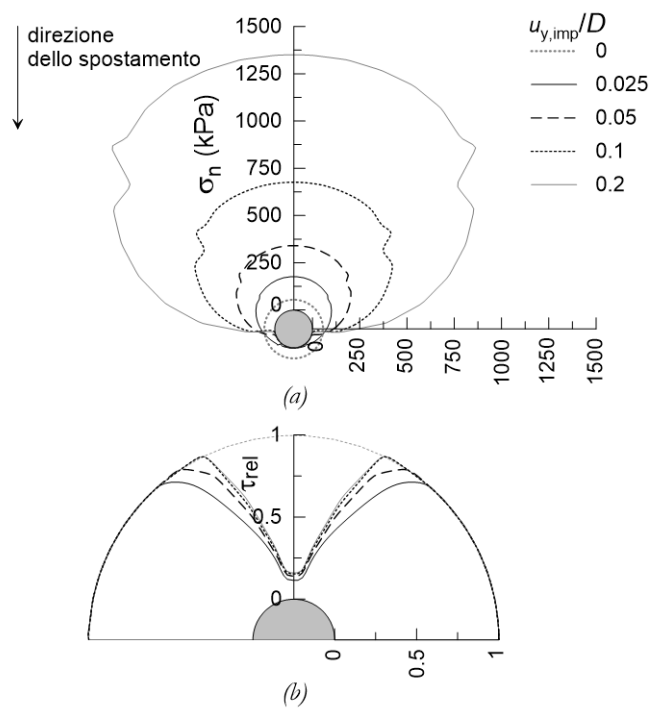


Figura 4.6 Profilo delle tensioni  $\sigma_n$  normali al contorno del palo (a) e grado di mobilitazione della resistenza al taglio  $\tau_{rel}$  sul suo contorno superiore (b) per diversi valori di spostamento  $u_{y,imp}/D$  raggiunti dal corpo di frana nel caso di mezzo elastico ( $i/D = 3$ ).

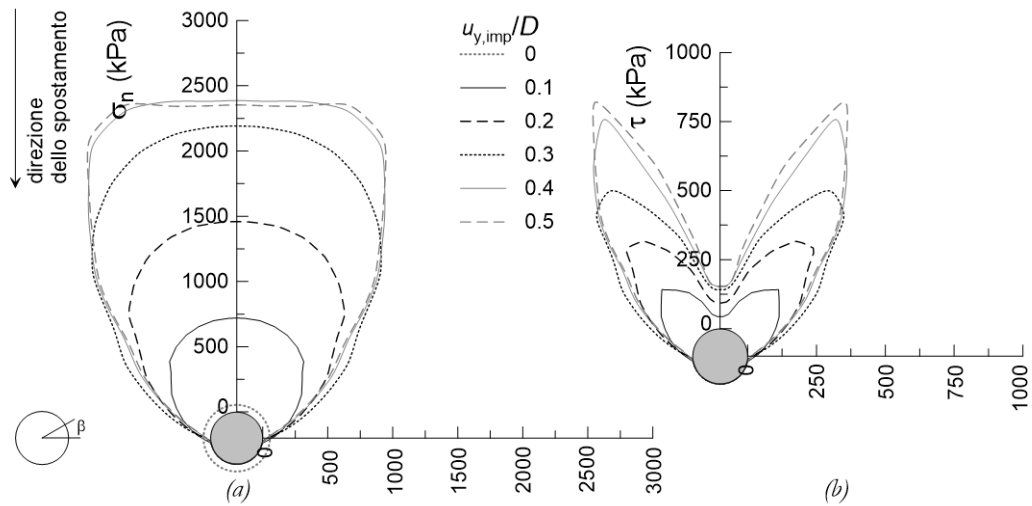


Figura 4.7 Profilo delle tensioni  $\sigma_n$  normali al contorno del palo (a) e della tensione tangenziale  $\tau$  mobilizzata (b) per diversi valori di spostamento  $u_{y,imp}/D$  raggiunti dal corpo di frana nel caso di terreno assimilato a un mezzo elastoplastico ( $i/D = 3$ ).

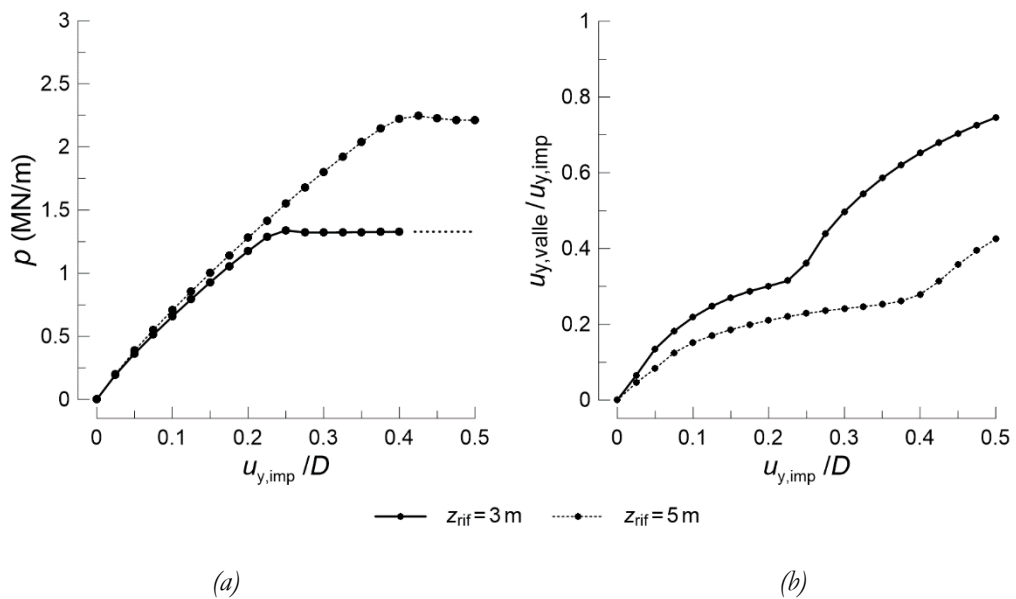


Figura 4.8 Evoluzione dell'azione  $p$  (a) e degli spostamenti adimensionali a valle della fila (b) in funzione dello spostamento raggiunto dal corpo di frana  $u_{y,imp}/D$  al variare del piano di riferimento ( $i/D = 3$ ).

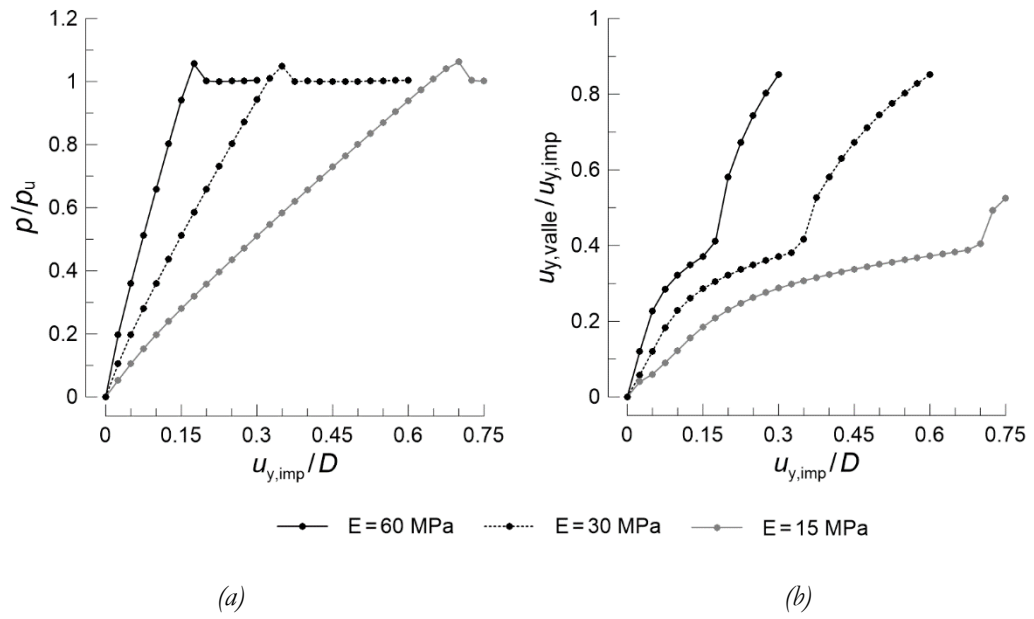
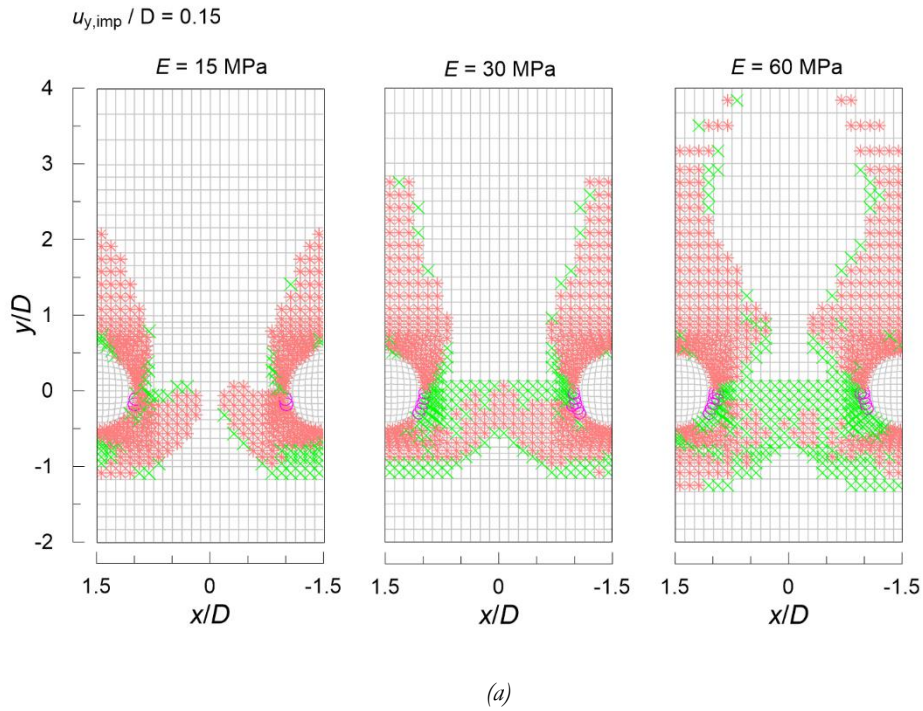


Figura 4.9 Evoluzione dell'azione  $p$  (a) e degli spostamenti adimensionali a valle della fila (b) in funzione dello spostamento raggiunto dal corpo di frana  $u_{y,imp}/D$  al variare della rigidità del terreno ( $i/D = 3$ ).



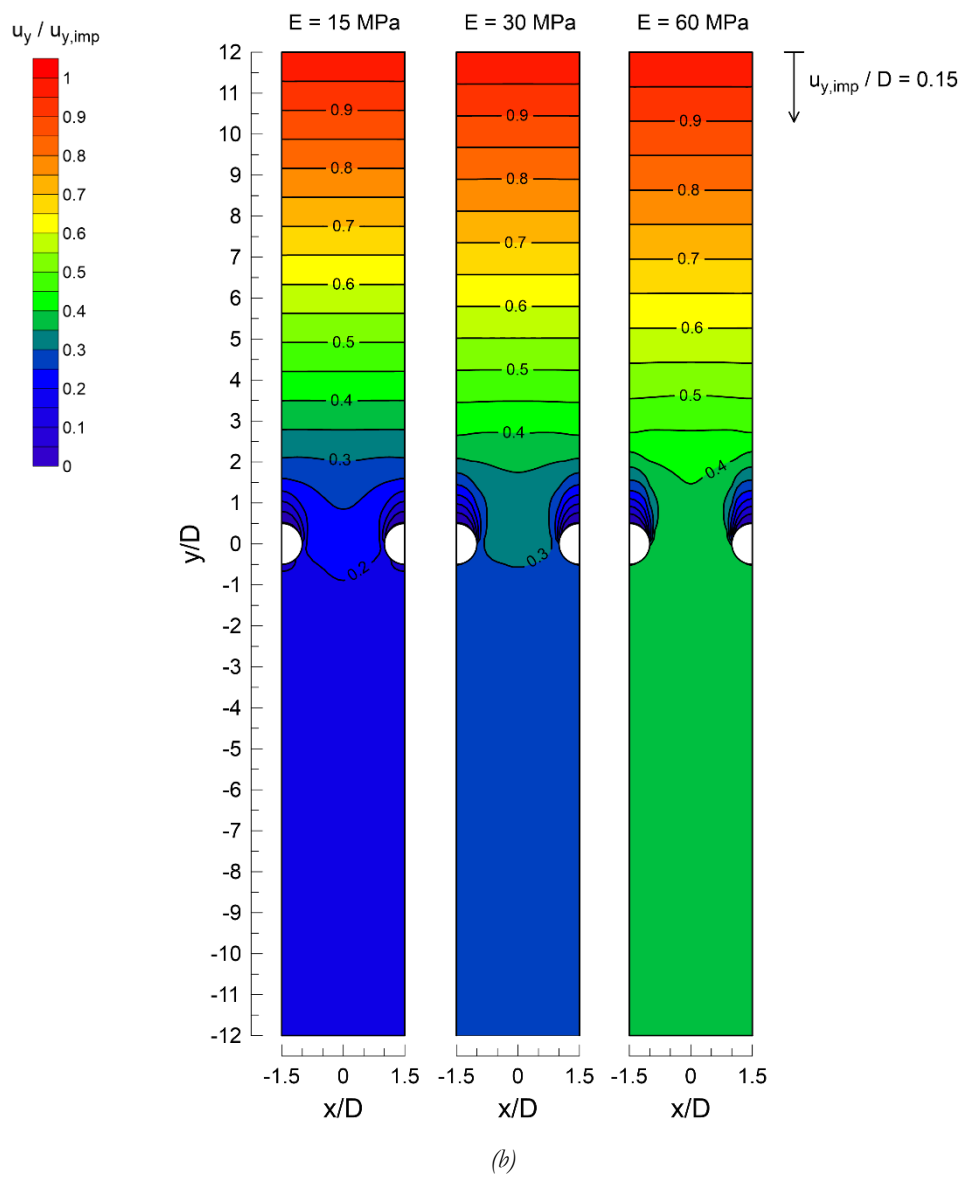


Figura 4.10 Diffusione delle zone plastiche (a) e isolinee di spostamento adimensionale  $u_y / u_{y,imp}$  (b) a parità di spostamento imposto a monte della fila ( $u_{y,imp} / D = 0.15$ ) per diversi valori di rigidità del terreno.

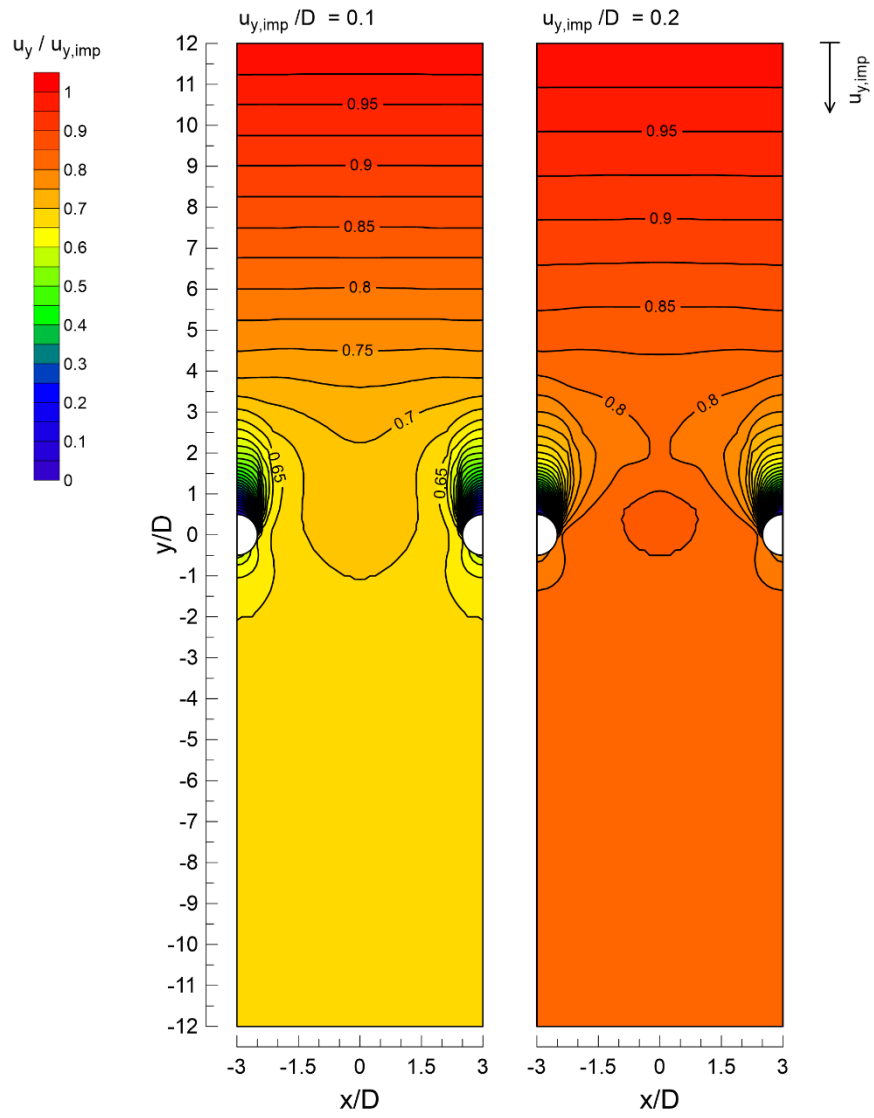


Figura 4.11 Isolinee di spostamento adimensionale  $u_y/u_{y,imp}$  per un'interasse tra i pali  $i = 6D$  e due valori dello spostamento imposto a monte.

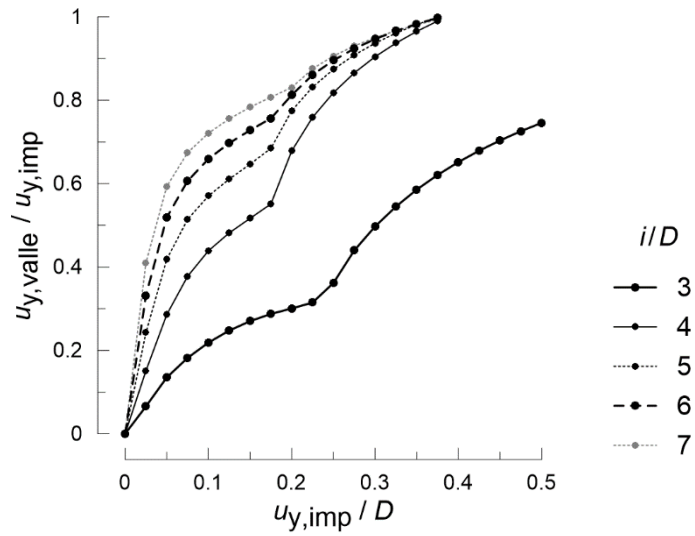


Figura 4.12 Evoluzione degli spostamenti adimensionali a valle dell'intervento in funzione dello spostamento del corpo di frana al variare dell'interasse tra i pali della fila.

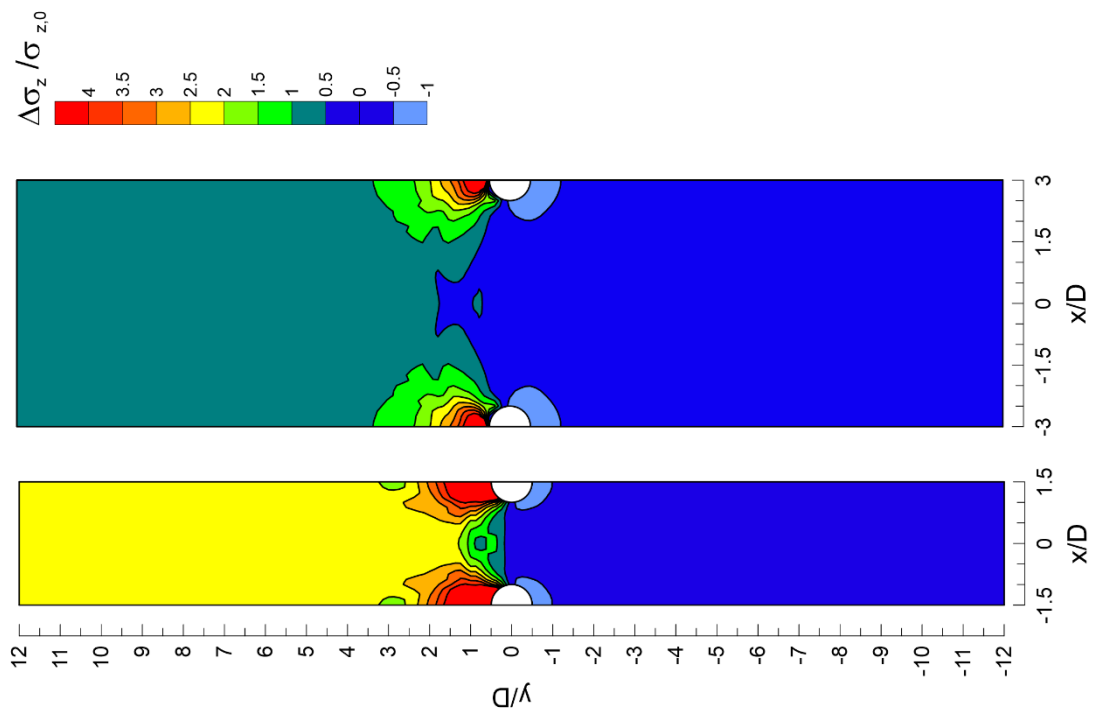


Figura 4.13 Isolinee di incremento della tensione fuori piano  $\sigma_z$  rispetto allo stato tensionale iniziale litostatico per due valori dell'interasse tra i pali e in corrispondenza di uno spostamento a monte della fila  $u_{y,imp}/D = 0.25$ .

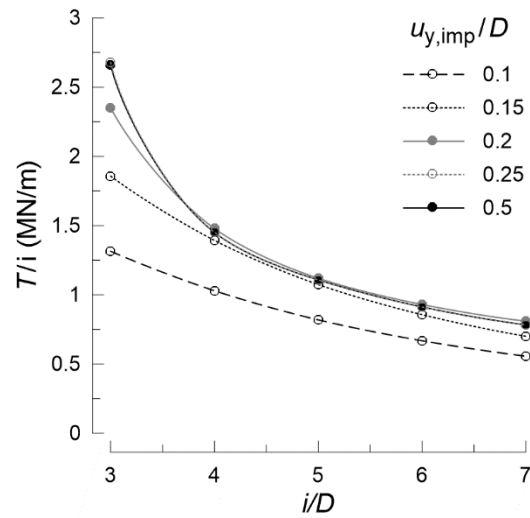


Figura 4.14 Variazione dell'azione stabilizzante  $T/i$  con l'interasse tra i pali all'aumentare dello spostamento imposto al modello  $u_{y,imp}/D$ .

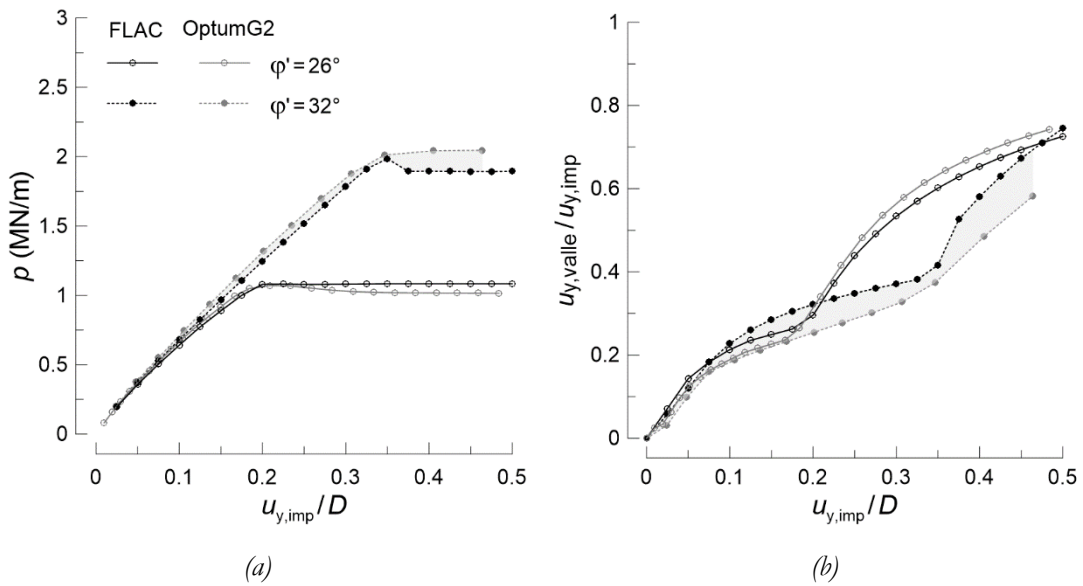


Figura 4.15 Confronto dei risultati ottenuti con i codici di calcolo FLAC e OptumG2 (multiplier elastoplastic analysis) in termini di azione trasferita al palo (a) e di spostamenti adimensionali a valle della fila (b) al variare dello spostamento imposto ( $i/D = 3$ ).

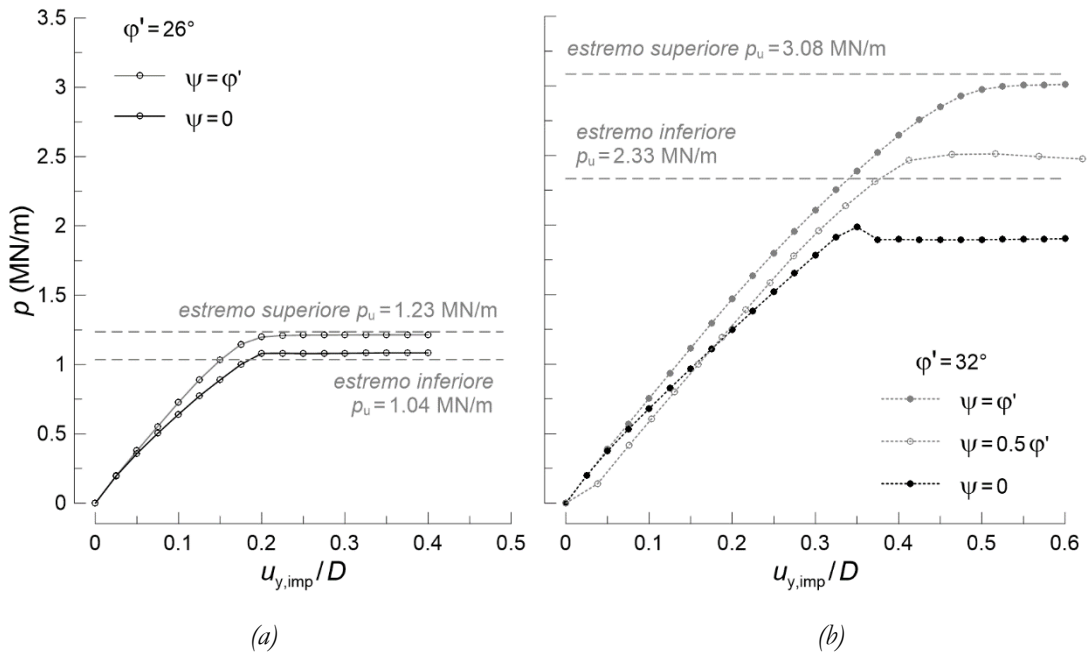


Figura 4.16 Effetto dell'angolo di dilatanza  $\psi$  sull'azione trasmessa al palo al variare dell'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$ . Confronto con i valori limite ricavati dall'applicazione dei teoremi d'estremo.

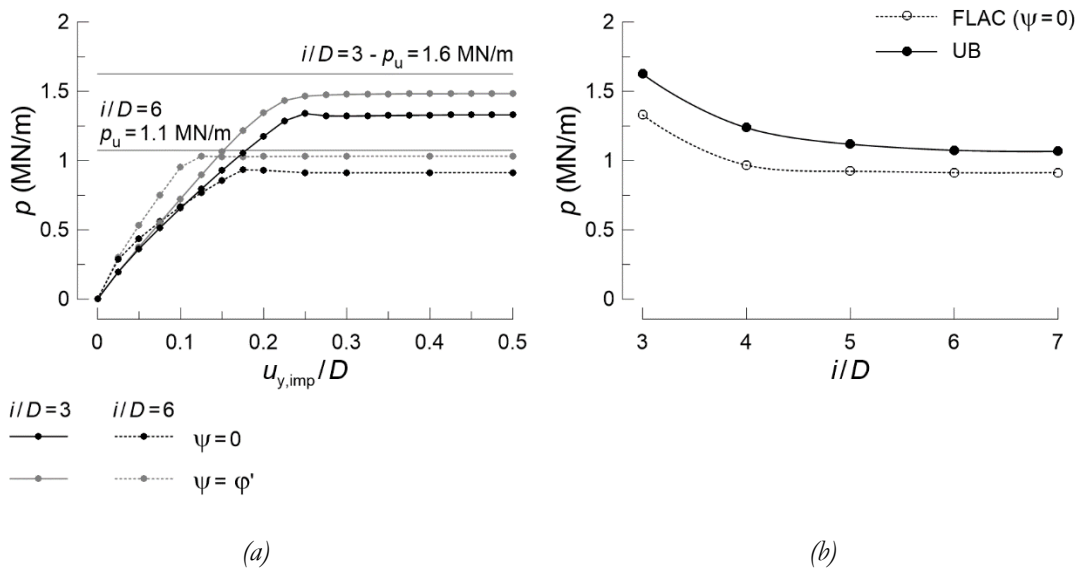


Figura 4.17 (a) Effetto dell'angolo di dilatanza  $\psi$  sull'azione trasmessa al palo al variare dell'interasse tra i pali ed evoluzione con lo spostamento imposto al modello; (b) confronto dei valori massimi di  $p$  ottenuti dalle analisi d'interazione al variare dell'interasse con i risultati ottenuti dall'applicazione del teorema dell'estremo superiore. ( $\phi' = 28^\circ$ )



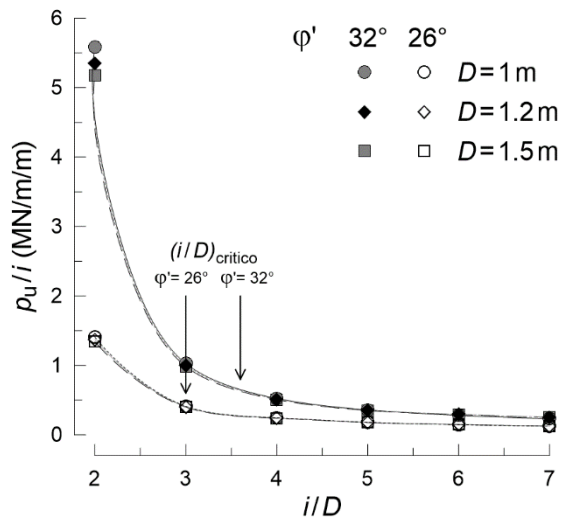


Figura 4.18 Analisi limite (T.E.S.): effetto della variazione del diametro  $D$  dei pali e del rapporto  $i/D$  sull'azione ultima  $p_u$  trasmessa ai pali per due valori dell'angolo di resistenza al taglio.

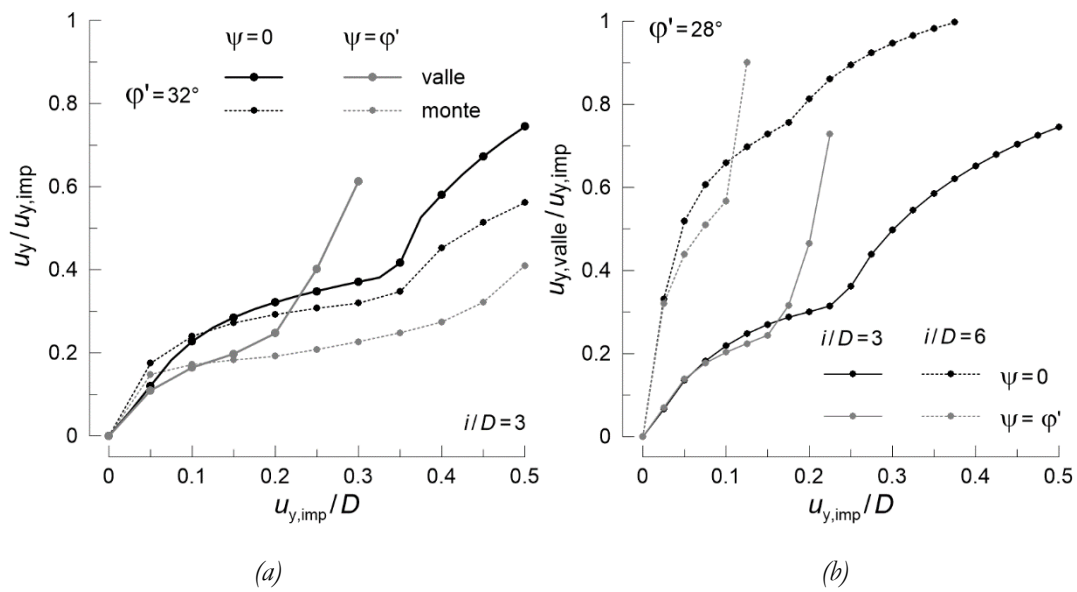


Figura 4.19 Effetto della variazione dell'angolo di dilatazione  $\psi$  sulla capacità di mitigazione della fila: spostamenti adimensionali calcolati a monte e a valle dell'intervento (a) e al variare dell'interasse (b).

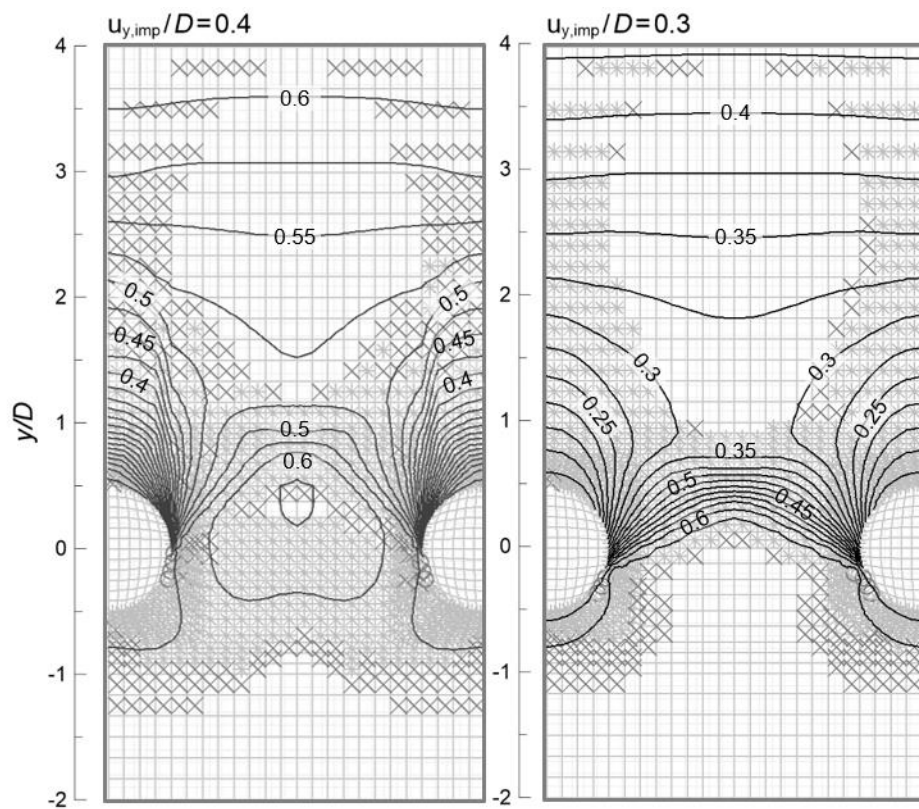


Figura 4.20 Isolinee di spostamento adimensionale  $u_y/u_{y,imp}$  e diffusione delle zone plastiche al variare dell'angolo di dilatazione  $\psi$  al raggiungimento delle condizioni di flusso plastico ( $\varphi' = 32^\circ$ ).

## 5. Analisi con modelli tridimensionali

### 5.1 Premessa

L'uso di modelli bidimensionali per lo studio degli effetti di interazione tra una massa di terreno in frana e una fila di pali risulta fortemente limitato dal vincolo di deformazione piana alla base della soluzione numerica. L'imposizione di tale condizione, infatti, indipendentemente dal valore dell'interasse tra i pali, vincola il cinematismo di collasso a realizzarsi nel piano del modello e, pertanto, quello di flusso plastico del terreno attraverso la fila di pali è l'unico meccanismo plastico che può verificarsi. Il raggiungimento di tale condizione richiede tuttavia una variazione delle tensioni fuori piano sempre meno trascurabile al ridursi dell'interasse tra i pali e non compatibile con le condizioni al contorno del problema reale che si vuole riprodurre in cui, data l'assenza di vincoli in corrispondenza del piano campagna, le tensioni verticali all'interno del corpo di frana dipendono quasi esclusivamente dal peso del terreno.

Condizioni più vicine a quelle di deformazione piana potrebbero comunque sussistere all'aumentare degli spessori della coltre in movimento, poiché l'aumento del peso del terreno potrebbe contrastare il verificarsi di spostamenti verso l'alto. Tuttavia, come visto, gli interventi con pali vengono realizzati in presenza di coltri in frana di spessore ridotto, tali per cui le tensioni verticali sono comunque modeste. Nonostante le numerose indicazioni che, come visto, possono essere ricavate dalla modellazione bidimensionale, anche alla luce della dualità tensioni fuori piano – spostamenti verticali, una migliore descrizione del problema d'interazione e una più accurata previsione degli effetti di mitigazione e stabilizzazione richiede necessariamente il passaggio a modelli tridimensionali.

In questo capitolo i risultati delle analisi bidimensionali precedentemente presentati sono quindi messi a confronto con quelli ottenuti da analisi tridimensionali, evidenziando gli effetti legati alla rimozione della condizione di deformazione piana sui meccanismi plastici dovuti all'interazione tra il terreno, a cui è imposto uno spostamento crescente, e una fila di pali posti a diverso interasse.

In una prima fase dello studio, gli effetti legati alla sola introduzione del contorno

libero nel passaggio dal modello bidimensionale a quello tridimensionale sono messi in evidenza continuando a considerare i pali come elementi fissi, ossia infinitamente rigidi e perfettamente incastrati nel substrato stabile, attorno ai quali lo scorrimento del terreno è reso possibile dall'introduzione di un'interfaccia attritiva. A tale ipotesi corrisponde l'attivazione di un meccanismo di tipo C, secondo gli schemi proposti da Viggiani (1981) e recentemente ripresi da Muraro *et al.* (2015) e da Di Laora *et al.* (2017). Come evidenziato da tali Autori, alla condizione di scorrimento del terreno attorno a un palo fisso si legano i massimi effetti di stabilizzazione e pertanto massimi sono anche gli effetti di mitigazione dovuti alla realizzazione della fila.

L'ottenimento di una descrizione più accurata della reale capacità di una fila di pali di contrastare l'avanzamento di un corpo di frana e la definizione dei parametri geometrici e meccanici da cui essa dipende richiede la rimozione dei vincoli cinematici posti sul contorno del palo. Il passaggio dalla condizione di palo fisso a quella di palo non vincolato coincide, con riferimento ancora agli schemi degli Autori sopra citati, con il passaggio da un meccanismo di tipo C a uno di tipo B, comportando, in generale, una riduzione degli effetti benefici dovuti alla realizzazione dell'intervento. La differenza tra le due soluzioni dipende marcatamente dalle caratteristiche del tratto infisso, che determina la capacità della fila di opporsi all'avanzamento del corpo di frana trasferendo la spinta da esso ricevuta allo strato stabile di base.

In questo capitolo, con riferimento a un caso tipo, si analizza il meccanismo d'interazione tra il palo non vincolato e i due strati di terreno, quello in frana e quello stabile, mentre l'effetto della variazione delle proprietà meccaniche del substrato stabile e della profondità d'infissione del palo è parte dello studio parametrico descritto nel capitolo successivo. Si sottolinea che, poiché la condizione di palo fisso è realizzata imponendo dei vincoli cinematici su tutto il contorno del palo, essa non dipende dalla definizione delle proprietà meccaniche del substrato stabile e della profondità d'infissione del palo né da quelle di rigidità flessionale e resistenza della sua sezione.

I risultati presentati di seguito fanno riferimento a un unico set di proprietà meccaniche del corpo di frana: la parte elastica del comportamento del terreno è governata da un modulo di Young pari a 30 MPa con  $\nu' = 0.2$ , mentre la resistenza è definita da una coesione  $c' = 2$  kPa, da un angolo di resistenza al taglio  $\phi' = 28^\circ$  e da dilatanza nulla. Per

gli effetti legati alla variazione di tali parametri si ritengono ancora validi, in termini qualitativi, i risultati ottenuti dalle analisi piane, comunque in accordo con quanto contenuto in letteratura. Si considera un unico valore dell'altezza del corpo di frana pari a 6 m. Per maggiori dettagli riguardanti il modello numerico si rimanda al Capitolo 3.

## 5.2 Fila indefinita di pali fissi

In Figura 5.1 è riportato un primo confronto tra i risultati ottenuti dai modelli bidimensionale, sviluppati nel piano contenente la sezione dei pali, e da quelli tridimensionali con pali fissi, entrambi ottenuti associando il terreno a un mezzo elastico. In particolare, nell'analisi del modello tridimensionali si considerano i risultati relativi ad un piano posto a 3 m dal piano campagna, ossia a quello idealmente riprodotto nelle analisi piane. Il confronto dei valori relativi alla riduzione degli spostamenti a valle dell'intervento  $u_{y, \text{valle}}/u_{y, \text{imp}}$  e all'azione stabilizzante  $T/i$  sviluppata dalla fila al variare dell'interasse tra i pali, riferiti a uno spostamento imposto  $u_{y, \text{imp}}$  pari a  $0.25D$ , mostra una sostanziale confrontabilità delle soluzioni ottenute dai modelli bi- e tridimensionali. Analisi 2D e 3D mostrano che all'aumentare dell'interasse tra i pali diminuisce l'efficacia dell'intervento nella riduzione degli spostamenti, coerentemente con la riduzione dell'azione stabilizzante  $T/i$  sviluppata dalla fila, con differenze comunque inferiori al 10%. Tuttavia, mentre nel modello piano si osserva un aumento delle tensioni fuori piano con quello dello spostamento imposto  $u_{y, \text{imp}}$ , il passaggio a modelli 3D si associa alla comparsa di spostamenti verticali del terreno a monte della fila di pali. Considerando, a titolo di esempio, il caso di  $i/D = 3$ , nel modello bidimensionale si calcola un rapporto  $\sigma_y/\sigma_z$  circa pari a 3.5, mentre lo spostamento verticale  $u_z$  calcolato nel modello tridimensionale alla profondità di riferimento  $z_{\text{rif}}$  e in corrispondenza del contorno superiore del modello è pari a circa il 6% di quello imposto.

Le differenze ottenute dalla due modellazioni divengono più marcate con l'introduzione della soglia plastica del terreno. Infatti, come mostra la Figura 5.2, mentre nel modello elastico le tre componenti di tensioni, calcolate a monte della fila di pali, evolvono in maniera indipendente, l'introduzione della soglia di resistenza del materiale lega la variazione di  $\sigma_y$  a quella della di  $\sigma_z$ . L'aumento della tensioni fuori piano  $\sigma_z$  per il mantenimento della condizione di deformazione piana permette un aumento maggiore di

$\sigma_y$  nei modelli bidimensionali rispetto a quelli tridimensionali in cui  $\sigma_z$  si mantiene costante e pari al peso del terreno.

Ciò comporta una più rapida diffusione delle zone plastiche nel corpo di frana del modello tridimensionale, con la formazione di meccanismi plastici per valori dello spostamento imposto  $u_{y,imp}/D$  minori rispetto a quelli osservati per i modelli bidimensionali. Con riferimento alla Figura 5.3a, relativa al caso di un interasse  $i$  tra i pali pari a  $3D$ , per  $u_{y,imp}/D$  pari a 0.1 il terreno a monte dei pali è già completamente plasticizzato mentre, per lo stesso valore di spostamento del corpo di frana, è ridotta la diffusione delle zone plasticizzate osservata in Figura 4.4 nel caso di modello piano.

Dall'analisi della diffusione delle zone plastiche è possibile osservare che in modelli tridimensionali la rimozione della condizione di deformazione piana fa sì che per interassi ridotti il meccanismo plastico prevalente non sia più quello di scorrimento del terreno attraverso la fila in condizioni di flusso plastico. La forte interazione tra i pali per effetto arco, già testimoniata nel modello piano dal marcato aumento delle tensioni fuori piano necessario a far scorrere il terreno tra i pali, conferisce continuità all'intervento con la formazione di un meccanismo di scorrimento a monte della fila riconoscibile dalla presenza di bande continue di zone plastiche attive, campite in verde chiaro (*shear-n shear-p*), inclinate in direzione dello spostamento del corpo di frana.

Per valutare con maggior dettaglio gli effetti dell'interazione tra la coltre in movimento e la fila di pali sulla capacità di mitigazione dell'intervento, in Figura 5.4 sono riportate le isolinee di spostamento  $u/u_{y,imp}$  calcolate in corrispondenza della mezzeria tra i pali, per 2 valori dello spostamento imposto  $u_{y,imp}/D$ . Si considerano entrambi le componenti di spostamento, quella orizzontale  $u_y$ , positiva se diretta verso la fila di pali, e quella verticale  $u_z$ , positiva se verso l'alto.

L'effetto di confinamento degli spostamenti del corpo di frana a monte della fila di pali a interasse ridotto ( $i/D = 3$ ) è riconoscibile dell'addensamento delle isolinee dello spostamento orizzontale, con valori di  $u_y/u_{y,imp}$  che si riducono rapidamente procedendo verso la fila di pali, raggiungendo, in corrispondenza dell'intervento, un valore pari a 0.1.

Parallelamente si osserva la comparsa di componenti positive dello spostamento verticale che aumentano con  $u_{y,imp}/D$ , testimoniando la formazione di un meccanismo di scorrimento verso l'alto. In particolare, i valori di  $u_z$  calcolati sono massimi in corrispondenza del bordo di monte del modello, dove è applicato lo spostamento imposto

al corpo di frana, e si riducono procedendo verso la fila di pali.

La combinazione delle componenti di spostamento orizzontale e verticale calcolate produce una deformazione del corpo di frana a monte della fila come quella riportata in basso a destra in Figura 5.4. In particolare, per il caso di  $u_{y,imp}/D = 0.25$ , la deformata della griglia è riportata con un fattore di amplificazione pari a 10. Si osserva che l'azione di confinamento continuo creata dall'intervento fa sì gli effetti dell'interazione tra il corpo di frana e la fila siano sostanzialmente uniformi sull'interasse e i valori di riduzione dello spostamento, qui riportati con riferimento al piano di mezzeria, siano estendibili a tutta la zona a monte della fila.

Per un diretto confronto tra i risultati ottenuti dalle analisi bidimensionali e tridimensionali, in Figura 5.6a sono riportate le isolinee degli spostamenti orizzontali  $u_y$  calcolate a una profondità di 3 m dal piano campagna, coerentemente con il piano di riferimento scelto per le analisi piane. Riprendendo le isolinee relative al modello bidimensionale riportate in Figura 4.3b e confrontando i risultati a parità di spostamento imposto ( $u_{y,imp}/D = 0.1, 0.25$ ), appare subito evidente la differenza previsionale dei due modelli, quello piano che forza il terreno a passare attraverso la fila e quello tridimensionale in cui i pali interagiscono a formare una barriera continua confinando gli spostamenti a monte dell'intervento, con la comparsa di componenti dello spostamento verticale non trascurabili. Il modello piano risulta quindi sottostimare la capacità di una fila di pali posti a interasse ridotto di proteggere la zona a valle dell'intervento dall'avanzamento del corpo di frana, in maniera tanto più marcata quanto maggiore è lo spostamento del terreno e quindi con la prevalenza del comportamento plastico su quello elastico. Mentre superiore al 90% è la riduzione degli spostamenti calcolata nel modello tridimensionale a valle della fila per entrambi i valori dello spostamento imposto considerati, nel modello piano la riduzione degli spostamenti a valle rispetto a quelli applicati è superiore al 75% per  $u_{y,imp}/D = 0.1$ , mentre si riduce al 55% per  $u_{y,imp}/D = 0.25$ . Si sottolinea, inoltre, che mentre nei modelli bidimensionali la riduzione degli spostamenti calcolata a valle della fila risulta funzione del piano di riferimento, nei modelli tridimensionali questa risulta costante sullo spessore della coltre.

Si considera quindi un valore dell'interasse tra i pali pari al doppio di quello finora analizzato e quindi corrispondente a un rapporto  $i/D$  pari a 6; i risultati relativi a tale modello sono raccolti in Figura 5.3b, Figura 5.5 e Figura 5.6b con riferimento alle stesse

grandezze osservate per  $i/D = 3$ .

In Figura 5.5a sono riportate le isolinee di spostamento  $u_y$  normalizzato rispetto a quello imposto a monte del modello  $u_{y,imp}$  calcolate in corrispondenza del piano di mezzeria: per valori ridotti dello spostamento applicato al modello ( $u_{y,imp}/D = 0.1$ ) si osserva una sostanziale regolarità della riduzione degli spostamenti sullo spessore della coltre con incrementi di  $u_y$  in prossimità del piano campagna in corrispondenza dell'attraversamento della fila di pali. Meno regolari sono le isolinee calcolate per  $u_{y,imp}/D = 0.25$  e comunque associate a un effetto di mitigazione modesto. In generale, la diffusione delle zone plastiche a monte della fila (Figura 5.3b) porta a una sua graduale perdita di capacità di mitigazione, poiché minore è l'incremento di azioni trasferito ai pali a parità di aumento dello spostamento imposto, con un aumento della percentuale di spostamento calcolata a valle rispetto a quello imposto. Si osserva che la completa mobilitazione della resistenza del terreno non avviene contemporaneamente su tutto lo spessore del corpo di frana, ma si estende progressivamente dal piano campagna, dove lo stato tensionale è più basso, verso la superficie di scorrimento.

In entrambi i casi, a valle dell'intervento, la riduzione di  $u_y$  torna ad essere uniforme sullo spessore a partire da una distanza di circa 6 diametri dall'asse della fila. Lo scorrimento del terreno attraverso la fila è accompagnato da un più lento sviluppo delle zone plastiche nel terreno (Figura 5.3) rispetto a quanto osservato per  $i/D = 3$  e da una loro maggiore diffusione nella zona a valle della fila di pali. Inoltre, all'azione di trascinarsi esercitata dal terreno che attraversa la fila su quello posto a valle dei pali è dovuta la comparsa di zone che plasticizzano per trazione, campite in rosa, assenti nel caso di interassi ridotti.

Per gli stessi valori dello spostamento imposto,  $u_{y,imp}/D$  pari a 0.1 e 0.25, in Figura 5.5b sono riportati i profili normalizzati di  $u_z$  calcolati al piano campagna sia in corrispondenza della sezione di mezzeria che dell'asse del palo. Mentre gli spostamenti verticali calcolati per  $i/D = 3$  a monte della fila risultano uniformi sull'interasse e raggiungono valori che superano il 50% dello spostamento applicato, all'aumentare dell'interasse il terreno scorre attraverso la fila in condizioni prossime a quelle di deformazioni piana, coerentemente con le attese, con valori di  $u_z/u_{y,imp}$  compresi tra 0.1 e 0.15 in corrispondenza del piano di mezzeria e marcati effetti locali caratterizzati da un innalzamento del terreno in corrispondenza del contorno di monte del palo e quindi da un abbassamento immediatamente a valle, con valori di  $u_z/u_{y,imp}$  pari a  $\pm 0.6$ .



Confrontando le isolinee di spostamento orizzontale calcolate per il modello tridimensionale in corrispondenza del piano posto a  $z_{rif} = 3$  m (Figura 5.6) con quelle ottenute dalle analisi bidimensionali (Figura 4.11), si osserva una loro sostanziale confrontabilità per bassi valori dello spostamento del corpo di frana, mentre maggiore è la differenza tra le due soluzioni per  $u_{y,imp}/D = 0.25$ : infatti, mentre nel modello piano al raggiungimento delle condizioni di flusso plastico si osserva un locale aumento dello spostamento del terreno in corrispondenza dell'attraversamento della fila, seppur meno marcato rispetto al caso di interassi ridotti poiché minore è l'effetto del restringimento della sezione, nel modello tridimensionali, meno confinato, il terreno semplicemente oltrepassa la fila subendo una modesta riduzione dell'ampiezza di spostamento, sia a monte che a valle dell'intervento.

Quanto descritto finora è riassunto brevemente in Figura 5.7, dove la capacità di mitigazione di file di pali caratterizzate da un rapporto  $i/D$  pari a 3 e 6 è sinteticamente espressa in termini di percentuale di spostamento  $u_{y,valle}$ , calcolato in corrispondenza del contorno di valle del modello a  $z_{rif} = 3$  m e in corrispondenza del punto di mezzeria, rispetto a quello imposto  $u_{y,imp}$  a monte della fila e valutandone l'evoluzione con esso.

Per  $i/D = 3$  la rapida plasticizzazione del terreno con la formazione di un effetto di confinamento continuo del terreno a monte dei pali rende trascurabili gli spostamenti calcolati a valle della fila al variare di  $u_{y,imp}$ , offrendo, pertanto, una conveniente protezione della zona di valle dall'avanzamento del corpo di frana. Al contrario, per  $i/D = 6$  lo spostamento calcolato a valle della fila aumenta progressivamente con lo spostamento imposto: in particolare, si osserva una rapida perdita iniziale della capacità di mitigazione dell'intervento, con valori di  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  che passano da 0.3 per  $u_{y,imp}/D = 0.025$  a una percentuale di riduzione dello spostamento imposto di circa il 40% a partire da  $u_{y,imp}/D$  pari a 0.1, per poi stabilizzarsi attorno a tale valore.

Mentre con la linea continua sono riportati i risultati di analisi tridimensionali, con la linea tratteggiata sono riportati a confronto quelli relativi alle analisi bidimensionali. In generale, i modelli bidimensionali risultano sottostimare la capacità di mitigazione di una fila di pali. Particolarmente marcata è la differenza tra la soluzione ottenuta per interassi ridotti già per bassi valori dello spostamento del corpo di frana, mentre minore è quella osservata per  $i/D = 6$  e in generale al tendere verso una condizione di palo singolo. Considerando i valori di  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  calcolati al raggiungimento delle condizioni di flusso

plastico, il passaggio da un modello bidimensionale a uno tridimensionali si associa a un aumento del 70% della capacità di mitigazione della fila per  $i/D = 3$ , del 37% per  $i/D = 5$  mentre è appena pari al 5% per  $i/D = 7$ .

Inoltre, risulta importante sottolineare che, mentre i modelli tridimensionali sono comunque caratterizzati dal raggiungimento di una condizione stabile, il raggiungimento della condizione di flusso plastico in condizioni di deformazione piana dà luogo a un meccanismo fragile, comportando la rapida perdita di efficienza del sistema. Riprendendo, quindi, i risultati ottenuti dalle analisi piane al variare del modulo di Young  $E$  del corpo di frana, in cui l'aumento della rigidità della coltre è caratterizzato da una sfavorevole rapida perdita della capacità di mitigazione della fila, essa si associa, in un modello tridimensionale, ad un più rapido raggiungimento dell'attivazione del meccanismo plastico e quindi al più rapido raggiungimento della condizione stazionaria. Pertanto, nei modelli tridimensionali la più rapida mobilitazione della resistenza del terreno rappresenta un vantaggio non solo in termini di sviluppo dell'azione stabilizzante, in accordo con i modelli bidimensionali, ma anche in termini di capacità di mitigazione dell'intervento per il più rapido sviluppo degli effetti gruppo, contrariamente a quanto osservato nei modelli piani.

Il progressivo passaggio da una condizione per cui il comportamento della fila di pali stabilizzanti può essere sostanzialmente assimilato a quello di una barriera continua ( $i/D = 3$ ) a una in cui prevale un comportamento di tipo palo singolo per effetto di una graduale perdita degli effetti gruppo è stato studiato ripetendo le stesse analisi per tutto l'intervallo d'interassi compreso tra  $3D$  e  $7D$ .

Una prima stima della riduzione della capacità di mitigazione della fila di pali con l'aumento del rapporto  $i/D$  è riportata in Figura 5.8a e Figura 5.8b con riferimento alla variazione degli spostamenti calcolati a valle della fila, in corrispondenza del punto di mezzeria del contorno inferiore del modello. In particolare, alla variazione del rapporto  $u_{y, valle}/u_{y, imp}$  in funzione dell'aumento dello spostamento imposto  $u_{y, imp}/D$  riportata in Figura 5.8a è affiancata la variazione del valore assoluto di  $u_{y, valle}$  per alcuni valori dello spostamento imposto e per i cinque valori di  $i/D$  considerati.

Nel caso di elementi fissi, la capacità dei pali di interagire a formare una barriera si osserva fino a un rapporto  $i/D$  pari a 5, come indicato dalla variazione dell'andamento della curva che descrive l'evoluzione del rapporto  $u_{y, valle}/u_{y, imp}$  con l'aumento di  $u_{y, imp}$ . In

particolare, all'aumentare dell'interasse aumenta lo spostamento necessario ad ottenere una plasticizzazione diffusa del terreno a monte della fila, scontando a valle spostamenti maggiori prima della completa formazione dell'effetto barriera, al raggiungimento della quale non si hanno ulteriori incrementi di  $u_{y, valle}$  e la sua percentuale rispetto a  $u_{y, imp}$  inizia a ridursi. La riduzione dello spostamento imposto al corpo di frana calcolata a valle dell'intervento per  $i/D$  compreso tra 3 e 5 è comunque superiore al 50%.

Per valori di  $i/D$  pari a 6 e 7 lo spostamento calcolato a valle della fila aumenta progressivamente con lo spostamento imposto, determinando una modesta efficacia dell'intervento per  $i/D = 6$ , stabilizzandosi su un valore degli spostamenti a valle pari al 60% di quelli imposti, mentre bassa è l'efficienza per  $i/D = 7$  con riduzioni dello spostamento imposto inferiori al 20%; si può quindi considerare ragionevolmente raggiunta la condizione di palo singolo.

Per una valutazione degli effetti dell'interazione tra la coltre in movimento e la fila di pali sia a monte che a valle dell'intervento, in Figura 5.9 sono ancora una volta rappresentate le isolinee di spostamento  $u_y$  calcolate nel piano contenente la sezione dei pali, come già proposto in Figura 5.6 per i soli casi di  $i/D = 3$  e  $i/D = 6$  e qui estesa a tutti i valori  $i/D$  considerati. In particolare, si fa riferimento a un unico valore dello spostamento imposto  $u_{y, imp}$ , scelto pari a  $0.25D$ , per il quale, in base a quanto osservabile in Figura 5.8, si può considerare ormai completata la formazione dei diversi meccanismi plastici per tutti i casi considerati. Si sottolinea che in questo caso la rappresentazione sfrutta la simmetria della soluzione rispetto al piano di mezzeria. In Figura 5.10, per lo stesso valore dello spostamento imposto, è invece riportata la variazione degli spostamenti verticali  $u_z$ , in corrispondenza del piano campagna e di  $z_{rif} = 3$  m.

A partire dal caso di interassi ridotti ( $i/D = 3$ ), per i quali la forte interazione tra i pali con la creazione di un confinamento continuo del terreno a monte della fila rende la variazione dello spostamento omogenea sull'interasse e si lega alla comparsa di componenti dello spostamento verticale non trascurabili, con valori di  $u_z$  che in corrispondenza del piano campagna possono raggiungere anche l'80% di  $u_{y, imp}$ , all'aumentare di  $i/D$  si osserva una progressiva localizzazione della riduzione degli spostamenti attorno al palo. Parallelamente, allo scorrimento del terreno attraverso la fila si associa la riduzione della componente di spostamento verticale, che in corrispondenza del piano campagna risulta comunque inferiore al 50% di  $u_{y, imp}$  per  $i/D = 5$  e circa pari ad

appena il 5% in condizioni di palo singolo ( $i/D = 7$ ).

In altre parole, come osservato anche da Galli e di Prisco (2017), nel passaggio dallo schema di intervento continuo a quello di palo singolo, il piano di rottura passa progressivamente dall'essere quello longitudinale, con la formazione di un meccanismo di scorrimento a monte della fila, a quello contenente la sezione dei pali, con lo scorrimento del terreno attorno ad essi.

In funzione dell'incremento di spostamento imposto al modello è possibile analizzare i risultati non solo in termini di evoluzione della capacità di mitigazione della fila ma anche di azioni trasmesse ai pali e da queste ricavare informazioni in termini di effetti di stabilizzazione. Si ricorda che nel caso di pali fissi il taglio  $T_{sds}$  agente nel palo in corrispondenza della superficie di scorrimento è ottenuto come differenza degli integrali delle tensioni  $\sigma_y$ , agenti in direzione dei pali e calcolate a monte e a valle della fila, e che l'azione stabilizzante della fila è pari al rapporto  $T_{sds}/i$ , con  $i$  pari all'interasse tra i pali. Si sottolinea che, non essendoci ambiguità sul valore del taglio da dover considerare per la definizione dell'azione stabilizzante, il pedice sds risulta ridondante e si omette in favore di una maggiore semplicità di notazione.

In Figura 5.11a, per i 5 valori di  $i/D$  considerati, è diagrammata l'evoluzione dell'azione stabilizzante  $T/i$  con lo spostamento imposto. Si osserva che, coerentemente con la forte condizione di vincolo allo spostamento del terreno esercitata da una fila di pali fissi, il sistema manifesta una risposta rigida, con valori dell'azione stabilizzante che crescono rapidamente con gli spostamenti applicati al corpo di frana, con gradienti via via decrescenti fino al raggiungimento di un valore ultimo attinto in corrispondenza del raggiungimento della completa plasticizzazione del terreno che interagisce con il palo. In particolare, minore è l'interasse tra i pali più rapida è la crescita di  $T/i$ , che per  $i/D \leq 5$  raggiunge il suo valore massimo per  $u_{y,imp}/D < 0.1$  in ragione di una più rapida diffusione delle zone plastiche del terreno, mentre più lenta è quella osservata al tendere verso la condizione di palo singolo ( $i/D = 7$ ). Tuttavia, il valore massimo dell'azione stabilizzante raggiunto per i diversi valori del rapporto  $i/D$  considerati è circa costante, compreso tra i 500 kN/m e i 550 kN/m, con differenze massime inferiori al 10% e circa pari all'8%. I valori dell'azione stabilizzante calcolati sono relativi al raggiungimento della resistenza del terreno, ma le azioni massime potrebbero in realtà corrispondere a valori più bassi calcolati al raggiungimento della resistenza dell'elemento strutturale, qui ancora non

considerata. Si sottolinea che a interassi ridotti non solo si associa una maggiore azione stabilizzante, ma questa è ottenuta, come già noto in letteratura, per valori minori delle azioni sul singolo palo.

Si consideri la Figura 5.12, in cui, per valori di  $i/D$  compresi tra 3 e 7 e per un dato valore dello spostamento imposto al corpo di frana, è rappresentata la rotazione delle tensioni principali massima e minima, entrambe contenute nel piano della sezione dei pali. In particolare, oltre alla tipica rotazione per effetto arco, è possibile osservare come all'aumentare dell'interasse tra i pali aumenti la diffusione dell'area d'influenza di ciascun elemento. La formazione dell'effetto barriera, ovvero di una forte interazione tra i pali che compongono la fila, è data proprio dalla sovrapposizione delle aree d'influenza dei singoli pali tale da conferire continuità all'intervento. Pertanto, sebbene in condizioni di palo fisso la capacità di stabilizzazione della fila di pali risulti sostanzialmente indipendente da  $i/D$ , marcatamente diversa, come visto, è la loro capacità di mitigazione.

L'obiettivo è comunque quello di garantire un conveniente equilibrio tra effetto di mitigazione, azioni sui pali e il loro numero: come evidenziato più avanti, tale equilibrio non dipende solo dall'interasse tra i pali, ma da tutti i parametri che intervengono nel trasferimento della spinta dal terreno in frana alla fila di pali.

In Figura 5.11b i valori massimi dell'azione stabilizzante ottenuti dalle analisi tridimensionali con pali fissi per i diversi valori di  $i/D$  sono messi a confronto con quelli ottenuti dalle analisi piane e quindi con quelli calcolati applicando la soluzione ottenuta tramite le relazioni analitiche ricavate, nell'ambito di un'analisi in condizioni di equilibrio limite descritta nel Capitolo 2, da Ito e Matsui (1975). È possibile osservare che l'imposizione della condizione di deformazione piana non solo sottostima, come già visto, l'efficienza della fila di pali in termini di riduzione degli spostamenti, ma l'aumento della tensione fuori piano necessario a produrre lo scorrimento del terreno tra i pali produce un forte aumento dell'azione trasferita ai pali, mentre nel modello tridimensionale il fatto che  $\sigma_z$  rimanga costante e pari alla tensione litostatica iniziale limita l'aumento di  $\sigma_y$ . Per  $i/D = 3$  l'azione trasferita ai pali calcolata dalle analisi bidimensionali è pari a circa 5 volte quella ottenuta dalle analisi tridimensionali, e diminuisce rapidamente all'aumentare di  $i/D$  fino a raggiungere un valore del rapporto  $T_{2D}/T_{3D}$  pari a 1.5 per  $i/D = 7$ , coerentemente con la riduzione dell'aumento delle tensioni fuori piano necessario a far scorrere il terreno tra i pali.

Confrontando i risultati ottenuti dalle analisi d'interazione con i valori delle azioni calcolati con la soluzione di Ito e Matsui (1975), poiché l'unico meccanismo plastico che gli Autori considerano è quello di uno scorrimento del terreno tra i pali indipendentemente dal loro interasse, l'andamento di  $T/i$  con  $i/D$  riprende quello ottenuto dalle analisi piane, ma il poter imporre analiticamente la tensioni fuori piano pari a quella dovuta al peso del terreno avvicina i risultati a quelli ottenuti dalle analisi tridimensionali. In particolare, coerentemente con quanto osservato già da altri Autori (e.g.: Lirer, 2002; Muraro *et al.*, 2015) la soluzione di Ito e Matsui (1975) risulta sovrastimare l'azione trasmessa ai pali nel caso di interassi ridotti, mentre risulta cautelativa per valori maggiori dell'interasse, con riduzioni comprese, nel caso in esame, tra il 26% e il 66% passando da  $i/D = 4$  a  $i/D = 7$ . La differenza nei valori del taglio calcolato per elevati valori dell'interasse che permane nel confronto tra risultati bi- e tri-dimensionali può essere in parte attribuita a fenomeni locali di scorrimento verso alto del terreno attorno ai pali.

Un modo per poter rapidamente valutare l'efficacia dell'interazione tra il corpo di frana e il sistema di pali è quello di confrontare l'azione trasmessa ai pali nel caso di terreno assimilato a un mezzo elastico e quindi elastoplastico. Si faccia riferimento alla Figura 5.13 in cui sono riportate le curve  $T - u_{y,imp}/D$  relative a due valori dell'interasse,  $i/D$  pari a 3 e 6, sia nel caso di terreno assimilato a un mezzo elastico che nel caso di mezzo elastoplastico: si sottolinea che  $T$  indica ancora l'integrale sullo spessore instabile delle azioni sul palo. Poiché nel mezzo elastico la resistenza del terreno non pone un limite alla trasmissione delle tensioni ai pali per effetto arco,  $T$  aumenta linearmente con lo spostamento imposto, con valori maggiori all'aumentare dell'interasse tra i pali. La zona campita evidenzia quindi il progressivo discostarsi della soluzione elastoplastica da quella elastica per effetto della diffusione delle zone plastiche, più marcata quanto maggiore è l'interasse tra i pali. In Tabella 5.1, per tutti i valori del rapporto  $i/D$  considerati, è quindi raccolta sinteticamente la differenza tra il valore massimo del taglio  $T$  calcolato assimilando il terreno a un mezzo elastoplastico e quello calcolato, in corrispondenza dello stesso valore di spostamento, nel caso elastico.

L'aumento della differenza tra gli sforzi di taglio calcolati con quello del rapporto  $i/D$  indica il progressivo raggiungimento di una condizione di palo singolo per effetto della riduzione della capacità di due pali di interagire per effetto arco. L'aumento della distanza

tra i pali richiede infatti il trasferimento di azioni sempre più elevate per sostenere l'ampia porzione di terreno tra essi compresa, la quale può non essere compatibile con la soglia di resistenza del materiale.

In conclusione, anche se i modelli piani possono essere utilizzati per una valutazione speditiva della bontà dell'interazione tra i pali della fila sfruttando la dualità tra spostamenti verticali e tensioni fuori piano, i modelli tridimensionali a pali fissi permettono di descrivere con maggior dettaglio gli effetti dell'interazione tra il corpo di frana e la fila, sia nel caso di valori ridotti nell'interasse tra i pali che in condizioni di palo singolo, massimizzandone gli effetti. In particolare, per interasse ridotti ( $i/D \leq 5$ ) è stata osservata la capacità dei pali di interagire in modo da creare un effetto di confinamento continuo del terreno a monte dell'intervento, contenendo così l'avanzamento della coltre in frana con una soddisfacente protezione della zona a valle ma scontando spostamenti verticali non trascurabili nella zona di monte.

Il confronto dei risultati ottenuti dalle due modellazioni evidenzia come l'imposizione della condizione di deformazione piana comporti sia una sottostima della capacità di mitigazione dell'intervento che una sovrastima delle azioni trasmesse ai pali in corrispondenza del piano di riferimento, con differenze tanto più marcate quanto minore è il rapporto  $i/D$  considerato. Infatti, l'utilizzo di modelli piani risulta tanto più corretto quanto più la deformazione del terreno si concentra nel piano del modello, condizione che si verifica per elevati valori dell'interasse tra i pali, comunque poco interessanti da un punto di vista applicativo. Infatti, la perdita di effetti gruppo e una risposta del tipo palo singolo si associa a effetti di mitigazione trascurabili.

I modelli a pali fissi, pur convenienti per il confronto con i modelli piani, rappresentano ancora un modello semplificato per l'analisi d'interazione pali terreno, poiché il palo è descritto semplicemente come un contorno fisso e la sua reazione non dipende né dalle sue proprietà flessionali né dalle caratteristiche del tratto infisso, intese come profondità di infissione del palo e caratteristiche meccaniche del substrato stabile. Pertanto, tale modellazione massimizza sia gli effetti di mitigazione che di stabilizzazione della fila, mentre modelli con pali non vincolati restituiscono la reale efficacia dell'intervento, in funzione della reazione che essi riescono a opporre alla spinta proveniente del corpo di frana.

### 5.3 Fila indefinita di pali non vincolati

L'efficacia di file di pali nella riduzione degli spostamenti di un corpo di frana dipende principalmente dalla formazione dell'effetto arco che regola il trasferimento di tensioni dal terreno ai pali, migliorando la stabilità globale del pendio e conferendo continuità all'intervento. File di pali a interasse ridotto sono infatti in grado di esercitare un'azione di confinamento continuo sul terreno instabile a monte della fila, proteggendo dagli spostamenti del versante la zona posta a valle.

Poiché alla base del trasferimento delle tensioni per effetto arco vi è la creazione di una discontinuità nel campo di spostamenti della coltre, l'efficacia dell'intervento, a parità di diametro dei pali e interasse tra di essi e di caratteristiche meccaniche della massa instabile, è strettamente legata allo spostamento stesso del palo sotto la spinta del terreno in movimento, funzione delle caratteristiche del tratto infisso, sia in termini di profondità d'infissione del palo che di caratteristiche meccaniche del substrato stabile. Da essi infatti dipende il profilo degli spostamenti del palo e da questo quello delle sollecitazioni di taglio e momento flettente lungo il suo asse.

Gli effetti del passaggio dalla condizione di pali fissi a quella di pali non vincolati, al variare del rapporto  $i/D$ , sia in termini di riduzione degli spostamenti a monte e a valle della fila che di sviluppo dell'azione stabilizzante sono analizzati dapprima facendo riferimento al caso specifico riportato schematicamente in Figura 5.14a: si considera una rigidezza del substrato stabile  $E_2$  pari al doppio della rigidezza  $E_1$  della coltre, in base alla quale si può ragionevolmente imporre una profondità d'infissione dei pali nel substrato stabile  $L_2$  pari all'altezza  $H$  del corpo di frana (e.g.: Poulos, 1999; Kourkoulis *et al.*, 2011). Inoltre, i due strati hanno lo stesso angolo di resistenza al taglio  $\varphi' = 28^\circ$  e mentre la coesione del corpo di frana è trascurabile ( $c' = 2$  kPa) si attribuisce allo strato stabile un valore di  $c' = 20$  kPa. I pali, dal diametro  $D = 1$  m, sono elastici e quindi dotati di una certa rigidezza flessionale  $EI$ , definita a partire da un modulo elastico del calcestruzzo pari a 30 GPa. Si considera, in questa fase, la sola condizione di un'interfaccia scabra al contatto tra i pali e il terreno.

Tutti i vincoli cinematici posti al contorno del palo per l'analisi in condizioni di palo fisso sono rimossi e pertanto, come mostrato in Figura 5.14b e Figura 5.14c relativamente al caso di palo singolo, precedentemente individuato in corrispondenza di un rapporto  $i/D$  pari a 7, il palo è libero di spostarsi sotto l'azione del terreno, ruotando fino a



raggiungere una nuova configurazione di equilibrio delle tensioni lungo il suo contorno con lo sviluppo di reazione nel terreno di base.

La distribuzione delle azioni lungo il palo è riconducibile al meccanismo d'interazione di tipo B, condizione di palo intermedio (*intermediate mode* - Muraro *et al.*, 2014), in cui il palo ruota mobilitando la resistenza del terreno lungo tutta la sua lunghezza. L'entità delle azioni e la loro distribuzione lungo la lunghezza del palo sono funzione della variazione dello spostamento relativo palo-terreno, evidenziato in Figura 5.14b dalla zona campita per due valori successivi di spostamento imposto  $u_{y,imp}/D$  pari a 0.25 e 0.5. Lo spostamento relativo palo – terreno è legato all'azione di vincolo esercitata dal tratto infisso allo spostamento del palo soggetto alla spinta del corpo di frana e quindi alla rigidità del palo. In particolare, dai profili di spostamento è possibile osservare che il palo ruota attorno a un punto posto nel substrato stabile in prossimità della sua base, la cui posizione rimane invariata all'aumentare dello spostamento imposto. In particolare, lo studio della derivata prima del profilo degli spostamenti indica una rotazione circa costante del palo nel tratto a contatto con il corpo di frana e quindi una riduzione dell'angolo di rotazione a partire dalla profondità della superficie di scorrimento fino a raggiungere un nuovo valore costante in prossimità della base. Con l'aumento dello spostamento relativo aumentano le azioni che esercitate dal terreno sul palo per effetto della progressiva mobilitazione della resistenza del terreno in frana e stabile: il profilo delle azioni relativo a una condizione di completa mobilitazione della resistenza del terreno che interagisce con il palo è ben racchiuso all'interno della distribuzione limite calcolata utilizzando la teoria di Broms (1974) per palo singolo caricato orizzontalmente, con riferimento a un valore della spinta passiva definito utilizzando la formula di Lancellotta. Si osserva che all'aumentare dello spostamento del terreno, la reazione della zona di valle appena al di sotto del piano campagna tende ad annullarsi, per effetto dello scorrimento del terreno.

La diffusione delle zone plastiche dovuta all'interazione tra il corpo di frana e una fila di pali non vincolati è presentata in Figura 5.15: i risultati riportati in Figura 5.15a e in Figura 5.15c, per facilità di confronto, sono relativi agli stessi valori dell'interasse ( $i/D = 3, 6$ ) e dello spostamento ( $u_{y,imp}/D = 0.1, 0.25$ ) considerati nel caso di pali fissi (Figura 5.3). In Figura 5.15b e Figura 5.15d sono riportati i risultati relativi a uno spostamento imposto  $u_{y,imp}$  pari a  $0.5D$ . Si sottolinea che in Figura 5.15b la formazione del meccanismo plastico

è messa in evidenza aumentando di 4 volte gli spostamenti dei nodi della griglia, il che corrisponde in FLAC a un *deformation factor* pari a 5, mentre negli altri casi si considera una griglia indeformata.

Allo spostamento del palo si associa, in entrambi i casi, una più lenta diffusione delle zone plastiche con lo spostamento imposto  $u_{y,imp}$  rispetto al caso di palo fisso. Mentre nel caso di pali fissi, per entrambi i valori dell'interasse considerati, già per  $u_{y,imp}/D = 0.1$  si osserva un'ampia diffusione delle zone plastiche a monte della fila e il raggiungimento di una completa plasticizzazione per  $u_{y,imp}/D = 0.25$ , nel caso di pali non vincolati per  $i/D = 6$  si osserva comunque una diffusione limitata delle zone plastiche, più marcata invece per  $i/D = 3$  a partire da  $u_{y,imp}/D = 0.25$ . In generale, è quindi necessario scontare maggiori spostamenti della coltre per poter arrivare alla completa formazione di un meccanismo plastico: in Figura 5.15b, per  $u_{y,imp}/D = 0.5$ , la linea continua di zone plastiche attive inclinate verso valle indica ancora la formazione del meccanismo di scorrimento a monte della fila nel caso di pali a interasse ridotto ( $i/D = 3$ ), mentre in Figura 5.15d è possibile osservare che la rotazione del palo, con spostamenti della testa che eccedono quelli del terreno, produce, a differenza di quanto osservato nel caso di palo fisso, una diffusa plasticizzazione per scarico del terreno immediatamente a monte.

La reazione alla spinta trasmessa al palo dal corpo di frana è data dalla progressiva diffusione delle zone plastiche nel substrato stabile. In questo caso, la diffusione delle zone plastiche coinvolge tutta la lunghezza del tratto infisso, con una maggiore estensione nella zona a valle del palo al di sotto della banda di taglio e a monte del piede, coerentemente con una tendenza verso una condizione di equilibrio limite passivo.

Per quanto finora osservato, rispetto al caso di palo fisso, allo spostamento del palo si associa la più lenta diffusione delle zone plastiche, indice di un più lento trasferimento delle azioni dal corpo di frana ai pali, comportando, a parità di spostamento imposto, una conseguente riduzione della capacità di mitigazione e di stabilizzazione della fila. Pertanto, mentre nel caso di pali fissi un campo di spostamenti  $u_{y,imp}/D \leq 0.5$  risulta sufficiente a osservare la formazione dei diversi meccanismi plastici, nel caso di pali non vincolati è necessario considerare un campo di spostamenti più ampio, ma che mantenga comunque una certa significatività in campo applicativo. Si ricorda che in queste analisi si considera solo il raggiungimento della resistenza del terreno, mentre il palo è un elemento elastico: in condizioni reali, la rottura del palo rappresenta un limite agli spostamenti del corpo di

frana effettivamente sopportabili dall'intervento.

In Figura 5.16, per tutti i rapporti di  $i/D$  considerati e per un intervallo di spostamenti imposti  $u_{y,imp}$  esteso fino al valore di  $0.75D$ , la capacità di mitigazione delle diverse file è sinteticamente analizzata con riferimento allo spostamento  $u_{y,valle}$  calcolato a valle dell'intervento: in analogia alla rappresentazione proposta per il caso di pali fissi, è rappresentata sia la riduzione percentuale di  $u_{y,valle}$  rispetto a  $u_{y,imp}$  (Figura 5.16a), sia il valore di  $u_{y,valle}$ , normalizzato rispetto al diametro  $D$ , riportandone i valori in funzione dell'interasse tra i pali e al variare dello spostamento imposto (Figura 5.16b).

Il passaggio dal caso ideale di palo fisso a quello reale di palo non vincolato, comporta, indipendentemente da  $i/D$ , un aumento degli spostamenti calcolati a valle della fila, con riduzioni dello spostamento generalmente inferiori al 50% degli spostamenti applicati per interassi tra i pali  $i > 3D$ . Per  $i/D = 3$ , mentre la forte condizione di vincolo prima imposta ai pali comportava la formazione di forti effetti gruppo fin da bassi valori dello spostamento, pali non vincolati, pur scontando un certo spostamento e quindi consentendo un maggior scorrimento del terreno attraverso la fila, riescono comunque a interagire formando una barriera, ancora una volta individuata dall'inversione di tendenza della curva  $u_{y,valle}/u_{y,imp} - u_{y,imp}/D$  con cui la percentuale di spostamento calcolata a valle della fila varia con lo spostamento imposto, con effetti significativi a partire da  $u_{y,imp}/D = 0.25$ , valore di spostamento a partire dal quale in Figura 5.16b non si osservano ulteriori aumenti di  $u_{y,valle}$ . Le isolinee di spostamento orizzontale riportate in Figura 5.17 mostrano un addensamento a monte dell'asse della fila di pali del tutto simile a quello osservato nel caso di pali fissi e tipico della formazione di un effetto di confinamento del terreno in frana.

Lenta e caratterizzata da gradienti molto più bassi rispetto a quelli osservati nel caso di pali fissi è la formazione dell'effetto barriera per  $i/D = 4$ , con una riduzione dello spostamento a valle che passa dal 20% al 30% nell'intervallo di  $u_{y,imp}/D$  compreso tra 0.25 e 0.6, valore in corrispondenza del quale gli effetti di mitigazione iniziano ad essere più significativi: riduzioni dello spostamento applicato maggiori del 40% sono calcolate a partire da  $u_{y,imp}/D = 0.75$  e aumentano superando il 50% a partire da  $u_{y,imp}/D = 0.9$ .

Nel caso  $i/D = 5$ , mentre nel caso di pali fissi si osserva ancora la formazione di effetti gruppo significativi, non si arriva alla formazione di un confinamento continuo del terreno a monte della fila, con spostamenti a valle che aumentano progressivamente con  $u_{y,imp}$  (Figura 5.16b) con riduzioni minori del 20%, mentre inferiore al 10% è la riduzione degli

spostamenti calcolata in corrispondenza del piano di mezzeria per  $i/D$  pari a 6 e 7.

In generale, la capacità di mitigazione della fila risente maggiormente della condizione di vincolo sui pali per valori di  $i/D \leq 5$ , per i quali la distanza contenuta favorisce la possibilità di creare forti effetti gruppo, mentre sono minori gli effetti del passaggio dalla condizione di palo fisso a non vincolato al tendere verso la condizione di palo singolo, e quindi a una condizione in cui comunque l'intervento non è in grado di opporsi all'avanzamento del corpo di frana. Infatti, mentre per  $i/D \leq 6$  si calcolano riduzioni dell'efficacia dell'intervento nella mitigazione degli spostamenti anche molto superiori al 50% nel passaggio da pali fissi a non vincolati, pari a circa il 10% è quella calcolata per  $i/D = 7$ .

Per  $i/D \geq 4$ , non formandosi significativi effetti barriera, l'aumento dell'ampiezza degli spostamenti verticali  $u_z$  risulta anch'esso meno marcato rispetto a quanto osservato nel caso di pali fissi. I valori dello spostamento verticale calcolato in corrispondenza del contorno di monte alla quota del piano campagna nel caso di palo fisso e non vincolato sono messi a confronto in

Tabella 5.2. Per pali non vincolati i valori di  $u_z$  calcolati risultano in generale minori del 5% dello spostamento orizzontale applicato, mentre per pali fissi superano il 50% di  $u_{y,imp}$  per  $i/D$  pari a 4 e 5 e si riducono a valori inferiori del 20% a partire da  $i/D = 6$ . L'ampiezza degli spostamenti verticali calcolata per  $i/D = 3$  rimane invece significativa anche nel caso di pali non vincolati, raggiungendo il 50% dello spostamento imposto per  $u_{y,imp}/D$  pari a 0.5 e continuando quindi crescere analogamente a quanto osservato nel caso di pali fissi.

Conoscendo gli spostamenti lungo l'asse del palo è possibile ricavare, per derivazioni successive e nota la rigidezza flessionale della sezione, la rotazione della linea d'asse, le sollecitazioni di momento flettente  $M$  e taglio  $T$  lungo tutta la lunghezza del palo e quindi la distribuzione delle azioni trasmessegli dal terreno. A titolo di esempio, i profili di tali grandezze sono riportati in Figura 5.18 con riferimento al caso di  $i/D = 4$ , accompagnati dal profilo di spostamento  $u_y/D$  e da quello delle azioni del terreno, per i quali valgono le stesse osservazioni avanzate nella descrizione della Figura 5.14 per il caso  $i/D = 7$ . Si osserva che nei profili di Figura 5.18 sono stati rappresentati solamente la metà dei punti utilizzati per la derivazione della linea elastica.

In generale è possibile osservare che il modulo delle sollecitazioni di momento  $M$  e

taglio  $T$  calcolati lungo l'asse del palo aumenta con lo spostamento che il terreno imprime al palo, ma la forma dei loro profili rimane sostanzialmente invariata. Gli incrementi delle sollecitazioni con lo spostamento diminuiscono progressivamente all'aumentare del grado di mobilitazione della resistenza nell'intorno del palo, testimoniato dall'avvicinarsi del profilo delle azioni  $q$  a quello delle azioni limite che il terreno può trasferire al palo, calcolate secondo Broms (1974). Al raggiungimento della completa plasticizzazione del terreno che interagisce con il palo, con l'attivazione del meccanismo plastico di scorrimento del terreno a monte della fila, osservato, nel caso in esame, in corrispondenza di un valore di  $u_{y,imp}/D$  circa pari a 0.6, il terreno non trasmette ulteriori azioni ai pali e pertanto non si osservano variazioni significative dell'entità delle sollecitazioni passando da valori dello spostamento imposto pari a  $0.5D$  a valori pari  $0.75D$ .

Il diagramma del momento presenta un massimo molto marcato al di sotto della superficie di scorrimento, dove la curvatura dell'asse del palo è massima, e aumenta con lo spostamento del palo sotto la spinta del terreno non cambiando di quota. È pertanto ragionevole pensare che in corrispondenza di tale punto avvenga la formazione di una cerniera plastica, condizione non esaminata nell'ambito di questa ricerca. Facendo riferimento a Lirer (2002), si può comunque affermare che al raggiungimento della resistenza della sezione del palo il tronco superiore inizierebbe a ruotare solidalmente al moto della coltre del terreno in frana, comportando la riduzione della capacità di mitigazione della fila.

La sollecitazione di taglio cresce lungo il tratto a contatto con il corpo di frana fino a raggiungere un primo massimo in corrispondenza della superficie di scorrimento. Un secondo massimo è raggiunto all'interno del substrato stabile in prossimità della base del palo, in corrispondenza del punto attorno al quale esso ruota. Si sottolinea che la redistribuzione delle tensioni attorno ai pali è marcatamente influenzata, soprattutto nella zona di valle, delle condizioni di vincolo sul palo: mentre la condizione di palo fisso è caratterizzata da un forte aumento delle tensioni a monte e da uno scarico tensionale a valle per effetto del trascinamento esercitato dal terreno che scorre, considerare la deformazione del palo sotto la spinta del terreno comporta, in particolare, un aumento dello stato tensionale nella zona di valle, con una riduzione dell'azione netta sul palo e quindi del valore della sollecitazione di taglio da esso sviluppata in corrispondenza della superficie di scorrimento e quindi dell'azione stabilizzante. Tale condizione è particolarmente significativa per valori ridotti dello spostamento della coltre, tali da essere

confrontabili con quelli del palo, e si riduce all'aumentare dello spostamento relativo palo-terreno, in accordo con quanto osservato da Lirer (2002), tendendo a una distribuzione delle azioni lungo  $L_1$  sostanzialmente approssimabile con una triangolare.

I valori delle sollecitazioni di taglio  $T$  e momento flettente  $M$  ottenuti derivando gli spostamenti della linea d'asse del palo al crescere dello spostamento del corpo di frana e per tutti i valori dell'interasse considerati ( $i/D = 3 \div 7$ ) sono riassunti in Figura 5.19 in termini di azione stabilizzante  $T/i$  e momento massimo  $M$ .

Osservando gli andamenti di  $T/i$  con lo spostamento applicato  $u_{y,imp}/D$  si osserva chiaramente che l'azione stabilizzante sviluppata da pali non vincolati si sviluppa più lentamente rispetto al caso di pali fissi, caratterizzati da una risposta più rigida. Infatti, mentre nel caso di pali fissi l'azione stabilizzante esplicita dai vincoli cinematici posti al contorno del palo si attiva istantaneamente, nel caso di pali non vincolati essa dipende dagli spostamenti scontati dal palo sotto la spinta della coltre. Inoltre, l'azione stabilizzante sviluppata dalla fila mostra una più marcata dipendenza dal valore del rapporto  $i/D$  scelto: con riferimento all'intervallo di spostamenti significativi considerati, all'aumentare dell'interasse diminuisce il gradiente con cui aumenta  $T/i$  con lo spostamento del corpo di frana, tendendo a stabilizzarsi su valori massimi sempre più bassi. In particolare, a parità di  $i/D$ , i valori massimi dell'azione stabilizzante calcolata nelle due ipotesi di condizione di vincolo sul palo sono sostanzialmente confrontabili nel caso di interassi ridotti, coerentemente con il raggiungimento nei due casi della formazione dello stesso meccanismo plastico per  $i/D$  pari a 3 e 4, mentre la differenza aumenta per valori maggiori di  $i/D$ . Il passaggio da una condizione di palo fisso a una di palo non vincolato comporta una riduzione del 10% di  $T/i$  per  $i/D = 5$ , del 20% per  $i/D = 6$  e del 30% per  $i/D = 7$ .

In generale, pali più distanti hanno bisogno di spostamenti maggiori per sviluppare la stessa azione stabilizzante di pali posti a interassi minori. La marcata dipendenza dell'azione stabilizzante sviluppata da file di pali passivi dall'ampiezza degli spostamenti del corpo di frana rappresenta un notevole limite degli approcci a rottura comunemente utilizzati nelle analisi di stabilità dei pendii che, favorevolmente, considerano l'immediata completa mobilitazione della resistenza del terreno che interagisce con il palo. Il raggiungimento di tale condizione può invece essere legato a spostamenti anche molto elevati del corpo di frana e tali da determinare comunque la sostanziale inefficacia dell'intervento.

In Figura 5.20, al variare dell'interasse tra i pali e della loro condizione di vincolo, sono messi a confronto i valori della sola sollecitazione di taglio massima calcolata in corrispondenza della superficie di scorrimento, normalizzati rispetto al valore del taglio  $T_{\text{Broms}}$  calcolato integrando una distribuzione triangolare delle azioni sulla porzione del palo a contatto con il corpo di frana ( $L_1$ ) definita secondo la teoria di Broms (1984) e con  $K_p$  calcolato secondo Rankine.

La condizione di palo fisso massimizza l'azione sul palo, in maniera più marcata per valori di  $i/D \geq 5$ , raggiungendo valori del taglio che superano anche in maniera marcata quelli calcolati a partire dal coefficiente di spinta passiva di Rankine, coerentemente con quanto osservato per il solo caso di palo singolo ( $i/D = 7$ ) da Muraro *et al.* (2014), ma comunque contenuti entro il limite definito considerando il valore più rigoroso di  $K_p$  calcolato con la formula di Lancellotta.

Alla formazione di meccanismi plastici di scorrimento verso l'alto del terreno a monte della fila, si associa invece una riduzione delle azioni sul singolo palo rispetto ai valori calcolati applicando la teoria di Broms con valori del rapporto  $T/T_{\text{Broms}}$  pari a circa 0.6 per  $i/D = 3$  e a 0.8 per  $i/D = 4$ , indipendentemente dalle condizioni di vincolo sul palo.

La progressiva deformazione del palo sotto la spinta esercitata del terreno in frana è solitamente associata allo sviluppo di sollecitazioni flessionali non trascurabili: è quindi opportuno che la valutazione dell'evoluzione dell'azione stabilizzante con gli spostamenti del corpo di frana sia accompagnata da quella del momento massimo  $M$  calcolato lungo l'asse del palo, osservando così parallelamente il miglioramento delle condizioni di stabilità del pendio e la riduzione del margine di sicurezza rispetto alla rottura del palo. Facendo riferimento alla Figura 5.19b, i valori del momento flettente massimo calcolati diminuiscono al diminuire dell'interasse tra i pali. Particolarmente ridotta è l'entità del momento massimo calcolata per  $i/D = 3$ , che si stabilizza sul valore di 4.5 MNm a partire dal valore dello spostamento per cui si ha la completa formazione dell'effetto barriera. Maggiore e pari a 6.5 MNm è il valore della sollecitazione di momento flettente massima calcolata per  $i/D = 4$ , coerentemente con i maggiori spostamenti scontati dal palo prima del raggiungimento delle condizioni di flusso plastico del terreno. Lo spostamento massimo della testa del palo calcolato per  $i/D = 3$  è circa pari a  $0.2D$ , più elevato e pari a  $0.6D$  per  $i/D = 4$ .

Gli elevati valori di sollecitazione  $M$  e di spostamento della testa del palo calcolati sono

resi possibili dall'aver considerato i pali come elementi elastici, avendo piuttosto come obiettivo quello di osservare la formazione di diversi meccanismi plastici all'interno del terreno.

Considerando il momento di snervamento  $M_y$  di una sezione circolare di calcestruzzo dal diametro  $D = 1$  m con una percentuale di armatura pari al 3%, indipendentemente dal valore di  $i/D$  considerato, si giungerebbe alla rottura del palo, con la formazione di una cerniera plastica all'interno della zona stabile, per valori di spostamento imposto a monte della fila compresi tra  $0.12D$  e  $0.15D$  e tali da produrre uno spostamento della testa del palo circa pari a  $0.15D$  (Figura 5.19b). Tuttavia, date le elevate sollecitazioni cui sono solitamente sottoposti i pali interagenti con corpi di frana, è possibile considerare una percentuale d'armatura del 4%: in questo caso, per  $i/D = 3$  il momento sollecitante massimo  $M$  tende al valore di  $M_y$ , mentre all'aumentare dell'interasse la resistenza della sezione del palo è raggiunta per valori dello spostamento della coltre superiori a  $0.2D$ , corrispondenti a un aumento medio del 50% degli spostamenti del corpo di frana rispetto alla situazione precedente.

Alternativamente all'aumento della percentuale di armatura del palo, l'aumento della resistenza della sezione può essere ottenuto aumentandone il diametro. Per valutare gli effetti legati al cambiamento delle dimensioni della sezione del palo, sia in termini di mitigazione degli spostamenti che di stabilizzazione, i risultati ottenuti per un rapporto  $i/D = 4$  e  $D = 1$  m sono stati confrontati con quelli ottenuti ponendo  $D = 1.2$  m. Si sottolinea che il modello è creato mantenendo gli stessi rapporti tra le dimensioni caratteristiche e il diametro del palo, mentre lo spostamento applicato a monte della fila copre, in valore assoluto, lo stesso intervallo considerato nel caso di  $D = 1$  m. Dal confronto dei risultati ottenuti, presentati in Figura 5.21, è possibile osservare che l'aumento del diametro del palo ha effetti ridotti in termini di riduzione degli spostamenti a valle della fila e di azione stabilizzante, in linea con quanto ottenuto dalle analisi limite condotte in condizioni di deformazione piana. In particolare, per  $D = 1.2$  m la completa formazione del meccanismo plastico avviene per spostamenti assoluti della coltre maggiori di quelli osservati nel caso di  $D = 1$  m, con un aumento percentuale di  $u_{y,imp}$  pari a quello delle dimensioni della sezione del palo. Aumentando il diametro  $D$ , l'aumento della sua rigidezza flessionale  $EI$  aumenta le sollecitazioni di momento flettente e taglio calcolate a parità di spostamento  $u_{y,imp}/D$ , ma i valori dell'azione stabilizzante  $T/i$  risultano sostanzialmente invariati, con una differenza sul valore massimo raggiunto inferiore al



5%. L'aumento del momento di snervamento della sezione del palo comporta un aumento dello spostamento  $u_{y,imp}/D$  in corrispondenza del quale si ha la formazione di una cerniera plastica, con un aumento del 70% sul valore assoluto degli spostamenti applicati al modello. Se pali dal diametro  $D = 1$  m possono sopportare spostamenti del corpo di frana circa pari a 0.15 m, calcolati in corrispondenza di una sezione posta a una distanza pari a  $12D$  dall'asse della fila, pali con  $D = 1.2$  m sono in grado di resistere fino a valori dello spostamento pari a 0.25 m.

In generale, le elevate sollecitazioni di momento flettente cui sono sottoposti i pali interagenti con corpi di frana possono provocarne la rottura prima della completa mobilitazione della resistenza del terreno e quindi per una distribuzione delle azioni sulla sua lunghezza inferiore a quella limite, a cui poter pertanto far riferimento per il dimensionamento strutturale dell'intervento.

In conclusione, la condizione di pali fissi rappresenta un limite superiore della capacità di mitigazione e di stabilizzazione di una fila di pali, sovrastimando, a parità di spostamento del corpo di frana, sia la riduzione degli spostamenti che è possibile ottenere a valle della fila sia le azioni trasferite a ciascun palo e quindi l'azione stabilizzante sviluppata dall'intervento.

In particolare, al tendere verso una condizione di palo singolo, mentre contenuta è la differenza di approssimazione sulla capacità di mitigazione dell'intervento, comunque ridotta, molto più marcata è la differenza in termini di azione stabilizzante sviluppata dalla fila. La curva che lega lo sviluppo dell'azione stabilizzante agli spostamenti del corpo di frana, infatti, cresce molto più lentamente nel caso di palo non vincolato rispetto alla risposta più rigida ottenuta nel caso di pali fissi.

Al contrario, pali disposti a interassi ridotti sono caratterizzati da sollecitazioni minori di quelle calcolate nel caso di palo singolo con effetti ridotti della condizione di vincolo, la cui variazione si lega piuttosto a maggiori effetti sulla capacità di mitigazione della fila, con variazioni che possono superare il 50%.

## 5.4 Osservazioni

### 5.4.1 Effetto della scabrezza all'interfaccia palo terreno

Con riferimento a un rapporto  $i/D$  pari a 3 e 4, per i quali, sia nelle condizioni di palo

fisso che non vincolato, si osserva una maggiore interazione tra i pali della fila, si valutano gli effetti delle ipotesi sull'interfaccia palo-terreno: i risultati finora ottenuti per il caso di interfaccia scabra, ossia caratterizzata da un angolo d'attrito  $\delta$  pari a  $2/3$  dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  del terreno, sono messi a confronto con quelli ottenuti nel caso di interfaccia liscia, con  $\delta = 0.1\varphi'$ . Essendo le caratteristiche di scabrezza proprie della superficie del palo, la variazione di  $\delta$  riguarda sia il tratto a contatto con il corpo di frana che quello a contatto con il substrato stabile.

Gli effetti del passaggio dal caso di interfaccia scabra a interfaccia liscia in termini di riduzione degli spostamenti a valle dell'intervento sono riportati in Figura 5.22. In tutti i casi analizzati, la riduzione della scabrezza del contatto palo-terreno comporta un aumento non trascurabile della percentuale degli spostamenti calcolati e l'attivazione dei meccanismi plastici per valori maggiori dello spostamento del corpo di frana. Con riferimento alla Figura 5.22a, per il caso di  $i/D = 3$ , nel passaggio dal caso di interfaccia scabra a liscia si calcola un aumento del 53% del valore massimo di  $u_{y, valle}/u_{y, imp}$ , ma la percentuale di spostamenti a valle della fila rimane comunque inferiore al 15% dello spostamento applicato al modello. Per  $i/D = 4$ , si riduce la differenza percentuale tra i valori massimi di  $u_{y, valle}/u_{y, imp}$ , circa pari al 35%. In generale, nel caso di interfaccia liscia si calcola una maggiore riduzione della capacità di mitigazione dell'intervento nel passaggio da un valore di  $i/D$  pari a 3 a  $i/D$  pari a 4: con riferimento ai valori massimi di  $u_{y, valle}$ , questi aumentano di 4 volte per un interfaccia liscia e di 2.5 volte nel caso di interfaccia scabra.

Nel caso di palo fisso, indipendentemente dalle ipotesi sulla scabrezza dell'interfaccia, si ottengono valori di riduzione degli spostamenti comunque più che soddisfacenti, con riduzioni minime calcolate del 65%; al contrario, nel caso di pali non vincolati le ipotesi sulla scabrezza dell'interfaccia risultano influenzare maggiormente la soluzione e, in generale, risultano rivestire un ruolo non trascurabile nella stima l'efficacia dell'intervento (Figura 5.22b). Per  $i/D = 3$ , mentre nel caso di palo scabro l'attivazione del meccanismo plastico si ha per un valore di  $u_{y, imp}/D = 0.3$ , pari a 0.5 è quello relativo al caso di interfaccia liscia, con un rapporto tra gli spostamenti massimi calcolati a valle della fila nelle due ipotesi pari a 2. Per  $i/D = 4$ , nel caso di interfaccia scabra la fila è ancora in grado di garantire riduzioni degli spostamenti comunque maggiori del 20% dello spostamento del corpo di frana, con valori dello spostamento a valle che si stabilizzano attorno a  $u_{y, valle}/D = 0.47$  a partire da valori di  $u_{y, imp}/D$  circa pari a  $0.7D$ . Particolarmente ridotta è invece la capacità di mitigazione associata al caso di interfaccia liscia: in questo caso la fila

non risulta in grado di confinare gli spostamenti a monte, con valori di  $u_{y, valle}$  che si mantengono superiori a  $0.8u_{y, imp}$  anche per valori elevati dello spostamento del corpo di frana ( $u_{y, imp}/D = 1$ ).

In generale, l'aumento dello spostamento osservato a valle dell'intervento nel passaggio dal caso di interfaccia liscia a scabra è accompagnato da un aumento degli spostamenti in tutto il corpo di frana e quindi anche nella zona a monte dell'intervento.

Parallelamente alla variazione della capacità di mitigazione dell'intervento in funzione delle caratteristiche dell'interfaccia pali-terreno si considera quella delle azioni trasferite ai pali e quindi quella delle sollecitazioni lungo l'asse del palo e dell'azione stabilizzante: i risultati in termini di  $T/i$  e  $M$  sono riportati in Figura 5.23.

Mentre nel caso di pali fissi non si osservano differenze significative in termini di variazione dell'azione stabilizzante con la scabrezza dell'interfaccia, essendo questa legata alla mobilitazione della resistenza del terreno a monte dei pali per valori ridotti dello spostamento del corpo di frana, variazioni più significative sono osservate nel caso di pali non vincolati. Considerando i risultati riportati in Figura 5.23 si osserva che nel caso di pali lisci l'azione stabilizzante cresce più lentamente rispetto al caso di interfaccia scabra, coerentemente con una più lenta mobilitazione della resistenza del terreno che interagisce con il palo al diminuire dell'azione tangenziali a contatto palo-terreno. Il valore di  $T/i$  calcolato in corrispondenza del raggiungimento delle condizioni di flusso plastico è comunque indipendente dalle ipotesi sulla scabrezza dell'interfaccia palo terreno.

Minore è il valore di spostamento per cui si arriva alla formazione dell'effetto barriera con la concentrazione degli spostamenti del terreno a monte dell'intervento, minori sono gli spostamenti della testa del palo calcolati. Al caso  $i/D = 3$  e interfaccia scabra, per cui minore è il valore di  $u_{y, imp}/D$  in corrispondenza del quale si osserva la formazione del meccanismo plastico, si associa il valore minimo del momento flettente massimo osservato, pari a circa 4.5 MNm. Passando al caso di interfaccia liscia, valori più bassi del momento flettente rispetto a quelli relativi al caso precedente sono calcolati per valori di  $u_{y, imp}/D \leq 0.35$ , ma in corrispondenza della completa formazione del meccanismo plastico per valori di  $u_{y, imp}/D$  prossimi a 0.6 si calcola un aumento dell'11% del momento massimo. Maggiori rispetto a quelle calcolate per  $i/D = 3$  sono le sollecitazioni ottenute per  $i/D = 4$ : i valori di  $M$  massimo associati a  $\delta = 2/3\phi'$  si stabilizzano su un valore pari a 6.8 MNm a partire da un valore dello spostamento pari a  $0.7D$  mentre quelli associati a

$\delta = 0.1\phi'$  tendono lentamente al raggiungimento di un valore asintotico prossimo a 7 MNm al tendere di  $u_{y,imp}$  a  $1D$ , mantenendosi sempre al di sotto della soluzione ottenute per il caso di palo scabro.

In conclusione, all'aumentare del grado di vincolo del palo, nonostante le differenze percentuali calcolate in termini di capacità di mitigazione dell'intervento nel passaggio dall'ipotesi di interfaccia liscia a scabra siano alte, esse fanno riferimento a valori comunque molto bassi degli spostamenti trasmessi al terreno a valle dell'intervento; inoltre, in questo caso si osserva una sostanziale indipendenza dei valori dell'azione stabilizzante sviluppata dalle ipotesi sulla scabrezza dell'interfaccia palo-terreno. Al contrario, all'aumentare degli spostamenti del palo sotto la spinta del terreno e, più in generale, all'aumentare dello scorrimento del terreno attraverso la fila le ipotesi sul valore di  $\delta$  diventano più stringenti, sia in termini di mitigazione degli spostamenti che di azione sui pali: maggiori sono gli spostamenti che sconta il palo prima della formazione del meccanismo plastico, minore è la sua capacità di mitigazione e comunque a scapito di maggiori sollecitazioni flettenti.

#### 5.4.2 Effetto della dilatanza

I risultati finora analizzati fanno riferimento al caso di terreno modellato come un continuo elastoplastico perfetto con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb e dilatanza nulla: al raggiungimento della resistenza del materiale, pertanto, esso può continuare ad accumulare solamente una deformazione plastica distorsiva, mentre nulla è la componente volumetrica. Considerando un rapporto  $i/D$  pari a 3 e 6, si confrontano quindi i risultati ottenuti, in condizioni bi- e tri- dimensionali, imponendo un angolo di dilatanza  $\psi$  nullo e pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno  $\phi'$ .

Come osservato nel capitolo precedente, in condizione di deformazione piana l'introduzione di un angolo di dilatanza non nullo si associa a un aumento della tensione fuori piano e quindi dell'azione trasmessa ai pali, tanto più marcato quanto maggiore è l'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$ , e quindi, sotto le ipotesi di legge di flusso associata, quanto maggiore è l'angolo di dilatanza  $\psi$  del terreno. Contemporaneamente, sempre nelle analisi bidimensionali, l'introduzione di un comportamento dilatante a rottura si

associa a una completa perdita della capacità dell'intervento di ridurre lo spostamento trasmesso a valle.

I risultati riportati in Figura 5.24 dimostrano che nel passaggio a modelli tridimensionali l'introduzione di un angolo di dilatanza non nullo ha, in generale, effetti positivi in termini di capacità di mitigazione degli spostamenti: nel caso di pali fissi (Figura 5.24a), la riduzione degli spostamenti calcolati a valle della fila per  $i/D = 3$  non risulta dipendere dal comportamento a rottura del materiale e l'utilizzo di una legge di flusso associata permette di estendere il campo di valori del rapporto  $i/D$  per i quali si osservano significativi effetti gruppo tra i pali con la formazione di un meccanismo tipo barriera. Per  $i/D = 6$ , infatti, mentre nel caso di  $\psi = 0$  si associa all'intervento un valore di riduzione dello spostamento pari a circa il 35% di quelli imposti, per  $\psi = \varphi'$  questi sono, in generale, maggiori del 50%, stabilizzandosi su un rapporto  $u_{y, valle}/u_{y, imp}$  circa pari a 0.2.

Tali effetti sono naturalmente resi meno marcati qualora si consideri la condizione di pali non vincolati, per i quali lo spostamento sotto la spinta del corpo di frana riduce l'effetto di confinamento esercitato sulla massa di terreno in frana. Anche in questo caso l'introduzione di un comportamento dilatante migliora convenientemente la capacità di mitigazione della fila di pali a interasse ridotto ( $i/D = 3$ ), mentre al tendere verso un meccanismo di interazione tipo palo singolo ( $i/D = 6$ ) le ipotesi su  $\psi$  divengono sostanzialmente trascurabili. Con riferimento alla Figura 5.24b, per  $i/D = 3$  il passaggio da  $\psi = 0$  a  $\psi = \varphi'$  è associato al raggiungimento della completa formazione del meccanismo plastico per un valore dello spostamento del corpo di frana  $u_{y, imp}$  che passa da  $0.3D$  a  $0.2D$  associandosi a valori minori di spostamento calcolato a valle, con una riduzione del 13%. Per  $i/D = 6$  la massima variazione di spostamento calcolata è di circa il 7% e i pali non risultano comunque in grado di interagire per effetto gruppo arrestando l'avanzamento del corpo di frana.

In Tabella 5.3, con riferimento a un punto posto a monte della fila di pali (bordo superiore del modello) in corrispondenza della mezzeria e alla quota del piano campagna, i valori dello spostamento verticale  $u_z/u_{y, imp}$  ottenuti al variare di  $\psi$  forniscono una descrizione completa dell'effetto della dilatanza associata al terreno sugli spostamenti complessivi del corpo di frana. In generale si osserva un non trascurabile aumento dei valori di  $u_z/u_{y, imp}$ , coerente con l'incremento delle tensioni fuori piano osservato nei modelli bidimensionali. Nonostante del tutto confrontabile sia la riduzione degli

spostamenti calcolati a valle dell'intervento, significativo è l'aumento dei valori di  $u_z$  osservato per pali posti a un interasse  $i$  pari a  $3D$ , siano essi fissi o non vincolati, con valori che superano quelli dello spostamento orizzontale. Ancora con riferimento al caso di pali fissi, significativa diventa la componente verticale dello spostamento anche per  $i/D = 6$ , coerentemente con il raggiungimento di una condizione per cui i pali interagiscono per effetto arco, mentre rimangono poco significativi e indice di un meccanismo ancora prevalentemente di scorrimento del terreno attorno ai pali della fila i valori di  $u_z/u_{y,imp}$  calcolati nel caso di palo non vincolato.

In Tabella 5.4 sono infine riportati i valori dell'azione stabilizzante calcolati per tutti i casi finora confrontati. È possibile notare che nei modelli tridimensionali, al contrario di quelli bidimensionali in cui l'interazione terreno-fila di pali è governata dal mantenimento di una condizione di deformazione piana, la possibilità che il terreno, non più confinato superiormente, ha di spostarsi verso l'alto si collega a variazioni contenute dell'azione trasferita ai pali al variare dell'angolo di dilatanza  $\psi$ . Nel caso di pali non vincolati il passaggio a una legge di flusso associata comporta una risposta più rigida del sistema, ossia un più rapido incremento di  $T/i$  con  $u_{y,imp}/D$ , più evidente per  $i/D = 6$ , ma le soluzioni tendono comunque al raggiungimento di uno stesso valore massimo, come testimoniato dal ridursi della distanza tra le due soluzioni. Del tutto confrontabili sono i valori di  $T/i$  massimi associati alla condizione di palo fisso.

In generale modelli tridimensionali dimostrano che l'introduzione di un angolo di dilatanza non nullo a rottura ha un effetto benefico sull'interazione tra il corpo di frana e la fila di pali, contribuendo favorevolmente all'interazione tra i pali per effetto arco, ossia accelerando la mobilitazione della resistenza all'interno del terreno e quindi la formazione di meccanismi plastici. A  $\psi = \varphi'$  è infatti associata una migliore capacità di mitigazione degli spostamenti a valle dell'intervento rispetto al caso di  $\psi = 0$ , pur senza aggravare in maniera significativa lo stato di sforzo nei pali.

## 5.5 Tabelle

Tabella 5.1 Sollecitazione di taglio  $T$  calcolate assimilando il terreno a un mezzo elastico ed elastoplastico nell'ipotesi di pali fissi e al variare del loro interasse.

	$i/D$	3	4	5	6	7
mezzo	$u_{y,imp}/D$	0.075	0.1	0.15	0.2	0.25
elastico	$T$	3.14	5.18	9.10	13.31	21.66
elastoplastico	(MN/m)	1.67	2.23	2.77	3.22	3.59
	$\Delta T/T_{EP}$	0.88	1.33	2.28	3.13	5.03

Tabella 5.2 Spostamento verticale del terreno  $u_z/u_{y,imp}$  in corrispondenza del contorno superiore del modello alla quota del piano campagna al variare dello spostamento raggiunto dal corpo di frana e dell'interasse tra i pali, per diverse ipotesi di vincolo.

		$u_z/u_{y,imp}$					
		palo fisso			palo non vincolato		
$i/D$	$u_{y,imp}/D$	$u_{y,imp}/D$					
		0.1	0.25	0.5	0.1	0.25	0.5
3	0.50	0.80	0.90	0.10	0.12	0.49	
4	0.35	0.72	0.84	0.07	0.05	0.05	
5	0.16	0.48	0.70	0.05	0.03	0.03	
6	0.10	0.13	0.17	0.04	0.03	0.02	
7	0.08	0.05	0.04	0.03	0.02	0.02	

Tabella 5.3 Spostamento verticale del terreno  $u_z/u_{y,imp}$  in corrispondenza del contorno superiore del modello alla quota del piano campagna e al variare dello spostamento del corpo di frana. Risultati relativi a diversi valori dell'interasse e dell'angolo di dilatazione  $\psi$ .

		$u_z/u_{y,imp}$					
		palo fisso			palo non vincolato		
$i/D$	$\psi$	$u_{y,imp}/D$					
		0.1	0.25	0.5	0.1	0.25	0.5
3	0	0.50	0.80	0.90	0.10	0.12	0.49
	$\varphi'$	0.98	1.41	1.56	0.19	0.61	1.13
6	0	0.10	0.13	0.17	0.04	0.03	0.02
	$\varphi'$	0.09	0.72	1.29	0.07	0.06	0.13

Tabella 5.4 Azione stabilizzante  $T/i$  calcolata nell'ipotesi di palo fisso (a) e non vincolato (b) per due valori dell'interasse tra i pali e dell'angolo di dilatazione  $\psi$ .

palo fisso				
$i/D$	$\psi$		$(T/i)_{\max}$ (kN/m)	$\Delta(2-1)/(1)$
3	0 (1)		560.4	0.005
	$\varphi'$ (2)		563.2	
6	0 (1)		544.2	0.03
	$\varphi'$ (2)		562.1	

(a)

palo non vincolato				
$T/i$ (kN/m)				-
$i/D$	$\psi$	0	$\varphi'$	-
	$u_{y,imp}/D$	(1)	(2)	$\Delta(2-1)/(1)$
3	0.1	433	462.7	0.07
	0.25	571.4	586.1	0.03
	0.5	579.7	590.1	0.02
	0.75	581.7	591.2	0.02
6	0.1	236.4	268.7	0.14
	0.25	338.7	412.6	0.22
	0.5	419.6	482.6	0.15
	0.75	458.7	508.5	0.11

(b)



## 5.6 Figure

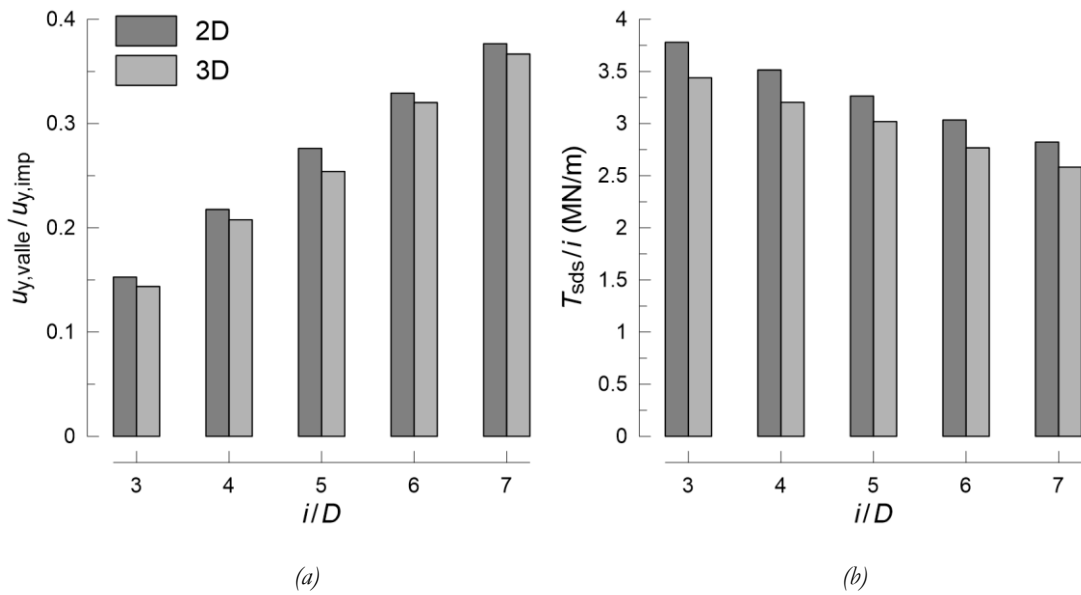


Figura 5.1 Confronto dei risultati ottenuti nel caso di terreno assimilato a un continuo elastico da modelli bi- e tridimensionali in termini di spostamenti adimensionali a valle dell'intervento (a) e di azione stabilizzata sviluppata dalla fila per diversi valori dell'interasse ( $u_{y,imp}/D = 0.25$ ).

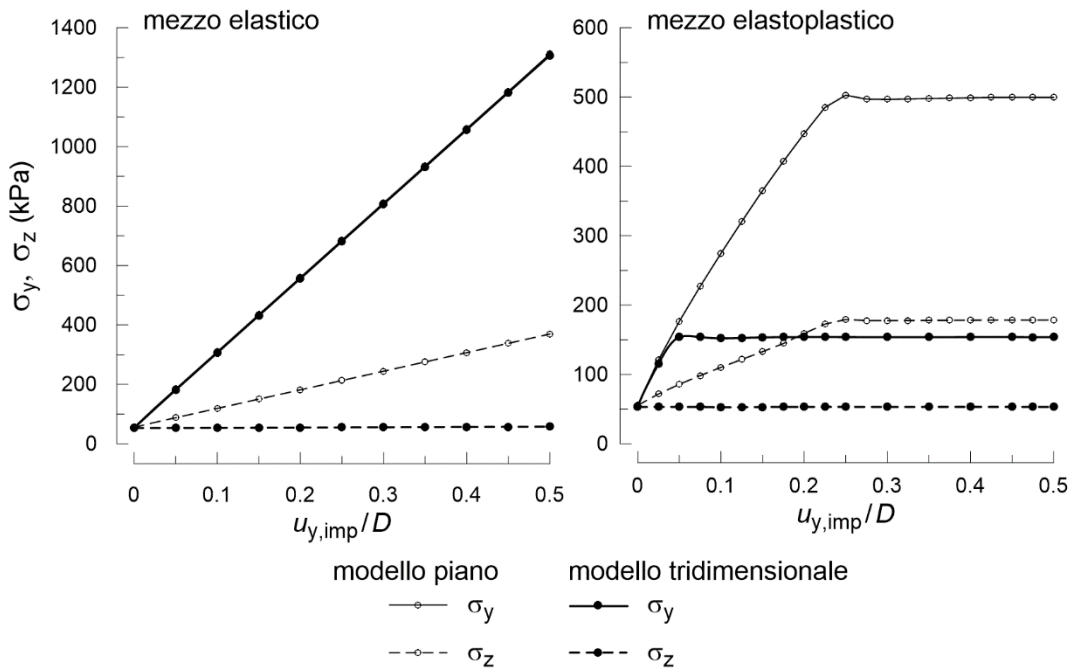


Figura 5.2 Evoluzione dello stato tensionale nei modelli 2D e 3D a monte della fila di pali: confronto soluzione elastica ed elastoplastica ( $i/D = 3$ ).

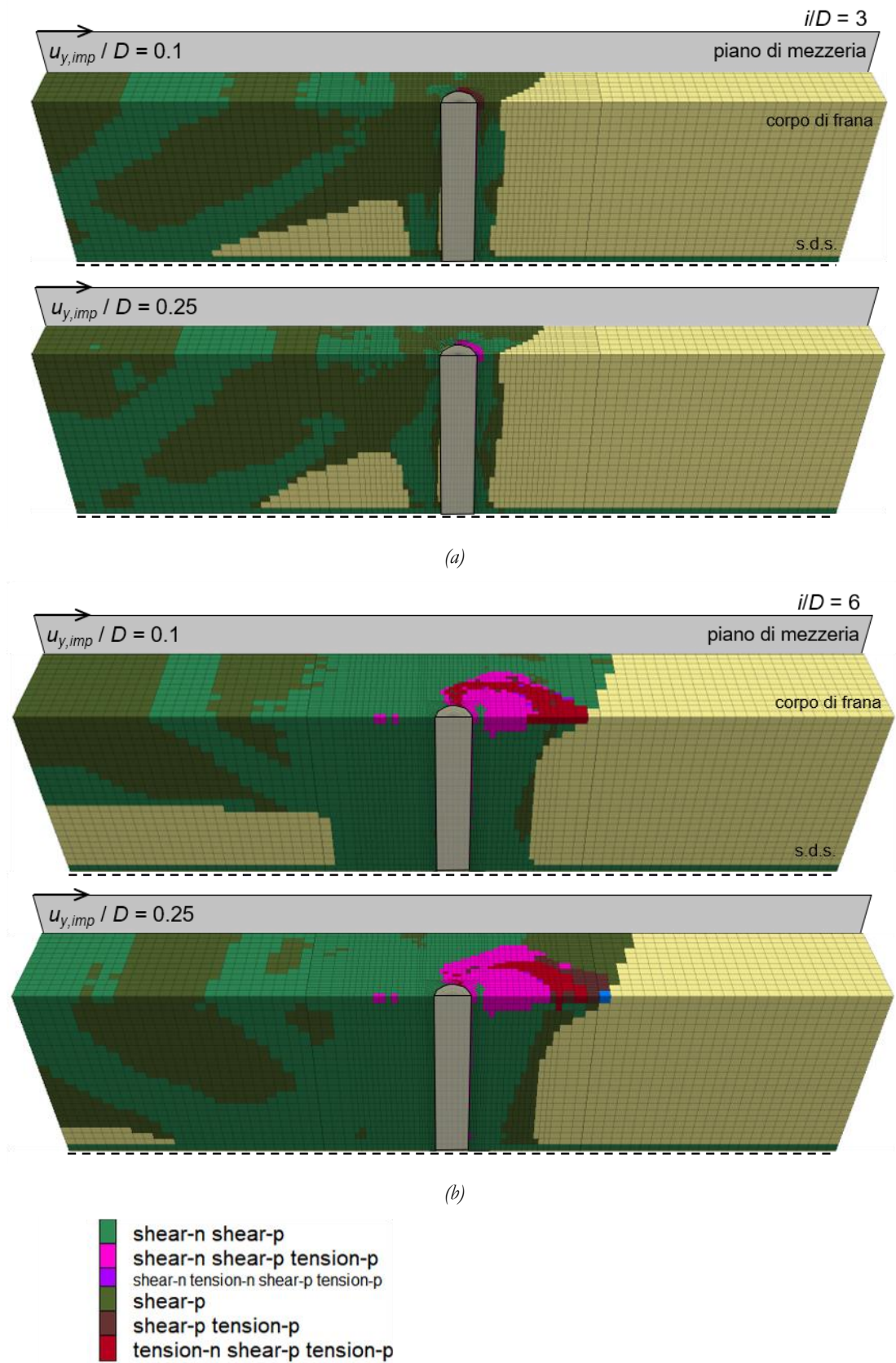


Figura 5.3 Pali fissi: diffusione zone plastiche nel corpo di frana all'aumentare dello spostamento del corpo di frana per due valori dell'interasse,  $i/D = 3$  (a) e  $i/D = 6$  (b).

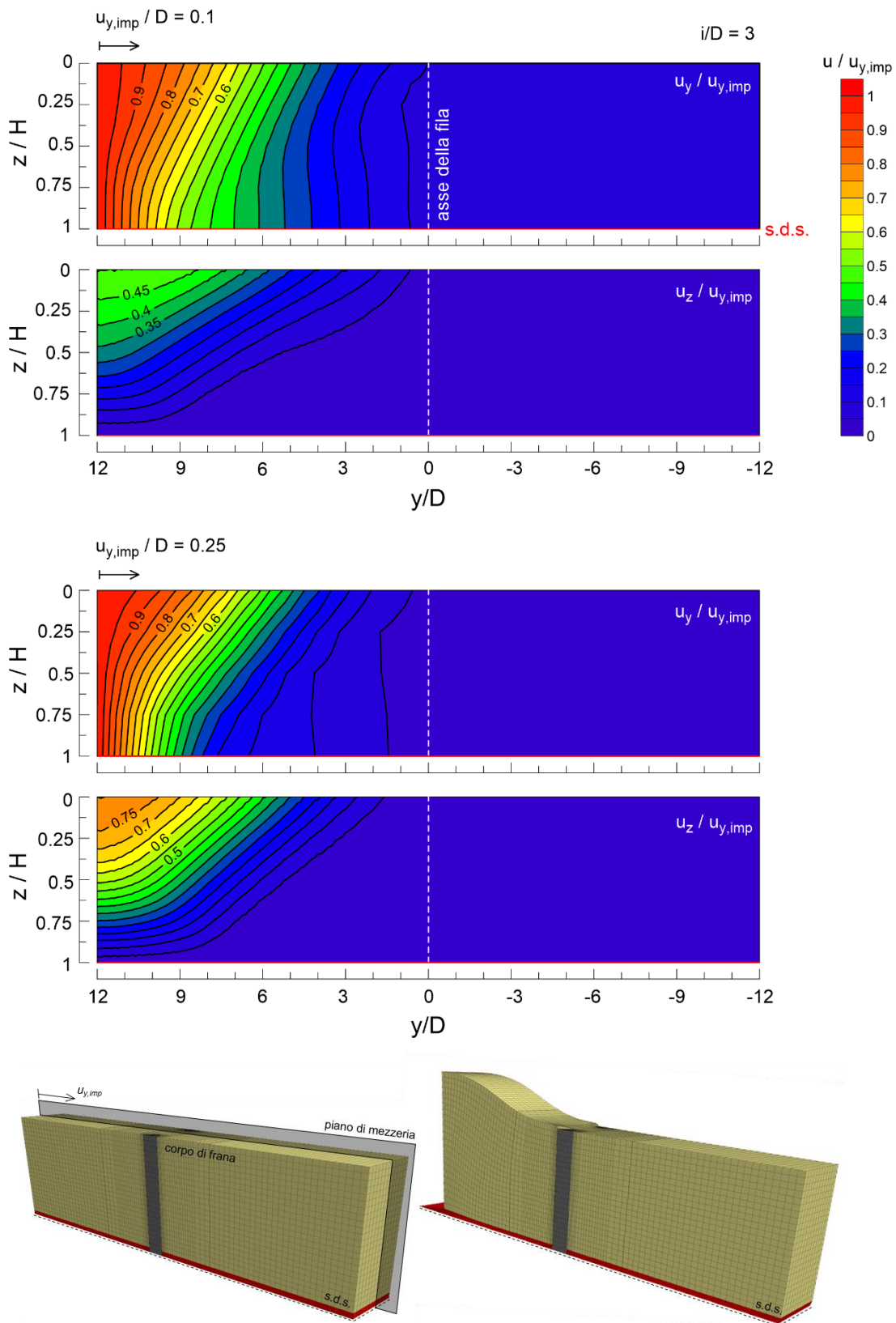
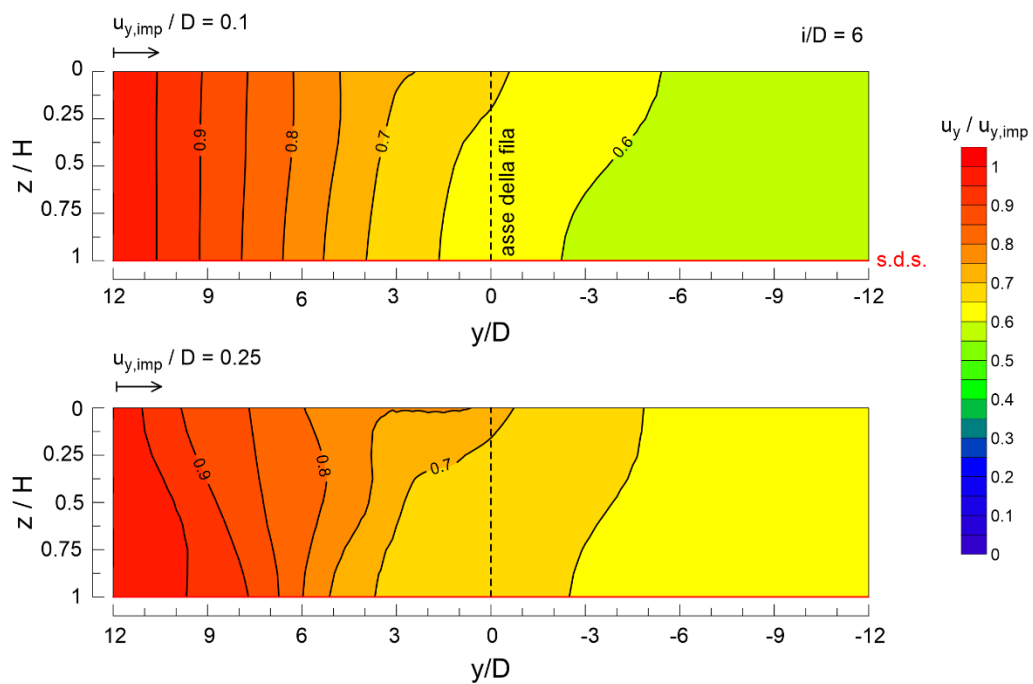
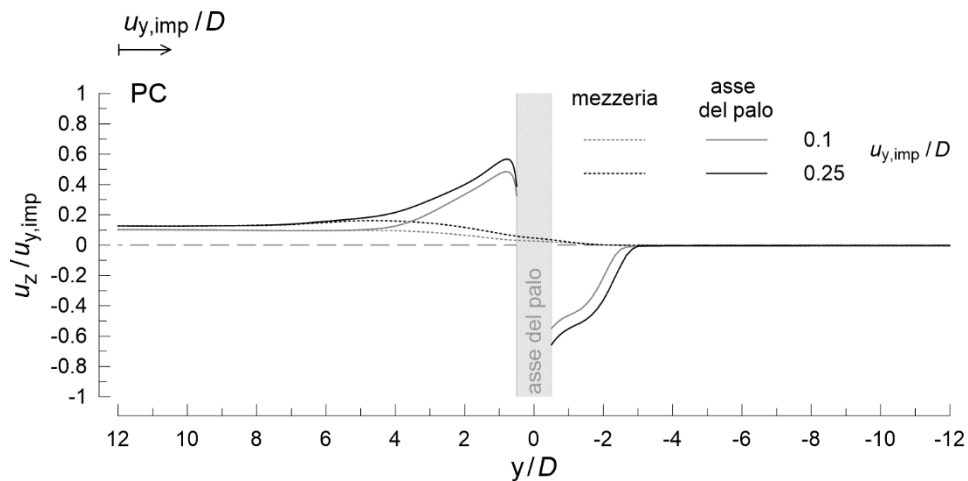


Figura 5.4 Pali fissi: isolinee di spostamento adimensionale in direzione della fila ( $u_y / u_{y,imp}$ ) e verticale ( $u_z / u_{y,imp}$ ) in corrispondenza del piano di mezzzeria per due valori dello spostamento imposto a monte. In basso a destra: mesh deformata.



(a)



(b)

Figura 5.5 Pali fissi: (a) isolinee di spostamento adimensionale in direzione della fila ( $u_y / u_{y,imp}$ ) in corrispondenza del piano di mezzeria per due valori dello spostamento imposto a monte; (b) profili di spostamento verticale adimensionale ( $u_z / u_{y,imp}$ ) calcolati in corrispondenza del piano campagna lungo la sezione longitudinale del modello ( $i/D = 6$ ).

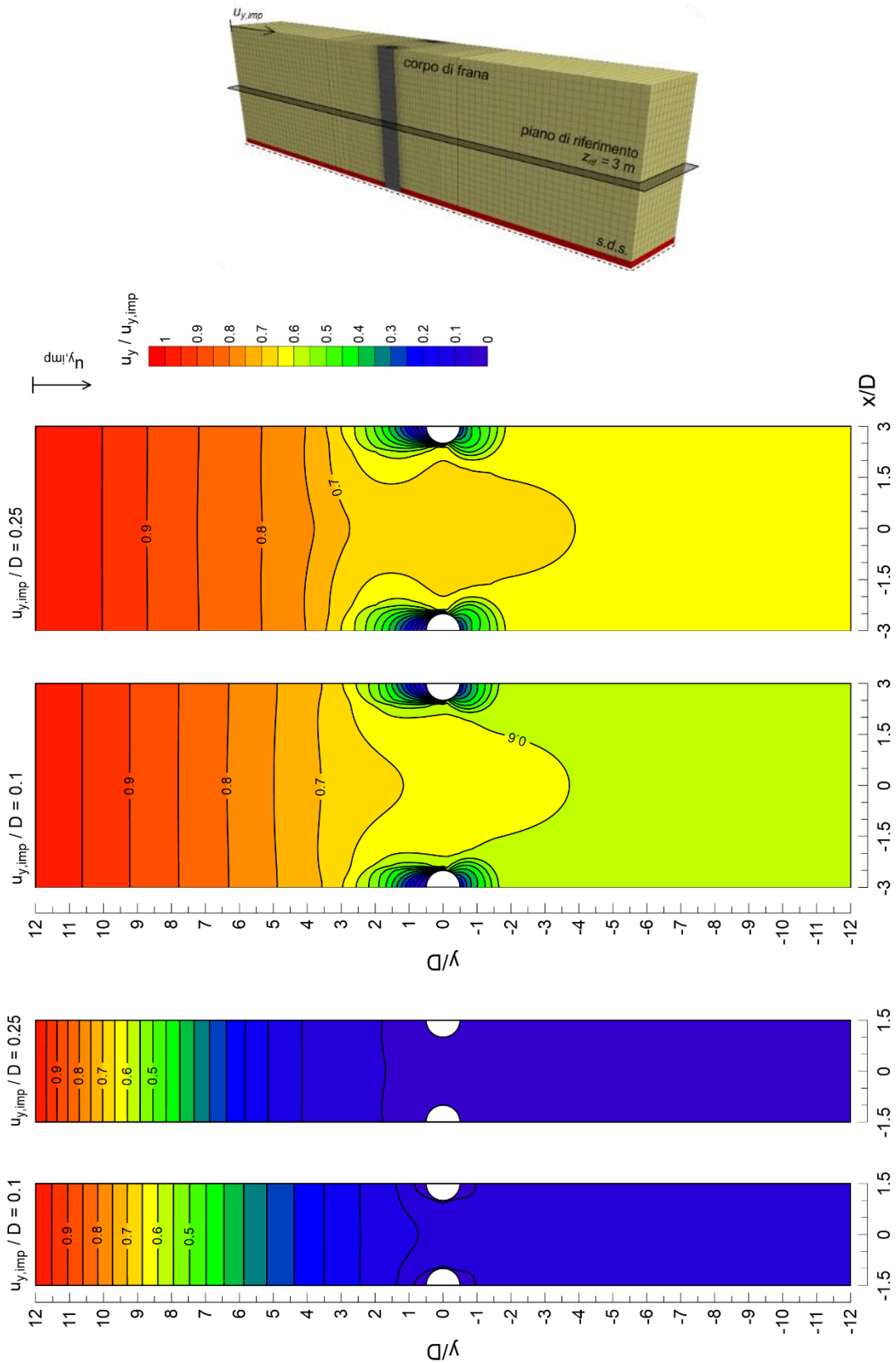


Figura 5.6 Pali fissi: isolinee di spostamento orizzontale adimensionale in corrispondenza di un piano posto a  $z_{rif} = 3$  m ( $H/2$ ) per  $i/D = 3$  (in basso) e  $i/D = 6$  (in alto) in funzione dello spostamento imposto.

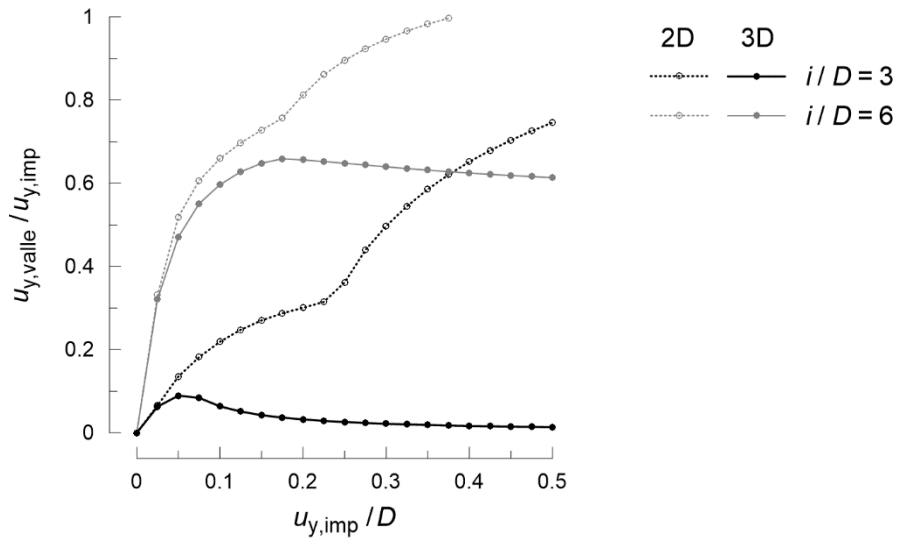


Figura 5.7 Pali fissi: confronto dei valori di spostamento adimensionale a valle della fila  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  al variare dello spostamenti imposto, ottenuti da modelli bi- e tridimensionali per due valori dell'interasse.

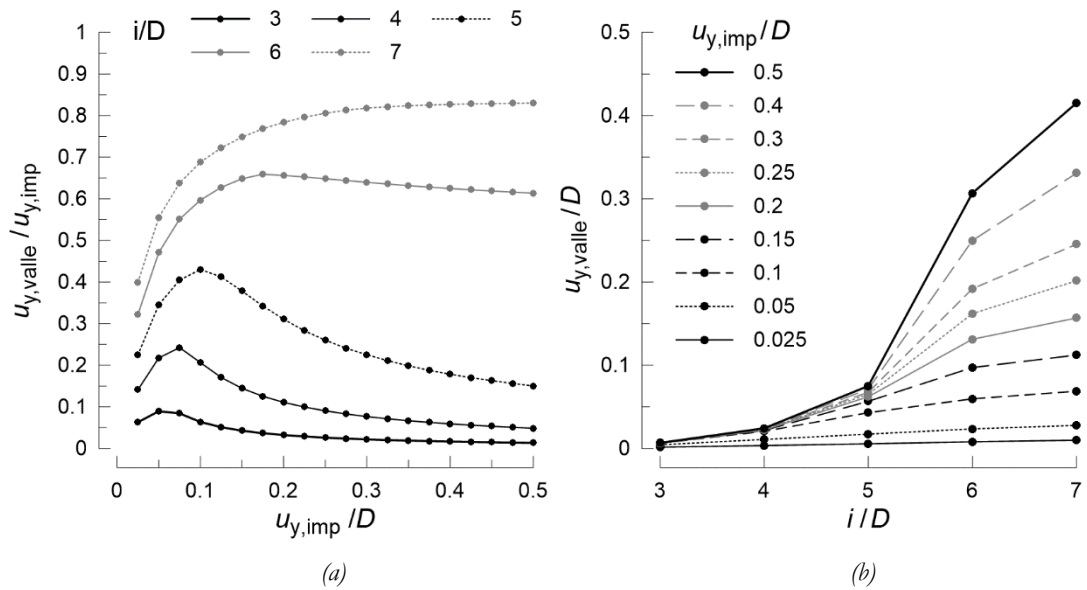


Figura 5.8 Pali fissi: (a) spostamento adimensionale a valle della fila in funzione di quello imposto al variare dell'interasse e (b) valore dello spostamento normalizzato rispetto al diametro  $D$  del palo.

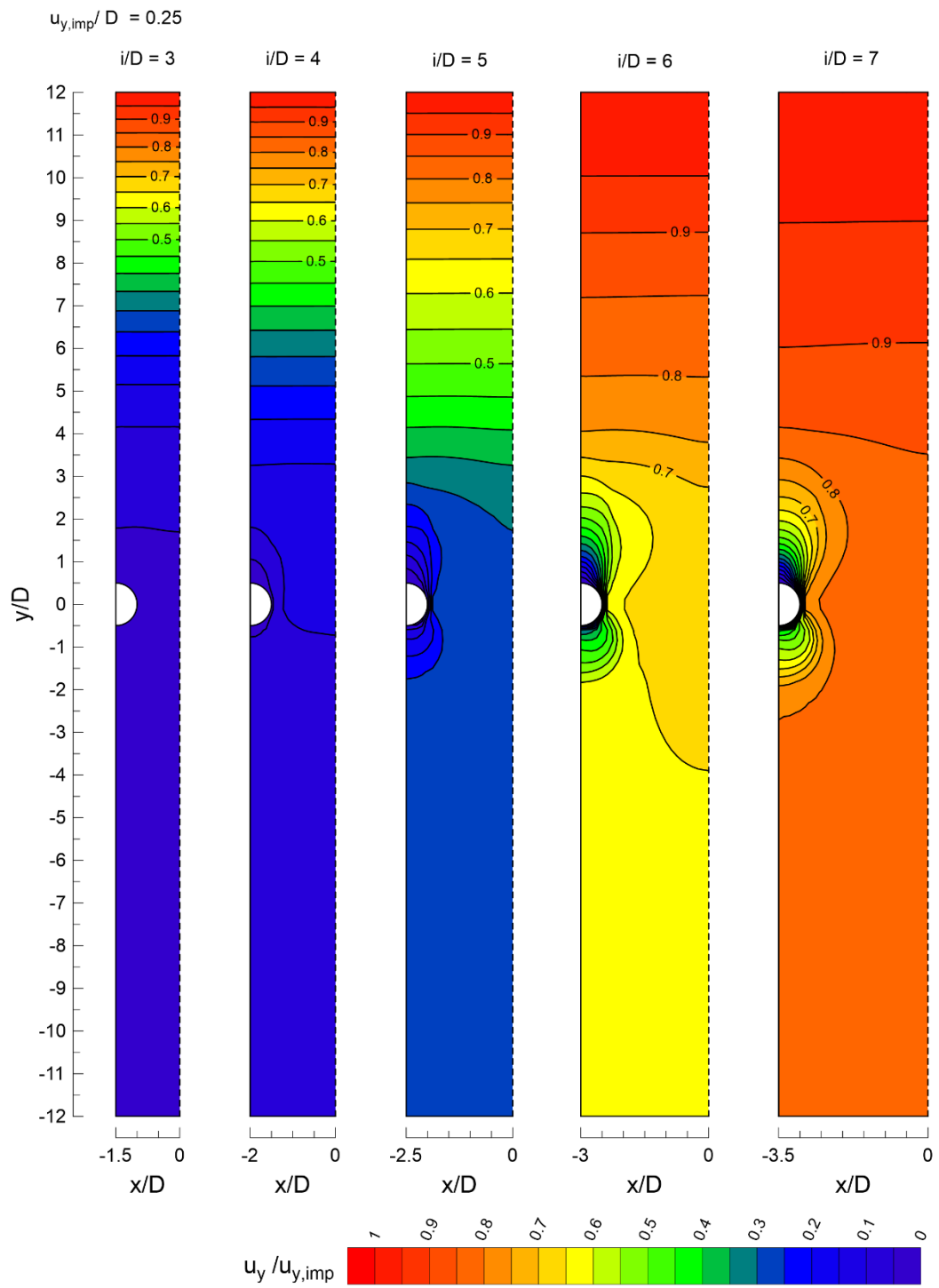


Figura 5.9 Pali fissi: isolinee di spostamento adimensionale  $u_y / u_{y,imp}$  in corrispondenza di un piano a  $z_{inf} = 3 m$  ( $H/2$ ) per diversi valori dell'interasse di  $i/D$ .

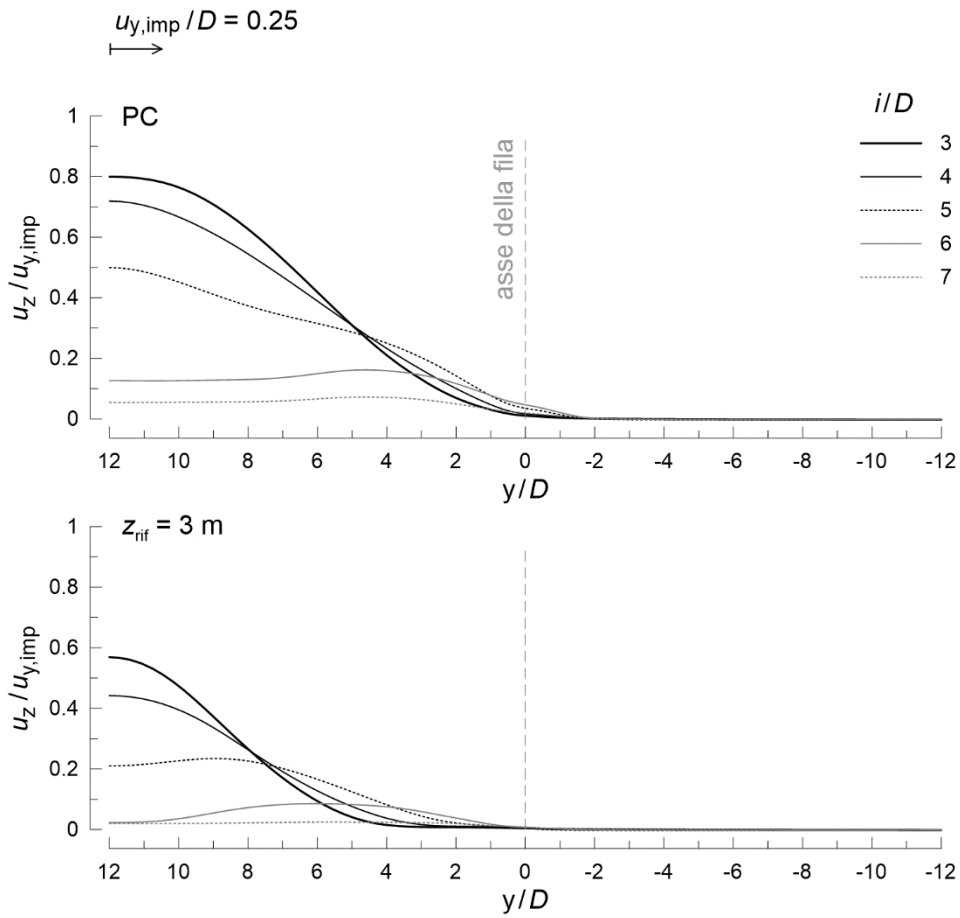


Figura 5.10 Pali fissi: profili di spostamento verticale adimensionale ( $u_z/u_{y,imp}$ ) nella sezione longitudinale del modello, calcolati in corrispondenza del piano campagna e a metà dell'altezza del corpo di frana al variare dell'interasse tra i pali.

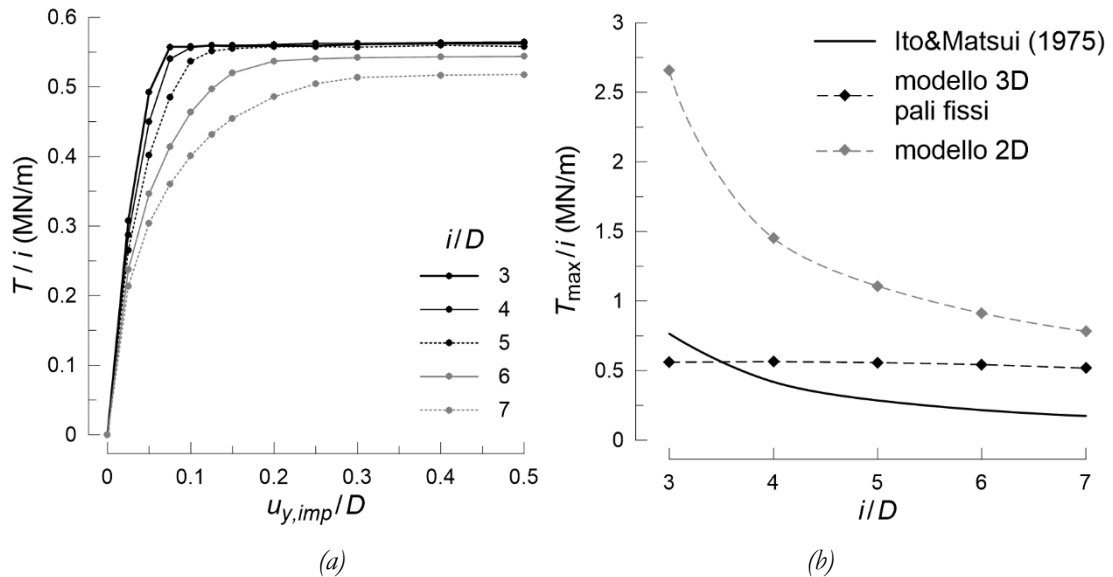


Figura 5.11 Pali fissi: (a) azione stabilizzante  $T/i$  sviluppata da file di pali a diverso interasse in funzione dello spostamento del corpo di frana; (b) confronto dei valori massimi di  $T/i$  ottenuti, al variare dell'interasse, da modelli 2D e 3D e da relazioni analitiche (Ito e Matsui, 1975).



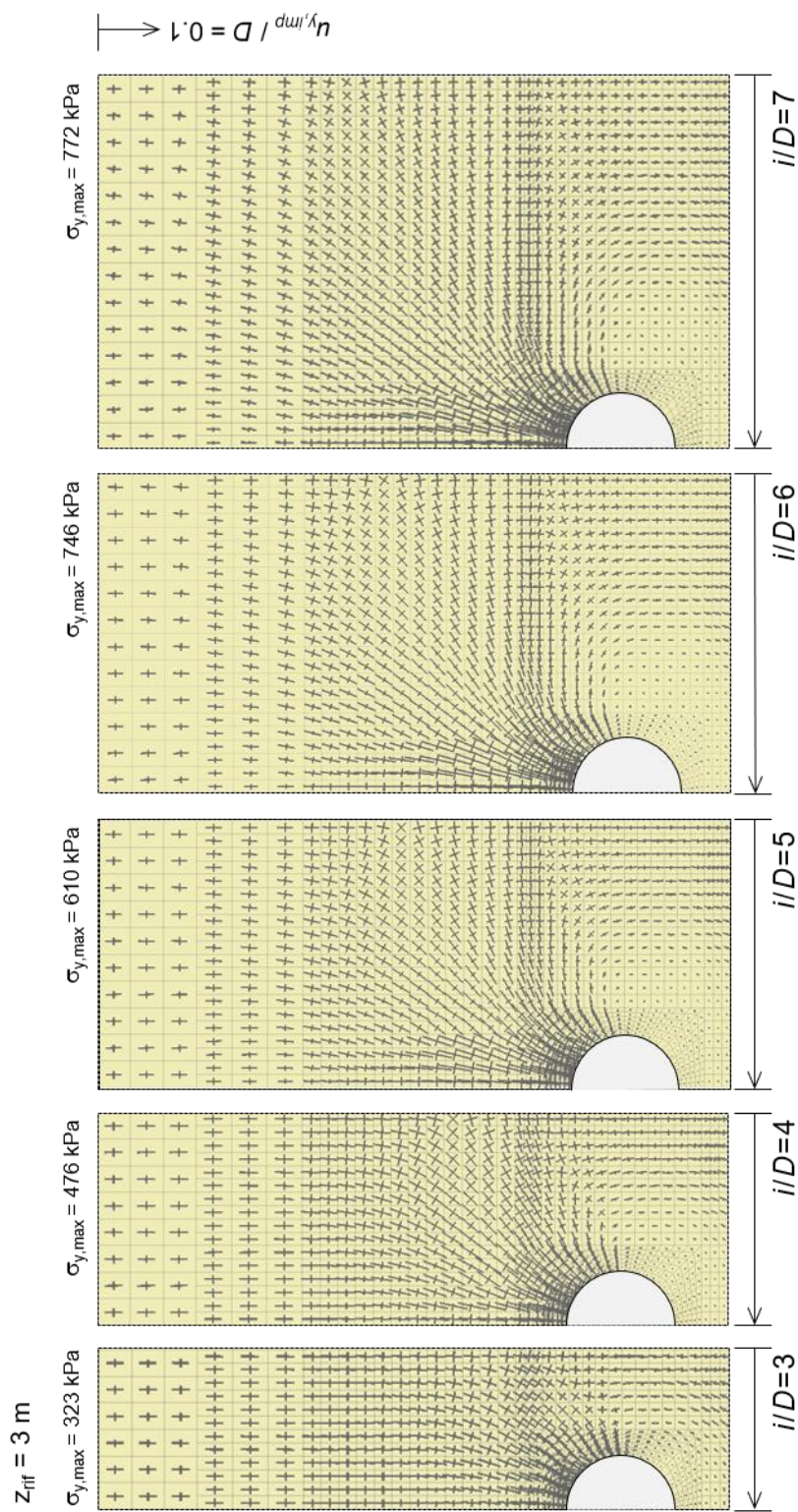


Figura 5.12 Rotazione della direzione delle tensioni principali per effetto dell'interazione corpo di frana - fila di pali fissi a diverso interasse. Andamenti confrontati a parità di spostamento imposto.

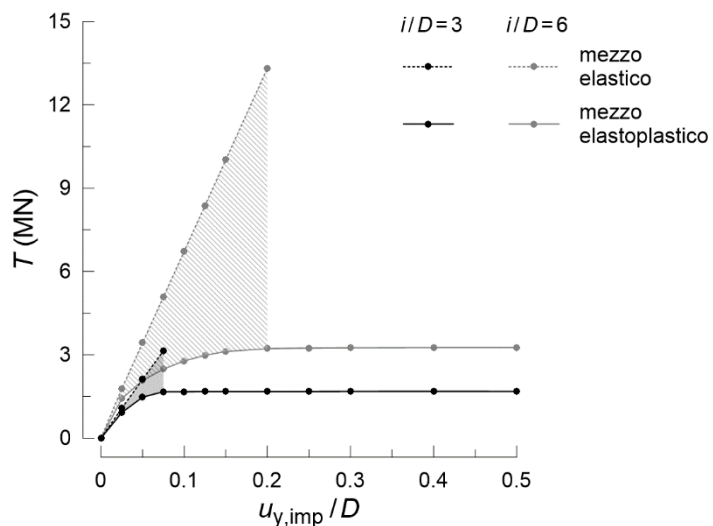


Figura 5.13 Pali fissi: evoluzione della sollecitazione di taglio in corrispondenza della superficie di scorrimento con lo spostamento imposto al corpo di frana nel caso di terreno modellato come un continuo elastico ed elastoplastico, per due valori dell'interasse tra i pali.

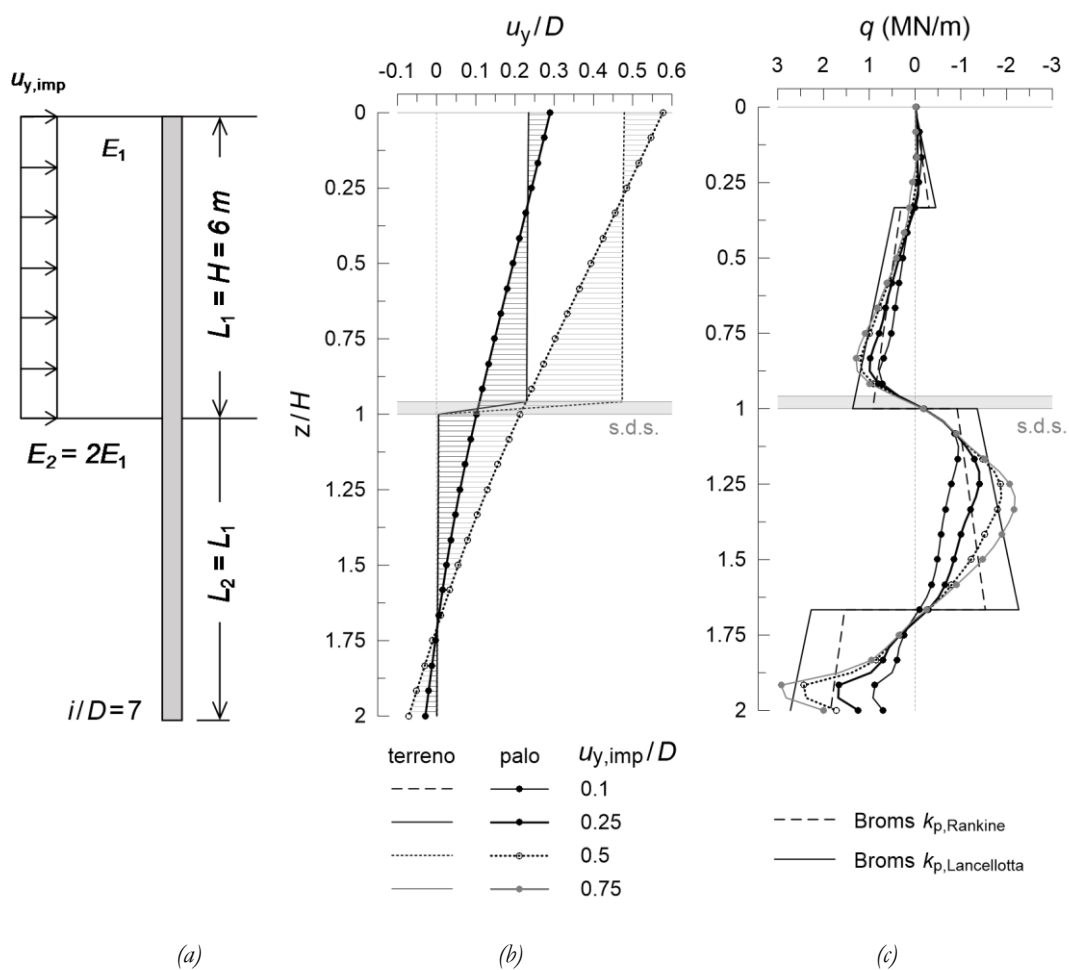
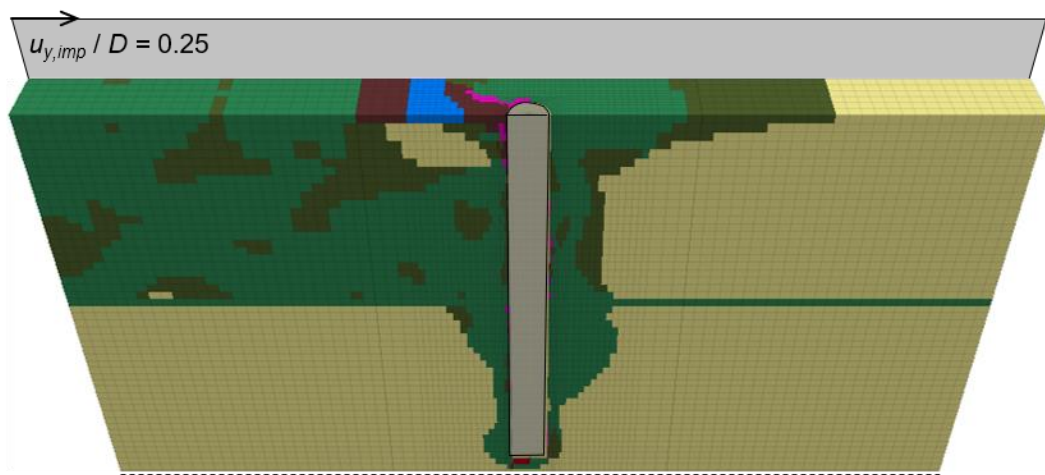
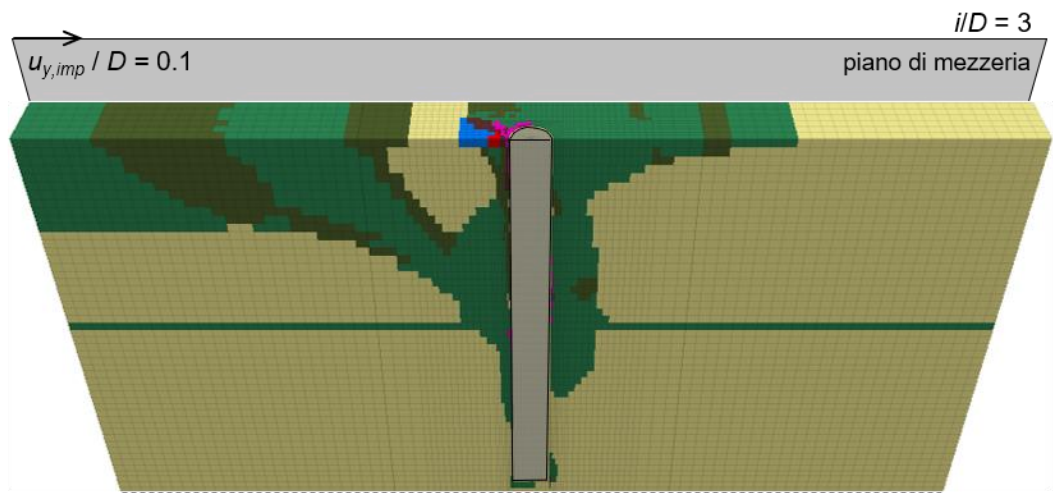
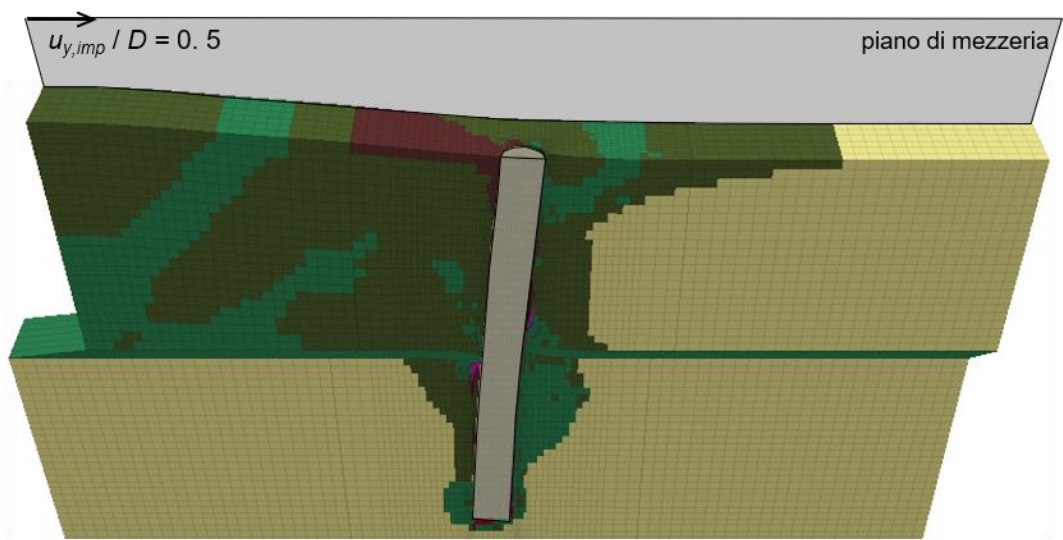


Figura 5.14 Pali non vincolati: (a) schema di riferimento; (b) profilo degli spostamenti dell'asse del palo e del terreno in mezz'aria; (c) azioni nette, confronto con distribuzione limite.



(a)



(b)

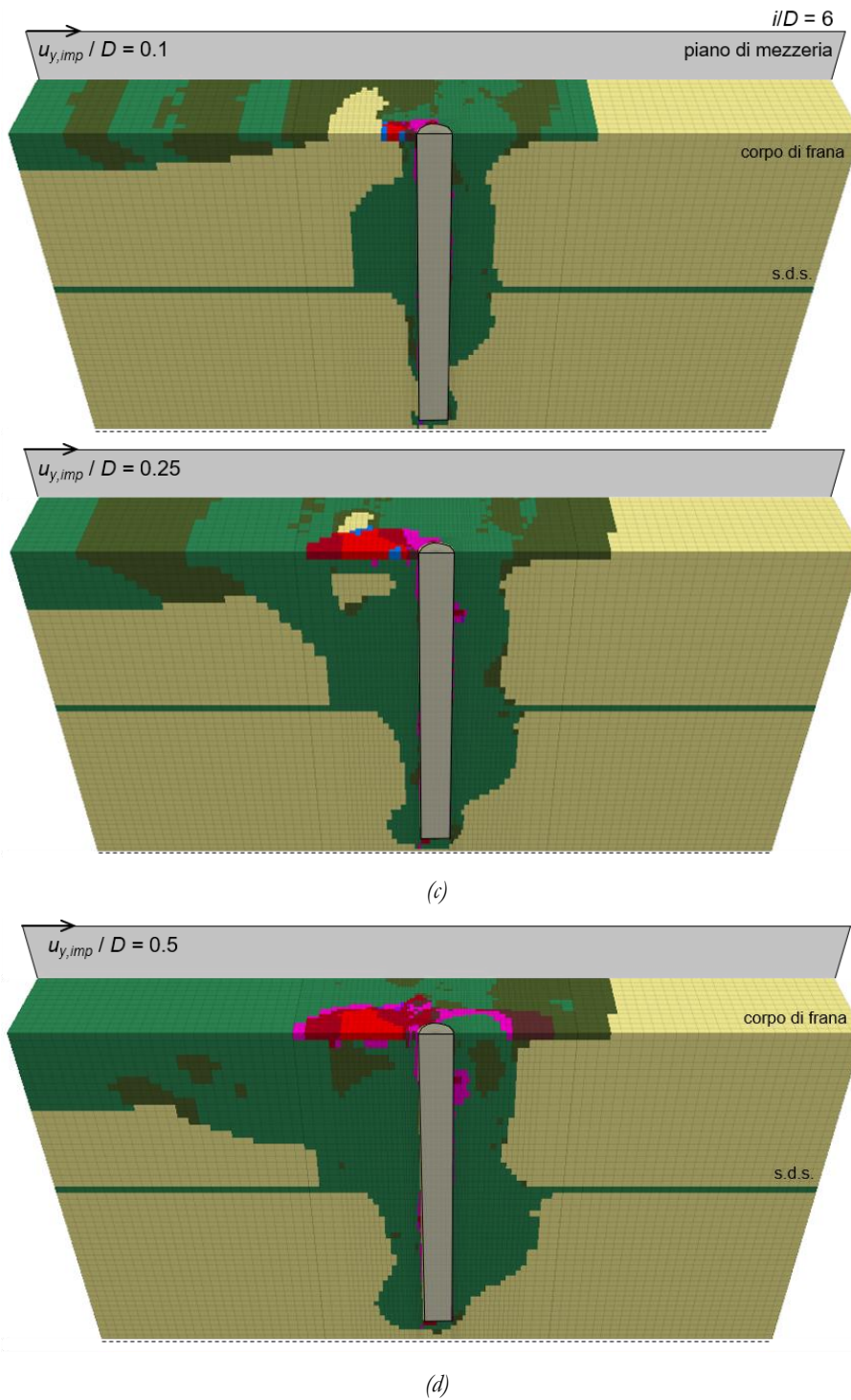


Figura 5.15 Pali non vincolati: diffusione zone plastiche nel terreno all'aumentare dello spostamento del corpo di frana per due valori dell'interasse,  $i/D = 3$  (a, b) e  $i/D = 6$  (c, d).

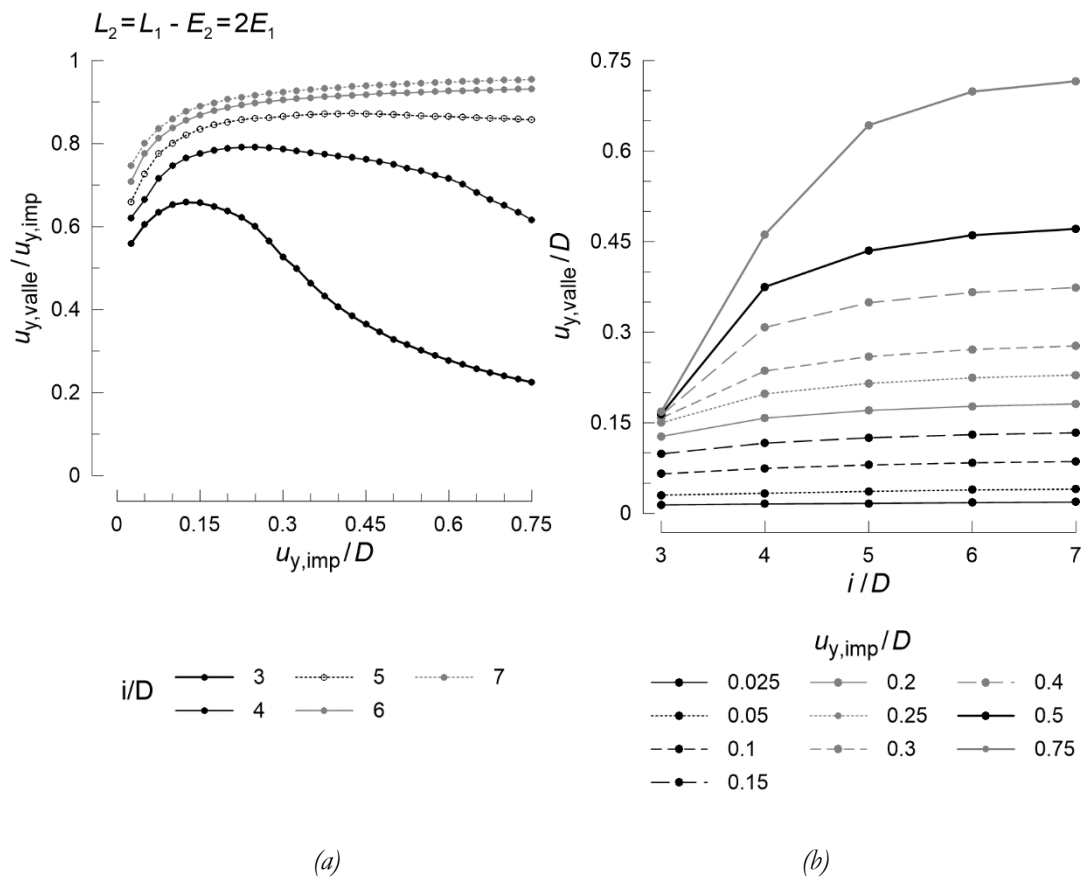


Figura 5.16 Pali non vincolati: (a) spostamento adimensionale a valle della fila in funzione di quello imposto al variare dell'interasse e (b) valore dello spostamento normalizzato rispetto al diametro  $D$  del palo.

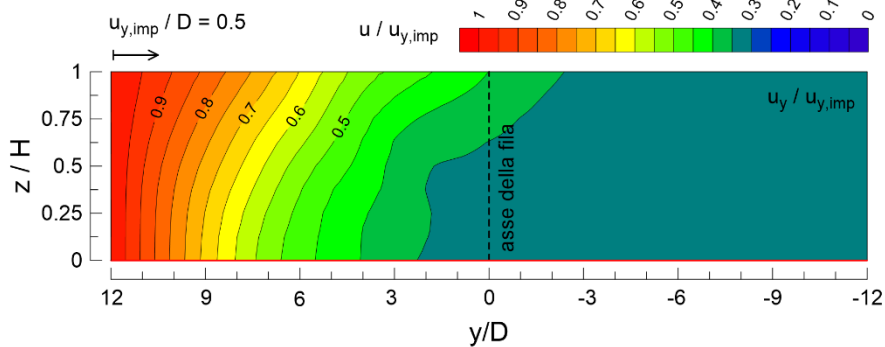


Figura 5.17 Pali non vincolati: isolinee di spostamento adimensionale  $u_y$  per pali posti a interasse  $i/D = 3$  ( $L_2 = L_1$ ,  $E_2 = 2E_1$ ).

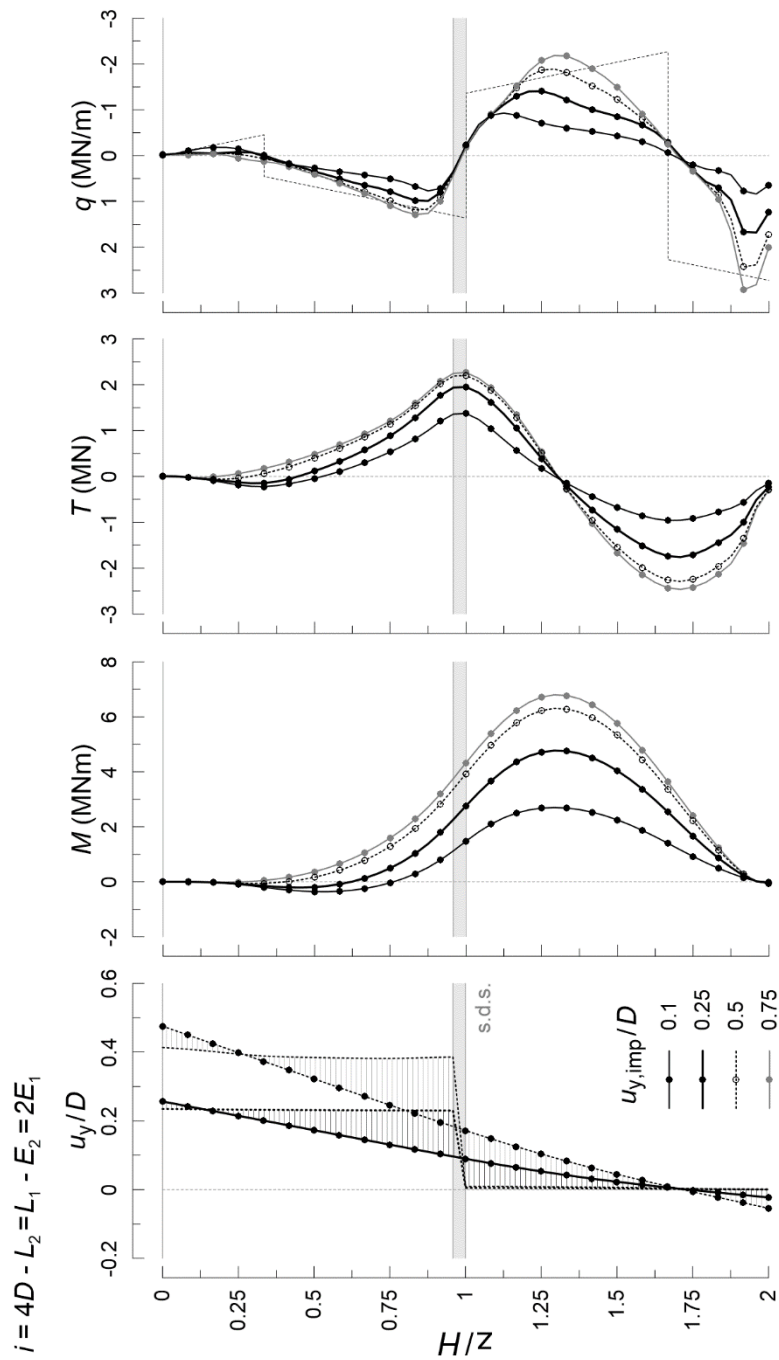


Figura 5.18 Evoluzione dei profili di spostamento, delle sollecitazioni di taglio e momento flettente e delle azioni nette con lo spostamento applicato al modello ( $u_{y,imp}/D$ ).

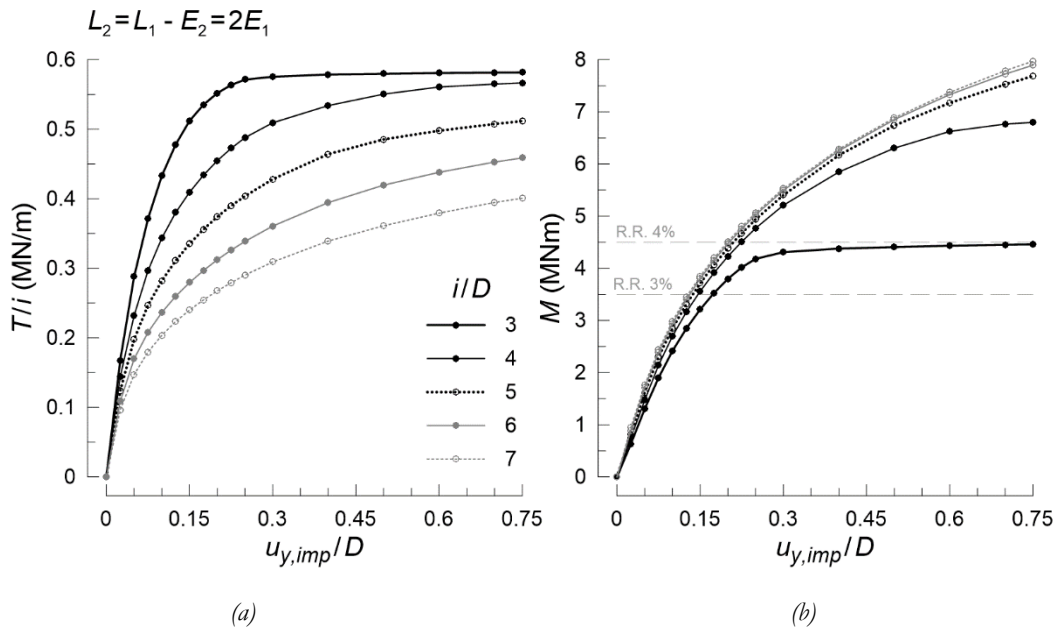


Figura 5.19 Pali non vincolati: evoluzione dell'azione stabilizzante  $T/i$  (a) e del momento flettente massimo (b) con gli spostamenti imposti al corpo di frana al variare dell'interasse tra i pali della fila.

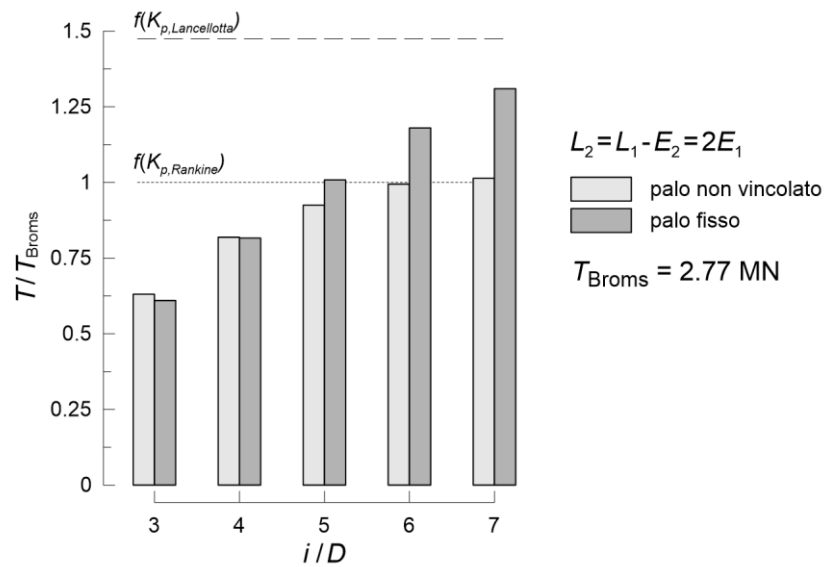


Figura 5.20 Valori adimensionali della sollecitazione di taglio  $T$  massima ottenuta in corrispondenza della superficie di scorrimento al variare dell'interasse tra i pali e per diverse ipotesi di vincolo: confronto tra soluzione numerica e teorica.

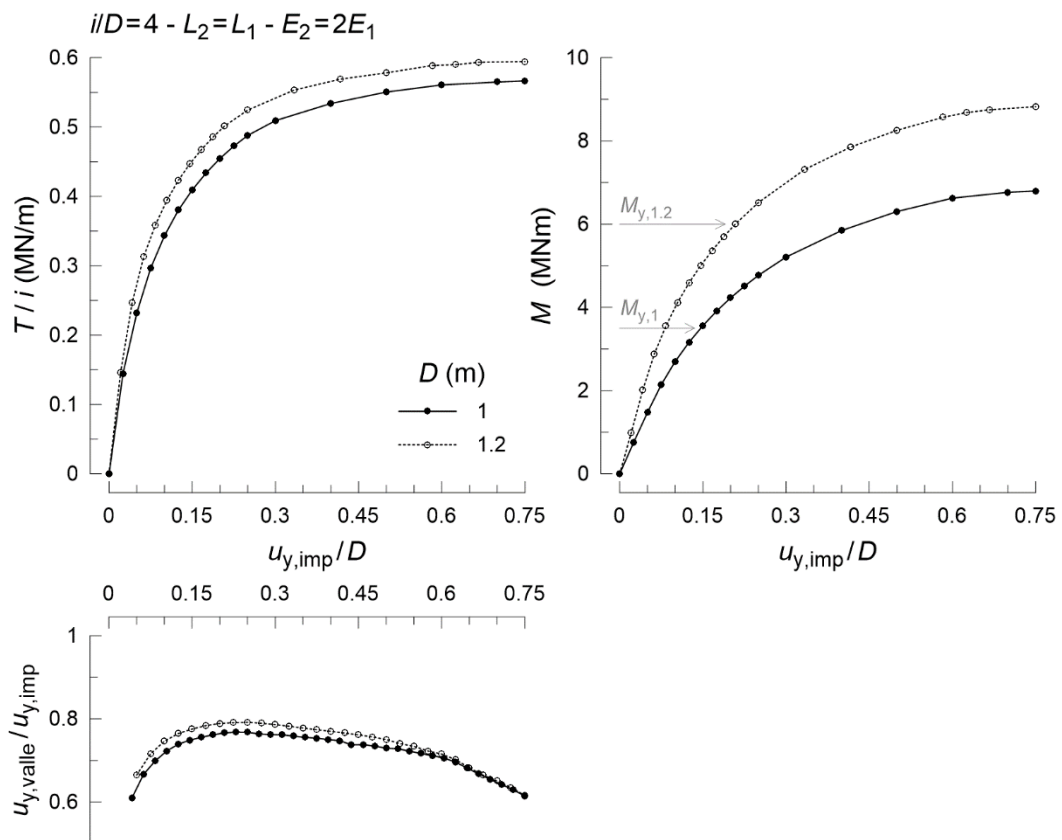


Figura 5.21 Pali non vincolati: evoluzione dell'azione stabilizzante  $T/i$ , del momento flettente massimo e dello spostamento adimensionale a valle con gli spostamenti imposti al corpo di frana al variare del diametro del palo.



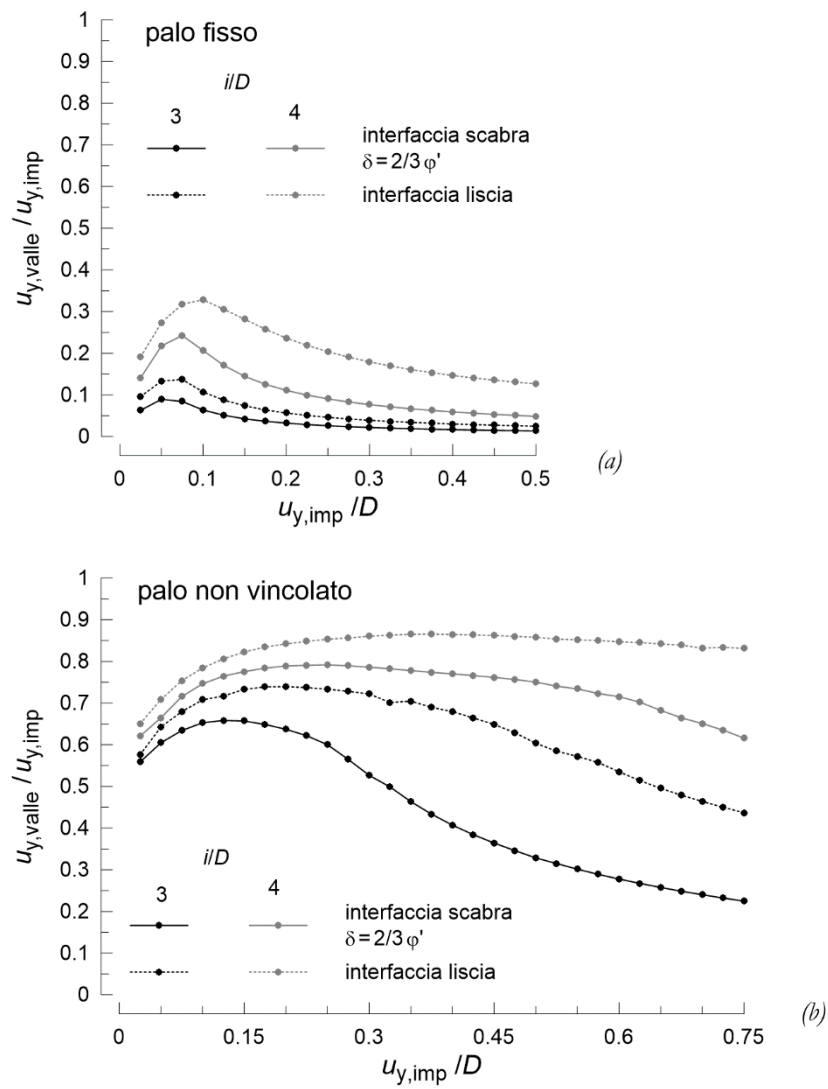


Figura 5.22 Effetto della scabrezza dell'interfaccia palo-terreno sulla capacità di mitigazione di una fila di pali fissi (a) o non vincolati (b); valori adimensionali dello spostamento a valle dell'intervento in funzione dello spostamento del corpo di frana.

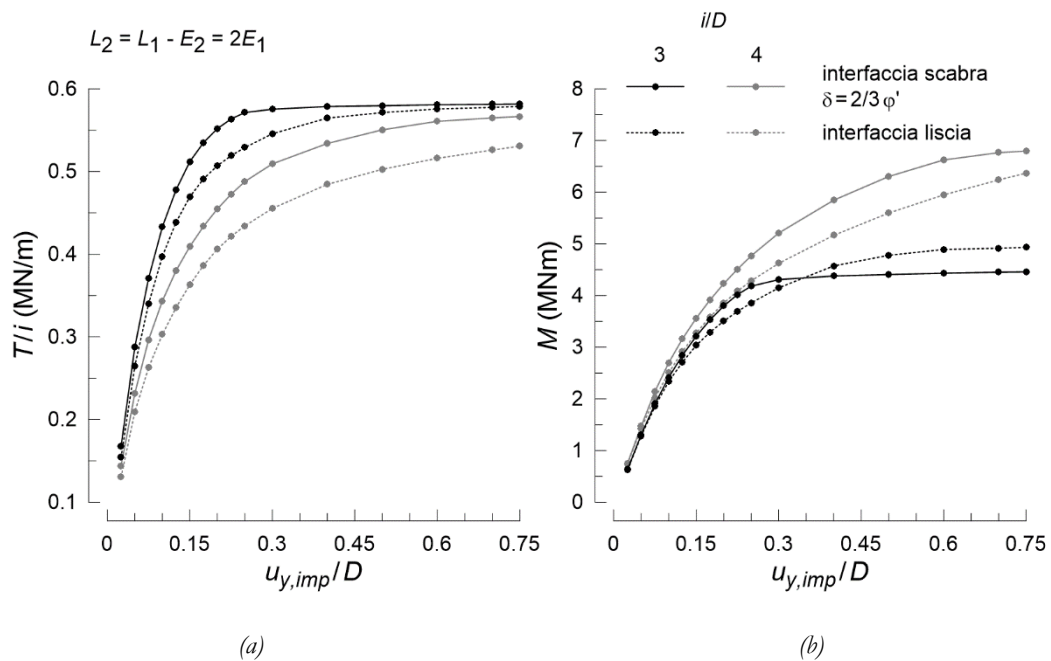


Figura 5.23 Pali non vincolati: evoluzione dell'azione stabilizzante  $T/i$  (a) e del momento flettente massimo (b) con gli spostamenti imposti al corpo di frana al variare della scabrezza dell'interfaccia pali-terreno e per due valori dell'interasse tra i pali.

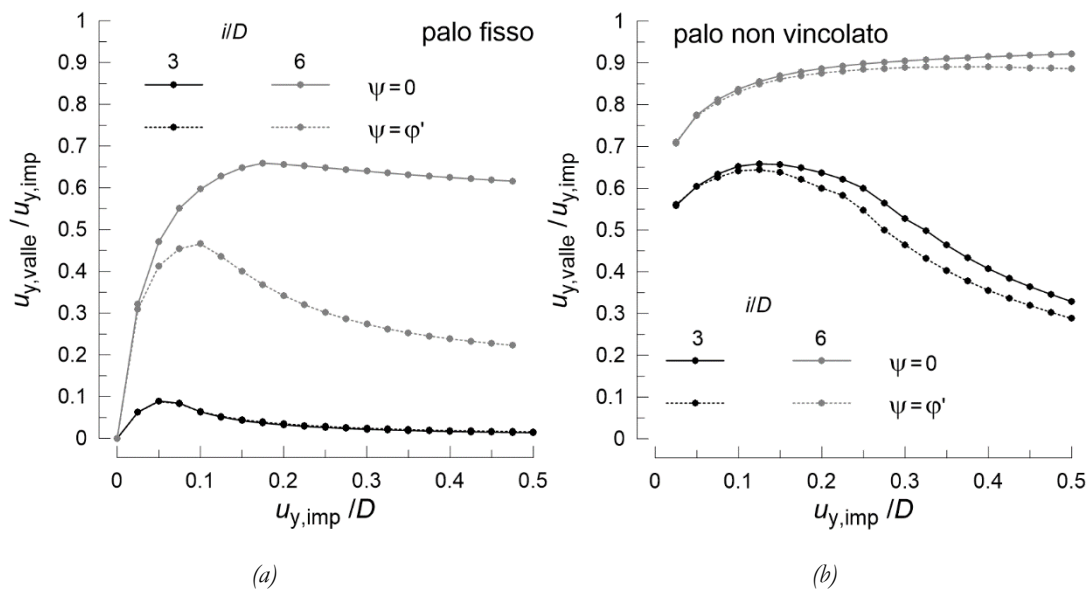


Figura 5.24 Effetto della dilatanza sulla riduzione degli spostamenti a valle della fila di pali fissi (a) e non vincolati (b) in funzione dello spostamento del corpo di frana e per diversi valori dell'interasse tra i pali.

# 6. Studio parametrico d'interazione: pali non vincolati

## 6.1 Premessa

La capacità di un palo non vincolato di opporsi alla spinta esercitata da un corpo di frana in lento avanzamento dipende dalle reazioni che ruotando genera nel substrato stabile. La condizione di palo fisso rappresenta una soluzione di estremo superiore dell'analisi d'interazione tra un corpo di frana e una fila di pali, massimizzando sia gli effetti di mitigazione che di stabilizzazione: i risultati relativi alla condizione di palo non vincolato tendono a quelli di palo fisso quanto minori sono gli spostamenti che il palo sconta sotto la spinta della coltre, ossia tanto maggiore e più rapida è la mobilitazione della resistenza nel substrato stabile.

Con riferimento a soli modelli tridimensionali, in questo capitolo sono analizzati gli schemi sinteticamente riportati in Figura 6.1. Nella prima parte di questo capitolo (Figura 6.1a), considerando un unico valore dell'interasse  $i$  tra i pali pari a  $4D$ , al quale si associano effetti gruppo ancora apprezzabili, e fissate le caratteristiche meccaniche del volume di terreno in movimento ( $E_1 = 30 \text{ MPa}$ ,  $\varphi_1' = 28^\circ$ ) sono valutati gli effetti della variazione delle caratteristiche della zona stabile, da cui dipende la configurazione di equilibrio raggiunta dai pali, sia sulla capacità di mitigazione della fila che sullo sviluppo delle sollecitazioni nei pali e dell'azione stabilizzante. In particolare, si considera sia la variazione delle proprietà meccaniche di resistenza e rigidezza del substrato stabile, sia quella della profondità  $L_2$  di infissione del palo.

La seconda parte del capitolo (Figura 6.1b) è invece dedicata ad alcune osservazioni riguardo la dipendenza della soluzione ottenuta dalle caratteristiche geometriche del corpo di frana, considerandone la variazione dello spessore  $H$  e dell'inclinazione  $\alpha$ .

Si ricorda che le analisi sono condotte assegnando al palo un comportamento elastico.

## 6.2 Effetto delle proprietà meccaniche del substrato stabile e della profondità d'infissione del palo

### 6.2.1 Rigidezza e resistenza dello strato di base

Poiché gli studi di stabilità sono solitamente affrontati facendo ricorso a metodi dell'equilibrio limite, in numerosi studi parametrici contenuti in letteratura si considera solamente l'effetto della variazione delle caratteristiche di resistenza del corpo di frana e del substrato stabile.

Tuttavia, considerando la natura passiva dell'intervento, che lega lo sviluppo dell'azione stabilizzante dei pali al loro spostamento, e volendo porre piuttosto l'attenzione sulla capacità di mitigazione della fila, un'analisi completa dell'interazione tra corpo di frana - pali - substrato stabile non può prescindere dalla valutazione degli effetti legati alla variazione della rigidezza degli strati di terreno. Essa, infatti, influenza gli spostamenti necessari allo sviluppo della reazione del palo sotto la spinta del corpo di frana, condizionando fortemente la capacità di mitigazione della fila.

Relativamente al caso di una profondità d'infissione del palo pari all'altezza del corpo di frana ( $L_2 = L_1$ ), si considera una progressiva riduzione della rigidezza del substrato stabile rispetto a quella del terreno in frana, con rapporti  $E_2/E_1$  pari a 2, 1 e 0.5. Si sottolinea che, data la semplicità del modello costitutivo utilizzato, la rigidezza del terreno è costante sullo spessore dello strato a cui è assegnata. Il caso  $E_2/E_1 = 0.5$  ha una valenza prevalentemente investigativa.

Considerando uno stesso valore dello spostamento del corpo di frana ( $u_{y,imp}/D = 0.25$ ), in Figura 6.2 sono messe a confronto le isolinee del grado di mobilitazione delle tensioni tangenziali  $\tau_{rel}$ , definita come il rapporto tra la tensione tangenziale  $\tau$  mobilitata e quella massima legata alle caratteristiche di resistenza del terreno, nell'intorno dei pali per i tre rapporti  $E_2/E_1$  considerati: valori unitari di  $\tau_{rel}$  indicano la completa mobilitazione della resistenza del terreno.

All'aumentare di  $E_2$  rispetto a  $E_1$  maggiore è la mobilitazione della resistenza del terreno non solo nello strato di base, ma anche all'interno del corpo di frana. Per  $E_2/E_1 = 2$  la resistenza del terreno a contatto con la parte infissa del palo risulta completamente mobilitata, con valori di  $\tau_{rel} \geq 0.9$  in una zona estesa per circa 3 diametri

$D$  a valle del palo e circa  $1.5D$  a monte, mentre si riduce visibilmente il grado di mobilitazione della resistenza al tendere verso il caso di  $E_2/E_1 = 0.5$ .

Se si considerano i valori riportati in Tabella 6.1 degli spostamenti  $u_p$  calcolati in corrispondenza della testa del palo, è possibile notare come la più rapida mobilitazione della resistenza del terreno lungo il tratto  $L_2$  del palo riduce gli spostamenti che esso sconta per equilibrare la spinta della coltre in frana, con differenze che crescono all'aumentare dello spostamento imposto al terreno e comprese tra il 10% e il 15% per  $u_{y,imp}/D = 0.25$ . Ciò comporta, parallelamente, una più rapida diffusione delle zone plastiche nello strato stabile, poiché più efficace è l'effetto di vincolo esercitato dalla fila di pali. Per quanto detto, le ipotesi sulla rigidezza di entrambi gli strati di terreno coinvolti nel meccanismo di interazione risultano non trascurabili ai fini di una corretta valutazione della capacità di mitigazione dell'intervento. A tal proposito si può far riferimento alla Figura 6.3 nella quale, al crescere dello spostamento del corpo di frana, si riporta la riduzione degli spostamenti calcolati a valle dell'intervento (Figura 6.3a) e, parallelamente, l'aumento dell'azione stabilizzante sviluppata dalla fila (Figura 6.3b). Alla maggiore rigidezza del substrato stabile si collega la maggiore riduzione degli spostamenti calcolata a valle, con valori di  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  comunque inferiori a 0.8, mentre minore del 20% è la riduzione degli spostamenti legata ai modelli caratterizzati da valori di  $E_2 \leq E_1$  e quindi a un maggior spostamento dei pali. Inoltre, nell'intervallo di spostamenti osservati, per  $E_2 < 2E_1$ , l'assenza di una marcata inversione nella curva  $u_{y,valle}/u_{y,imp} - u_{y,imp}/D$  testimonia la mancata formazione del meccanismo plastico di scorrimento a monte della fila, poiché non trascurabili sono gli spostamenti dei pali stessi. Parallelamente, l'azione stabilizzante  $T/i$  si sviluppa più rapidamente nel mezzo più rigido: per  $u_{y,imp}/D$  pari a 0.25 l'azione stabilizzante calcolata per  $E_2/E_1 = 2$  è pari a circa 1.3 volte quella relativa alla rigidezza più bassa e mostra, per valori maggiori dello spostamento e compresi nell'intervallo osservato, una crescita caratterizzata da gradienti che si riducono fino a stabilizzarsi su valori costanti, mentre ancora significativa è la crescita di  $T/i$  osservata per  $E_2/E_1 = 0.5$ . Poiché la resistenza assegnata al terreno è la stessa nei 3 modelli a confronto, le tre curve risultano comunque tendere verso il raggiungimento di uno stesso valore massimo dell'azione stabilizzante. Si vuole quindi sottolineare che nonostante i tre modelli considerati siano equivalenti se studiati con metodi dell'equilibrio limite (e.g.: Viggiani, 1981), gli spostamenti realmente necessari a mobilitare la resistenza del terreno rendono file di pali intestati in strati caratterizzati da bassi valori di rigidezza sostanzialmente poco

efficaci. Al diminuire di  $E_2/E_1$  maggiori sono gli spostamenti del corpo di frana che devono verificarsi per sviluppare uno stesso valore di  $T/i$ , raggiungendo valori non trascurabili nell'ambito dello studio di movimenti lenti, e i maggiori spostamenti dei pali rendono la fila inefficace soprattutto da un punto di vista della mitigazione degli spostamenti.

Considerando la Figura 6.4 è possibile osservare che i vantaggi legati a un aumento della resistenza del substrato stabile siano anch'essi strettamente legati alle caratteristiche di rigidità dello strato di base. In particolare, per i rapporti  $E_2/E_1$  pari a 2 e a 1, l'analisi d'interazione è stata ripetuta considerando un aumento del 20% del valore dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  del substrato stabile posto pari a  $33.5^\circ$ , corrispondente a un aumento del 25% del coefficiente di spinta passiva  $K_p$  calcolato secondo Rankine e di circa il 50% con riferimento alla formula di Lancellotta. In Figura 6.4, con riferimento ancora alla capacità dell'intervento di proteggere la zona di valle dagli spostamenti del corpo di frana, un miglioramento significativo della capacità di mitigazione della fila si osserva nel caso di  $E_2/E_1 = 2$ , con una riduzione dello spostamento massimo calcolato di circa il 40% e la completa formazione del meccanismo plastico per valori dello spostamento imposto circa pari alla metà di quelli calcolati per  $\varphi_2' = 28^\circ$ . In altre parole, se lo strato di base è sufficientemente rigido, ridotta è la variazione di spostamento del palo che permette di giungere alla completa mobilitazione della soglia più alta di resistenza del terreno. Minore e comunque sempre legato a spostamenti significativi del corpo di frana è, invece, il miglioramento della capacità di mitigazione della fila osservato all'aumentare delle caratteristiche di resistenza per valori più bassi della rigidità dello strato di base, con riduzioni massime dello spostamento calcolato a valle del 20%.

In Tabella 6.2 sono invece riportati sinteticamente i valori dell'azione stabilizzante  $T/i$  calcolati per i quattro modelli a confronto al variare dello spostamento imposto. Il valore massimo di  $T/i$  a cui tendono i diversi modelli è lo stesso, pari a circa 570 kN/m, poiché esso dipende dalle caratteristiche di resistenza del corpo di frana. L'aumento della resistenza dello strato di base si lega piuttosto a un aumento più rapido delle sollecitazioni sul palo, dovuto, in generale, a un aumento del grado di vincolo che il terreno del substrato stabile è in grado di esercitare rispetto alla rotazione del palo. Per  $u_{y,imp}/D = 0.25$  il valore di  $T/i$  calcolato per  $E_2/E_1 = 2$  e  $\varphi_2' = 33.5^\circ$  è pari al 90% di quello massimo, mentre è pari a circa l'85% quello calcolato per la stessa rigidità e un angolo d'attrito più basso; al

ridursi della rigidità dello strato di base tali percentuali scendono rispettivamente ai valori di 80% e 75%.

Quanto finora descritto può essere facilmente apprezzato osservando gli andamenti dello spostamento della linea d'asse del palo e quindi quelli, calcolati per derivazione, della rotazione, del momento flettente e del taglio. Considerando sempre un unico valore dello spostamento del corpo di frana ( $u_{y,imp}/D = 0.25$ ), tali profili sono riportati in Figura 6.5 per i 3 valori del rapporto  $E_2/E_1$  considerati e con riferimento al solo caso di un angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  pari a  $28^\circ$ , sia nello strato di terreno in frana che nel substrato stabile. Evidente è il maggior spostamento che subisce un palo intestato in uno strato caratterizzato da un basso valore della rigidità, descrivendo un profilo caratterizzato da una minore componente flessionale. Per i tre casi in esame la rotazione del palo all'interno dello strato stabile è sostanzialmente costante ( $u'_y(0)/u'_y(z) = 1$ ) e i profili risultano essere con buona approssimazione paralleli ( $u'_y(0) \approx 0.028$ ), così come costante è la rotazione calcolata a partire da  $z/H = 1.75$ , profondità corrispondente al punto di rotazione del palo, stabilizzandosi su valori più bassi di  $u'_y(0)/u'_y(z)$  al crescere di  $E_2/E_1$ . Maggiore è il rapporto  $E_2/E_1$  maggiore è quindi la riduzione della rotazione della linea d'asse del palo calcolata, per effetto della maggiore reazione esercitata dal terreno del substrato stabile. La flessione del palo si concentra immediatamente al di sotto della superficie di scorrimento e qui, pertanto, si verifica il raggiungimento del valore massimo del momento, la cui profondità non risulta influenzata dalla rigidità dello strato di base. Il comportamento più marcatamente flessionale del palo infisso in uno strato di base più rigido porta allo sviluppo di maggiori momenti flettenti: passando da  $E_2/E_1 = 0.5$  a  $E_2/E_1 = 2$  si calcola un aumento di quasi il 50% di  $M$ , mentre è di circa il 25% quello calcolato passando da  $E_2/E_1 = 1$  a  $E_2/E_1 = 2$ .

Poiché all'aumentare di  $\varphi'$  maggiore è la resistenza che il terreno oppone alla rotazione del palo, il profilo degli spostamenti del palo è caratterizzato da una maggiore componente flessionale rispetto al caso di valori di  $\varphi'$  più bassi: per  $\varphi'_2 = 33.5^\circ$ , il rapporto  $u'_y(0)/u'_y(L)$  calcolato per un deposito con rigidità costante è pari a 0.62, mentre è pari a 0.43 per una rigidità del substrato stabile maggiore, con un aumento del momento massimo in entrambi i casi circa pari a 8.5% rispetto al caso di  $\varphi'_2 = 28^\circ$ .

Il maggiore spostamento del palo nella zona a contatto con il corpo di frana si collega

a un maggiore reazione del terreno a valle, risultando in una riduzione del taglio calcolato in corrispondenza della superficie di scorrimento.

In conclusione, analisi d'interazione dimostrano che una corretta valutazione della rigidità del corpo di frana e dello strato stabile è necessaria per una corretta previsione della capacità di mitigazione dell'intervento e del campo di spostamenti necessario allo sviluppo dell'azione stabilizzante: indipendentemente dalle caratteristiche di resistenza dello strato di base, basse rigidità si collegano comunque a una scarsa efficacia dell'intervento.

Riprendendo alcuni dei risultati ottenuti dalle analisi bidimensionali (Capitolo 3.6), l'utilizzo di file di pali per la mitigazione degli spostamenti di corpi di frana risulta conveniente nel caso di coltri comunque caratterizzate da buone caratteristiche di rigidità: maggiore è la rigidità della coltre, infatti, più rapido è il trasferimento della spinta ai pali e, quindi, la formazione dei meccanismi plastici di accumulo del terreno a monte della fila. Inoltre, per un'efficace interazione tra il corpo di frana e la fila è comunque necessario che siano ridotti gli spostamenti dei pali sotto la spinta del terreno. A tal proposito, un substrato più rigido sviluppa più rapidamente le azioni che si oppongono alla rotazione della base del palo, determinandone un comportamento prevalentemente flessionale, piuttosto che una rotazione rigida. Tuttavia, a tale comportamento corrisponde una più rapida e maggiore crescita delle sollecitazioni lungo l'asse del palo, rendendo stringenti le condizioni di raggiungimento della rottura del palo.

### 6.2.2 Profondità d'infissione del palo

Fissate le caratteristiche meccaniche del corpo di frana, caratterizzato da uno spessore  $H$  pari a 6 m, e del substrato stabile ( $\varphi' = 28^\circ$ ,  $E_1 = 30$  MPa,  $E_2/E_1 = 2$ ) e fissato pari a 4 il rapporto  $i/D$ , con  $D = 1$  m, si studia l'effetto della variazione della lunghezza  $L_2$  del tratto del palo infisso nel substrato stabile, considerando un rapporto  $L_2/L_1$  variabile tra 0.7 e 2, con  $L_1$  corrispondente al tratto del palo a contatto con il corpo di frana e pertanto pari a  $H$  (Figura 6.1a).

Procedendo come nel paragrafo precedente, in Figura 6.6 una prima analisi dell'interazione tra un corpo di frana e una fila di pali caratterizzati da una diversa profondità d'infissione  $L_2$  è presentata in termini di grado di mobilitazione della resistenza al taglio del terreno  $\tau_{rel}$ ; i risultati mostrati fanno riferimento a un valore dello spostamento



del corpo di frana  $u_{y,imp}/D = 0.25$ . Risulta immediatamente evidente che nel caso di pali caratterizzati da una lunghezza minore ( $L_2 \leq L_1$ ) la resistenza del terreno risulta completamente mobilitata attorno a tutto il tratto infisso, con valori di  $\tau_{rel}$  maggiori di 0.9 in una zona compresa tra  $+1.5D$  e  $-3D$ , rispettivamente a monte e a valle del palo, e che quindi diminuisce rapidamente scendendo sotto il valore di 0.5. Con l'aumento di  $L_2$  ( $L_2/L_1 = 1.5, 2$ ) diminuisce il grado di mobilitazione della resistenza lungo il contorno del palo immerso nel substrato stabile, fino a raggiungere valori del tutto trascurabili ( $0.1 \leq \tau_{rel} \leq 0.2$ ) in corrispondenza del piede del palo più lungo. Si sottolinea, inoltre, che per  $L_2 = 0.7L_1$  il grado di mobilitazione della resistenza nello strato di terreno in frana risulta essere meno severo a monte del palo e più severo a valle, soprattutto nella zona immediatamente al di sotto del piano campagna.

Alla diversa mobilitazione della resistenza del terreno osservata in Figura 6.6, si lega l'instaurarsi di diversi meccanismi di interazione tra il corpo di frana, i pali e il substrato stabile. Si considerino, a tal proposito, i profili riportati in Figura 6.7 calcolati per i quattro valori del rapporto  $L_2/L_1$  investigati e in corrispondenza dello stesso valore di spostamento preso a riferimento in Figura 6.6. Specificamente, al variare della profondità d'infissione del palo nel substrato stabile, sono messi a confronto i profili dello spostamento della linea d'asse del palo e della sua rotazione, delle sollecitazioni di momento flettente  $M$  e taglio  $T$  e delle azioni nette  $q$ .

Al diminuire di  $L_2$  rispetto a  $L_1$ , ossia rispetto allo spessore  $H$  del corpo di frana, e in particolare al tendere del rapporto  $L_2/L_1$  al valore di 0.7, si ha una riduzione della capacità del substrato stabile di opporsi, con lo sviluppo di tensioni di interazione, allo spostamento del palo soggetto alla spinta del corpo di frana. Infatti, nonostante la zona di terreno attorno al tratto infisso del palo sia completamente plasticizzata, le tensioni sviluppate non risultano sufficienti a vincolare la base del palo, che ruota in maniera sostanzialmente rigida con lo sviluppo di modeste sollecitazioni lungo il suo asse. Per una profondità d'infissione del palo nel substrato stabile almeno pari all'altezza del corpo di frana ( $L_2 \geq L_1$ ) il profilo degli spostamenti del palo manifesta una componente di deformazione flessionale maggiore, indice di un maggior livello di vincolo esercitato dal substrato stabile sulla base del palo. Gli spostamenti del palo risultano complessivamente più bassi, con una riduzione del valore dello spostamento calcolato in testa  $u_p$  del 17% passando da  $L_2/L_1 = 0.7$  a  $L_2/L_1 = 1$ . Minori sono le differenze osservate passando da

un valore del rapporto tra le due porzioni del palo pari a 1 a un valore pari 1.5, con una riduzione di  $u_p$  circa pari al 10%, mentre del tutto trascurabili sono quelle calcolate per un ulteriore approfondimento del palo all'interno del substrato stabile.

I maggiori spostamenti del palo calcolati per  $L_2/L_1 = 0.7$  si collegano a una maggiore reazione nel corpo di frana nella zona di valle, con una conseguente riduzione del taglio calcolato in corrispondenza della superficie di scorrimento. Al contrario, all'aumentare della profondità d'infissione del palo, coerentemente con il tendere verso una condizione di palo fisso, la distribuzione delle azioni  $q$  nel tratto a contatto con il corpo di frana tende a una triangolare, aumentando i valori della sollecitazione di taglio. Ulteriori considerazioni sui profili di  $q$  possono essere ricavate estendo quelle già avanzate relativamente alle caratteristiche di mobilitazione della resistenza del terreno (Figura 6.6).

Com'è possibile osservare in Figura 6.8, all'aumentare del rapporto  $L_2/L_1$ , il minor spostamento del palo produce un aumento della capacità della fila di ostacolare l'avanzamento del corpo di frana, con maggiori riduzioni degli spostamenti  $u_{y, valle}$  calcolati a valle dell'intervento rispetto a quelli applicati a monte. Pali caratterizzati da  $L_2 \geq L_1$  risultano tutti in grado di esplicare un'azione di confinamento all'avanzamento del corpo di frana: il passaggio da  $L_2 = L_1$  a  $L_2 = 1.5L_1$ , in particolare, si lega a un significativo aumento della capacità di mitigazione della fila, ottenendo valori di  $u_{y, valle}/u_{y, imp}$  inferiori a 0.5 già a partire da  $u_{y, imp}/D = 0.4$ . Parallelamente, il passaggio da  $L_2 = L_1$  a  $L_2 = 1.5L_1$  è caratterizzato da una più rapida crescita dell'azione stabilizzante con lo spostamento del corpo di frana, e analogo è il valore a cui tendono i diversi schemi poiché legato alle caratteristiche meccaniche del corpo di frana. Contemporaneamente, una deformata sempre più marcatamente flessionale si lega a una più rapida crescita dei valori del momento massimi calcolati lungo l'asse del palo, la cui posizione non varia sensibilmente con l'aumento della profondità d'infissione da  $0.7L_1$  a  $1.5L_1$ , poiché il tratto in cui si concentra la deformazione del palo rimane comunque quello immediatamente al di sotto della superficie di scorrimento.

Del tutto inefficace risulta invece l'intervento con pali caratterizzati da  $L_2 = 0.7L_1$ , con una riduzione degli spostamenti che si attesta attorno al 10%, condizione sostanzialmente assimilabile a quella di palo corto (Viggiani, 1981; Poulos, 1999) in cui il palo è trascinato dal terreno in frana mobilitando completamente la resistenza del substrato stabile. Al contrario, il basso grado di mobilitazione della resistenza osservato per  $L_2 = 2L_1$  in

corrispondenza della base del palo (Figura 6.6) indica la non partecipazione di tale tratto all'equilibrio delle tensioni attorno al palo: pertanto, alcun apprezzabile vantaggio, né in termini di mitigazione degli spostamenti né in termini di sollecitazioni, si trae dall'ulteriore approfondimento dei pali oltre  $L_2 = 1.5L_1$ .

In Figura 6.8a e in Figura 6.8b sono riportati a confronto i valori ottenuti per il caso di palo fisso, condizione riconducibile a quella di un palo incastrato alla base e infinitamente rigido. Come prevedibile, all'aumentare di  $L_2$  diminuisce la distanza tra la soluzione ottenuta nel caso di palo fisso e quella relativa al caso di palo non vincolato. Tuttavia, anche se per  $L_2 = 2L_1$  possiamo considerare raggiunte delle condizioni prossime a quelle di palo incastrato alla base, la differenza non trascurabile che permane tra le due soluzioni è legata allo spostamento comunque non nullo della testa di un palo di rigidità finita.

All'aumentare della profondità d'infissione del palo nel substrato stabile si riducono progressivamente gli spostamenti calcolati in corrispondenza della base del palo, fino a risultare nulli per un tratto non trascurabile nel caso di  $L_2 = 2L_1$ . In Figura 6.9 i profili di spostamento della linea d'asse del palo e quelli delle sollecitazioni ricavati da tale analisi d'interazione sono messi a confronto con quelli ottenuti analiticamente utilizzando la soluzione proposta da Ito e Matsui (1981), valida sotto l'ipotesi di pali non vincolati e caratterizzati da spostamenti nulli alla base. Maggiori dettagli sulle equazioni ricavate degli Autori sono contenuti nel capitolo dedicato all'analisi di letteratura (Capitolo 2). Per tale confronto si considera come valore di spostamento del corpo di frana  $u_{y,imp}/D = 0.5$  per il quale, considerando gli andamenti di Figura 6.8, sono raggiunte le condizioni ultime del sistema.

Gli andamenti ricavati dall'analisi numerica d'interazione e applicando le relazioni analitiche sono qualitativamente confrontabili, sia nel profilo degli spostamenti che per quello delle sollecitazioni. Tuttavia, anche se il valore dell'azione ultima  $p_u$  trasmessa dal corpo di frana ai pali è ricavato incrementando del 60% (Matsui *et al.*, 1982) quello di  $p_y$  calcolato con riferimento alla formula ricavata dagli Autori (Ito e Matsui, 1975), la soluzione analitica si pone sempre al di sotto di quella numerica, sia nel tratto in frana che nella zona di terreno stabile. In particolare, è possibile calcolare una riduzione di circa il 50% degli spostamenti  $u_p$  calcolati in corrispondenza della testa del palo, una riduzione del 40% del momento massimo e del 26% del valore del taglio calcolato in corrispondenza della superficie di scorrimento. Pertanto, i valori ricavati utilizzando le formule di Ito e

Matsui (1975) possono risultare cautelativi relativamente alla stima della capacità di stabilizzazione della fila, ma non nei confronti della rottura del palo.

Escludendo il caso di  $L_2 = 0.7L_1$ , le analisi d'interazione sono state ripetute considerando un valore più basso della rigidezza dello strato di base. In Figura 6.10, al variare di  $L_2/L_1$ , sono quindi riportati a confronto i risultati ottenuti per i due valori del rapporto  $E_2/E_1$  considerati, sintetizzati in termini di massimo valore dello spostamento calcolato a valle dell'intervento  $u_{y, valle}/D$ , di massima azione stabilizzante  $T/i$  e di massimo momento flettente  $M$ . Al ridursi della rigidezza dello strato di base, l'aumento della profondità d'infissione del palo permette comunque di ottenere un non trascurabile aumento della capacità di mitigazione dell'intervento. Infatti, mentre, come visto, l'aumento della resistenza del terreno di base migliora l'efficacia dell'intervento in maniera conveniente solo per valori alti della rigidezza del substrato stabile e comunque necessita del raggiungimento di un non trascurabile livello di deformazione del terreno per effetto dello spostamento del palo, aumentando la lunghezza del palo si ha un aumento immediato delle azioni che ne vincolano la rotazione della base. Nel passaggio da  $L_2/L_1 = 1$  a  $L_2/L_1 = 1.5$  per un mezzo caratterizzato da una rigidezza costante con la profondità si calcola una riduzione del 52% dello spostamento massimo calcolato a valle della fila di pali, mentre è del 54% quella relativa al caso  $E_2/E_1 = 2$ . Incrementando ancora la lunghezza del tratto infisso, mentre per  $E_2/E_1 = 1$  si calcola ancora un certo miglioramento della capacità di mitigazione, con spostamenti massimi che si riducono di un ulteriore 8%, circa pari all'1.5% è la variazione calcolata per valori più alti della rigidezza dello strato di base. Infine, mentre per  $E_2/E_1 = 2$  le variazioni in termini di sollecitazioni massime calcolate passando da  $L_2 = L_1$  a  $L_2 = 2L_1$  sono ridotte, con variazioni massime calcolate dell'ordine del 5% su  $M$  e in generale inferiori all'1%, più significative sono invece le variazioni calcolate nel caso di  $E_2 = E_1$  nel passaggio da  $L_2/L_1 = 1$  a  $L_2/L_1 = 1.5$ . In particolare, mentre del 5% è l'incremento calcolato sul valore di  $T/i$ , si calcola un incremento del 22% del momento massimo che, tramite la deformata del palo, risente maggiormente della variazione della rigidezza dello strato di base.

In sintesi, come già suggerito dal confronto tra il caso di palo fisso e quello di palo non vincolato, il verificarsi di una favorevole interazione tra i pali per effetto arco può essere ottenuto contenendo gli spostamenti scontati dal palo sotto la spinta del corpo di frana,

funzione non solo dell'interasse tra i pali della fila ma anche del corretto dimensionamento della loro profondità d'infissione: ridotte profondità d'intestazione dei pali all'interno del substrato stabile sanciscono, infatti, la sostanziale inefficacia dell'intervento anche per valori ridotti dell'interasse. Per il caso in esame, indipendentemente dalla rigidità dello strato di base, una profondità d'infissione pari a  $1.5H$  risulta quella più conveniente, ottenendo un significativo incremento della capacità di mitigazione dell'intervento rispetto al caso di  $L_2 = H$  anche se con un modesto aggravio della sollecitazione flettente sul palo. In base a quanto dedotto dalle analisi d'interazione svolte, una riduzione della lunghezza del tratto infisso  $L_2$  sarebbe possibile al crescere della resistenza dello strato di base rispetto a quella del corpo di frana, coerentemente con i risultati ottenuti da altri Autori (e.g.: Kourkoulis *et al.*, 2011).

## 6.3 Variazione della geometria del corpo di frana

### 6.3.1 Effetto dello spessore della coltre in frana

Con riferimento all'unico valore del rapporto d'infissione dei pali nel substrato stabile  $L_2/L_1 = 1$  e per il caso di  $i/D = 4$  e  $E_2/E_1 = 2$  (Figura 6.1b), si considera l'interazione della fila di pali con un corpo di frana di spessore  $H = 10$  m, il quale rappresenta il limite superiore delle altezze per cui risulta ancora possibile progettare un intervento di stabilizzazione con pali. Si considera ancora il caso di piano campagna e superficie di scorrimento orizzontali.

I risultati ottenuti considerando in una prima fase la condizione di palo fisso mostrano, come analizzato nel caso di  $H = 6$  m, la formazione di un meccanismo d'interazione caratterizzato da spostamenti verticali non trascurabili dovuti all'accumulo di terreno a monte della fila, con la formazione di una banda di taglio inclinata verso la fila di pali e che attraversa tutto lo spessore del corpo di frana. I valori più alti delle tensioni normali a piani contenenti la sezione dei pali raggiunti all'interno del volume di terreno procedendo verso la superficie di scorrimento non sono comunque sufficiente a indurre lo scorrimento della porzione di terreno più profonda attraverso la fila di pali, refluendo secondo un meccanismo analogo a quello osservato nei modelli piani.

Con l'aumento di  $H$ , aumenta il volume di terreno coinvolto nel meccanismo d'interazione e con esso aumenta il valore dello spostamento del corpo di frana necessario

ad arrivare alla completa formazione del meccanismo plastico. Maggiori sono quindi gli spostamenti calcolati a valle della fila, pari a circa il doppio di quelli associati al caso  $H = 6$  m, ma con valori minimi di  $u_{y, \text{valle}}/u_{y, \text{imp}}$  comunque inferiori al 25%.

Di maggiore interesse sono i risultati ottenuti nel caso di palo non vincolato. In Figura 6.11 sono riportati a confronto i profili di spostamento della linea d'asse del palo calcolati per i due valori di  $H$  analizzati: mentre per valori minori dello spessore del corpo di frana non trascurabile è la componente di rotazione rigida del palo, più significativa è la componente di deformazione flessionale osservabile nel profilo degli spostamenti ottenuto per un'altezza maggiore della coltre. In particolare, mentre per  $H = 6$  m la parte di deformazione flessionale si concentra al di sotto della superficie di scorrimento, per  $H = 10$  m il profilo degli spostamenti presenta una doppia concavità, una ancora all'interno del substrato stabile e una nello spessore del corpo di frana, comportando la presenza di due massimi marcati nell'andamento del momento, di cui il maggiore ancora al di sotto della superficie di scorrimento. Nonostante la base del palo risulti sostanzialmente fissa e ridotta sia la mobilitazione della resistenza del terreno all'interno del substrato stabile, con valori di  $q$  che, ad esclusione della zona immediatamente al di sotto della superficie di scorrimento, si mantengono ben al di sotto di quelli limite, il comportamento marcatamente flessionale del palo, legato alla sua elevata snellezza ( $L/D = 20$ ), comporta elevati spostamenti in corrispondenza della testa. In generale, mantenendo costante la rigidità flessionale del palo, nonostante il rapporto  $L_2/L_1$  sia lo stesso utilizzato per  $H = 6$  m, l'aumento dello spessore del corpo di frana si lega a una riduzione della capacità di mitigazione della fila: per  $H = 10$  m gli spostamenti calcolati a valle dell'intervento crescono progressivamente all'aumentare dello spostamento  $u_{y, \text{imp}}$  imposto al corpo di frana con valori di  $u_{y, \text{valle}}/u_{y, \text{imp}}$  compresi tra 0.8 e 0.9. La curva  $u_{y, \text{valle}}/u_{y, \text{imp}}$  non manifesta significative inversioni di tendenza, ossia la fila non risulta in grado di confinare gli spostamenti del corpo di frana a monte dell'intervento.

Qualora sussista una marcata differenza nella snellezza dei pali, con una variazione, in questo caso, di circa il 65% passando da un rapporto  $L/D=12$  a  $L/D=20$ , a uno stesso rapporto  $L_2/L_1$  tra la profondità d'infissione del palo e l'altezza del corpo di frana corrisponde una diversa capacità dell'intervento di opporsi all'avanzamento del corpo di frana. In generale, riprendendo alcuni dei risultati prima analizzati, tutti relativi ad  $i/D = 4$ , fintanto che i pali sono caratterizzati da un rapporto  $L/D$  confrontabile i risultati ottenuti

in termini di capacità di mitigazione mantenendo costante il rapporto  $L_2/L_1$  dell'intervento possono essere considerati paragonabili, mentre la soluzione varia se per mantenere costante il rapporto  $L/D$  all'aumentare del diametro del palo si riduce la profondità d'infissione nel substrato stabile: la soluzione ottenuta per un diametro del palo  $D = 1.2$  m e per un rapporto  $L_2/L_1 = 1$  risulta sostanzialmente confrontabile con quella ottenuta per un palo con diametro  $D = 1$  m e stessa lunghezza, mentre a un palo caratterizzato dalla stessa snellezza ( $D = 1$  m,  $L_2/L_1 = 0.7$ ), data la minore profondità d'infissione nel substrato stabile, si associa una scarsa efficacia nella mitigazione degli spostamenti del corpo di frana.

Sarebbe quindi interessante ripetere l'analisi considerando per  $H = 10$  m non solo un rapporto  $L_2/L_1 = 1$ , ma anche un rapporto  $L/D = 12$ , ossia un valore del diametro del palo pari a circa 1.7 m.

Dati i significativi spostamenti della testa del palo, non trascurabili sono le reazioni che si sviluppano nel corpo di frana nella zona a valle del palo, tali da comportare una netta riduzione del valore del taglio  $T$  in corrispondenza della superficie di scorrimento rispetto a quello massimo ottenibile da una distribuzione di  $q$  più vicina a una triangolare e ottenuta per  $H = 6$  m. Il peso delle azioni che si sviluppano nella zona a valle del palo sul valore del taglio calcolato in corrispondenza della superficie di scorrimento può essere valutato facendo riferimento alle distribuzioni limite delle azioni nette sul palo calcolate secondo Broms. Si confrontano quindi i valori di  $T$  ottenuti considerando le distribuzioni limite indicate in Figura 6.11 e quindi relativi a una distribuzione triangolare di  $q$  sullo spessore del corpo di frana: nel passaggio da una all'altra distribuzione si ha un aumento del valore del taglio del 20% per  $H = 6$  m, mentre è pari al 47% quello ottenuto per  $H = 10$  m. Si sottolinea che derivando la linea elastica per tutti i valori dello spostamento del corpo di frana, i punti d'inversione dei profili di  $q$ , per entrambi i valori di  $H$  considerati, non variano significativamente con lo spostamento imposto.

### 6.3.2 Effetto dell'inclinazione del pendio

I risultati delle analisi tridimensionali finora commentati fanno riferimento al caso semplificato di piano campagna orizzontale: tali analisi, infatti, sono più direttamente confrontabili con i modelli bidimensionali analizzati e sono comunque comunemente utilizzate in letteratura poiché permettono di fare delle valutazioni generali relativamente

ai meccanismi d'interazione tra sistemi di pali e corpi di frana al variare delle caratteristiche dell'intervento e del contesto geotecnico.

In questo paragrafo, considerando un rapporto  $i/D$  pari a 3 e 4, sia per il caso di pali fissi che per quello di pali non vincolati e caratterizzati da una profondità d'infissione all'interno della base stabile pari a  $H$  ( $L_2/L_1 = 1$ ), con  $H = 6$  m, si ripetono le analisi considerando al posto di  $\alpha = 0$  il caso di pendio indefinito con pendenza  $\alpha = 12^\circ$ , considerata rappresentativa per pendii poco acclivi, spesso interessati da movimenti lenti di versante. Le caratteristiche meccaniche del substrato stabile sono definite dal rapporto  $E_2/E_1 = 2$ , con  $E_1$  sempre pari a 30 MPa.

In Figura 6.12a si riportano le isolinee di spostamento in direzione perpendicolare alla fila di pali e parallele alla superficie di scorrimento calcolate, per facilità di confronto con i risultati in Figura 5.4, per il caso di  $i/D = 3$  e la condizione di pali fissi. In corrispondenza di uno spostamento applicato al corpo di frana pari a  $0.25D$ , parallelo alla superficie di scorrimento, si osserva che anche in questo caso i pali della fila sono in grado di interagire ostacolando l'avanzamento del corpo di frana oltre l'intervento. Indicando con il pedice  $\alpha$  la componente di spostamento parallela al piano campagna, le isolinee di Figura 6.12 mostrano una riduzione di  $u_{\alpha,imp}$  che si concentra a monte della fila, raggiungendo una riduzione del 90% immediatamente a monte dei pali e del 95% nel passaggio attraverso la fila, valori del tutto analoghi a quelli calcolati nel caso di  $\alpha = 0$  (Figura 5.4). Gli spostamenti calcolati a valle dell'intervento aumentano fino a un valore di  $u_{\alpha,imp}/D$  pari a 0.075 per  $i/D = 3$  e a circa 0.1 per  $i/D = 4$ , in analogia a quanto osservato nel caso di  $\alpha = 0$ , con una riduzione minima degli spostamenti compresa tra il 74% e il 77% dello spostamento applicato per  $i/D = 4$  e l'89% e il 91% per  $i/D = 3$ .

Una visione più completa degli effetti d'interazione è ottenuta considerando parallelamente alla riduzione degli spostamenti nella direzione della fila l'andamento dei vettori spostamento (Figura 6.12b) e quindi le sole isolinee dell'angolo che ne definisce la direzione (Figura 6.12c). Similmente a quanto osservato nel caso di piano campagna orizzontale, l'andamento dei vettori spostamento in Figura 6.12b permette di individuare a monte della fila un cuneo di terreno che si sposta verso l'alto e in direzione dello spostamento del corpo di frana secondo uno schema del tutto simile a quello descritto, nell'ambito di analisi limite, da Friedli *et al.* (2017) e riportato in Figura 6.13. Gli Autori



sottolineano che nonostante lo spostamento relativo tra l'intervento di mitigazione e il corpo di frana sia riconducibile ai classici schemi di formazione di cunei di spinta passiva (Figura 6.13a), nel caso in cui l'intervento è fisso e rigido, come la fila di pali qui considerata, si ha piuttosto la formazione di un meccanismo come quello in Figura 6.13b.

Per un'ulteriore conferma dei meccanismi plastici individuati tramite l'esecuzione di analisi d'interazione, sia per il caso di piano campagna orizzontale ( $\alpha = 0$ ) che per  $\alpha = 12^\circ$  sono state condotte analisi limite con il programma di calcolo OptumG2. In Figura 6.14 sono riportati i modelli bidimensionali sviluppati nella sezione longitudinale del pendio: la presenza di una fila di pali fissi e posti a interasse ridotto, tale da determinare un confinamento continuo del terreno a monte dell'intervento, è simulata fissando il contorno di una regione modellata come rigida e ponendo un'interfaccia attritiva a contatto con il terreno così da permetterne lo scorrimento verso l'alto. Sempre sotto l'ipotesi di pali fissi, è possibile modellare la sola porzione del corpo di frana che scorre grazie alla presenza di carrelli, posti in corrispondenza della superficie di scorrimento, sotto l'azione di una distribuzione di tensioni applicate a monte dell'intervento che cresce fino al raggiungimento delle condizioni di flusso plastico. I risultati ottenuti, riportati in Figura 6.15 in termini di deformazioni distorsive, confermano quelli ricavati dalle analisi d'interazione: sia per il caso di  $\alpha = 0$  che di  $\alpha = 12^\circ$ , si osserva la formazione di una banda di taglio inclinata in direzione dell'intervento di un angolo  $\beta = \pi/4 - \phi'/2$  rispetto alla direzione della tensione principale massima e pari, per  $\phi' = 28^\circ$ , a circa  $30^\circ$ . Allo scorrimento di un cuneo di terreno lungo tale superficie si associano dei vettori spostamento con componente orizzontale rivolta verso valle.

Facendo riferimento alla Figura 6.16a, analoga a quella riportata nel Capitolo 5 relativamente al caso di piano campagna orizzontale (Figura 5.15), appare immediatamente evidente che, mentre sostanzialmente confrontabili sono le soluzioni calcolate nel caso di palo fisso, differenti sono quelle ottenute passando al caso di pali non vincolati e caratterizzati da uno stesso rapporto di approfondimento nel substrato stabile  $L_2/L_1 = 1$ . Ciò dimostra ancora una volta che interassi ridotti non bastano da soli a garantire l'efficacia della fila nella riduzione degli spostamenti e un'adeguata definizione della profondità d'infissione del palo deve considerare entrambe le grandezze che definiscono la geometria del corpo di frana, ossia lo spessore  $H$  e l'inclinazione  $\alpha$ , nonché,

come visto, il rapporto tra le caratteristiche meccaniche del terreno in frana e della parte stabile.

Confrontando, a parità di spostamento imposto al corpo di frana ( $u_{y,imp}/D = 0.5$ ), la diffusione delle zone plastiche riportata in Figura 5.15b per il caso di piano campagna orizzontale e quella di Figura 6.16a relativa alla condizione di piano campagna inclinato si osserva come mentre nel primo caso sia già avvenuta la completa formazione del meccanismo di scorrimento a monte della fila con spostamenti verso l'alto non trascurabili, questa non è ancora stata raggiunta nel caso di  $\alpha = 12^\circ$ , in cui si osservano in generale maggiori spostamenti nella zona a valle della fila di pali e spostamenti verticali nella sola zona immediatamente a monte della fila. Nel caso di piano campagna inclinato, solamente al raggiungimento di valori elevati dello spostamento ( $u_{\alpha,imp}/D = 0.75$ ) si osserva la formazione del cuneo di monte, come mostrato dalle due bande di zone plastiche attive in Figura 6.16b, e più significativa diventa la componente verticale degli spostamenti a monte dell'intervento.

In generale, sintetizzando in Figura 6.17 la capacità della fila di pali di mitigare gli spostamenti del corpo di frana considerandone la sola riduzione nella zona di valle, si osserva che per pali non vincolati il passaggio da un piano campagna orizzontale a uno inclinato riduce sensibilmente la capacità dell'intervento di ostacolare l'avanzamento del corpo di frana. Mentre nel caso di  $\alpha = 0$  per entrambi gli interassi considerati si arriva alla completa formazione del meccanismo plastico di scorrimento del terreno a monte dei pali, anche se per valori diversi dello spostamento raggiunto dal corpo di frana, ciò non avviene, considerando lo stesso campo di variazione di  $u_{y/\alpha,imp}/D$ , nel caso di  $\alpha = 12^\circ$ . In particolare, per  $\alpha = 0$  l'accumulo degli spostamenti a monte della fila coincide con lo stabilizzarsi su un valore costante di quelli calcolati a valle con una progressiva riduzione del rapporto  $u_{y/\alpha,valle}/u_{y/\alpha,imp}$ , mentre questi continuano a crescere nel caso di piano campagna inclinato. Per un interasse  $i$  tra i pali pari a  $3D$ , all'aumentare dello spostamento imposto, si osserva comunque una certa riduzione della crescita di  $u_{\alpha,valle}$ , indice di una lenta tendenza verso la formazione dell'effetto barriera, mentre crescono in maniera sostanzialmente costante i valori di spostamento calcolati per  $i/D = 4$ .

Tale risultato si lega direttamente al maggiore spostamento dei pali osservato nel caso di pendio inclinato, al quale si lega la più lenta diffusione delle zone plastiche a monte della fila all'interno del corpo di frana con una completa formazione del meccanismo

plastico per valori di  $u_{\alpha,imp}/D$  più alti rispetto al caso di piano campagna orizzontale. I maggiori spostamenti del palo possono essere ricollegati alla diversa distribuzione delle azioni lungo il tratto infisso del palo nel passaggio dalla condizione di  $\alpha = 0$  a quella di  $\alpha = 12^\circ$ , dove l'inclinazione della superficie di scorrimento limita la diffusione delle zone plastiche nel substrato stabile a valle del palo (Figura 5.15, Figura 6.16). Con riferimento alla Figura 6.18b, relativamente al caso di  $i/D = 4$ , mentre la distribuzione delle azioni nette  $q$  lungo il tratto di palo a contatto con il corpo di frana non risente marcatamente della variazione dell'angolo  $\alpha$ , maggiori sono le differenze osservate lungo il tratto a contatto con la zona stabile: come evidenziato dalla campitura, nel caso di piano campagna inclinato nella zona al di sotto della superficie di scorrimento si calcolano valori più bassi di quelli ottenuti per  $\alpha = 0$  e un maggiore approfondimento del punto di inversione della distribuzione.

In Figura 6.18a sono riportati i profili di spostamento della linea d'asse del palo: mentre per  $u_{y/\alpha,imp}$  pari a  $0.25D$  i profili sono sostanzialmente coincidenti, le differenze tra le soluzioni ottenute per  $\alpha = 0$  e per  $\alpha = 12^\circ$  aumentano all'aumentare di  $u_{y/\alpha,imp}/D$ , risentendo in maniera sempre più marcata della diversa diffusione delle zone plastiche nel substrato stabile. Si sottolinea che, nel caso di pendio inclinato, il profilo degli spostamenti del palo è caratterizzato da una componente di rotazione rigida maggiore rispetto a quanto osservato per  $\alpha = 0$ : come evidenziano i valori riportati in Tabella 6.3, i valori del momento flettente massimo calcolati sono quindi più bassi di quelli ottenuti nel caso di piano campagna orizzontale, ma mentre per  $\alpha = 0$  la formazione del meccanismo plastico di scorrimento del terreno a monte dell'intervento limita la crescita delle sollecitazioni di flessione nel palo, queste continuano a crescere per  $\alpha = 12^\circ$  fino a raggiungere valori più alti di  $M$ . Per  $i/D = 3$  e  $\alpha = 0$  i valori di momento flettente massimo calcolati crescono fino a un valore dello spostamento del corpo di frana  $u_{y/\alpha,imp}/D = 0.3$ , stabilizzandosi su un valore circa pari a 4.5 MNm, superato dai valori di  $M$  calcolati nel caso di piano campagna inclinato al raggiungimento di  $u_{y/\alpha,imp}/D = 0.4$ ; il confronto dei valori massimi raggiunti nei due casi indica un aumento del momento flettente massimo di circa il 20%. Per  $i/D = 4$ ,  $M$  si stabilizza su un valore costante circa pari a 6.8 MNm in corrispondenza di  $u_{y/\alpha,imp}/D = 0.8$  per  $\alpha = 0$ , mentre continua a crescere con un gradiente non trascurabile nel caso di  $\alpha = 12^\circ$  al raggiungimento di valori dello spostamento

confrontabili con il diametro del palo.

Confrontando, infine, i risultati in termini di azione stabilizzante, nel caso di pali fissi, indipendentemente dall'inclinazione del pendio,  $T/i$  aumenta rapidamente con lo spostamento del corpo di frana, raggiungendo prima di  $u_{y/\alpha,imp}/D = 0.1$  il valore massimo di circa 560 kN/m, con variazioni massime tra le diverse soluzioni inferiori al 4%. In Figura 6.19 sono invece riportate le curve relative al caso di pali non vincolati: in generale, all'aumentare di  $\alpha$  gli andamenti di  $T/i$  con lo spostamento sono caratterizzati da una minore rigidità, coerentemente con la più lenta diffusione delle zone plastiche. In corrispondenza di uno spostamento del corpo di frana pari a  $0.75D$ , per  $i/D = 3$  si calcola una differenza di circa il 4% sul valore di  $T/i$  raggiunto dai due modelli, mentre è del 14% quella calcolata per  $i/D = 4$  riducendosi, considerando i valori in

Tabella 6.4, al 12% per  $u_{y/\alpha,imp} = 1D$ .

Considerando la marcata dipendenza dell'entità delle azioni trasmesse dal corpo di frana alla fila di pali dall'ampiezza degli spostamenti del terreno, è conveniente far dipendere da quest'ultima il coefficiente di sicurezza di un pendio indefinito in presenza di infinite file di pali, per cui si può scrivere

$$F = \frac{H \gamma \cos \alpha \tan \varphi'_{sds}}{H \gamma \sin \alpha - (T(u_{imp})/i) / B} \quad (6.1).$$

Fissato l'interasse tra i pali di una fila, minore è l'azione stabilizzante sviluppata da ciascuna fila per un dato valore di  $u_{imp}$  maggiore è il numero di file necessarie a raggiungere tale valore o, al contrario, fissata  $B$ , variabile è l'azione  $T(u_{imp})/i$  e quindi lo spostamento necessario a ottenere l'incremento di sicurezza richiesto.

Per il caso  $i/D = 3$ , considerando come valore dell'azione stabilizzante  $T/i$  quello massimo raggiunto nelle analisi d'interazione e pari a 560 kN/m, la distanza  $B$  tra più file di pali può essere calcolata a partire dall'equazione (6.1) imponendo, in presenza dell'intervento di stabilizzazione, il raggiungimento di un dato valore del coefficiente di sicurezza  $F$  pari a  $F^*$ . Scelto quindi come valore di riferimento  $F^* = 1.3$ ,  $B$  risulta essere uguale a circa 110 m. Definite le dimensioni dell'intervento, in Tabella 6.5a sono riportati i valori di  $F$  calcolati al variare di  $T/i$  con lo spostamento del corpo di frana: il pendio si trova inizialmente in condizioni di collasso incipiente ( $F \approx 1$ ), poiché l'angolo di resistenza

al taglio assegnato alla banda di taglio ( $\varphi'_{\text{sds}} = \alpha + 0.25^\circ$ ) è prossimo all'inclinazione stessa del pendio  $\alpha = 12^\circ$ ; con il progressivo trasferimento delle azioni dal corpo di frana alla fila di pali  $F$  cresce superando il valore di 1.1 già per uno spostamento pari a  $0.05D$  e quello di 1.2 per  $0.125D$  per poi tendere lentamente al raggiungimento del valore di 1.3 raggiunto in corrispondenza di  $u_{\alpha, \text{imp}}/D = 0.5$ . Qualora lo spostamento atteso non fosse sufficiente a garantire il raggiungimento di  $F^* = 1.3$  o qualora l'entità di tale spostamento non fosse compatibile con la stabilità o la sicurezza delle opere interessate dal movimento di versante è necessario ridurre il valore di  $B$ : considerando la Tabella 6.5b si può osservare che con una riduzione di  $B$  di circa il 30% il valore di progetto di  $F$  è raggiunto per spostamenti del corpo di frana dell'ordine di  $0.1D$ .

## 6.4 Tabelle

Tabella 6.1 Effetto della rigidità del substrato stabile: spostamenti adimensionali della testa del palo in funzione dello spostamento del corpo di frana.

$u_{y,imp}/D$	$u_p/D$				
	$E_2=0.5E_1$ $E_2=E_1$ $E_2=2E_1$			$((1)-(3))/(3)$	$((2)-(3))/(3)$
	(1)	(2)	(3)		
0.1	0.109	0.104	0.098	0.12	0.07
0.25	0.296	0.279	0.256	0.15	0.09
0.5	0.592	0.539	0.475	0.25	0.14
0.75	0.856	0.764	0.578	0.48	0.32

Tabella 6.2 Aumento dell'azione stabilizzante  $T/i$  con lo spostamento imposto al variare del rapporto tra le proprietà meccaniche del corpo di frana e del substrato stabile.

$E_2/E_1$	1	2	1	2
$\varphi'_2/\varphi'_1$	1	1	1.2	1.2
$u_{y,imp}/D$	$T/i$ (kN/m)			
0.05	193.5	231.8	196.3	240.8
0.1	290.3	343.4	301.9	362.0
0.15	351.1	409.3	372.5	438.4
0.2	392.9	454.7	420.5	490.3
0.25	424.3	487.9	458.5	525.6
0.3	450.3	509.3	488.0	548.7
0.4	487.4	534.0	526.0	568.8
0.5	509.8	550.5	549.9	572.5
0.6	523.7	560.8	565.8	573.3
0.7	536.0	564.9	571.1	574.6
0.75	540.5	566.7	572.6	575.1

Tabella 6.3 Valori del momento flettente massimo in funzione dello spostamento del corpo di frana calcolati per due valori dell'inclinazione del pendio e dell'interasse.

$u_y/\alpha_{imp}/D$	$i = 3D$		$i = 4D$	
	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = 12^\circ$	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = 12^\circ$
	$M$ (MNm)			
0	0.00	0.00	0.00	0.00
0.025	0.63	0.63	0.75	0.75
0.05	1.31	1.28	1.47	1.47
0.075	1.90	1.83	2.14	2.06
0.1	2.42	2.28	2.70	2.55
0.125	2.85	2.66	3.16	2.95
0.15	3.21	2.97	3.56	3.29
0.2	3.80	3.39	4.23	3.83
0.25	4.18	3.73	4.77	4.20
0.3	4.31	4.00	5.21	4.49
0.4	4.38	4.44	5.85	4.97
0.5	4.41	4.76	6.30	5.36
0.6	4.43	5.01	6.62	5.69
0.7	4.45	5.19	6.77	5.96
0.75	4.46	5.26	6.80	6.08
0.8	-	-	6.81	6.19
0.9	-	-	6.84	6.38
1	-	-	6.86	6.53

Tabella 6.4 Mitigazione degli spostamenti e sviluppo dell'azione stabilizzante per spostamenti del corpo di frana compresi tra 0.8D e 1D per  $i/D = 4$  e due valori dell'inclinazione del pendio.

$u_y/\alpha_{imp}/D$	$\alpha = 0^\circ$		$\alpha = 12^\circ$	
	$u_y/\alpha_{valle}/u_y/\alpha_{imp}$	$T/i$ (MN/m)	$u_y/\alpha_{valle}/u_y/\alpha_{imp}$	$T/i$ (MN/m)
0.8	0.58	0.8	0.57	0.48
0.9	0.52	0.79	0.57	0.49
1	0.47	0.79	0.57	0.50

Tabella 6.5 Raggiungimento di un coefficiente di sicurezza  $F = 1.3$ : definizione di  $B$  dal valore massimo dell'azione stabilizzante sviluppata dalla fila  $T/i$  (a) e in funzione degli spostamenti attesi (b).

$u_{\alpha,imp}/D$	$T/i$ (kN/m)	$B$ (m)	$F$
0	0	110	1.02
0.025	154	110	1.09
0.05	252	110	1.13
0.075	320	110	1.17
0.1	367	110	1.19
0.125	402	110	1.21
0.15	429	110	1.23
0.175	446	110	1.24
0.2	458	110	1.25
0.225	468	110	1.25
0.25	479	110	1.26
0.3	493	110	1.27
0.4	516	110	1.28
0.5	534	110	1.29
0.6	548	110	1.30
0.7	556	110	1.31
0.75	559	110	1.31

(a)

$u_{\alpha,imp}/D$	$T/i$ (kN/m)	$B$ (m)	$F$
0	-	-	1.02
0.1	367	74	1.30
0.15	429	87	1.30
0.2	458	93	1.30
0.25	479	97	1.30
0.3	493	100	1.30

(b)



## 6.5 Figure

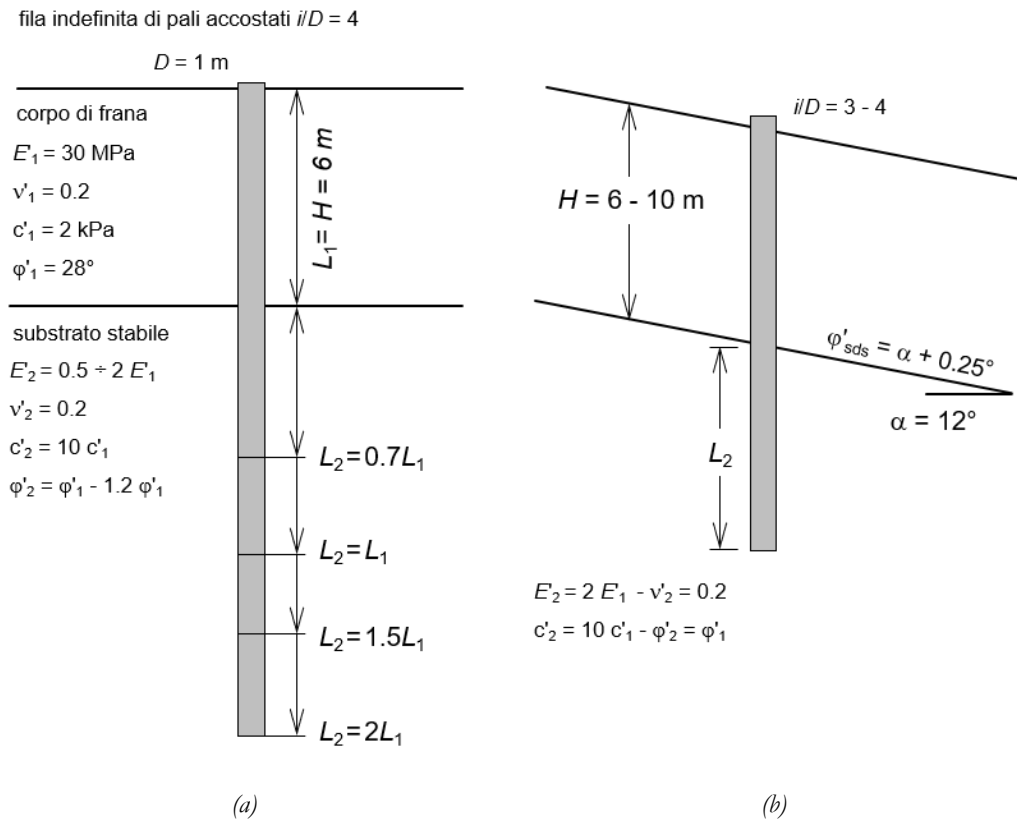


Figura 6.1 Schemi d'analisi: (a) variazione delle caratteristiche meccaniche del substrato stabile e della profondità d'infissione del palo e (b) variazione della geometria del corpo di frana.

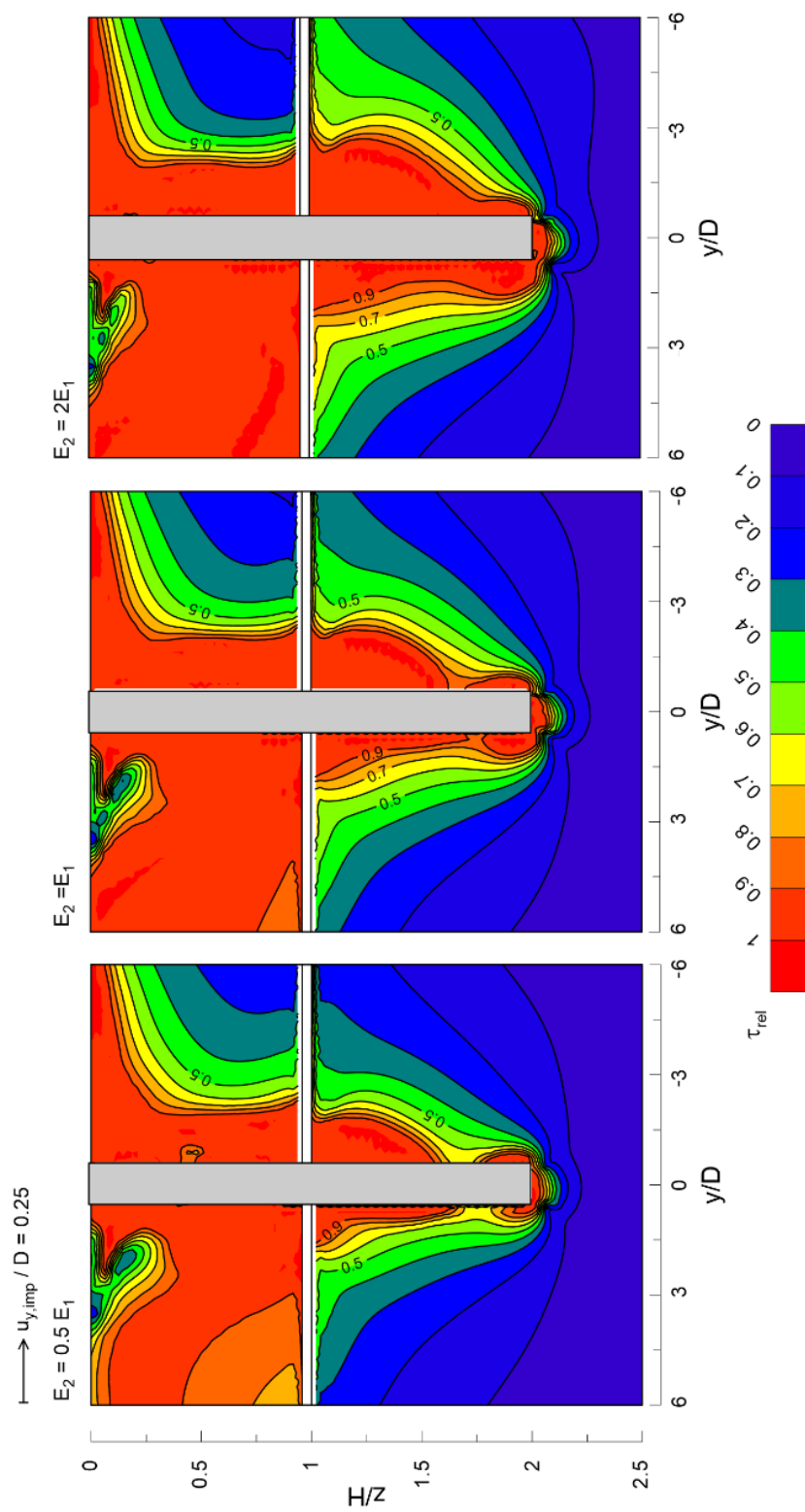


Figura 6.2 Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio del terreno ( $\tau_{rel} = \tau_{mob} / \tau_{max}$ ) al variare della rigidezza del substrato stabile ( $L_2 / L_1 = 1$ ).

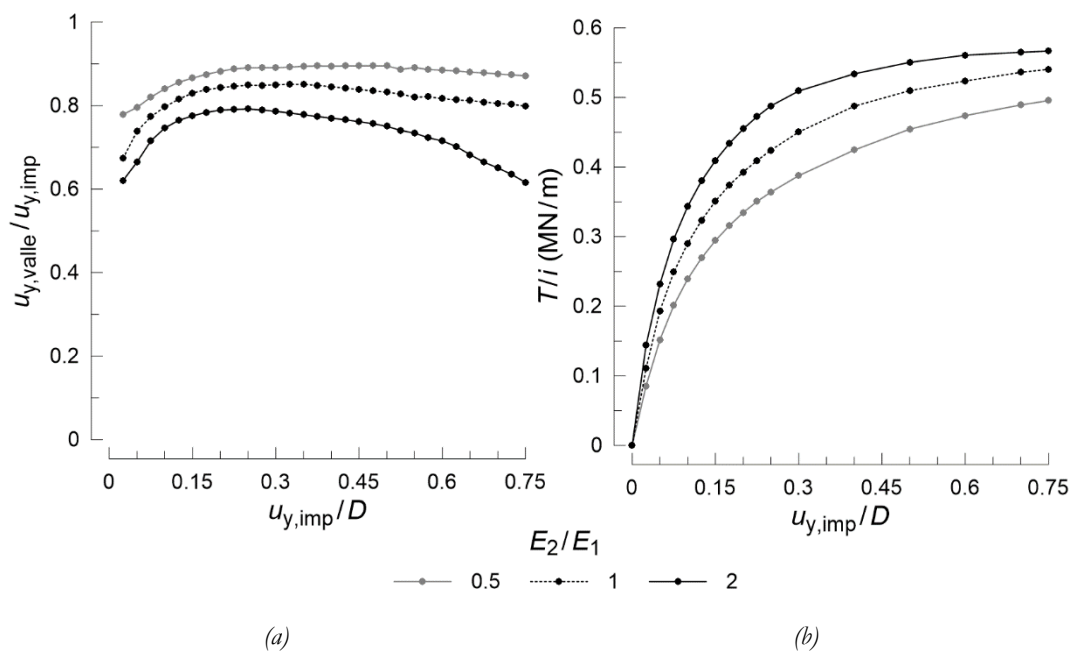


Figura 6.3 Evoluzione della capacità di mitigazione (a) e dell'azione stabilizzante (b) con lo spostamento imposto al variare della rigidità del substrato stabile ( $\phi'_2/\phi'_1 = 1$ ,  $L_2/L_1 = 1$ ).

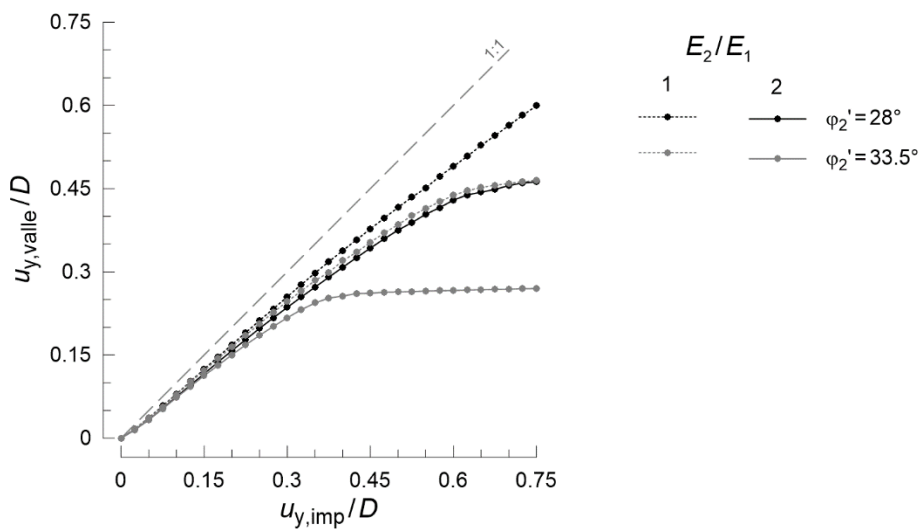


Figura 6.4 Valori adimensionali dello spostamento del terreno a valle dell'intervento in funzione dello spostamento imposto a monte al variare dei rapporti  $E_2/E_1$  e  $\phi'_2/\phi'_1$  tra le caratteristiche meccaniche della base stabile e del corpo di frana ( $L_2/L_1 = 1$ ).

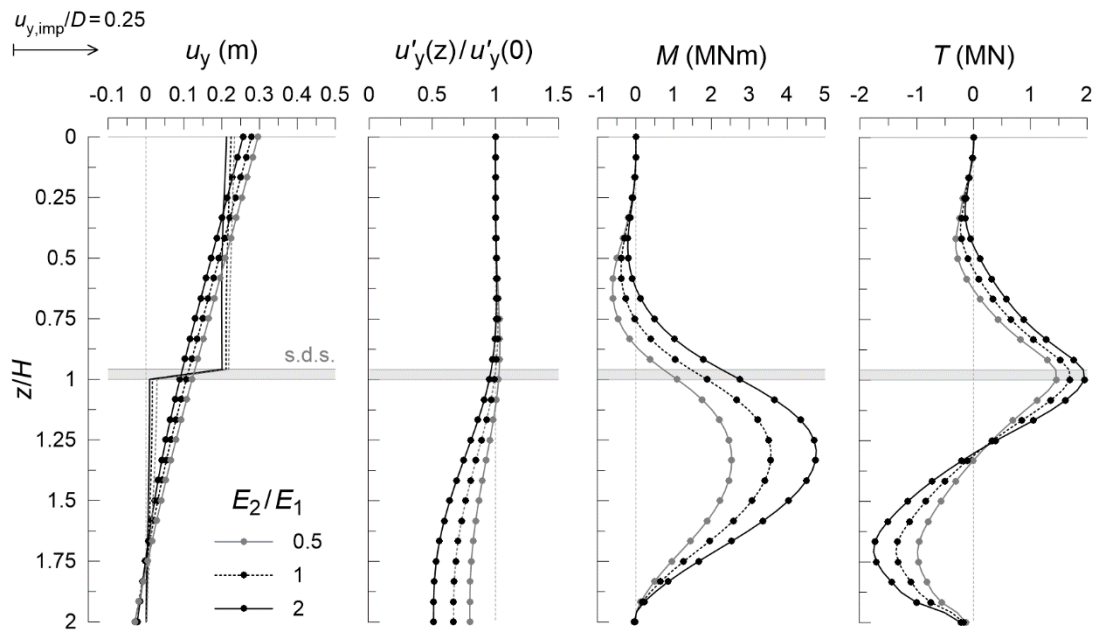


Figura 6.5 Profili di spostamento, rotazione e sollecitazioni di momento flettente e taglio per diversi valori di rigidità del substrato stabile ( $\phi_2/\phi_1 = 1$ ,  $L_2/L_1 = 1$ ).

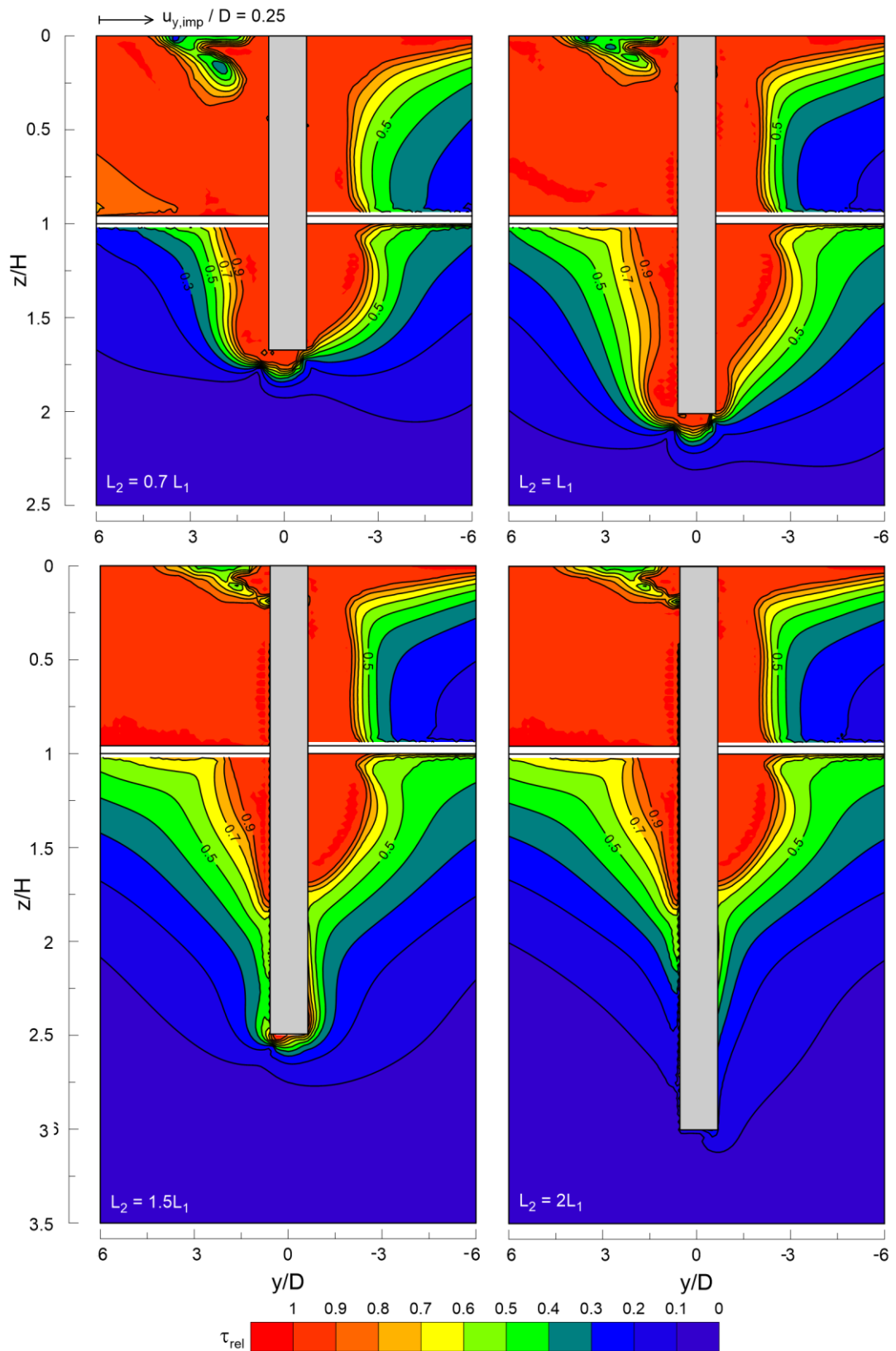


Figura 6.6 Isolinee del grado di mobilitazione della resistenza al taglio del terreno ( $\tau_{rel} = \tau_{mob} / \tau_{max}$ ) al variare della profondità d'infissione del palo ( $\phi_2 / \phi_1 = 1$ ,  $E_2 / E_1 = 2$ ).

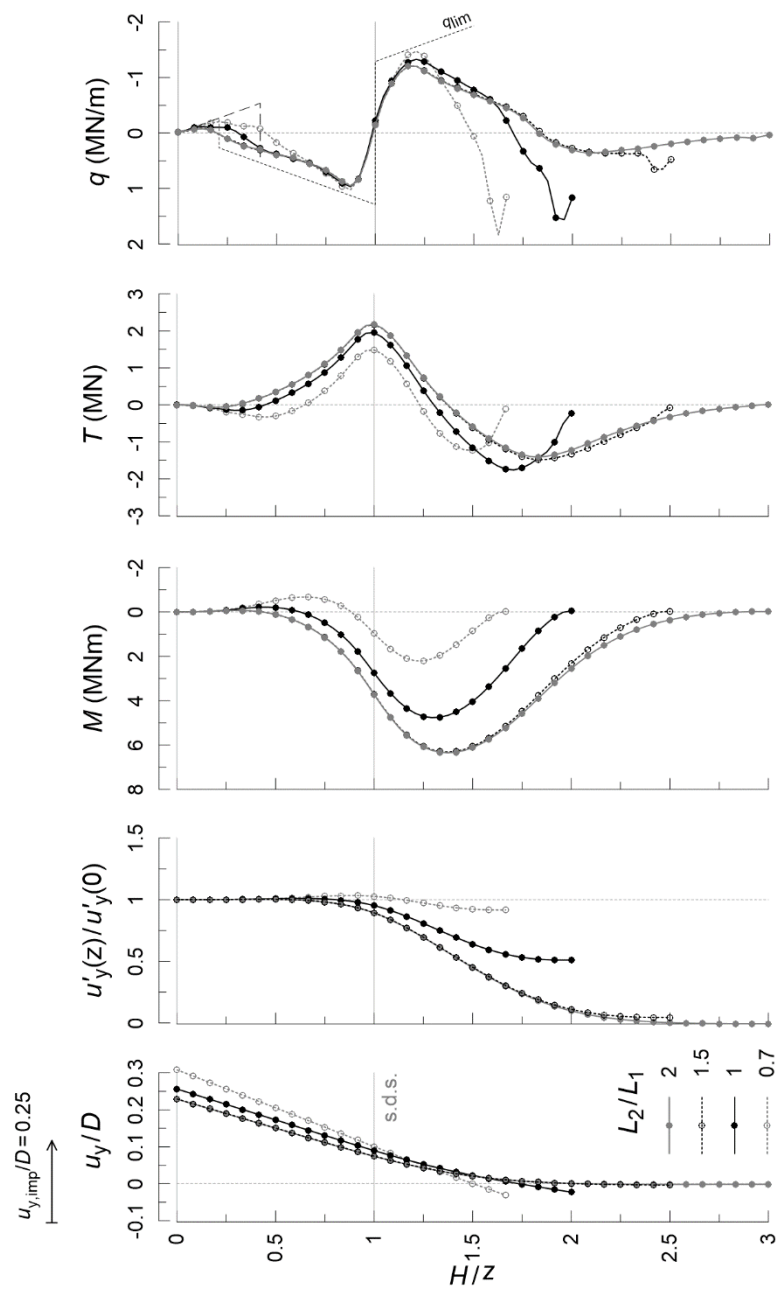


Figura 6.7 Profili di spostamento, rotazione, sollecitazioni di momento flettente e taglio e azioni nette al variare della profondità d'infissione del palo ( $\varphi_2/\varphi_1 = 1$ ,  $E_2/E_1 = 2$ ).

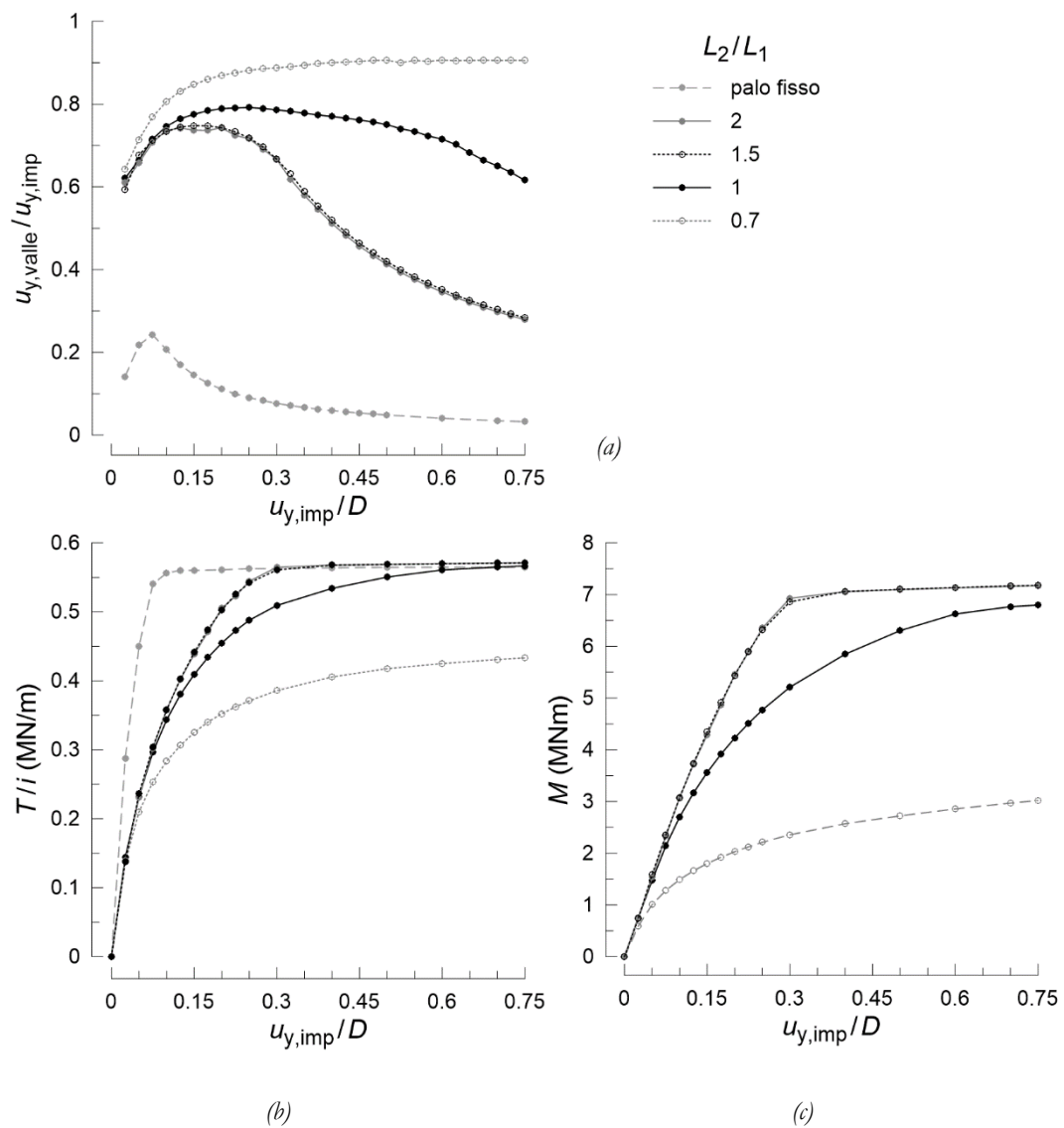


Figura 6.8 Evoluzione della capacità di mitigazione della fila  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  (a), dell'azione stabilizzante  $T/i$  (b) e del momento flettente massimo (c) con lo spostamento imposto  $u_{y,imp}/D$  al variare della profondità d'infissione del palo ( $\phi_2/\phi_1 = 1$ ,  $E_2/E_1 = 2$ ).

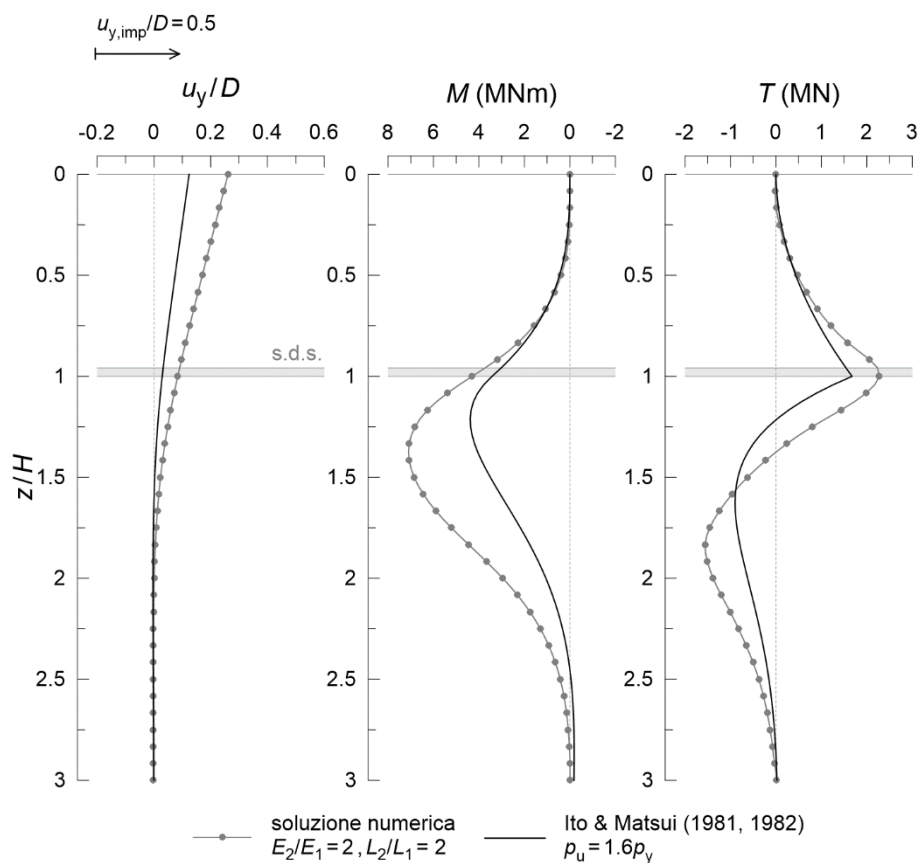


Figura 6.9 Spostamenti e sollecitazioni ottenuti dall'analisi numerica e con l'utilizzo di relazioni analitiche (Ito e Matsui, 1981 - 1982).

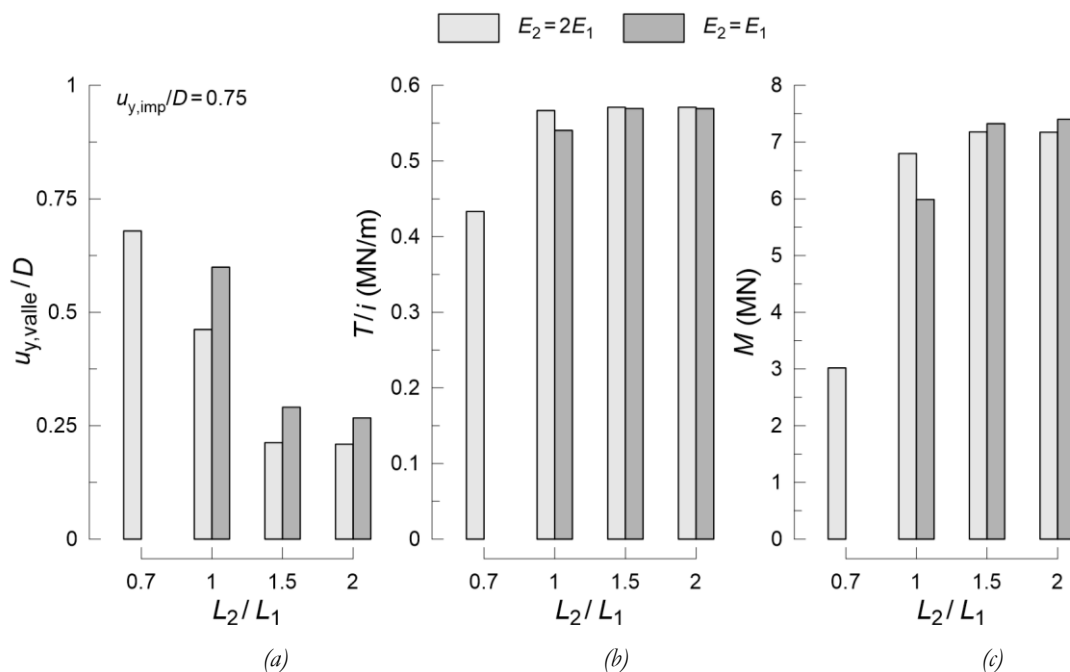


Figura 6.10 Valori massimi dello spostamento adimensionale a valle della fila (a), dell'azione stabilizzante (b) e del momento flettente (c) al variare della profondità d'infissione del palo e della rigidità del substrato stabile.



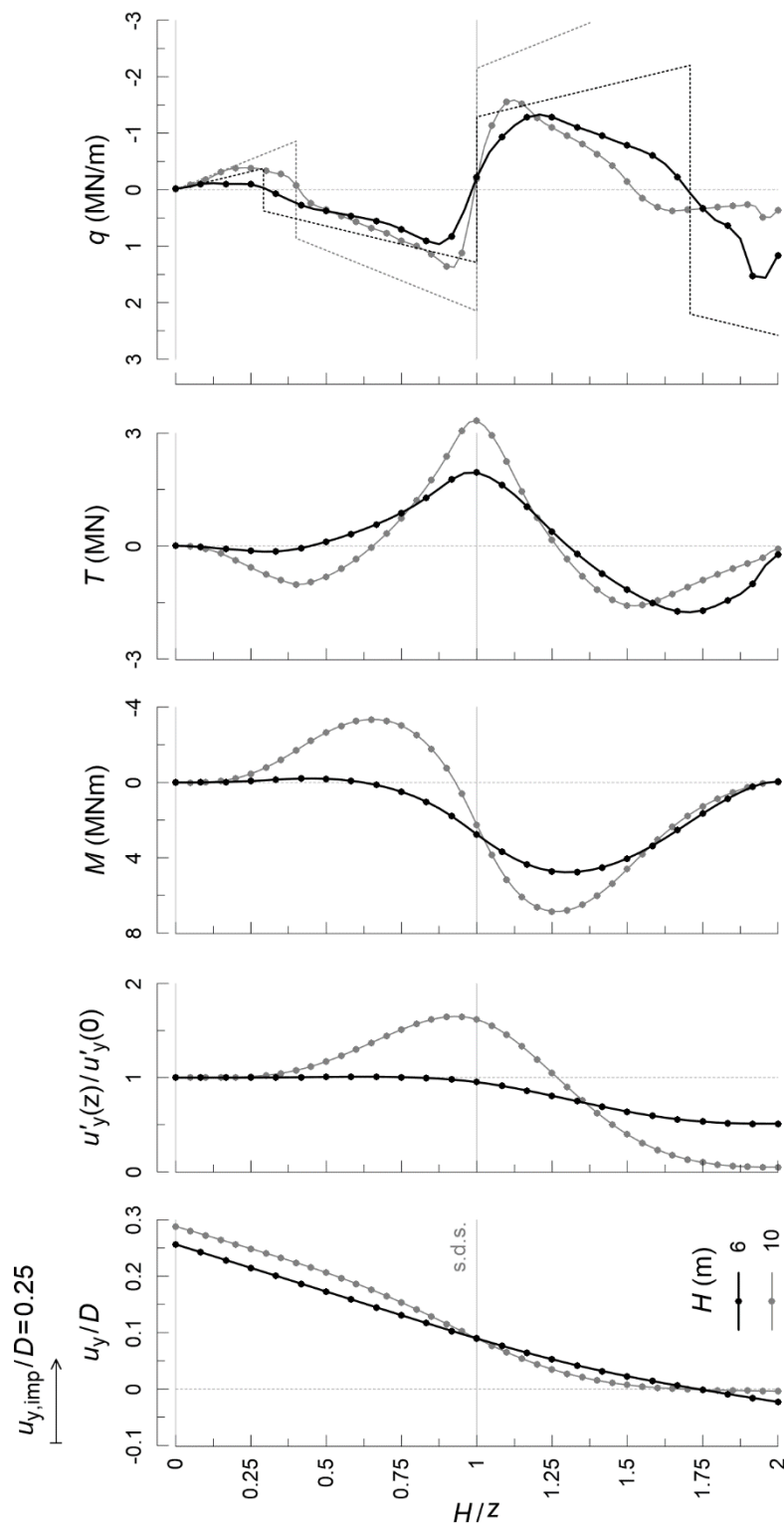
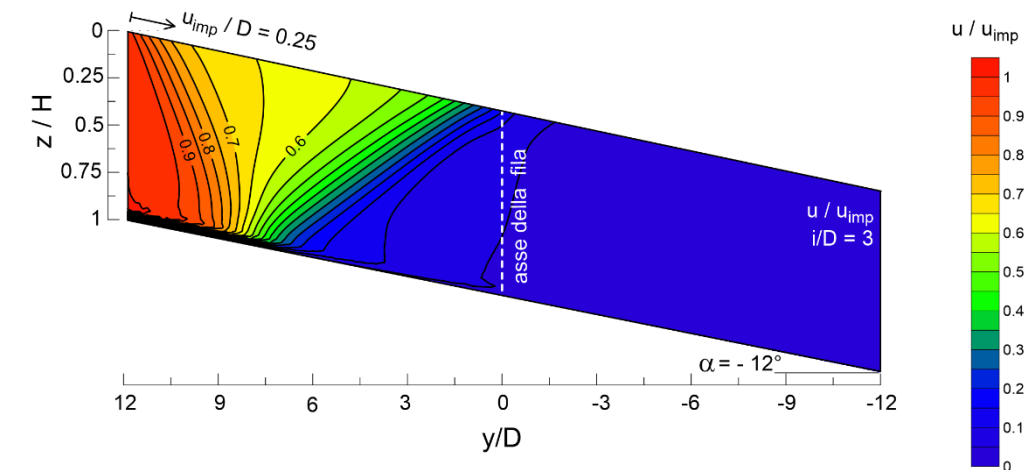
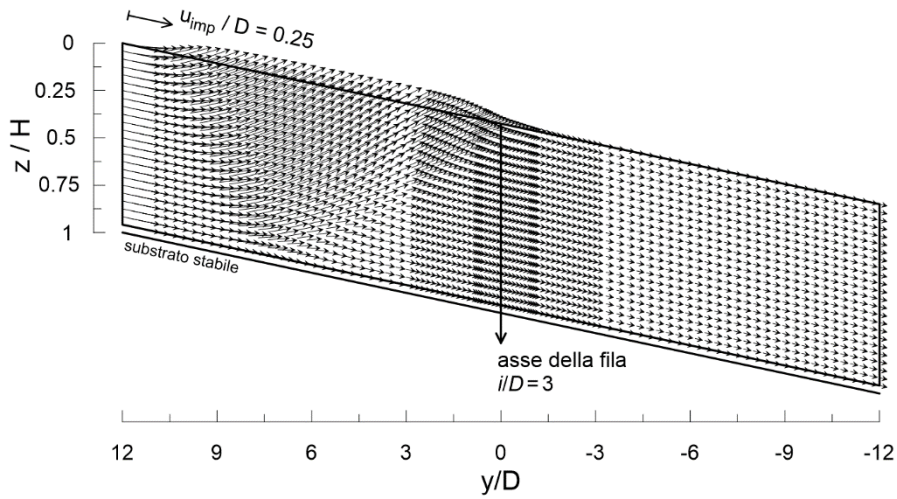


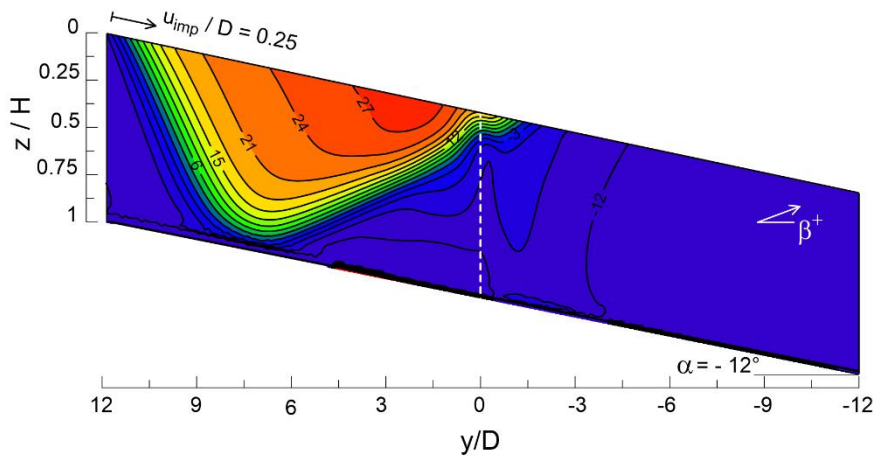
Figura 6.11 Profili di spostamento, rotazione, sollecitazioni di momento flettente e taglio e azioni nette per due valori dell'altezza del corpo di frana ( $E_2/E_1 = 2$ ).



(a)



(b)



(c)

Figura 6.12 Isolinee di riduzione degli spostamenti in direzione perpendicolare alla fila di pali  $u_\alpha/u_{\alpha,imp}$  (a), vettori spostamento (b) e isolinee di inclinazione  $\beta$  della loro direzione (c) per un pendio inclinato di  $\alpha = 12^\circ$  in presenza di una fila di pali fissi posti a interasse  $i$  pari a  $3D$ . Valori riferiti al piano di mezz'aria.

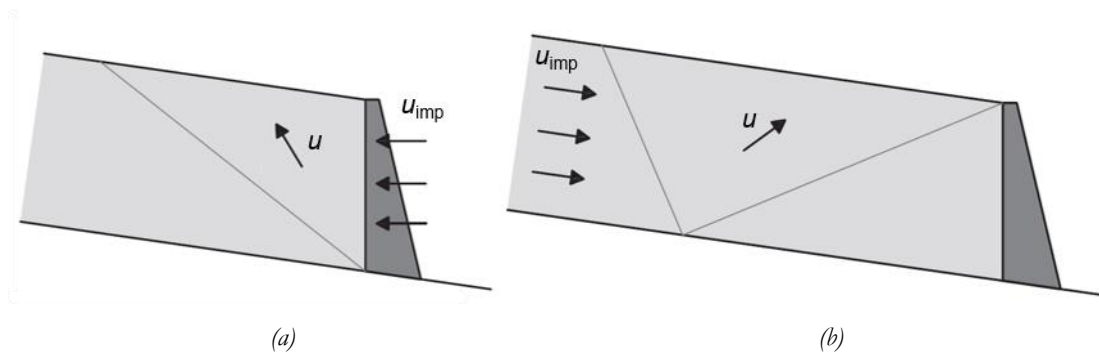
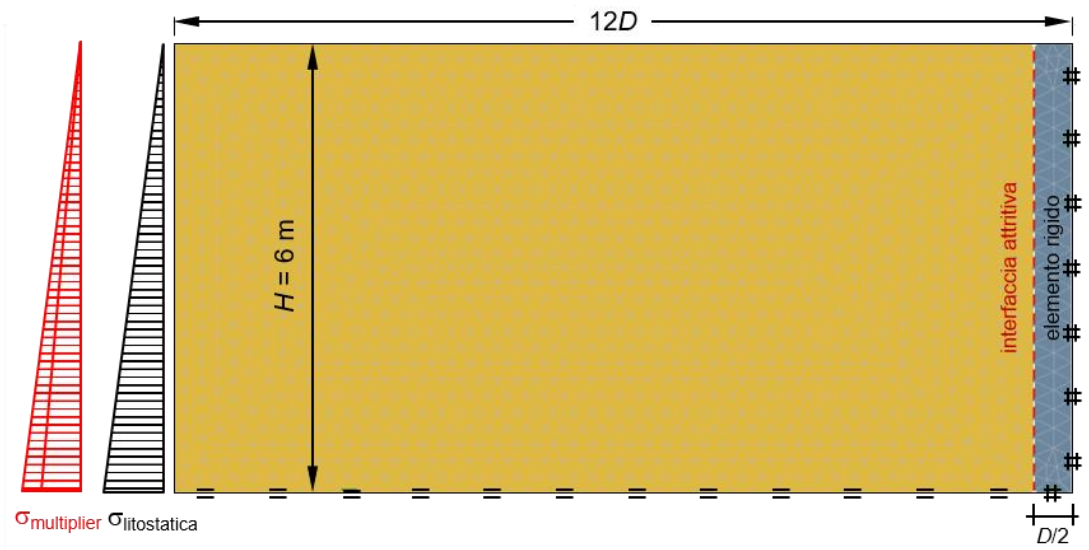
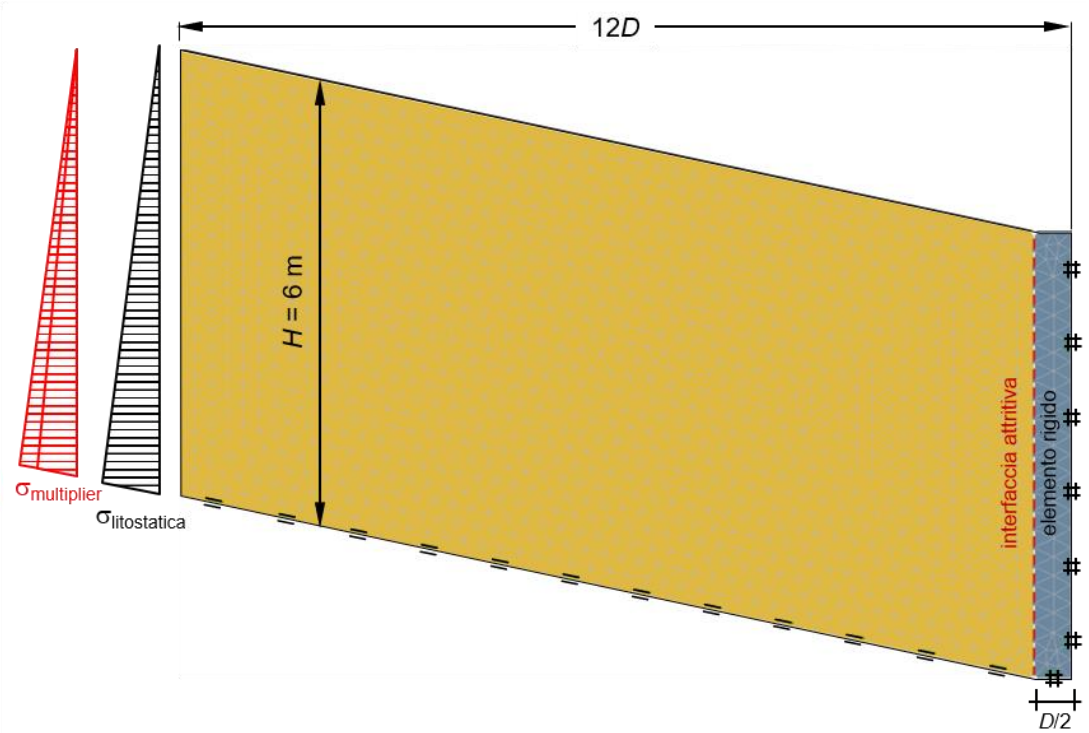


Figura 6.13 Cuneo di spinta passiva (a) e generato dall'interazione di un volume di terreno in movimento con una struttura di sostegno fissa e rigida (b) (adattato da Friedli et al., 2017).

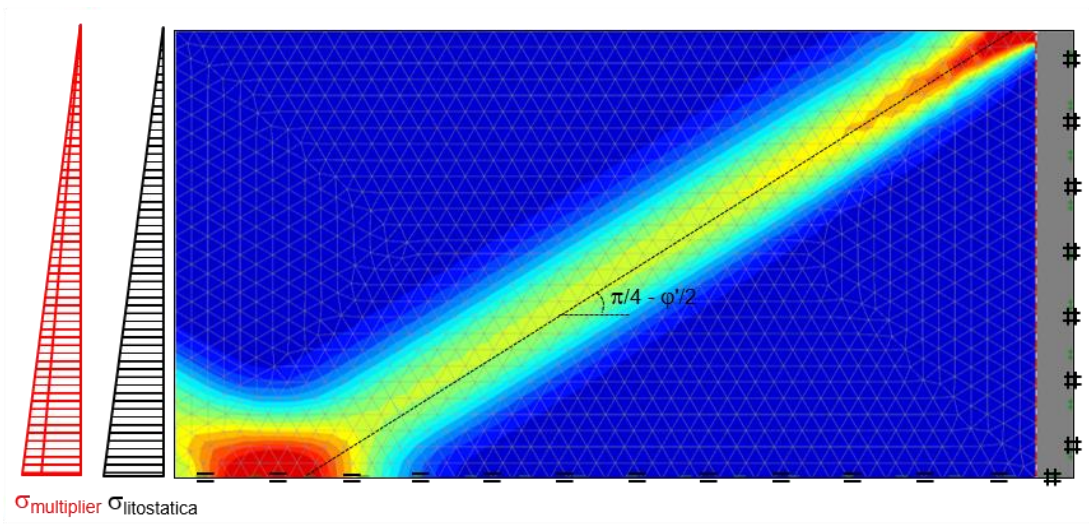


(a)

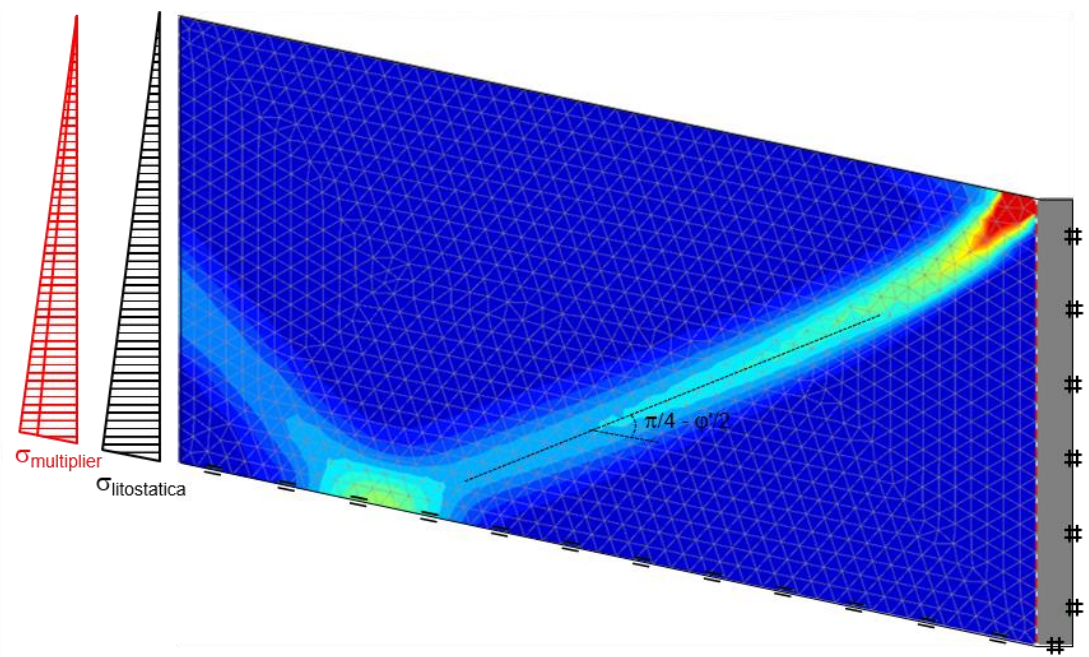


(b)

Figura 6.14 Schema dei modelli bidimensionali sviluppati nel codice OptumG2 nella sezione longitudinale del pendio per due valori dell'inclinazione  $\alpha$  ( $0, 12^\circ$ ).



(a)



(b)

Figura 6.15 Meccanismi di collasso individuati tramite l'esecuzione di analisi limite.

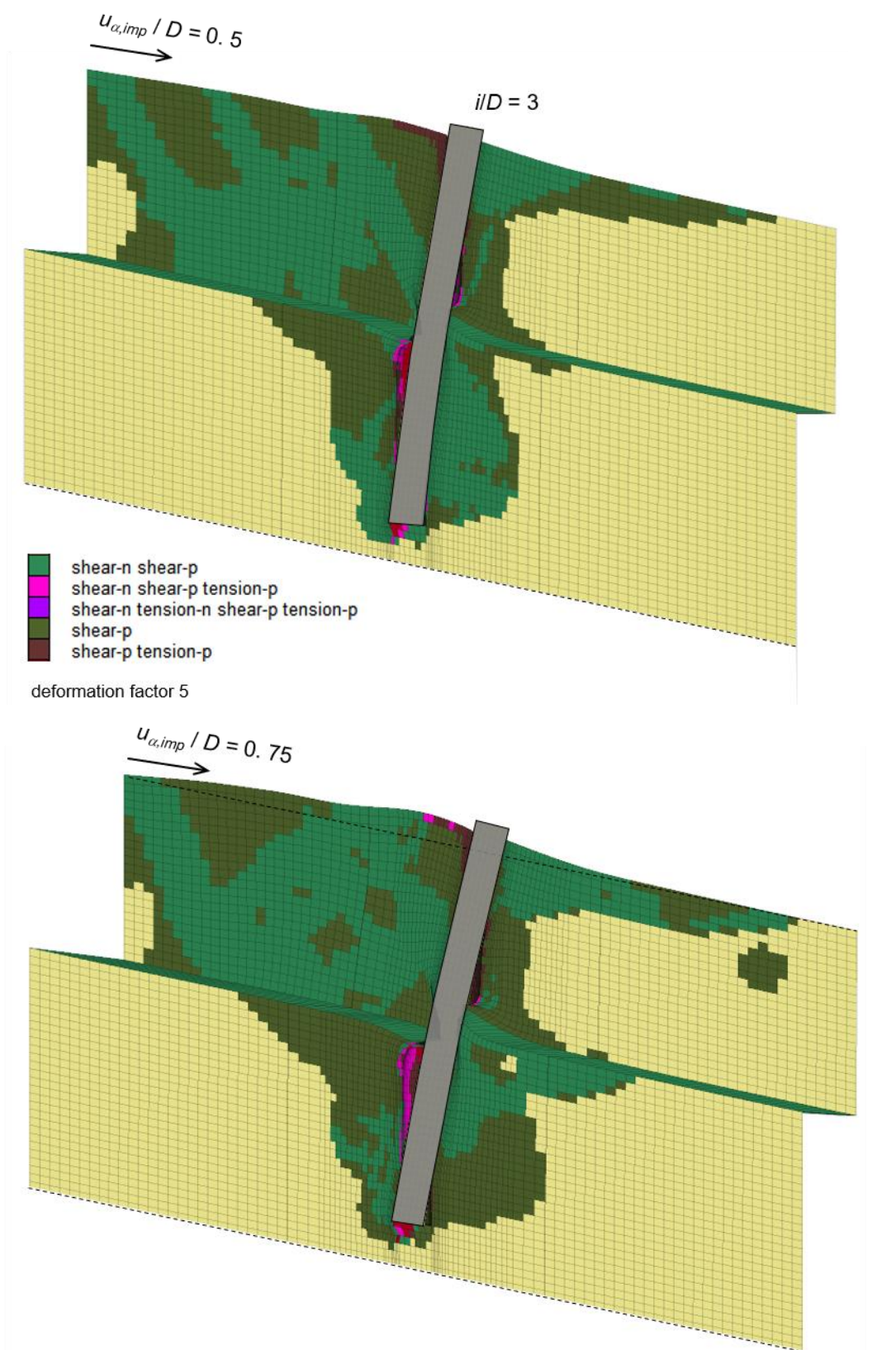


Figura 6.16 Diffusione delle zone plastiche per due valori dello spostamento imposto al corpo di frana ( $i/D = 3$ ,  $L_2/L_1 = 1$ ).

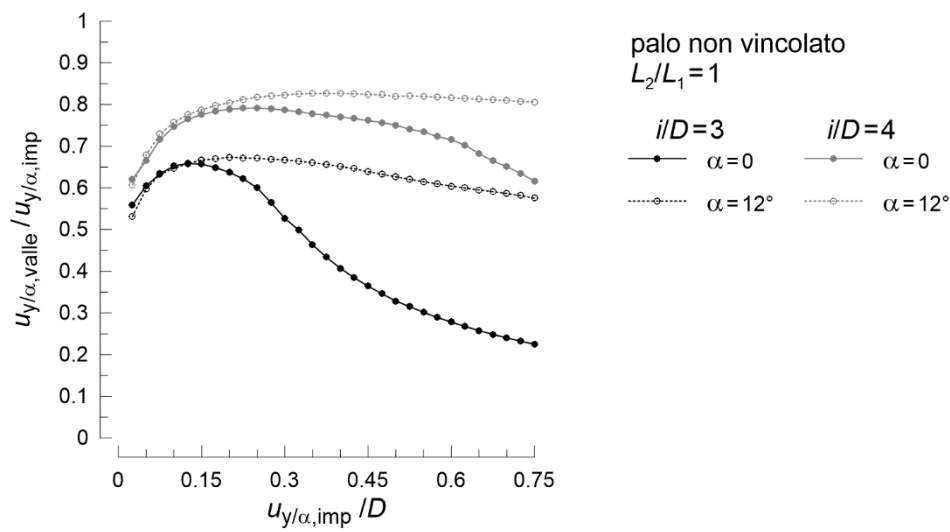


Figura 6.17 Percentuale dello spostamento imposto calcolata a valle dell'intervento in funzione dell'aumento degli spostamenti del corpo di frana al variare dell'inclinazione  $\alpha$  del pendio e del rapporto  $i/D$ .

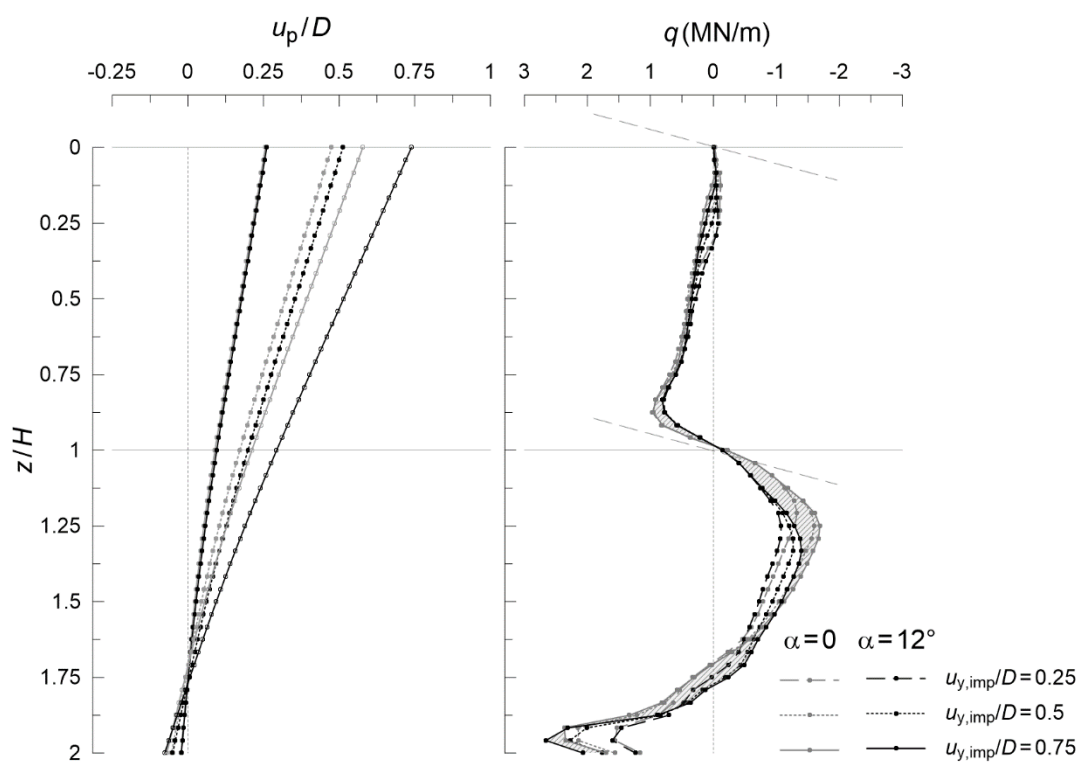


Figura 6.18 Profili di spostamento dell'asse del palo e delle azioni nette al variare dello spostamento del corpo di frana e dell'inclinazione del pendio ( $L_2/L_1 = 1$ ,  $i/D = 4$ ).

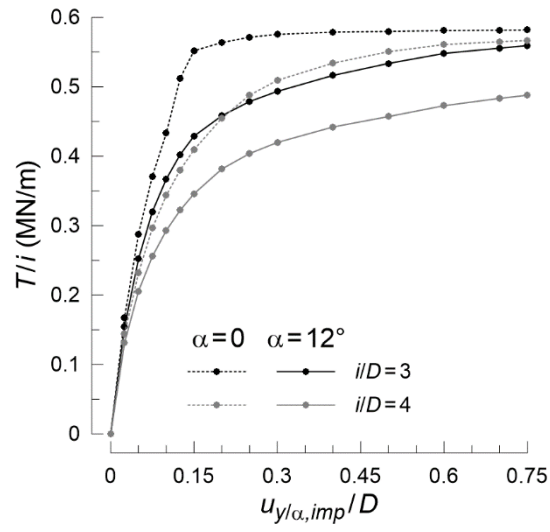


Figura 6.19 Evoluzione dell'azione stabilizzante con lo spostamento del corpo di frana al variare dell'inclinazione del corpo di frana e dell'interasse tra i pali.



# 7. Variazione della geometria della fila di pali

## 7.1 Premessa

Oggetto di questo capitolo è la valutazione della capacità di sistemi di pali disposti secondo schemi diversi da quello di fila indefinita di pali allineati di mitigare gli spostamenti di corpi di frana.

Nella prima parte del capitolo, ancora con riferimento al caso di fila indefinita, si studia l'effetto legato a una disposizione in pianta dei pali secondo uno schema a quinconce, utilizzando, anche in questo caso, modelli bidimensionali e tridimensionali a pali fissi o non vincolati.

La seconda parte è invece dedicata all'analisi dei risultati ottenuti nel il caso di intervento isolato, ossia caratterizzato da dimensioni ridotte in pianta, con pali disposti in linea o lungo un arco di cerchio. Modelli tridimensionali in condizioni di palo fisso sono stati analizzati per isolare, in primo luogo, i meccanismi d'interazione tra il corpo di frana e l'intervento e successivamente alcune analisi sono state ripetute anche per il caso di palo non vincolato.

Per entrambi i modelli si trascura la presenza di un cordolo di testa che unisca i diversi pali, così da considerare solamente gli effetti dovuti alla diversa distribuzione dei pali in pianta sull'interazione con il corpo di frana.

Ad oggi è estremamente ridotto lo spazio dedicato in letteratura all'analisi di questi due schemi di intervento: nel commento dei risultati ottenuti per il caso di pali disposti a quinconce si fa prevalentemente riferimento ai lavori di Del Fabbro *et al.* (2013) e Del Fabbro e Meriggi (2014), mentre per il caso di fila finita si considera lo studio di Lirer (2002).

## 7.2 Fila indefinita di pali disposti a quinconce

### 7.2.1 Modello bidimensionale

Come già descritto nel Capitolo 3 (Figura 3.3), nel passaggio dalla disposizione in linea a quella a quinconce la densità di pali per unità di lunghezza è mantenuta costante: l'interasse  $i$  tra due pali consecutivi lungo l'orizzontale è posto pari a  $3D$ , con un diametro dei pali

$D$  pari a 1 m, e si considera un interasse lungo la verticale  $i_y$  pari a  $4D$ . Secondo studi di letteratura (e.g.: Kourkoulis *et al.*, 2011; Del Fabbro *et al.*, 2013) tali dimensioni sono infatti in grado di garantire contemporaneamente la formazione dell'effetto arco e di contrastare quello ombra che si sviluppa a valle di un palo caricato orizzontalmente.

Come nel caso di pali in riga, lo spostamento del corpo di frana è imposto a monte dell'intervento a una distanza dal suo asse pari a  $12D$ .

Si analizzano, in una prima fase, i risultati ottenuti da modelli bidimensionali definiti in maniera del tutto analoga a quelli finora utilizzati per il caso di fila indefinita di pali allineati (Capitolo 3) e considerando, quindi, il caso di terreno che scorre in condizioni di deformazioni piana attraverso una fila di pali fissi.

Prime considerazioni sull'effetto legato alla variazione della disposizione in pianta dei pali sono condotte associando il terreno a un mezzo elastico, definito da un modulo di Young  $E = 30$  MPa.

In Figura 7.1, per un valore dello spostamento  $u_{y,imp}$  imposto al contorno superiore del modello pari a  $0.25D$ , sono messe a confronto le isolinee di spostamento  $u_y$  normalizzato rispetto a quello imposto  $u_{y,imp}$  e calcolate nei due casi a confronto di pali disposti in fila e a quinconce. Nonostante all'uso di un modello elastico si associ ai due schemi d'intervento la stessa capacità di riduzione degli spostamenti che interessano la zona di valle, con un valore del rapporto  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  circa pari a 0.15 già da bassi valori dello spostamento imposto, questa è ottenuta con una diversa redistribuzione delle ampiezze di spostamento del terreno nel passaggio attraverso la fila. In particolare, mentre nel caso di pali in linea questi rappresentano l'unico ostacolo all'avanzamento del corpo di frana e qui si concentra l'azione di trattenimento del terreno per effetto arco, nel caso di pali disposti a quinconce è possibile osservare come l'ampiezza dello spostamento del terreno subisca una prima riduzione nel passaggio attraverso l'allineamento di monte, meno marcata di quella ottenuta per i pali in linea, e quindi si riduca ancora nel passaggio attraverso la fila di valle, con una inversione del profilo delle isolinee.

Analogamente, calcolando per il caso di pali disposti in fila e a quinconce l'azione  $p$  trasferita dal terreno a una coppia di pali, ossia ottenuta integrando la tensione  $\sigma_y$  su una lunghezza pari a due volte l'interasse  $i$  tra i pali, esse appaiono sostanzialmente coincidenti. Con riferimento alla Figura 7.2, coerentemente con la condizione di mezzo elastico, la spinta assorbita dalla coppia aumenta linearmente, assumendo per  $u_{y,imp}/D = 0.5$  il valore

di 8 MN/m, mentre pari a 7.6 MN/m è quello calcolato per una coppia di pali disposti in fila. Nonostante la confrontabilità dell'azione trasmessa alla coppia di pali per i due schemi di fila indefinita messi a confronto, il modello elastico mostra già come il disallineamento dei pali porti a una diversa distribuzione delle azioni tra quelli appartenenti alla fila di monte e quelli della fila di valle. Coerentemente con i risultati di Del Fabbro e Meriggi (2014) per il caso di pendio indefinito, l'azione trasmessa ai pali della fila superiore è maggiore di quella trasmessa a quelli della fila di valle, con valori circa pari al doppio, e poco inferiori al 70% (67%) dell'azione totale trasmessa alla coppia. Inoltre, l'azione trasmessa al palo di monte dello schema a quinconce è maggiore di quella trasmessa a un palo appartenente alla fila singola, con un aumento del valore di  $p$  maggiore dell'40%, mentre è del 26% la riduzione dell'azione agente sul palo di valle.

Le differenze tra i due schemi di disposizione in pianta dei pali emergono in maniera più marcata nel passaggio dal caso di terreno assimilato a un mezzo elastico a quello di terreno modellato come un continuo elastoplastico. Considerando un angolo di resistenza al taglio della coltre  $\varphi' = 28^\circ$ , in Figura 7.3 è possibile osservare la diversa riduzione delle ampiezze di spostamento nel corpo di frana ottenuta nel caso di fila di pali allineati con interasse  $i/D = 3$  (Figura 7.3a) e disposti a quinconce (Figura 7.3b) al variare dello spostamento imposto al modello. Per gli stessi due casi, la sola variazione della percentuale di riduzione dello spostamento calcolata a valle dell'intervento con il progressivo aumento di  $u_{y,imp}/D$  è riportata in Figura 7.4a.

Per valori dello spostamento imposto  $u_{y,imp} \leq 0.4D$  (Figura 7.4a) le ampiezze di spostamento calcolate a valle di una fila indefinita di pali disposti a quinconce sono maggiori di quelle calcolate considerando lo schema di pali allineati, coerentemente con effetti arco più deboli dovuti alla maggiore distanza tra i pali. Confrontando, a titolo di esempio, le isolinee relative a  $u_{y,imp}/D = 0.25$ , al passaggio dallo schema di pali allineati a quello di pali disposti a quinconce è associata una riduzione del 25% della capacità di mitigazione della fila. Tuttavia, mentre nel primo caso, in corrispondenza di tale valore dello spostamento, è già avvenuto il raggiungimento della condizione di flusso plastico e la perdita dell'effetto barriera è testimoniata dalla rapida variazione del gradiente della curva  $u_{y,valle}/u_{y,imp} - u_{y,imp}/D$ , lo schema a quinconce appare invece più duttile, caratterizzato da una più graduale perdita della capacità di mitigazione. Inoltre, poiché il disallineamento dei pali produce un minor effetto di restrizione della sezione entro la quale scorre il

terreno, la variazione di pendenza della curva in corrispondenza del raggiungimento della condizione di flusso plastico, attinta in corrispondenza di  $u_{y,imp}/D = 0.55$ , è comunque meno marcata. Considerando, quindi, le isolinee per  $u_{y,imp}/D = 0.5$  (Figura 7.3), nel caso di pali allineati la perdita dell'effetto barriera per raggiungimento di una condizione di flusso plastico è caratterizzata da un diffuso aumento della percentuale di spostamento nell'intera striscia di terreno modellata, più marcato in corrispondenza del passaggio attraverso la fila, risultando in una riduzione dell'ampiezza di spostamento a valle rispetto a quello imposto di circa il 25%. Pali disposti a quinconce, pur non avendo ancora raggiunto tale condizione, mostrano comunque una modesta capacità di protezione della zona di valle dall'avanzamento del corpo di frana, con riduzioni dell'ampiezza di spostamento di circa il 30%. Meno marcata rispetto a quella osservata nel caso di pali allineati è la differenza tra le isolinee di  $u_y/u_{y,imp}$  calcolata al variare di  $u_{y,imp}/D$  da 0.25 a 0.5 per lo schema a quinconce, con locali seppur minime riduzioni dello spostamento nel passaggio attraverso i due allineamenti.

Parallelamente all'evoluzione dello spostamento a valle dell'intervento in funzione di quelli imposto, in Figura 7.4b è riportata quella dell'azione  $p$  trasferita progressivamente alla coppia di pali. Coerentemente con quanto analizzato in termini di capacità di mitigazione, mentre file di pali allineati sono caratterizzate da una rapida mobilitazione della resistenza a taglio del terreno con il raggiungimento del valore massimo dell'azione  $p_u$  per  $u_{y,imp}/D = 0.25$ , più lenta è quella relativa al caso di pali disposti a quinconce, dovuto, a parità di densità dei pali, a un aumento dell'area d'influenza della coppia, e caratterizzata dal raggiungimento di un valore di  $p_u$  più alto.

Si consideri, a tal proposito, la Figura 7.5 in cui, per 3 valori dello spostamento  $u_{y,imp}/D$  raggiunto a monte della fila di pali, pari a 0.1, 0.25 e 0.5, è mostrata la diffusione delle zone plastiche. Appare evidente che l'interazione tra una coltre in movimento e un sistema di pali disallineati produce una diversa concentrazione delle tensioni rispetto al caso di pali in linea (Figura 4.4), con il coinvolgimento di una porzione di terreno maggiore. Già a partire da bassi valori dello spostamento del corpo di frana ( $u_{y,imp}/D = 0.1$ ), si osserva la formazione di una fascia plastica tra i due pali disallineati e quindi, con l'incremento dello spostamento del terreno, si osserva la diffusione delle zone plasticizzate a monte della fila superiore, la cui completa diffusione porta al raggiungimento della soglia plastica per  $u_{y,imp}/D = 0.55$  (Figura 7.5), valore pari a circa il doppio di quello relativo al caso di pali

allineati.

Andamenti analoghi a quelli di Figura 7.4 sono stati ottenuti dalle analisi d'interazione condotte per tutti i valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  considerati. In Tabella 7.1 sono riportati, in particolare, i valori dell'azione massima  $p_u$  trasmessa a una coppia di pali per i due schemi di intervento considerati. L'azione massima  $p_u$  trasmessa a una coppia di pali disposti a quinconce è sempre maggiore di quella ottenuta per una fila di pali, con una differenza che aumenta all'aumentare dell'angolo di resistenza al taglio (Tabella 7.1): per valori più bassi di  $\varphi'$  ( $\varphi' = 26^\circ$ ,  $\varphi' = 28^\circ$ ) disporre i pali secondo uno schema a quinconce porta a un aumento di circa il 20% dell'azione massima  $p_u$  trasmessa alla coppia di pali, del 26% per  $\varphi' = 30^\circ$  e fino al 40% per  $\varphi' = 32^\circ$ . Inoltre, mentre nel caso di pali disposti in fila i valori di  $u_{y,imp}/D$  per i quali si ha il raggiungimento della soglia plastica sono compresi tra 0.2 e 0.35, più alti sono quelli calcolati per i pali disposti a quinconce e caratterizzati da una maggiore variazione con  $\varphi'$ .

Nonostante la disposizione dei pali secondo uno schema a quinconce riduca gli effetti di confinamento del terreno nel piano contenente la sezione dei pali, quella di deformazione piana non risulta ancora la condizione adatta a descrivere con sufficiente fedeltà il meccanismo d'interazione tra il corpo di frana e l'intervento di mitigazione. I valori elevati delle azioni trasferite alla coppia di pali, comunque confrontabili con quelli calcolati nel caso di fila indefinita per  $i/D = 3$ , infatti, sono ancora una volta legati allo sviluppo di tensioni fuori piano  $\sigma_z$  non trascurabili, necessarie a mantenere la condizione di deformazione piana. Isoleone di incremento della tensione fuori piano  $\Delta\sigma_z$  rispetto allo stato tensionale iniziale, riportate in Figura 7.6, mostrano un più marcato aumento della tensione fuori piano a monte dell'intervento, necessario a realizzare lo scorrimento del terreno attraverso la fila, con valori di  $\sigma_z$  pari a circa quattro volte quelli litostatici, mentre più contenuti sono gli incrementi calcolati in corrispondenza del palo di valle.

Se, in generale, il disallineamento dei pali secondo uno schema a quinconce determina il trasferimento di azioni maggiori ai pali appartenenti alla fila di monte rispetto a quelli della fila di valle (Del Fabbro e Meriggi, 2014), la differenza tra i valori delle azioni agenti su ciascuno risulta amplificata dalla variazione delle tensioni fuori piano dovuta all'imposizione della condizione di deformazione piana.

Un'accurata descrizione delle azioni trasferite al palo di monte e a quello di valle è

riportata in Figura 7.7 con riferimento ai risultati relativi a un angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  pari a  $32^\circ$ , analogamente a quanto fatto nel caso di pali in linea: in questo caso, infatti, maggiore è il campo di spostamenti che può essere investigato prima del raggiungimento della soglia plastica. In particolare, in Figura 7.7a, si riporta l'evoluzione con lo spostamento del corpo di frana dei carichi trasmessi alla coppia di pali (sinistra) e quindi ai singoli pali (destra) nei due casi di pali allineati e disposti a quinconce. La Figura 7.7b mostra invece l'evoluzione con  $u_{y,imp}/D$  della distribuzione della tensione  $\sigma_n$  normale al contorno dei due pali disallineati. È possibile osservare che le azioni trasferite al palo di valle si stabilizzano sul valore ultimo  $p_u$  già a partire da un valore di  $u_{y,imp}/D$  prossimo a 0.3, coerentemente con la rapida diffusione delle zone plastiche nella zona di terreno compresa tra i due pali, mentre quelle trasferite al palo di monte continuano a crescere in maniera non trascurabile fino a un valore di  $p_u$  pari a circa cinque volte quello calcolato per il palo di valle e raggiunto in corrispondenza di uno spostamento  $u_{y,imp}/D$  pari a 0.9. Si sottolinea che il raggiungimento del valore ultimo dell'azione trasmessa al palo di valle rappresenta il primo punto di inversione della curva carico spostamento. Nel caso di pali allineati, per lo stesso valore dell'angolo di resistenza al taglio del corpo di frana, il valore dell'azione trasferita al singolo elemento è circa pari al 40% di quello trasferito al palo di monte dello schema a quinconce e a 2 volte quello del palo di valle.

Considerando solamente i valori ultimi delle tensioni agenti sul contorno dei pali, in Tabella 7.2 sono riportati i valori dell'incremento di  $\sigma_{yy}$  rispetto al valore iniziale  $\sigma_{yy,0}$ , calcolati in corrispondenza della sola generatrice rivolta verso monte ( $\beta = 90^\circ$ ) al variare dell'angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  del terreno in frana. In generale, al diminuire di  $\varphi'$ , coerentemente con la riduzione dell'effetto arco, indipendentemente dalla disposizione dei pali in pianta, si riduce l'incremento di  $\sigma_{yy}$ . Nel caso di pali disposti a quinconce, si riduce il valore del rapporto tra le tensioni agenti sui pali appartenenti ai due allineamenti dello schema, ma comunque significative rimangono le differenze tra di esse e con quelle calcolate nel caso di pali allineati.

In conclusione, le analisi in condizioni di deformazione piana mostrano la presenza di una forte interazione tra i pali appartenenti alle due file di uno schema a quinconce. Nonostante il disallineamento dei pali riduca l'effetto di restrizione della sezione entro cui scorre il terreno, lo sviluppo di tensioni fuori piano non trascurabili suggerisce che il

meccanismo plastico prevalente non sia comunque quello di deformazione piana del terreno nel piano contenente la sezione dei pali ma che, piuttosto, i pali interagiscano per effetto arco in modo da confinare gli spostamenti del corpo di frana a monte dell'intervento proteggendo la zona di valle. La distribuzione delle tensioni fuori piano osservata per pali disposti a quinconce è tale da comportare un forte squilibrio tra le azioni agenti sui pali appartenenti all'allineamento di monte e quindi su quello di valle dello schema. In generale, anche in questo caso appare necessario passare a una modellazione tridimensionale del problema d'interazione per una corretta valutazione sia della capacità di mitigazione dell'intervento che delle azioni trasferite ai pali.

### 7.2.2 Modelli tridimensionali

Gli effetti dell'interazione tra un volume di terreno in movimento e una fila di pali disposti a quinconce è studiato facendo inizialmente riferimento al caso di pali fissi, più facilmente confrontabile con i risultati delle analisi piane, e quindi passando a quello di pali non vincolati, sotto l'ipotesi di substrato stabile caratterizzato da una rigidità maggiore di quella corpo di frana ( $E_2/E_1 = 2$ ) e un rapporto  $L_2/L_1 = 1$ .

Una serie di prime osservazioni sugli effetti del passaggio dal modello bidimensionale a quello tridimensionale e quindi dalla condizione di pali fissi a quella di pali non vincolati riguardano la capacità di mitigazione dell'intervento. In particolare, in Figura 7.8 è proposto un primo sintetico confronto tra le diverse soluzioni, considerando ancora una volta la variazione della percentuale di spostamento imposto trasmessa a valle dell'intervento  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$ , specificamente in corrispondenza del bordo inferiore della griglia di calcolo. Appare evidente che eliminando il vincolo di deformazione piana del terreno, la capacità di mitigazione della fila risente in maniera meno marcata degli effetti del passaggio dalla condizione di pali allineati a quella di pali disposti a quinconce e, anzi, le soluzioni risultano sostanzialmente coincidenti. In generale, pali posti a interasse ridotto, seppur non allineati, risultano in grado di interagire confinando gli spostamenti del terreno a monte dell'intervento, congruentemente con quanto indicato dalle tensioni fuori piano calcolate nel modello bidimensionale. La formazione del meccanismo plastico di barriera nel caso di pali fissi e disposti secondo i due schemi avviene in corrispondenza dello stesso valore dello spostamento adimensionale  $u_{y,imp}/D = 0.075$ , con spostamenti massimi calcolati a valle pari a 6.7 mm nel caso di pali allineati e prossimi a 10 mm per pali disposti a quinconce. Nel caso di pali non vincolati la formazione del meccanismo

plastico avviene per valori più alti dello spostamento imposto, circa pari a circa  $0.225D$  per pali disposti a quinconce e a circa  $0.25D$  per pali in linea, con spostamenti massimi calcolati a valle del sistema rispettivamente pari a circa 15.6 cm e a 16.4 cm. Le differenze nel caso di pali fissi risultano percentualmente più grandi ma fanno riferimento a valori dello spostamento comunque trascurabili, mentre nel caso di pali non vincolati le differenze sono comunque ridotte, mediamente comprese tra il 5% e il 7%. La sostanziale confrontabilità della capacità di mitigazione dei due schemi considerati è confermata anche dai risultati ottenuti con modelli diversi da Del Fabbro e Meriggi (2014), che nel caso di pendio indefinito calcolano una differenza dell'1% sui valori di riduzione dello spostamento ottenuti con pali allineati o disposti a quinconce.

Le caratteristiche della riduzione degli spostamenti nell'intero volume di terreno modellato sono rappresentate in Figura 7.9 in termini di isolinee di  $u_y/u_{y,imp}$  calcolate in corrispondenza di uno spostamento imposto a monte della fila  $u_{y,imp}/D = 0.1$  per il quale, sia nel caso di pali fissi che non vincolati, gli spostamenti dovuti alla formazione dei meccanismi plastici non sono ancora prevalenti. Con riferimento al caso di pali fissi (Figura 7.9a), similmente a quanto osservato in condizioni di deformazione piana per il mezzo elastico, gli spostamenti calcolati in corrispondenza dell'attraversamento della fila di monte risultano pari al 20% di quelli imposti e si riducono ulteriormente nell'attraversamento della seconda fila ottenendo a valle dell'intervento il medesimo effetto ottenuto a valle di una fila di pali allineati. In generale, considerando il piano di mezzeria tra due pali consecutivi, le isolinee degli spostamenti orizzontali e verticali sono del tutto simili a quelle ottenute nel caso di pali allineati e indicano la formazione di un meccanismo di scorrimento a monte della fila.

In Figura 7.9b sono invece riportati i risultati relativi al caso di fila di pali non vincolati. Risulta evidente, sia a monte che a valle dell'intervento, la minore capacità dell'intervento di ostacolare l'avanzamento del corpo di frana, legata allo spostamento dei pali stessi. Parallelamente, il maggiore scorrimento del terreno attraverso la fila si accompagna a spostamenti verticali minori di quelli osservati nel caso di pali fissi, con valori di  $u_z/u_{y,imp}$  comunque inferiori a 0.1.

La sostanziale equivalenza dei due sistemi in termini di capacità di mitigazione degli spostamenti coincide con la sovrapponibilità delle curve  $T/i - u_{y,imp}/D$ , ossia che legano l'evoluzione dell'azione stabilizzante della fila allo spostamento del corpo di frana. Come



nel caso di pali allineati, l'azione stabilizzante calcolata nel caso di pali fissi cresce più rapidamente rispetto a quella relativa al caso di pali non vincolati, ma entrambe le curve si attestano sullo stesso valore massimo di  $T/i$  pari a circa 560 kN/m a partire da uno spostamento  $u_{y,imp}/D = 0.3$ .

La scelta dell'uno o dell'altro schema d'intervento può essere quindi determinata da una favorevole redistribuzione delle azioni sui pali, tale da poter migliorare il margine di sicurezza rispetto al raggiungimento della resistenza della loro sezione. Si considerano a tal scopo le isolinee di tensione orizzontale  $\sigma_{yy}$ , agente in direzione dei pali, riportate in Figura 7.10: in particolare, in corrispondenza di un piano di riferimento posto ad una profondità rispetto al piano campagna  $z_{rif} = 3$  m, sono rappresentati gli incrementi di tensione rispetto a quella litostatica iniziale, pari a 55.5 kPa. In Figura 7.10a, sia nel caso di pali allineati che per pali disposti a quinconce, è possibile osservare la tipica variazione delle tensioni  $\sigma_{yy}$  dovuta alla formazione dell'effetto arco, con una concentrazione delle tensioni  $\sigma_{yy}$  in corrispondenza dei pali e valori minori in corrispondenza della mezzeria. Tuttavia, mentre le tensioni crescono in maniera analoga sulla coppia di pali allineati, diversi sono i valori calcolati in corrispondenza del palo di monte e di valle dello schema a quinconce: per il valore dello spostamento imposto considerato ( $u_{y,imp}/D = 0.1$ ), l'incremento di tensione calcolato in corrispondenza dei pali allineati è circa pari a 4.5 volte la tensione iniziale, mentre è pari rispettivamente a 6 e 3.5 volte in corrispondenza del palo di monte e di valle dello schema a quinconce. Si sottolinea che tali valori fanno riferimento a una condizione per cui la resistenza del terreno interagente con i pali è già completamente mobilitata e pertanto corrispondono al massimo incremento di  $\sigma_{yy}$  possibile.

Considerando la sola tensione agente in corrispondenza della generatrice di monte dei pali, base dell'arco secondo cui avviene la redistribuzione delle tensioni nel terreno, in Tabella 7.3 sono messi a confronto i valori dell'incremento della tensione  $\sigma_{yy}$ , calcolandone in particolare l'integrale sulla porzione  $L_1$  dei pali a contatto con il corpo di frana al variare dello spostamento imposto. Coerentemente con quanto già osservato in termini di isolinee di  $\Delta\sigma_{yy}/\sigma_{yy,0}$ , il rapporto tra l'incremento delle tensioni calcolate a monte dei due pali dello schema a quinconce è circa pari 1.6, ben più basso del valore di 4.3 ottenuto dai modelli bidimensionali (Tabella 7.2,  $\varphi' = 28^\circ$ ). L'incremento calcolato in corrispondenza di un palo della disposizione in linea è intermedio rispetto a quello

ottenuto per i pali dei due allineamenti dello schema a quinconce, con una riduzione del 18% dell'azione agente sul palo di monte di tale schema e un aumento del 21% rispetto a quello di valle. Anche in questo caso, tale risultato è qualitativamente in accordo con quello ottenuto dalle analisi piane, ma è caratterizzato da valori nettamente inferiori. Si sottolinea, infine, che a differenza di quanto osservato nel caso di modello piano in cui le azioni trasferite ai pali della fila o dello schema a quinconce si stabilizzano in corrispondenza di 3 valori diversi dello spostamento del corpo di frana, nel modello tridimensionale le tensioni crescono fino a uno stesso valore dello spostamento pari a  $0.075D$ , corrispondente alla completa formazione del meccanismo plastico, per poi rimanere sostanzialmente costanti.

Si valuta quindi l'effetto della rimozione delle condizioni di vincolo attorno ai pali. Considerando nuovamente le isolinee di spostamento in Figura 7.9b per  $z_{rif} = 3$  m, è possibile osservare che gli spostamenti del palo di monte sono maggiore di quelli del palo di valle e pari rispettivamente a circa il 65% e il 55% dello spostamento applicato a monte della fila. In termini di variazione delle tensioni nel terreno (Figura 7.10b), lo spostamento dei pali non vincolati si associa a un minore incremento della tensione a monte dei pali rispetto a quello calcolato nel caso di pali fissi e a minori differenze tra gli incremento ottenuti in corrispondenza del palo di monte e di quello di valle. Per un valore dello spostamento del corpo di frana  $u_{y,imp}$  pari a  $0.1D$  il rapporto  $\Delta\sigma_{yy}/\sigma_{yy,0}$  è pari a 3.75 e a 3.25, rispettivamente in corrispondenza del palo di monte e di quello di valle, a 5.5 e 5 per  $u_{y,imp}/D = 0.25$ .

In Tabella 7.4, sia per caso di pali allineati che di pali disposti a quinconce, si riportano i valori dello spostamento della testa dei pali (Tabella 7.4a), delle sollecitazioni di taglio in corrispondenza della superficie di scorrimento e del momento flettente massimo attinto lungo l'asse del palo (Tabella 7.4b) calcolati al variare dello spostamento imposto alla coltre  $u_{y,imp}/D$ . In Tabella 7.4a, in linea con quanto già emerso in Figura 7.10b per un unico valore dello spostamento del corpo di frana, si osserva che gli spostamenti del palo di monte sono sempre maggiori di quelli del palo di valle. Per spostamenti imposti  $u_{y,imp}$  inferiori a  $0.25D$ , gli spostamenti della testa del palo appartenente alla fila sono intermedi a quelli dei due pali dello schema a quinconce, mentre per valori maggiori dello spostamento quello della testa del palo della fila e del palo di monte dello schema a quinconce coincidono. In generale, a  $u_{y,imp}/D = 0.25$  corrisponde il raggiungimento della

condizione di flusso plastico con lo scorrimento del terreno verso l'alto a monte dell'intervento, per cui ulteriori aumenti dello spostamento del corpo di frana non corrispondono all'aumento dello spostamento dei pali che quindi rimane minore o uguale a  $0.23D$ .

Si considerano quindi i risultati ottenuti in termini di sollecitazioni sui pali: i valori del taglio  $T$  calcolati per il palo appartenente alla fila risultano intermedi a quelli ottenuti per i pali dello schema a quinconce per spostamenti  $u_{y,imp}/D \leq 0.2$ . Per valori maggiori dello spostamento, mentre il taglio calcolato in corrispondenza del palo di monte dello schema a quinconce si stabilizza su un valore costante pari a 1.71 MN, quello calcolato in corrispondenza del palo di valle e del palo della fila continua a crescere, seppur con gradienti via via più bassi al crescere dello spostamento. Le differenze calcolate sono comunque trascurabili.

Escludendo valori dello spostamento del corpo di frana ridotti ( $u_{y,imp}/D \leq 0.1$ ), il momento flettente massimo calcolato per il palo di monte del sistema a quinconce è minore di quello calcolato per il palo di valle, mentre i valori più alti sono quelli associati ai pali disposti in fila. Le variazioni osservate sono comunque poco marcate, con differenze sui valori massimi raggiunti minori o uguali al 5%.

Confrontando i risultati ottenuti nel caso di pali fissi e non vincolati con una profondità di infissione nel substrato stabile  $L_2$  pari a  $L_1$ , è possibile osservare che la differenza delle azioni trasmesse ai due pali dipende dal grado di vincolo degli stessi e, in particolare, dalla capacità del palo di monte di contrastare l'avanzamento del corpo di frana proteggendo tutta la zona di valle. Ripetendo quindi le analisi considerando una profondità d'infissione dei pali  $L_2 = 1.5L_1$ , coerentemente con le attese si ottiene che all'approfondimento dei pali non si lega solo una riduzione del 27% degli spostamenti massimi calcolati a valle dell'intervento rispetto al caso di  $L_2/L_1 = 1$ , in accordo con le tendenze osservate nel caso di pali allineati, ma anche una maggiore differenza delle sollecitazioni di taglio e momento flettente calcolate in corrispondenza dei pali appartenenti alle due file dello schema a quinconce. I valori delle sollecitazioni calcolate per il palo di monte rimangono sempre al di sopra di quelli calcolati per il palo di valle, con differenze prossime al 5% in riferimento ai valori del taglio  $T$  e al 7% relativamente a quelli di momento flettente  $M$ , contro differenze comunque prossime al 2% calcolate nel caso precedente relativamente a una minore profondità d'infissione.

In conclusione, è possibile affermare che i risultati ottenuti in condizioni di deformazione piana ancora una volta non colgono la reale capacità di mitigazione dell'intervento. Mentre nei modelli bidimensionali la capacità di mitigazione del sistema a quinconce è inferiore rispetto a quella della fila, modelli 3D mostrano una sostanziale coincidenza delle due soluzioni. La condizione di pali fissi, che rappresenta l'estremo superiore per la valutazione degli effetti d'interazione tra il corpo di frana e l'intervento, mostra che pali disallineati, se posti a una distanza ridotta, sono comunque in grado di interagire per effetto arco producendo il confinamento del terreno a monte della fila: infatti, se l'elevato interasse fra i pali di uno stesso allineamento, pari a  $6D$ , non consente il completo sviluppo dell'effetto arco tra di essi, si ha comunque una favorevole interazione fra le due file sfalsate di  $4D$  tale da ostacolare efficacemente l'avanzamento del corpo di frana. Passando a una condizione di palo non vincolato si ha una riduzione dell'efficacia dell'intervento nella mitigazione degli spostamenti di un corpo di frana, ma anche in questo caso la riduzione degli spostamenti calcolata a valle è del tutto confrontabile con quella ottenuta con una disposizione in linea.

I modelli bidimensionali sono in grado di cogliere la diversa ripartizione delle azioni sui pali, ma l'aumento della tensione fuori piano porta a una significativa sovrastima di tali valori soprattutto in corrispondenza del palo di monte. Nel modello tridimensionale con pali fissi, infatti, le tensioni calcolate in corrispondenza del palo di monte sono maggiori di quelle agenti sul palo di valle e intermedia alle due è quella calcolata per il palo in riga, ma le differenze sono comunque contenute e divengono poco significative nel caso di pali non vincolati.

In generale, il passaggio da una disposizione dei pali in riga a quella di pali a quinconce non produce significativi vantaggi né in termini di mitigazione degli spostamenti del corpo di frana né in termini di riduzione delle sollecitazioni sui pali. Tuttavia, questo studio considera l'effetto della sola variazione in pianta della disposizione dei pali e la loro interazione avviene solamente attraverso la variazione dello stato tensionale del terreno. Studi condotti da altri Autori considerando la presenza di una trave di testa dimostrano che a questa soluzione si associa un effettivo miglioramento del comportamento di gruppo dei pali e una favorevole redistribuzione delle azioni tra di essi attraverso il cordolo. Confrontando i risultati di Del Fabbro e Meriggi (2014) e di Kourkoulis *et al.* (2011) è possibile osservare che l'introduzione del cordolo, pur non permettendo di

migliorare la capacità di mitigazione dell'intervento, produce una riduzione dello stato di sforzo nei pali e un più rapido sviluppo dell'azione stabilizzante con gli spostamenti del corpo di frana.

### 7.2.3 Tabelle

Tabella 7.1 Modello 2D: azione massima  $p_u$  agente su una coppia di pali disposti in fila o a quinconce e valori dello spostamento imposto per cui si ha il raggiungimento della soglia plastica al variare dell'angolo di resistenza al taglio.

$\varphi'$ °	$p_u$ (MN/m)		$\Delta p_u / p_{u, \text{fila}}$	$u_{y, \text{imp}} / D$ soglia plastica	
	fila	quinconce		fila	quinconce
26	2.17	2.56	0.18	0.2	0.45
28	2.66	3.15	0.19	0.25	0.55
30	3.20	4.05	0.26	0.3	0.70
32	3.79	5.31	0.40	0.35	0.90

Tabella 7.2 Modello 2D: aumento della tensione  $\sigma_{yy}$  normale alla generatrice di monte del palo rispetto al valore iniziale  $\sigma_{yy,0}$  al variare dello schema dell'intervento e per diversi valori dell'angolo di resistenza al taglio.

$\varphi'$ (°)	$u_{y, \text{imp}} / D$	quinconce		fila	(1)/(2)	(1)/(3)	(2)/(3)
		monte	valle	(3)			
		(1)	(2)	(3)			
		$(\sigma_{yy} - \sigma_{yy,0}) / \sigma_{yy,0}$					
26	0.6	44.42	11.65	21.20	3.81	2.10	0.55
28	0.7	58.71	13.52	26.93	4.34	2.18	0.50
30	0.8	78.59	16.20	33.83	4.85	2.32	0.48
32	1	107.11	19.79	43.18	5.41	2.48	0.46

Tabella 7.3 Modello 3D, pali fissi: aumento della tensione  $\sigma_{yy}$  normale alla generatrice di monte del palo rispetto al valore iniziale  $\sigma_{yy,0}$  al variare dello schema dell'intervento e dello spostamento imposto. Valori integrati sullo spessore del corpo di frana.

$u_{y, \text{imp}} / D$	quinconce		fila	(1)/(2)	(1)/(3)	(2)/(3)
	monte	valle	(3)			
	(1)	(2)	(3)			
	$\int_{L_1} (\sigma_{yy} - \sigma_{yy,0}) d\zeta / \int_{L_1} \sigma_{yy,0} d\zeta$					
0.025	2.93	1.29	2.03	2.27	1.45	0.64
0.05	4.84	2.78	3.72	1.74	1.30	0.75
0.075	5.61	3.43	4.45	1.64	1.26	0.77
0.1	5.60	3.45	4.46	1.62	1.26	0.77
0.25	5.51	3.57	4.46	1.55	1.23	0.80
0.5	5.45	3.67	4.47	1.49	1.22	0.82

Tabella 7.4 Modello 3D, pali non vincolati: confronto dei valori dello spostamento della testa del palo  $u_p$  (a) e delle sollecitazioni di taglio  $T$  e momento flettente  $M$  (b) ottenuti nel caso di pali disposti in fila e a quinconce al variare dello spostamento imposto.

		quinconce (monte)			quinconce (valle)		fila			
		(1)			(2)		(3)	(1)/(2)	(1)/(3)	(2)/(3)
$u_{y,imp}/D$	$u_p/D$	$u_p/u_{y,imp}$	$u_p/D$	$u_p/u_{y,imp}$	$u_p/D$	$u_p/u_{y,imp}$	$u_p/D$	$u_p/u_{y,imp}$		
0	0	-	0	-	0	-	0	-	-	-
0.025	0.020	0.80	0.018	0.70	0.019	0.77	1.14	1.04	0.92	
0.05	0.043	0.86	0.039	0.78	0.041	0.82	1.11	1.04	0.94	
0.075	0.067	0.89	0.061	0.81	0.064	0.86	1.10	1.04	0.95	
0.1	0.092	0.92	0.085	0.85	0.088	0.88	1.08	1.04	0.96	
0.15	0.139	0.92	0.128	0.85	0.133	0.88	1.09	1.05	0.96	
0.2	0.180	0.90	0.163	0.82	0.172	0.86	1.10	1.04	0.95	
0.25	0.203	0.81	0.182	0.73	0.203	0.81	1.12	1.00	0.89	
0.5	0.224	0.45	0.198	0.40	0.224	0.45	1.13	1.00	0.88	
0.75	0.230	0.31	0.202	0.27	0.229	0.31	1.14	1.00	0.88	

(a)

		quinconce (monte)		quinconce (valle)		fila			
$u_{y,imp}/D$	$T$ (MN)	$M$ (MNm)	$T$ (MN)	$M$ (MNm)	$T$ (MN)	$M$ (MNm)	(2)/(1)	(3)/(1)	(3)/(2)
		(1)		(2)		(3)			
0	0	0	0	0	0	0			
0.025	0.55	0.70	0.49	0.60	0.50	0.63	0.87	0.91	1.05
0.05	0.91	1.38	0.84	1.29	0.86	1.31	0.93	0.94	1.02
0.075	1.14	1.97	1.08	1.90	1.11	1.90	0.96	0.97	1.00
0.1	1.32	2.45	1.25	2.44	1.30	2.42	1.00	0.99	0.99
0.15	1.56	3.18	1.49	3.26	1.54	3.21	1.03	1.01	0.98
0.2	1.67	3.69	1.63	3.82	1.66	3.80	1.03	1.03	1.00
0.25	1.70	3.96	1.69	4.07	1.71	4.18	1.03	1.05	1.03
0.5	1.71	4.19	1.74	4.28	1.74	4.41	1.02	1.05	1.03
0.75	1.71	4.25	1.76	4.34	1.75	4.46	1.02	1.05	1.03

(b)

## 7.2.4 Figure

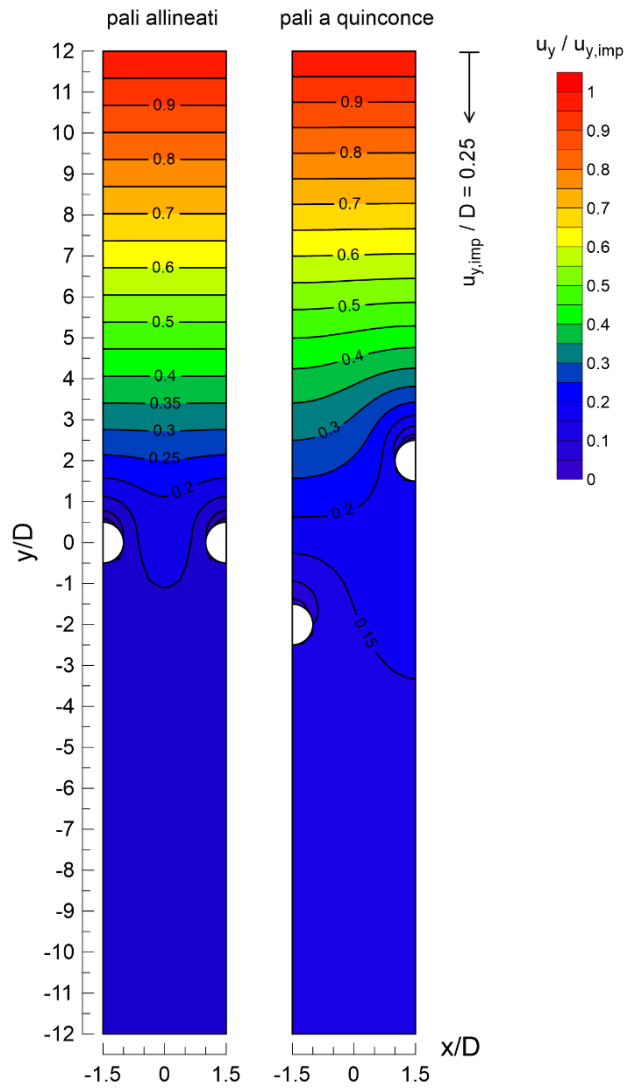


Figura 7.1 Modello 2D: confronto tra le isolinee di spostamento adimensionale  $u_y / u_{y,imp}$  per una fila indefinita di pali allineati (sinistra) e disposti a quinconce (destra) nel caso di terreno assimilato a un mezzo elastico.

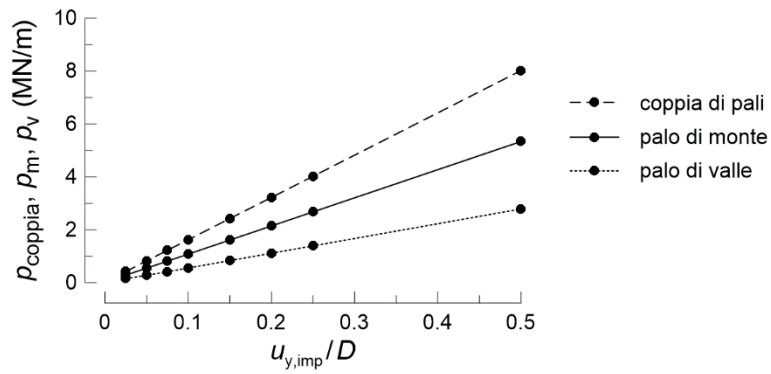


Figura 7.2 Modello 2D: aumento dell'azione trasmessa ai pali disposti secondo uno schema a quinconce con lo spostamento adimensionale  $u_{y,imp} / D$  nel caso di terreno assimilato a un mezzo elastico.



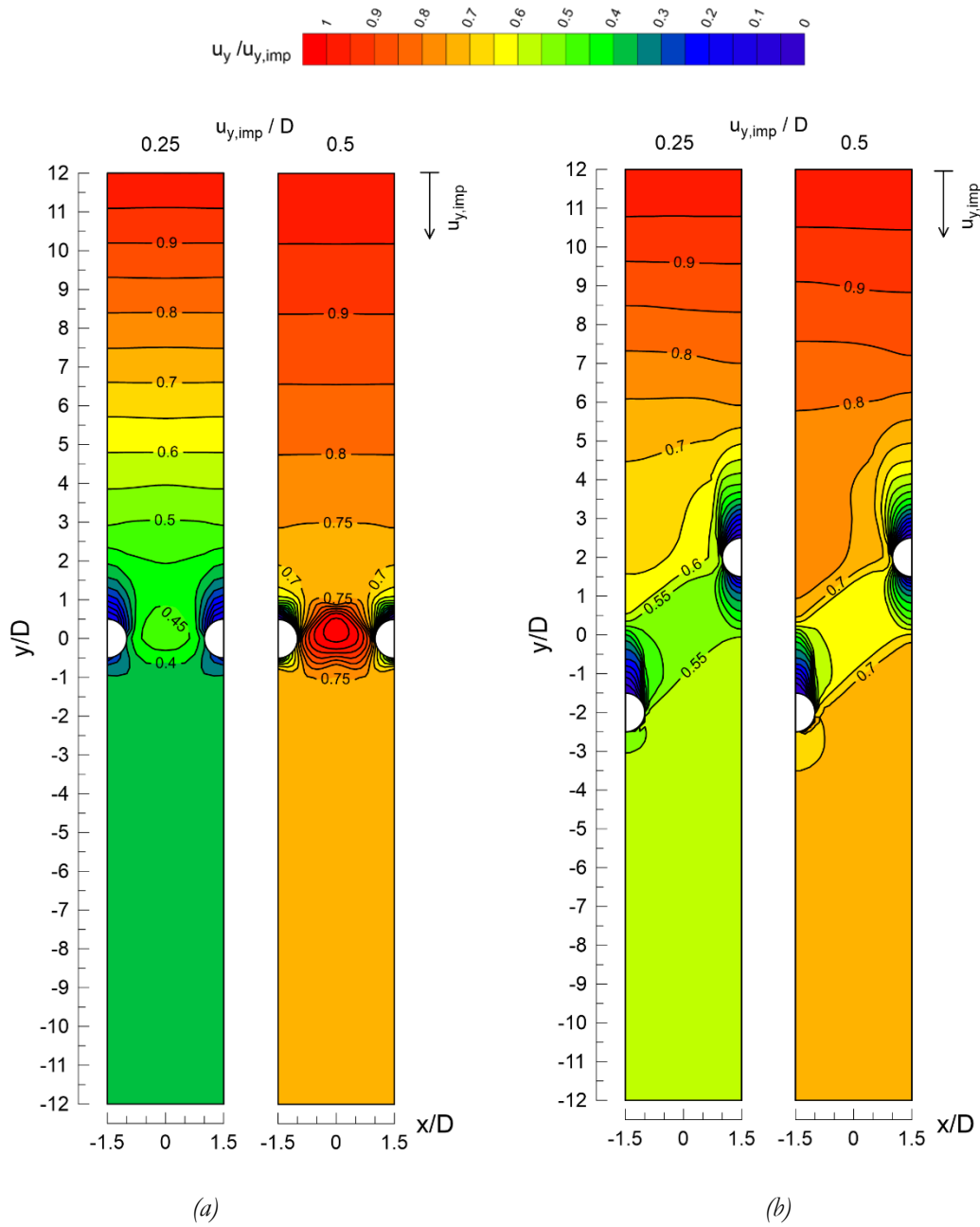


Figura 7.3 Modello 2D: isolinee di spostamento adimensionale  $u_y/u_{y,imp}$  calcolate per due valori dello spostamento imposto nel caso di fila di pali allineati con  $i/D = 3$  (a) e disposti a quinconce (b). Terreno assimilato a un mezzo elastoplastico.

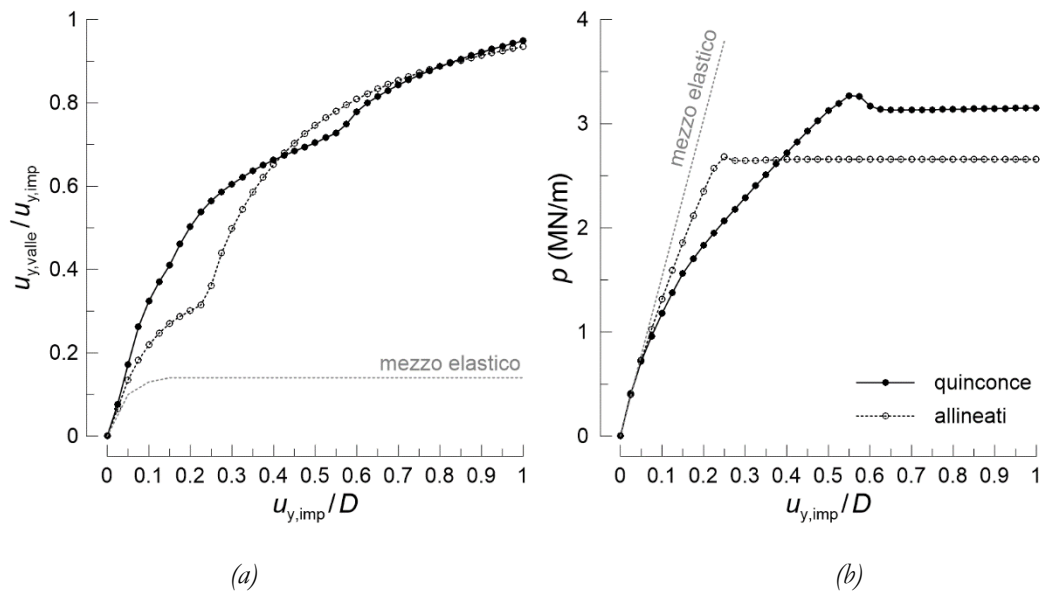


Figura 7.4 Modello 2D: spostamenti adimensionali a valle dell'intervento (a) e azione trasferita alla coppia di pali (b) in funzione dello spostamento del corpo di frana nel caso di pali allineati e disposti a quinconce.

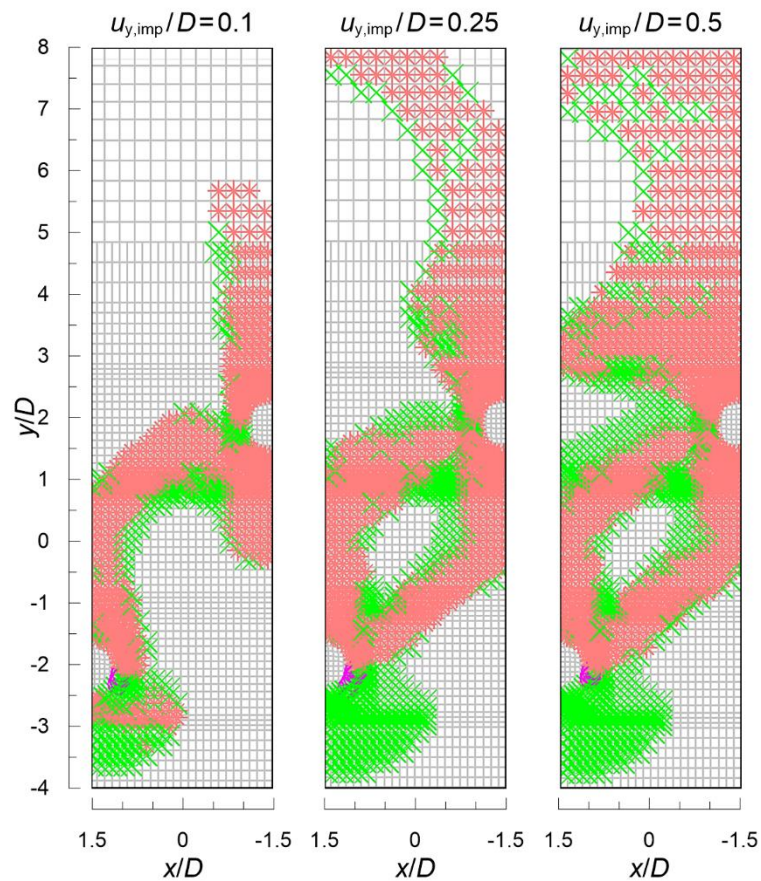


Figura 7.5 Modello 2D: diffusione delle zone plastiche ( $\times$  elastic at yield in the past,  $*$  at yield in shear or volume,  $\circ$  at yield in tension) per tre valori di spostamento raggiunti in testa al modello nel caso di pali disposti a quinconce.

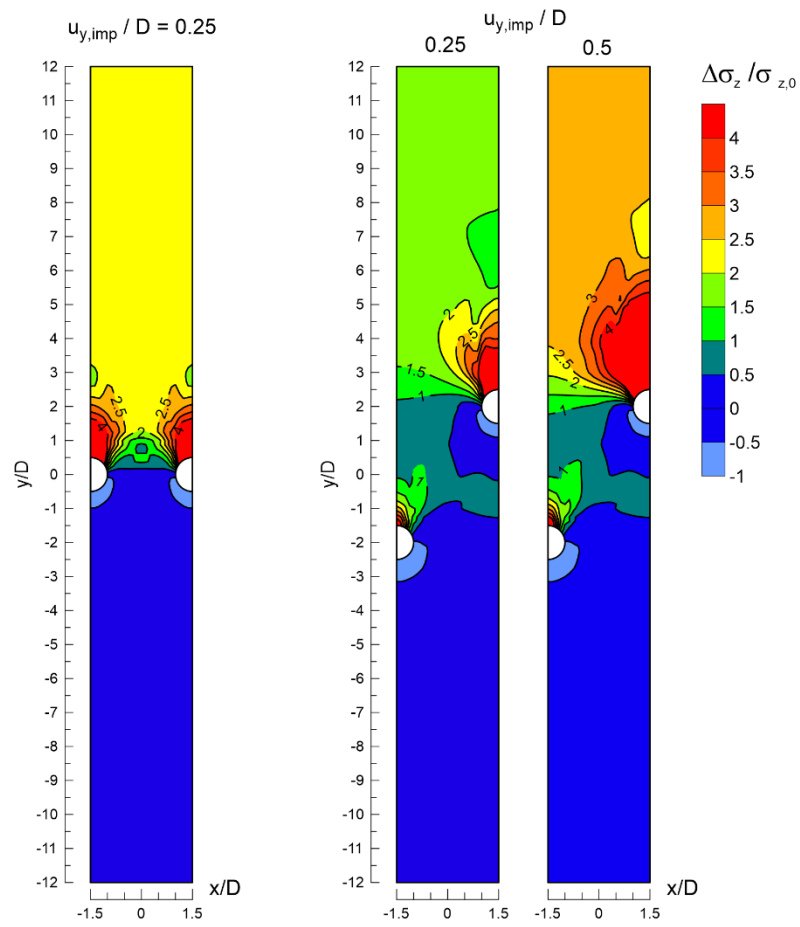
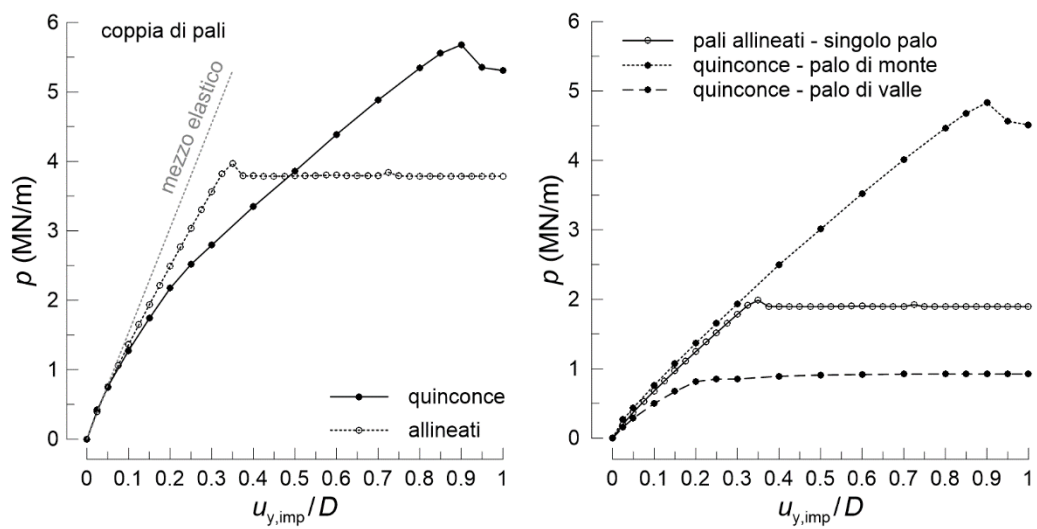


Figura 7.6 Modello 2D: isolinee di incremento delle tensioni fuori piano  $\sigma_z$ , rispetto al valore della tensione litostatica iniziale  $\sigma_{z,0}$  nel caso di pali allineati (sinistra) o disposti a quinconce (destra).



(a)

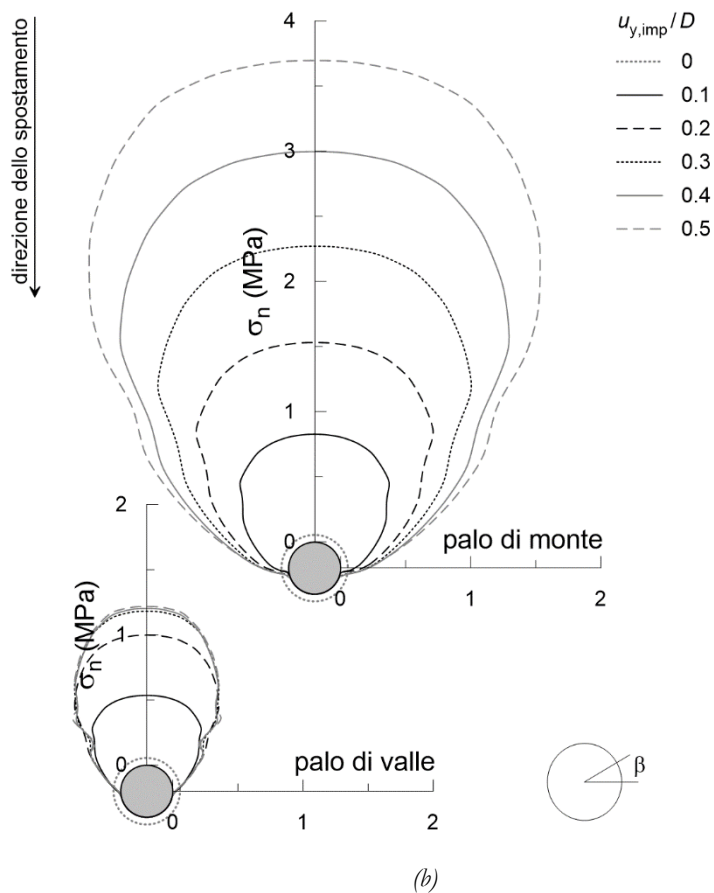


Figura 7.7 Modello 2D: (a) azioni trasferite alla coppia di pali (sinistra) o al singolo palo (destra) al variare dello spostamento imposto; (b) distribuzione delle tensioni  $\sigma_n$  normali alla superficie del palo di monte e di valle in uno schema a quinconce per diversi valori dello spostamento imposto.

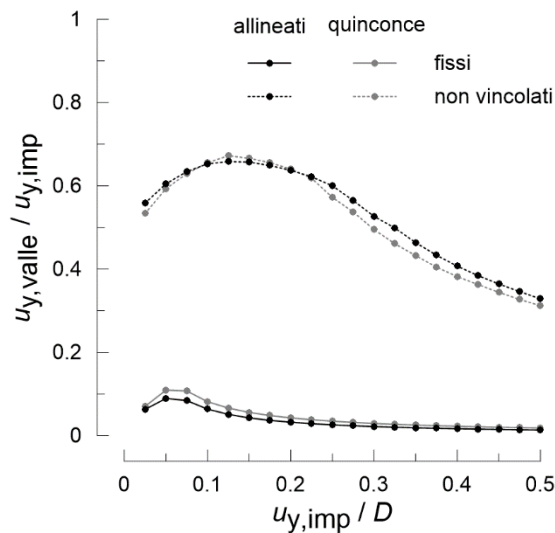
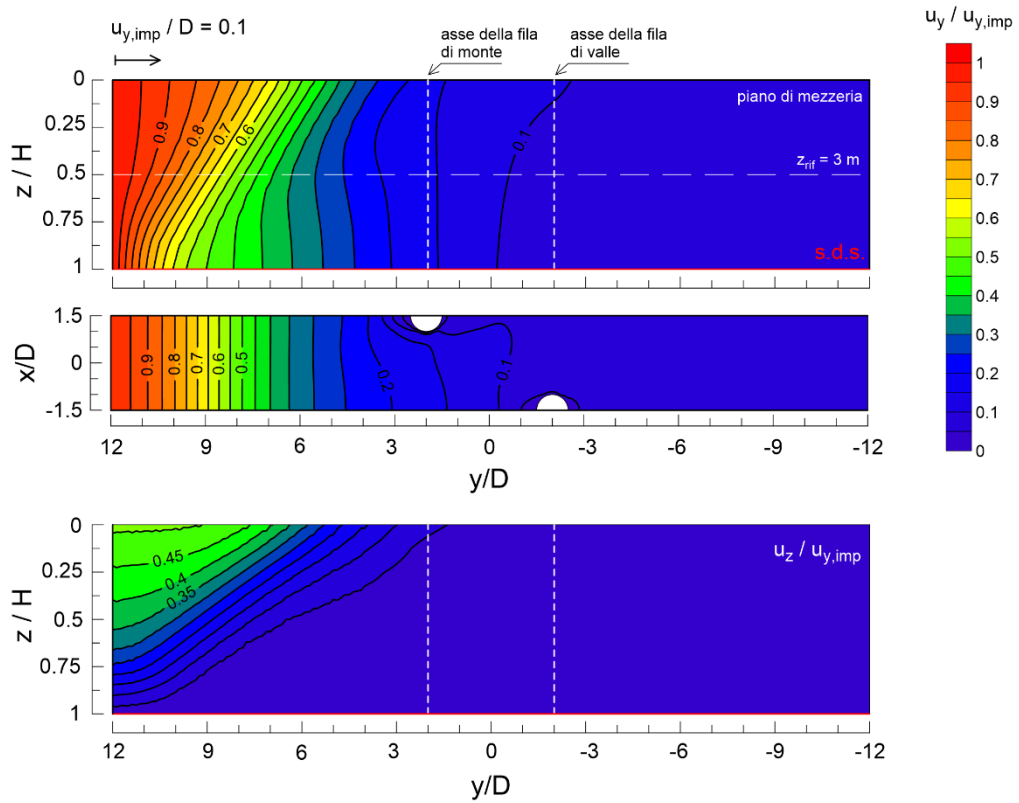
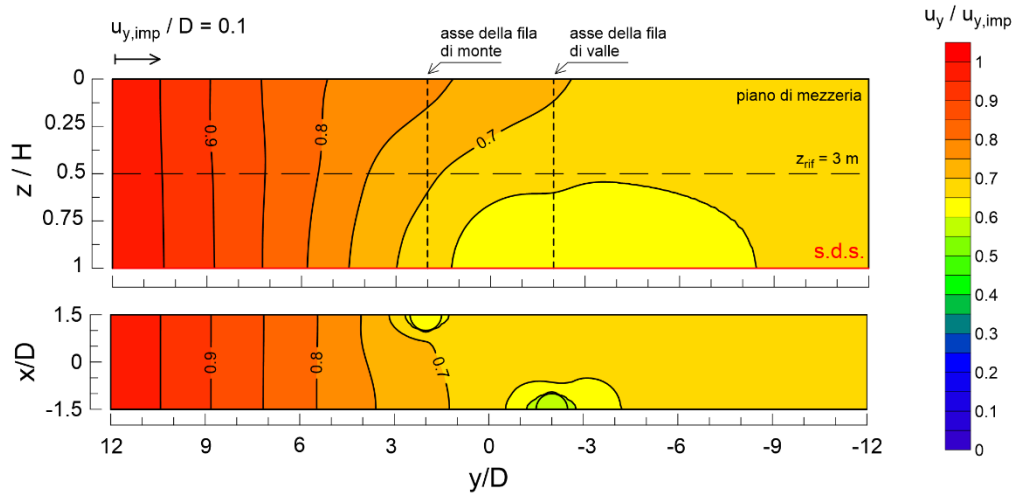


Figura 7.8 Modello 3D: valore adimensionale degli spostamenti a valle dell'intervento al variare dello spostamento imposto per diversi schemi dell'intervento e condizioni di vincolo.



(a)



(b)

Figura 7.9 Modello 3D: isolinee di spostamento adimensionale  $u_y / u_{y,imp}$  e  $u_z / u_{y,imp}$  nel caso di pali fissi (a) e non vincolati (b) in corrispondenza del piano di mezzeria e del piano a  $z_{rif} = 3 m$ .

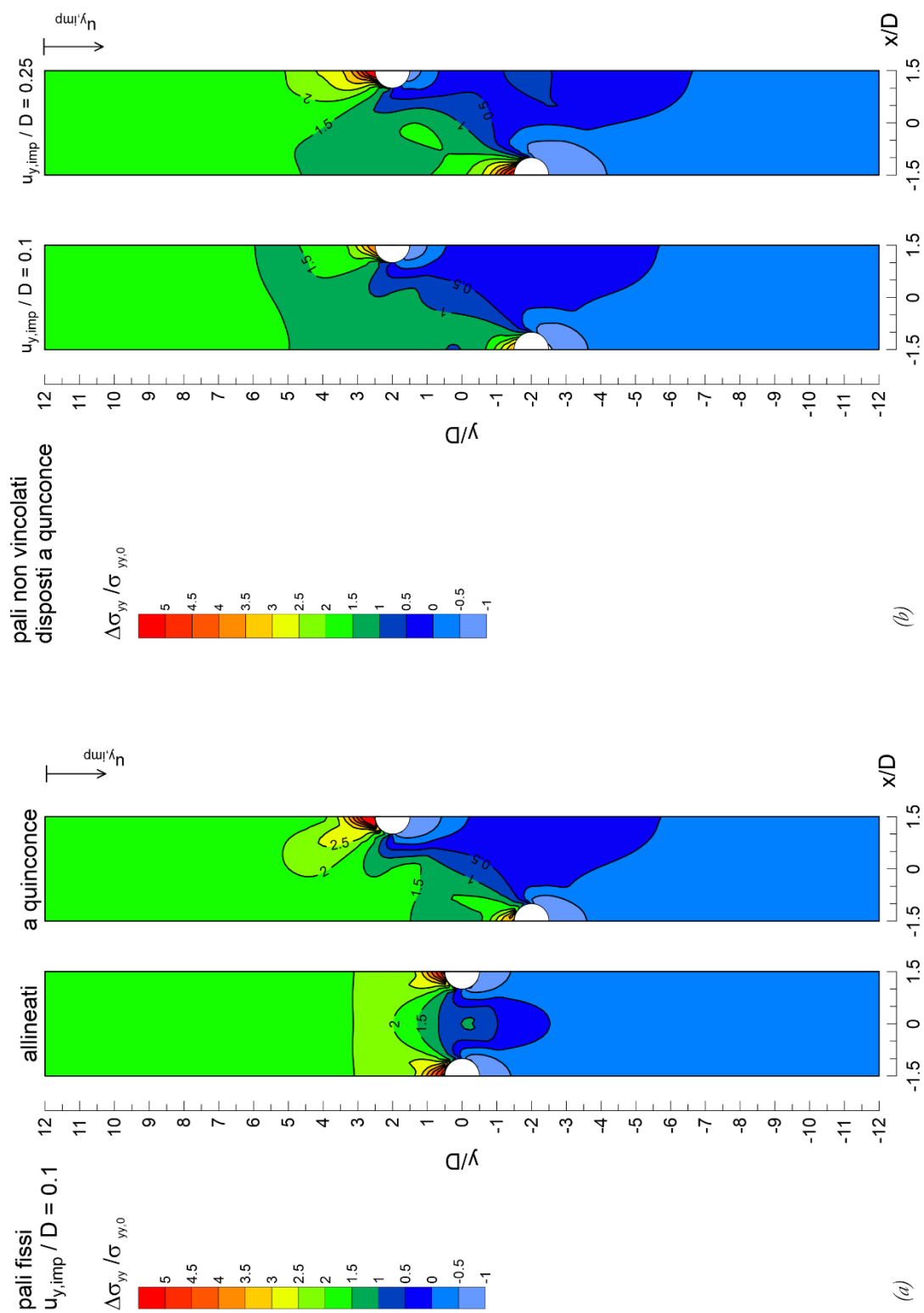


Figura 7.10 Isolinee di incremento della tensione orizzontale  $\sigma_{yy}$  per pali fissi disposti in linea e a quinconce (a) e per pali non vincolati (b).

## 7.3 Fila di estensione finita

### 7.3.1 Geometria della fila

I risultati finora analizzati sono relativi al caso di file di pali indefinitamente estese, rappresentando considerazioni utili per la progettazione di tutti quegli interventi caratterizzati da una notevole estensione in pianta e per cui trascurabili sono gli effetti bordo: tra questi, ad esempio, possono collocarsi tutti gli interventi posti a protezioni di assi viari o di tubazioni che attraversano versanti instabili. Qualora l'interesse fosse quello di ridurre l'ampiezza degli spostamenti di un corpo di frana unicamente in corrispondenza di un manufatto di dimensioni ridotte in pianta, piuttosto che migliorare le condizioni di stabilità dell'intero versante può risultare conveniente la realizzazione di un intervento di dimensioni sostanzialmente confrontabili con quelle dell'opera da proteggere. La progettazione dell'intervento richiede quindi la definizione dell'estensione della fila, tale che sia sufficiente a garantire il livello di protezione della zona interessata richiesto. Tuttavia, ad oggi, ancora non sono presenti in letteratura indicazioni utili a tal scopo: diffusi sono gli studi di interazione frana-fila di pali relativamente al caso di intervento indefinitamente esteso o a quello di palo singolo, mentre estremamente ridotti sono quelli relativi al caso di interventi di dimensioni finite in pianta, per i quali si rimanda principalmente ai lavori di Chen e Poulos (1997), Chen *et al.* (1997) e Lirer (2002). Infatti, non potendo sfruttare le simmetrie di cui gode l'analisi di una fila indefinita di pali allineati, lo studio d'interazione richiede la definizione di modelli numerici di dimensioni non trascurabili, con il parallelo aumento dei tempi di calcolo; inoltre, ai numerosi parametri che regolano l'interazione tra il corpo di frana e la fila di pali si aggiungono quelli relativi all'estensione dell'intervento e alle sue dimensioni rispetto a quelle del corpo di frana.

Sulla linea degli studi citati, l'obiettivo delle analisi svolte nell'ambito di questa ricerca vuole rappresentare un ulteriore passo per la definizione di una serie di indicazioni utili per la progettazione di file di pali di estensione finita. Gli schemi di intervento presi in esame sono rappresentati in Figura 7.11a e in Figura 7.11b: fissato il rapporto  $i/D$  al valore di 4, sono stati valutati gli effetti legati all'interazione di un corpo di frana con una fila composta da 5 e 7 pali allineati, corrispondente a un ingombro in pianta di 16 m e 24 m. Per il solo caso di un numero  $n$  di pali pari a 7 sono stati valutati eventuali vantaggi legati al passaggio da una loro disposizione in linea a una ad arco di cerchio, considerando per

questo due valori diversi della curvatura. In particolare, mantenendo costante l'estensione trasversale  $L_p$  dell'intervento, è stato considerato il caso di pali disposti lungo un arco appartenente a una circonferenza con raggio  $R = L_p$  e  $R = 2/3L_p$ .

Per limitare il numero dei parametri in gioco e ottenere una prima definizione delle caratteristiche dell'interazione tra il terreno in movimento e l'intervento, si è considerato inizialmente il caso di pali fissi, a cui, date le proprietà meccaniche del corpo di frana e la disposizione dei pali, si associa il massimo effetto di mitigazione ottenibile dalla realizzazione dell'intervento. In continuità con gli studi precedenti, alla coltre in frana è assegnata una rigidezza  $E$  di 30 MPa e un angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  pari a  $28^\circ$ , mentre per le analisi svolte considerando il caso di pali non vincolati si considera un rapporto  $E_2/E_1$  tra le rigidezze dei due strati, in frana e stabile, pari a 2 e un rapporto d'infissione  $L_2/L_1$  pari a 1 e 1.5.

In Figura 7.11c è quindi riportato un esempio della griglia di calcolo utilizzata per le analisi d'interazione. La distanza tra la fila e i contorni superiore e inferiore del modello è pari a quella considerata per il caso di fila indefinitamente estesa: a una distanza  $y$  pari a  $+12D$  a monte del palo centrale, su tutta l'estensione del bordo, è applicato uno spostamento uniforme e che aumenta progressivamente con gli step di calcolo, mentre a valle è applicata una distribuzione di tensioni costante e pari a quella litostatica iniziale. L'estensione trasversale del modello è definita in modo tale da soddisfare l'ipotesi di fila isolata: coerentemente con quanto osservato da Lirer (2002), una distanza del bordo esterno dall'asse del palo centrale pari a 3 volte la semi lunghezza  $L_p$  dell'intervento risulta sufficiente a evitare l'interazione degli effetti dovuti alla presenza della fila con il bordo esterno del modello, in corrispondenza del quale si osserva, quindi, una propagazione uniforme degli spostamenti nel terreno. Si sottolinea che l'ipotesi di fila isolata non esclude solamente la possibilità di interazione con altri gruppi di pali ma anche quella con i contorni del corpo di frana, in corrispondenza dei quali si ha lo sviluppo di tensioni tangenziali che ne favoriscono la stabilità. La simmetria dell'interazione rispetto all'asse del palo centrale della fila permette di dimezzare le dimensioni della griglia di calcolo.

### 7.3.2 Analisi d'interazione

La capacità di una fila di pali indefinitamente estesa di mitigare gli spostamenti di un corpo di frana dipende essenzialmente dall'interasse  $i$  tra i pali della fila, da cui dipende la formazione di effetti gruppo, e dalla lunghezza del loro tratto infisso nel substrato stabile,



che dev'essere tale da impedirne la rotazione rigida sotto la spinta del terreno in movimento garantendone l'incastro della base. In aggiunta a tali parametri, per un intervento di estensione limitata in pianta e comunque ridotta rispetto a quella trasversale della massa instabile, nell'analisi degli effetti dell'interazione tra il corpo di frana e la fila di pali risulta necessario tener conto del numero di pali che compongono l'intervento e della sua estensione complessiva, anche in relazione a quella del manufatto a cui è posta a protezione.

Riprendendo i risultati presentati nel Capitolo 5 e facendo riferimento per confronto alla Figura 5.8 e Figura 5.9, nel caso di fila indefinita di pali fissi e un rapporto  $i/D = 4$  la forte interazione tra i pali per effetto arco produce un'azione di confinamento continua sul terreno a monte della fila, proteggendo così la zona a valle dell'intervento dall'avanzamento del corpo di frana. In Figura 7.12 sono invece riportate le isolinee di spostamento adimensionale  $u_y/u_{y,imp}$  in direzione della fila relative al caso di un intervento isolato composto da soli 5 pali, con riferimento sia a un piano posto a metà dell'altezza del corpo di frana ( $z_{rif} = 3$  m) che alla sezione longitudinale passante per l'asse del palo centrale della fila ( $x/D = 0$ ). Per osservare l'evoluzione delle caratteristiche dell'interazione con lo spostamento del corpo di frana, sono presi a riferimento 3 valori successivi dello spostamento  $u_{y,imp}$  imposto al contorno superiore del modello, pari a  $0.1D$ ,  $0.25D$  e  $0.5D$ . Mantenendo costanti la distanza tra i pali e le condizioni di vincolo rispetto al caso di fila indefina, le isolinee di spostamento calcolate per l'intervento isolato mostrano come la capacità di mitigazione di una fila di estensione limitata risenta marcatamente delle azioni di trascinamento esercitate dalla parte libera del corpo di frana che scorre senza risentire della presenza dell'intervento, con effetti che si riducono procedendo dal bordo verso il centro della fila. In generale, in presenza di un intervento isolato è possibile individuare una parte libera del corpo di frana scarsamente influenzata dalla presenza dei pali e una che insiste direttamente sulla fila che ne ostacola l'avanzamento. Per valori ridotti dello spostamento del corpo di frana ( $u_{y,imp}/D = 0.1$ ), quando il trasferimento delle azioni avviene ancora prevalentemente in campo elastico, l'intervento manifesta una certa capacità di proteggere la zona di valle (Figura 7.12a): gli spostamenti del terreno si riducono progressivamente procedendo da monte in direzione della fila e ancora nel passaggio attraverso di essa: il valore di  $u_y/u_{y,imp}$  calcolato a valle dell'intervento è compreso tra 0.5 e 0.6, maggiore in corrispondenza del palo centrale,

mentre è circa pari a 0.2 il rapporto  $u_{y, valle}/u_{y, imp}$  calcolato nel caso di fila indefinita. Per valori maggiori dello spostamento ( $u_{y, imp}/D = 0.25, 0.5$ ), mentre nel caso di intervento indefinitamente esteso la formazione dell'effetto barriera comporta un accumulo degli spostamenti a monte dell'intervento, nel caso di fila composta da 5 pali, nonostante questi continuino a interagire trattenendo l'avanzamento del terreno proveniente da monte, l'effetto di trascinamento esercitato lateralmente dalla porzione di frana esterna all'intervento produce un nuovo aumento degli spostamenti nella zona di valle, con valori di  $u_y/u_{y, imp}$  maggiori di quelli calcolati a monte della fila. Per  $u_{y, imp}/D = 0.25$ , la riduzione degli spostamenti a monte dei pali e in corrispondenza della mezzeria è compresa tra il 25% e il 35%, minore del 30% quella calcolata nella zona di valle (Figura 7.12b), mentre per  $u_{y, imp}/D = 0.5$  si calcolano valori  $u_y/u_{y, imp}$  compresi tra 0.8 e 0.7 a monte dell'intervento e minore del 20% è la riduzione degli spostamenti nella zona di valle (Figura 7.12c). In generale, la riduzione degli spostamenti calcolata a valle della fila è sostanzialmente uniforme e diminuisce procedendo dal palo centrale verso quello più esterno.

Osservando le isolinee di spostamento (Figura 7.12) è possibile individuare a monte della fila una porzione del corpo di frana che beneficia della capacità di mitigazione dell'intervento attorno alla quale il terreno continua a refluire senza riduzione dell'ampiezza di spostamento rispetto a quello imposto. L'area d'influenza dell'intervento, ossia di quella zona direttamente trattenuta dalla fila di pali, può essere convenientemente individuata tramite le isolinee degli incrementi delle deformazioni di taglio  $\varepsilon_s$  rappresentate in Figura 7.13, con  $\varepsilon_s$  definito come la radice quadrata del secondo invariante dell'incremento delle deformazioni deviatoriche. Si considera inizialmente il caso di palo singolo (Figura 7.13b) per cui le isolinee di  $\Delta\varepsilon_s$  indicano lo scorrimento del terreno attorno al palo definendo un'area d'influenza entro cui si calcolano locali riduzioni dello spostamento del corpo di frana (Figura 5.9). Tale zona ha dimensioni confrontabili con quelle del diametro  $D$  del palo e si estende a monte e a valle del suo asse senza apprezzabili effetti laterali. Nel caso di fila isolata, l'area d'influenza si propaga a monte dei pali fino a raggiungere un'estensione confrontabile con la semilunghezza dell'intervento  $L_p/2$ , coerentemente con l'andamento dell'isolinee di spostamento di Figura 7.12. La base dell'area d'influenza coincidente sostanzialmente con l'estensione dell'intervento stesso, dove la continuità delle isolinee di  $\Delta\varepsilon_s$  tra i pali ne indica l'interazione oltre che lo scorrimento del terreno attraverso la fila provocato dall'azione di trascinamento esercitata dal terreno laterale in frana. Come per il caso di palo singolo,

sia in termini di spostamento  $u_y$  (Figura 7.12) che di deformazione  $\varepsilon_s$  (Figura 7.13) è possibile osservare l'assenza di effetti ombra lateralmente alla fila, ossia tali da estendere oltre la sua lunghezza i benefici ottenibili in termini di riduzione degli spostamenti, mentre si ha piuttosto un'istantanea perdita della capacità di mitigazione della fila allontanandosi dal palo di bordo.

La riduzione degli spostamenti in corrispondenza dell'asse del palo centrale dell'intervento è una funzione della distanza di questo dal bordo esterno della fila, dove massima è l'azione di trascinamento che il terreno in frana esercita su quello stabilizzato, e quindi del numero di pali da cui essa è composta. Considerando ancora il caso di pali fissi con un interasse  $i$  pari a  $4D$ , l'analisi d'interazione è stata pertanto ripetuta considerando una fila isolata di 7 pali. Le isolinee di spostamento riportate in Figura 7.14 per il solo caso di  $u_{y,imp}/D = 0.5$ , per cui maggiori sono gli effetti esercitati del terreno in frana su quello stabilizzato dall'intervento, mostrano un sostanziale miglioramento della capacità di mitigazione della fila rispetto a quanto osservato per un numero  $n$  di pali pari a 5, con valori di  $u_y/u_{y,imp}$  minori sia a monte che a valle dell'intervento. In generale, la riduzione degli spostamenti a valle della fila è maggiore del 50% e minori sono gli effetti di trascinamento che il corpo di frana esercita sulla porzione di terreno compresa tra il palo centrale e quello immediatamente adiacente, con una riduzione dello spostamento a valle che supera il 65%. Considerando ancora le isolinee di deformazione  $\varepsilon_s$  in Figura 7.15a e concentrano l'attenzione sui valori ottenuti in corrispondenza dei pali si osserva come, a differenza del caso di  $n = 5$  in cui si ha una maggiore omogeneità delle deformazioni calcolate attorno ai pali (Figura 7.13), l'ampiezza delle deformazioni diminuisce in maniera apprezzabile procedendo dal palo di bordo verso quello centrale, risentendo in maniera sempre meno marcata degli effetti di trascinamento del corpo di frana.

I vettori spostamento rappresentati in Figura 7.16 in corrispondenza del palo centrale evidenziano ancora come la capacità dei pali d'interagire trattenendo l'avanzamento del terreno proveniente da monte si leghi alla comparsa di componenti dello spostamento verticale non trascurabili, con valori di  $u_z/u_{y,imp}$  mediamente pari a 0.3, per  $u_{y,imp} = 0.5D$ , e che aumentano fino a 0.5 in corrispondenza dei pali. Del tutto trascurabili sono invece gli spostamenti verticali calcolati in corrispondenza del palo di bordo (Figura 7.16, in basso), dove rimane solamente un effetto locale, in ragione della maggiore tendenza del terreno a refluire lateralmente al palo con spostamenti maggiori calcolati a valle dell'intervento.

In Figura 7.17, in riferimento al solo palo centrale, sono riportati i profili di spostamento verticale normalizzato  $u_z/u_{y,imp}$  calcolati nel caso di  $n = 5$ , in corrispondenza del piano campagna e a metà dello spessore del corpo di frana ( $z_{rif} = 3$  m). In questo caso, l'osservata minore capacità della fila di opporsi all'avanzamento del corpo di frana si lega alla comparsa di spostamenti verticali minori. Essi conservano ancora una certa significatività in corrispondenza del piano campagna, dove aumentano progressivamente avvicinandosi al palo e superando il valore di  $u_z/u_{y,imp} = 0.2$  a una distanza  $y/D = +4$ , mentre diventano poco significativi procedendo verso la superficie di scorrimento, come si osserva in riferimento a  $z_{rif} = 3$  m dove i valori di  $u_z/u_{y,imp}$  rimangono sostanzialmente al di sotto di 0.1 in tutta la zona a monte della fila. Per un numero ridotto di pali, quindi, similmente a quanto osservato nel caso di palo isolato, lo scorrimento del terreno attraverso la fila e lateralmente a essa avviene in condizioni sostanzialmente riconducibili al caso di deformazione piana.

Per un confronto sintetico tra gli schemi finora studiati, in Figura 7.18 sono riportati i valori dello spostamento calcolato a valle dell'intervento all'aumentare dello spostamento imposto, espresso in forma adimensionale come  $u_{y,imp}/D$ . Insieme ai valori di  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  calcolati nel caso di intervento isolato con un numero  $n$  di pali pari a 5 e a 7, sono riportati quelli relativi al caso di fila indefinita di pali allineati con  $i/D = 4$  e di palo isolato ( $i/D = 7$ ): tutti i valori sono relativi all'ipotesi di palo fisso. Come già osservato (Figura 7.12), un intervento isolato formato da soli 5 pali non risulta sufficiente a produrre un'adeguata protezione della zona posta a valle, con riduzioni contenute dell'ampiezza di spostamento. Confrontando l'evoluzione di  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  ottenuta per tale intervento con quella relativa al caso di palo isolato, si osserva che la fila finita è caratterizzata da un aumento più lento degli spostamenti nella zona di valle con quelli del corpo di frana, ma le due curve tendono a stabilizzarsi sullo stesso valore massimo:  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  è pari a 0.88 per la fila di pali, valore raggiunto per spostamenti del corpo di frana compresi tra  $0.5D$  e  $0.75D$ , mentre è pari a 0.83 per il palo singolo, valore raggiunto per uno spostamento circa pari a  $0.2D$ . Appaiono quindi nuovamente evidenti i benefici calcolati in corrispondenza del palo centrale con l'aumento del numero di pali da 5 a 7: l'aumento dell'estensione  $L_p$  dell'intervento avvicina i valori di  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  a quelli calcolati nel caso di fila indefinita di pali, anche se ancora non si osserva quell'inversione del gradiente tipica della formazione dell'effetto barriera. La percentuale dello spostamento calcolata a valle della fila si

mantiene al di sotto del 50% dello spostamento imposto al corpo di frana, con valori massimi di  $u_{y, \text{valle}}/u_{y, \text{imp}}$  inferiori a 0.4.

Riconoscendo nell'effetto del trascinarsi laterale la causa di perdita di efficacia della fila discontinua di pali nella riduzione degli spostamenti a valle della fila, si può pensare di proteggere tale zona disponendo lo stesso numero di pali secondo uno schema ad arco. Si considerano in particolare due valori della curvatura  $1/R$  dell'arco calcolati ponendo il raggio  $R$  della circonferenza a cui appartiene pari all'estensione trasversale della palificata  $L_p$  e quindi pari a  $2/3$  di  $L_p$ . Tuttavia, facendo ancora riferimento alla Figura 7.18, è possibile osservare che l'aumento della curvatura della fila di pali corrisponde a una modesta riduzione della capacità di mitigazione dell'intervento: i valori di  $u_{y, \text{valle}}/u_{y, \text{imp}}$  relativi al caso di pali disposti secondo un arco di circonferenza di raggio  $R = L_p$  superano quelli calcolati nel caso di pali allineati, con un aumento di circa il 5%, mentre del 18% è l'aumento calcolato per  $R = 2/3 L_p$ . Come dimostra l'andamento delle isolinee di  $\Delta \varepsilon_s$  in Figura 7.19, se da una parte la disposizione dei pali ad arco è funzionale a proteggere il terreno a valle della fila dall'azione di trascinarsi esercitata dalla parte del corpo di frana non stabilizzata, il disallineamento dei pali influisce negativamente sulla loro capacità d'interagire per effetto arco, con un aumento dello scorrimento del terreno attraverso la fila.

Si commenta, quindi, come la diversa interazione della fila di pali con il corpo di frana al variare del loro numero e della loro disposizione in pianta influisca sulla redistribuzione delle tensioni per effetto arco, modificando i valori delle tensioni agenti sui pali. Per un rapido confronto in Figura 7.20 sono riportati i valori della sola tensione  $\sigma_{yy}$  calcolata in corrispondenza della generatrice dei pali rivolta verso monte, facendo riferimento, in particolare, al valore del rapporto

$$N_p = \left( \int_H \sigma_{yy} dz \right)_i / \left( \int_H \sigma_{yy} dz \right)_{\text{singolo}} \quad (3.8)$$

tra l'integrale sull'altezza  $H$  del corpo di frana delle tensioni massime calcolate in corrispondenza dell' $i$ -esimo palo appartenente a una fila e quello relativo al caso di palo singolo. In generale, la formazione di effetti gruppo riduce le azioni agenti sui pali rispetto a quelle calcolate nel caso di palo singolo, in maniera tanto più marcata quanto maggiore è l'interazione tra di essi. In condizioni di fila indefinita, per cui massimi sono gli effetti gruppo che si possono ottenere per  $i/D = 4$ , il valore di  $N_p$  calcolato è pari a 0.48.

Considerando il caso di un intervento isolato con pali disposti in fila (Figura 7.20a), le azioni trasferite al palo più esterno risultano essere maggiori di quelle calcolate in corrispondenza dei pali più interni, coerentemente con l'aumento dell'area d'influenza dei pali di bordo (Chen e Poulos, 1997): per una fila isolata composta da 5 pali il valore di  $N_p$  calcolato in corrispondenza del palo centrale è pari a 0.71 mentre è pari a 0.82 quello relativo al palo di bordo; il miglioramento degli effetti gruppo con l'aumento del numero  $n$  di pali riduce i valori di  $N_p$  calcolati in corrispondenza dei diversi pali, in maniera più significativa per quelli più esterni, con valori compresi tra 0.7 e 0.73 calcolati rispettivamente in corrispondenza del palo centrale e di quello più esterno.

Il passaggio al caso di pali disposti ad arco è caratterizzato, invece, da azioni maggiori in corrispondenza del palo centrale, con valori di  $N_p$  che diminuiscono procedendo verso il bordo dell'intervento, con differenze che aumentano con la curvatura dell'arco: per  $R = L_p$ ,  $N_p$  si riduce del 18% passando dal palo centrale a quello di bordo, mentre è del 23% la riduzione calcolata per  $R = 2/3L_p$ . Pali posti nella zona centrale dell'arco sono i primi ad interagire con il corpo di frana e l'azione da essi assorbita aumenta con la curvatura dell'arco in ragione dell'aumento della distanza con il palo successivo che ne diminuisce la capacità di interazione. Similmente a quanto osservato nel caso di pali fissi disposti a quinconce, pali disposti ai bordi dell'arco beneficiano dell'assorbimento della spinta della coltre prodotto dai pali disposti più a monte, risultando soggetti ad azioni minori.

Per il solo caso di  $n = 5$  si è valutato l'effetto del passaggio al caso di pali non vincolati, considerando un rapporto  $E_2/E_1 = 2$  e una profondità d'infissione dei pali  $L_2$  pari a  $L_1$  e a  $1.5L_1$ . Già nel caso di fila indefinitamente estesa, lo spostamento dei pali non vincolati sotto la spinta del corpo di frana comporta una minore capacità dell'intervento di opporsi all'avanzamento del corpo di frana. Per  $i/D = 4$ , il raggiungimento della condizione di confinamento degli spostamenti a monte dell'intervento si verifica per valori di  $u_{y,imp}/D$  che crescono al ridursi di  $L_2$  e per un rapporto  $L_2/L_1$  comunque maggiore o uguale 1. Allo stesso modo, un intervento isolato di pali non vincolati è caratterizzato da una minore capacità di opporsi agli spostamenti del terreno in movimento: in Figura 7.21 è possibile osservare come già a partire da bassi valori dello spostamento del corpo di frana ( $u_{y,imp}/D = 0.1$ ) estremamente ridotta sia la capacità dei pali di ridurre gli spostamenti, sia a monte che a valle dell'intervento, e in generale valori di  $u_{y,valle}/u_{y,imp}$  superiori a 0.8 si

calcolano sia per  $L_2 = L_1$  che per  $L_2 = 1.5L_1$ . Tuttavia, nel caso di intervento isolato, la capacità dell'intervento di garantire un dato livello di protezione della zona di valle dipende in primo luogo dall'estensione dell'intervento stesso, per cui per  $n = 5$  il numero ridotto di pali domina sugli effetti dell'interazione: i valori  $u_{y, valle}/u_{y, imp}$  calcolati al variare di  $L_2$  sono caratterizzati da variazioni massime inferiori al 5% e il valore a cui tendono coincide sostanzialmente con quello ottenuto nel caso di pali fissi.

Come osservato anche per il caso di pali disposti a quinconce, la condizione di pali fissi massimizza le differenze delle azioni trasmesse dal corpo di frana ai pali che costituiscono l'intervento. La necessità dei pali non vincolati di mettersi in equilibrio sotto la spinta del terreno instabile e le reazioni di quello stabile si associa, invece, a una minore differenza in termini di azioni calcolate lungo il loro asse, con valori confrontabili delle sollecitazioni di taglio e momento flettente calcolate in corrispondenza del palo centrale e di bordo. I valori del taglio calcolati in corrispondenza della superficie di scorrimento risentono in maniera poco marcata della variazione della profondità d'infissione del palo, con valori calcolati in corrispondenza del palo di bordo comunque maggiori di quelli relativi al palo centrale, con differenze massime inferiori al 5%, ed entrambi compresi entro il campo descritto dalle curve  $T-u_{y, imp}/D$  relative al caso di  $i/D = 4$  e  $i/D = 7$  (condizione di palo singolo). A parità di profondità d'infissione del palo nel substrato stabile, trascurabili sono le differenze calcolate in termini di momento massimo lungo l'asse del palo, mentre tale valore risulta dipendere maggiormente dell'aumento di  $L_2$  rispetto a  $L_1$ , con un aumento compreso tra il 30% e il 40% sui valori massimi raggiunti passando da un rapporto  $L_2/L_1 = 1$  al rapporto di 1.5.

In conclusione, interventi isolati risultano sempre in grado di garantire la riduzione degli spostamenti nella zona a monte dell'intervento entro un'area d'influenza di dimensioni confrontabili con la sua estensione trasversale. La capacità di produrre un'adeguata protezione della zona di valle dall'avanzamento del terreno instabile risulta invece dipendere marcatamente dall'azione di trascinamento esercitata dalla porzione del corpo di frana esterno alla fila sul terreno al di sotto dell'intervento. Il livello di riduzione degli spostamenti che si vuole ottenere è funzione della distanza del bordo della fila dalla sezione d'interesse, la quale deve essere sufficiente a dissipare l'azione di trascinamento agente sul contorno. La definizione di tale distanza risulta prevalere sulle ipotesi relative

alle condizioni di vincolo assegnate al palo e alla scelta del rapporto d'infissione  $L_2/L_1$ . Per quanto visto, inoltre, nel caso di interventi isolati può risultare conveniente ridurre l'interasse tra i pali rispetto ai valori solitamente utilizzati per il caso di file indefinite, così da migliorare la riduzione degli spostamenti a monte dell'intervento e ridurre la propagazione a valle per scorrimento attraverso la fila.

Per i casi studiati e in riferimento alla condizione di palo fisso, disporre i pali secondo uno schema ad arco non risulta conveniente né dal punto di vista della mitigazione degli spostamenti, né da quello di ripartizione delle azioni sui diversi pali. Il loro disallineamento, infatti, ne riduce la capacità di interagire per effetto arco, aumentando i valori dello spostamento del terreno attraverso la fila e ridistribuendo in maniera sfavorevole le azioni sui pali.

Infine, si sottolinea che le dimensioni del modello, scelte in continuità con quelle adoperate nel caso di fila indefinita, sembrerebbero tuttavia non sufficienti a garantire l'assenza di effetti bordo, soprattutto nel caso di  $n = 7$ . A completamento dei risultati finora ottenuti, sarebbe quindi opportuno ripetere le diverse analisi considerando una maggiore distanza longitudinale  $y/D$  del bordo di monte e di valle del modello dall'asse della fila di pali, così da osservare eventuali modifiche dell'estensione dell'area d'influenza dell'intervento. D'interesse è, inoltre, ripetere le analisi condotte per interventi ad arco considerando il caso di pali non vincolati, nonché quello di valutare nuovamente la possibilità di ricorrere ad analisi bidimensionali nel piano contenente la sezione dei pali.



### 7.3.3 Figure

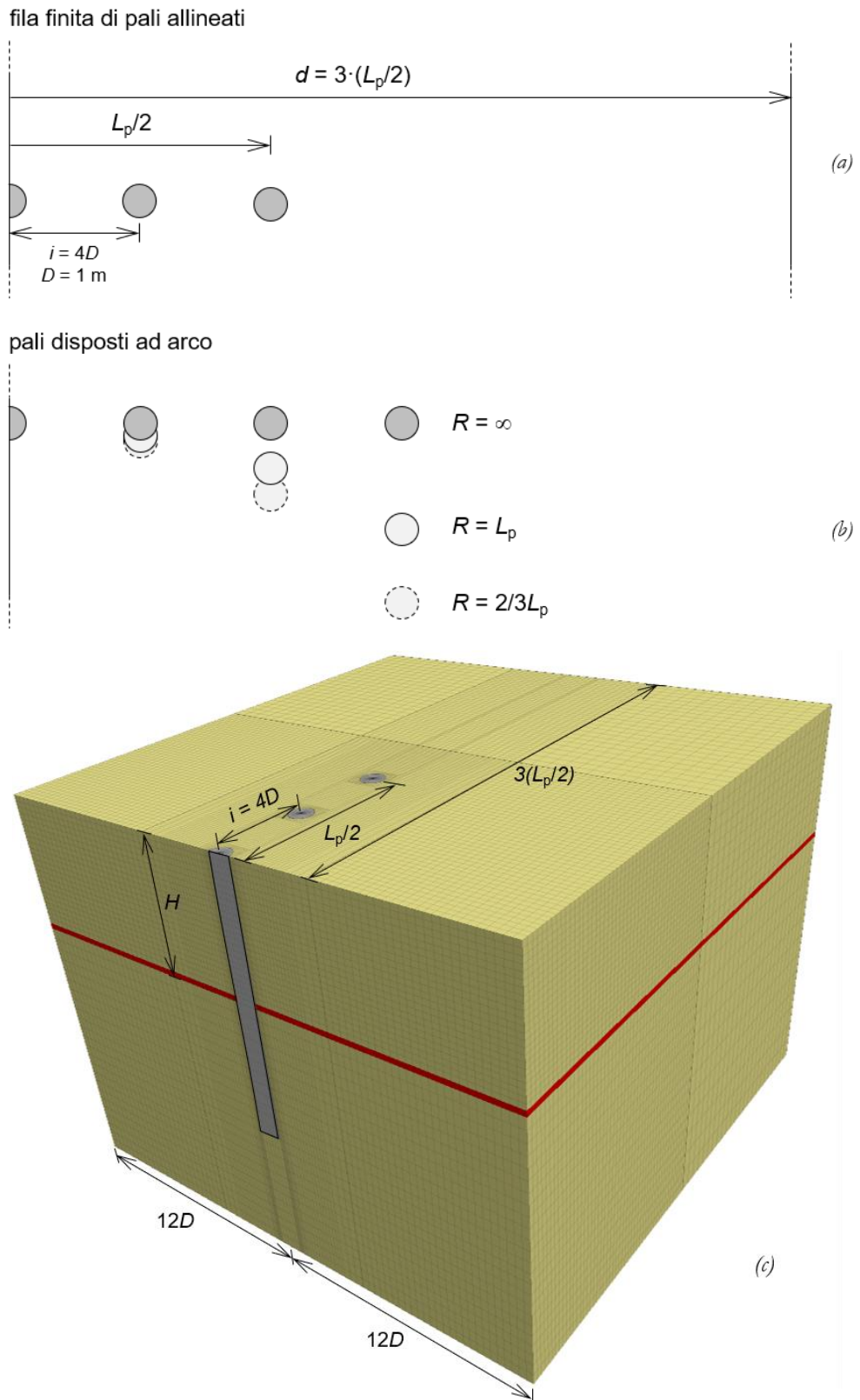
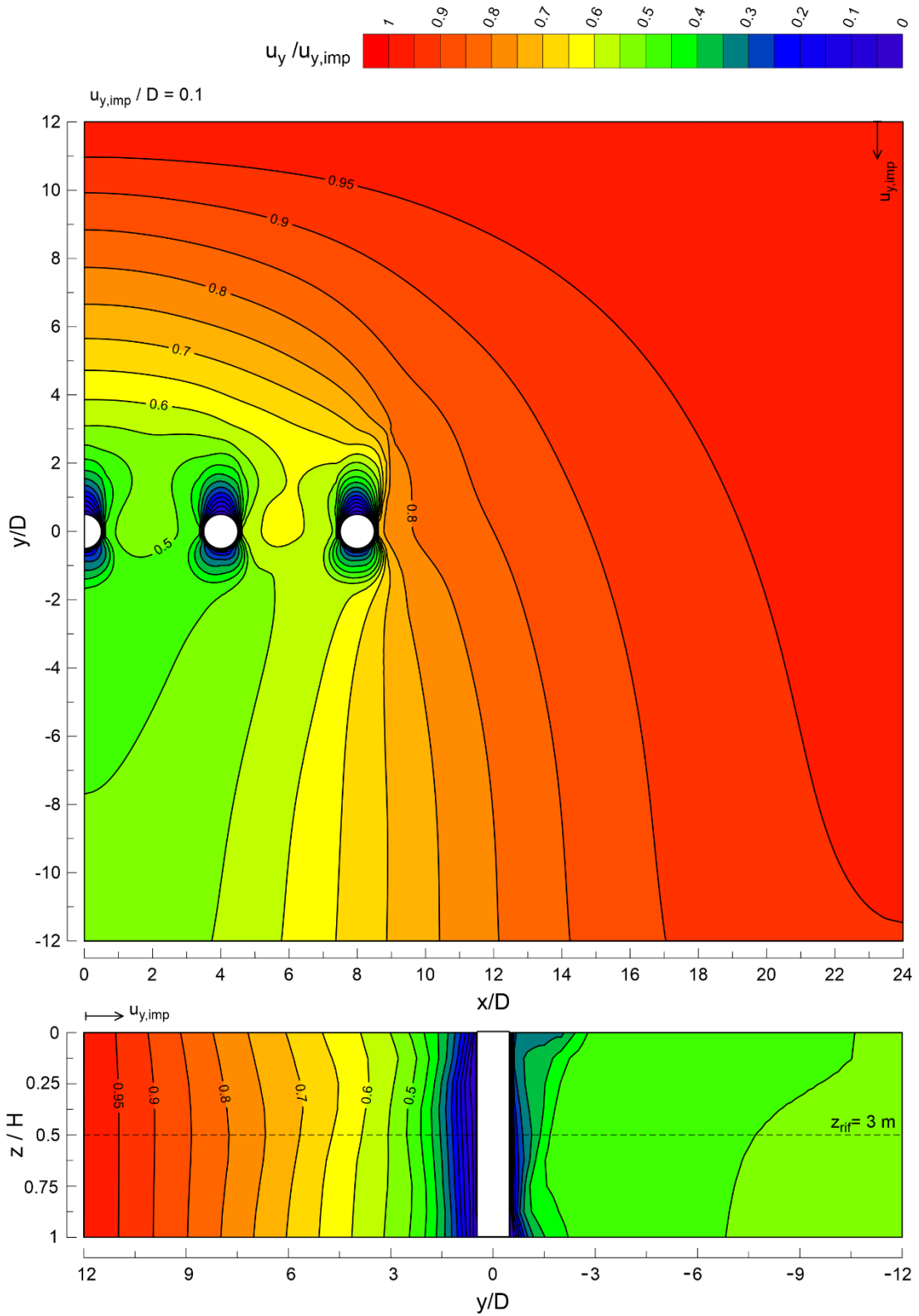
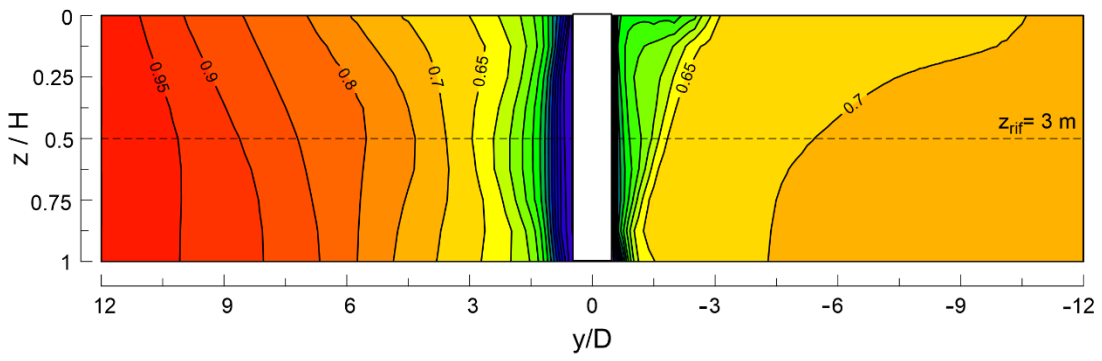
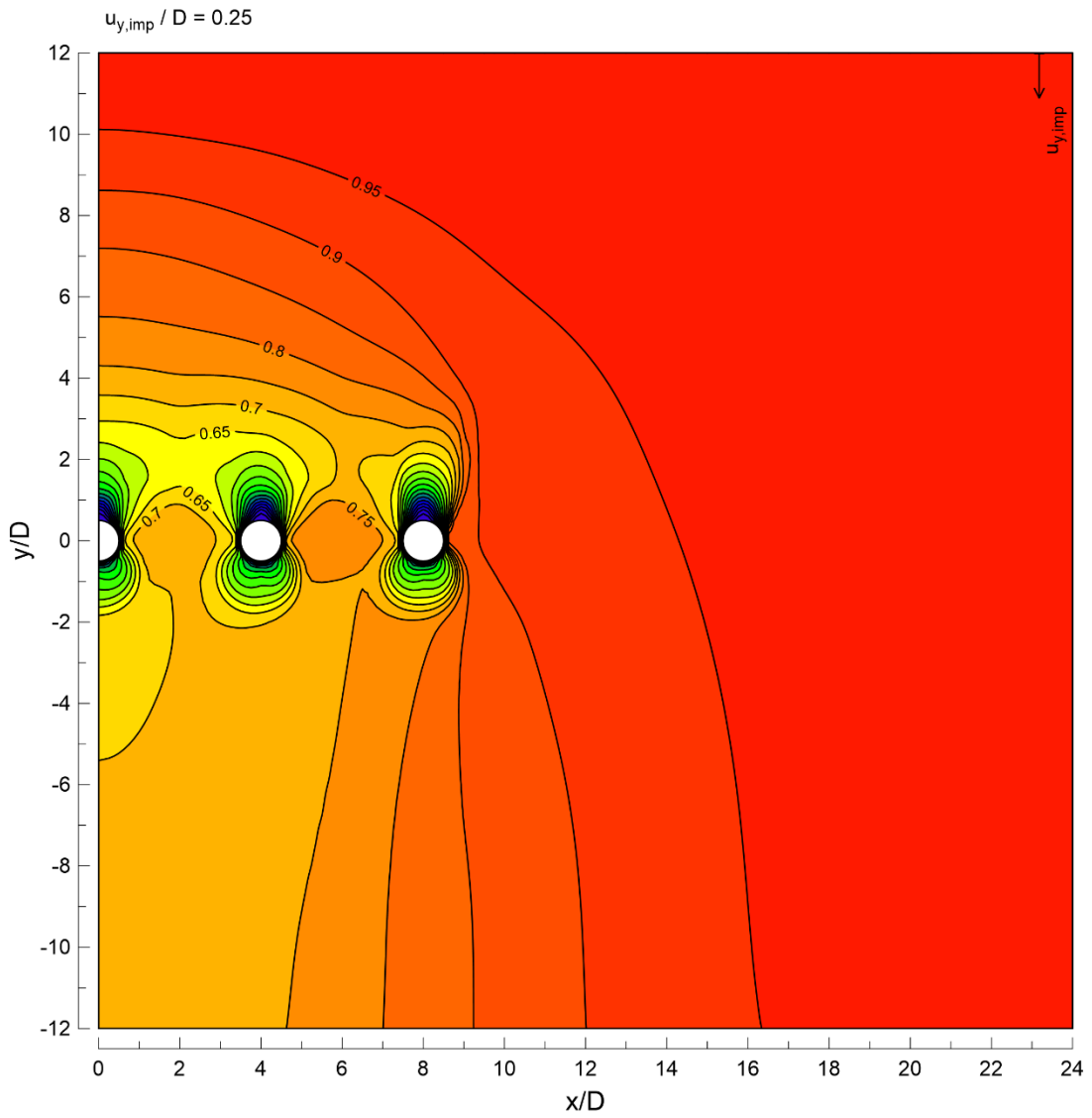


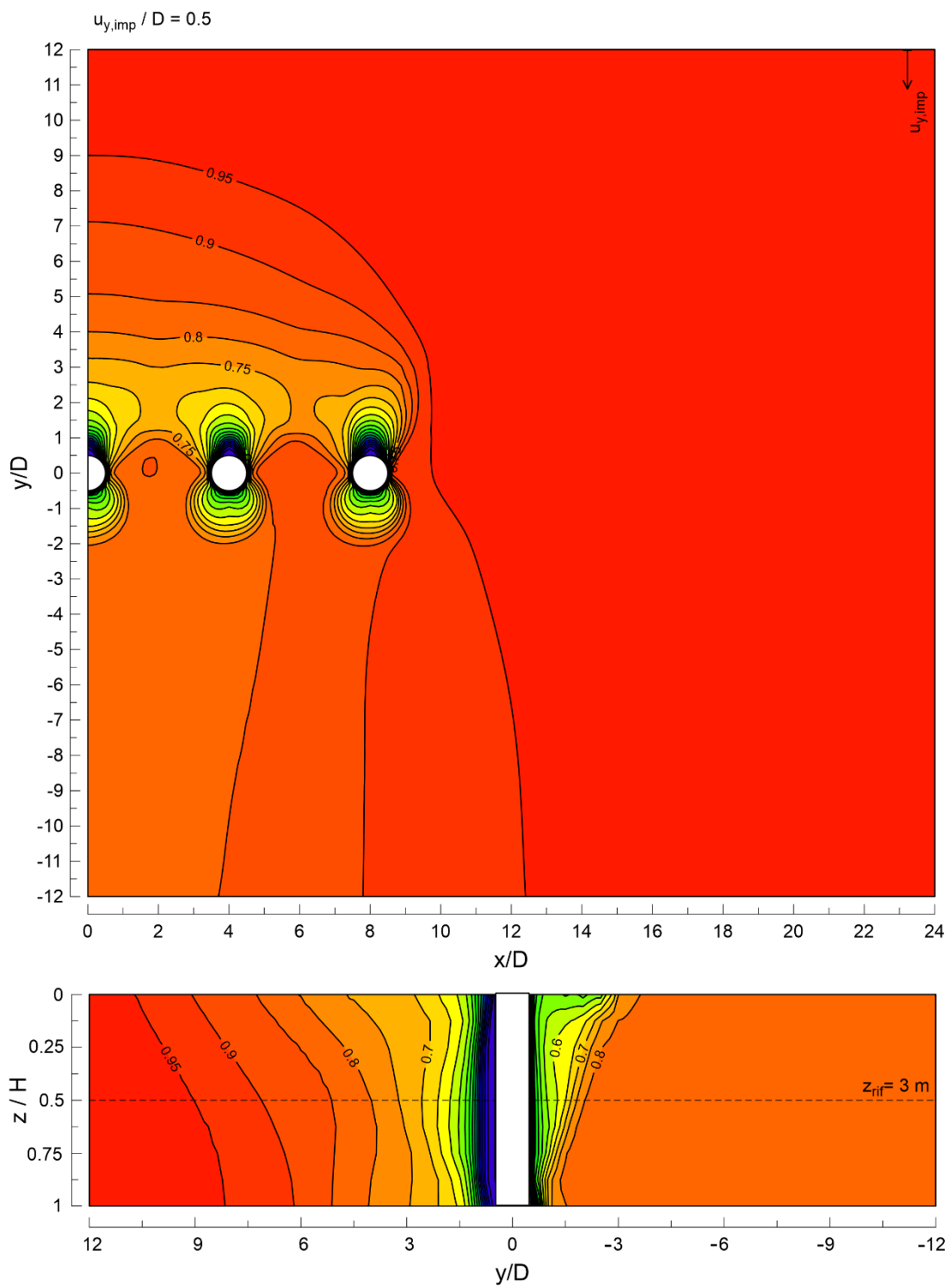
Figura 7.11 Intervento isolato: schemi geometrici considerati (a, b) ed esempio di griglia di calcolo (c).



(a)



(b)



(c)

Figura 7.12 Isolinee di spostamento adimensionale  $u_y / u_{y,imp}$  in direzione della fila isolata di pali ( $n = 5$ ) al variare dello spostamento imposto a monte della fila  $u_{y,imp}/D$ : valori calcolati in corrispondenza del piano posto a  $z_{rif} = 3$  m (in alto) e nella sezione longitudinale passante per l'asse del palo centrale ( $x/D = 0$ ).

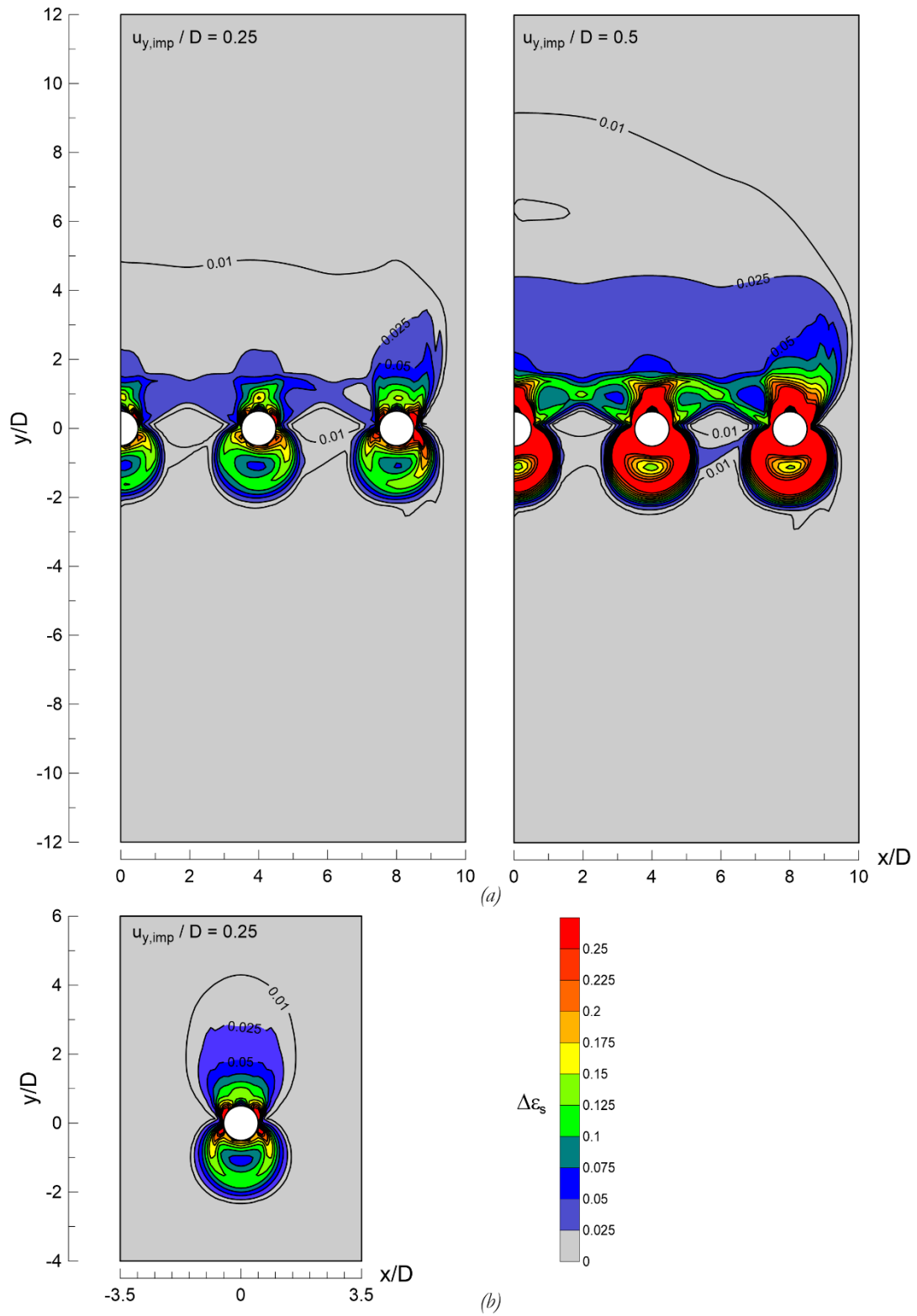


Figura 7.13 Isolinee degli incrementi della deformazione di taglio  $\epsilon_s$ : fila isolata di 5 pali con  $i/D = 4$  (a) e palo singolo (b).

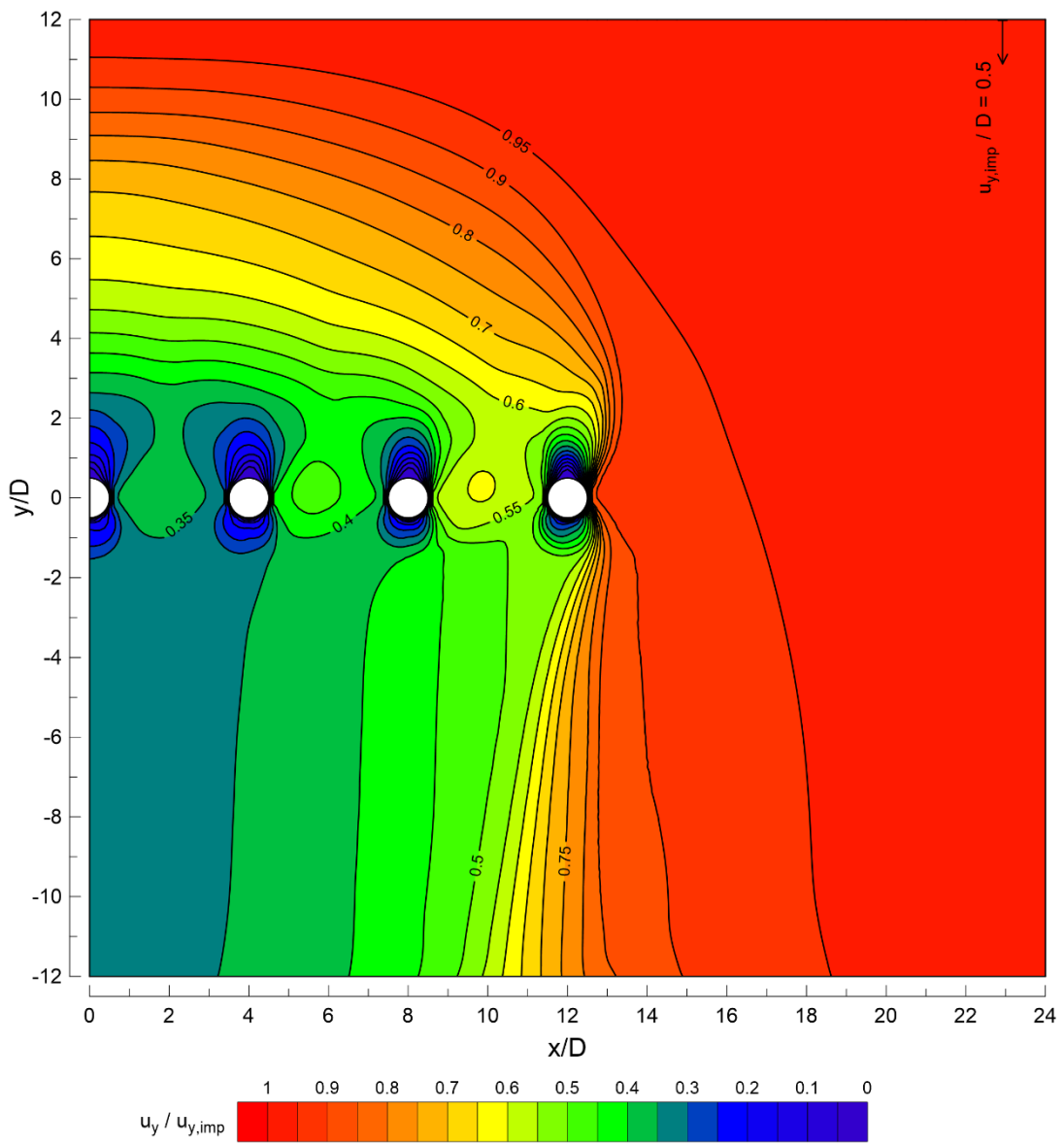


Figura 7.14 Isolinee di spostamento adimensionale  $u_y / u_{y,imp}$  in direzione della fila isolata di pali ( $n = 7$ ): valori calcolati in corrispondenza del piano posto a  $z_{rij} = 3$  m per uno spostamento imposto al corpo di frana pari a  $0.5D$ .

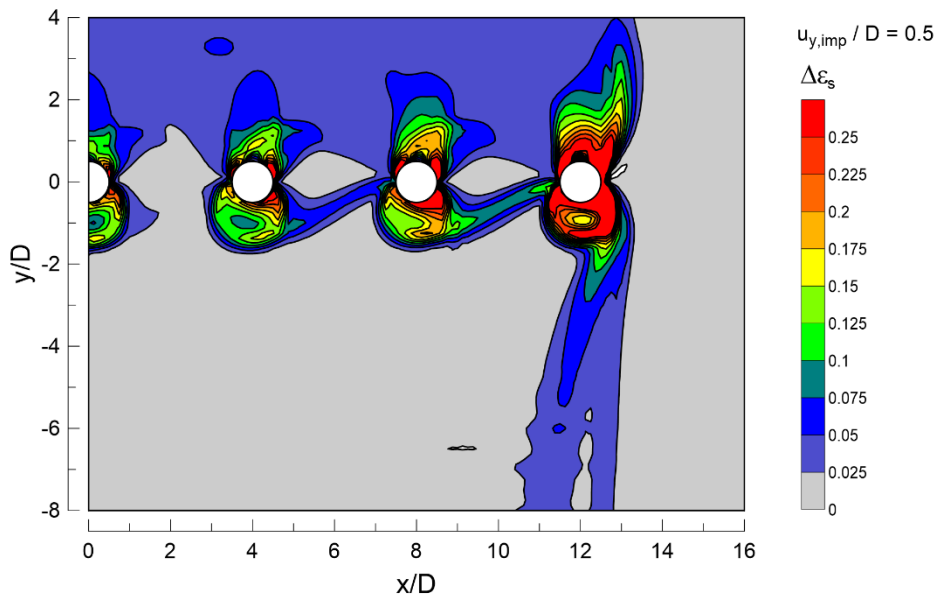


Figura 7.15 Isolinee degli incrementi della deformazione di taglio  $\epsilon_s$ ; valori calcolati in corrispondenza del piano posto a  $x_{rij} = 3 \text{ m}$  per uno spostamento imposto al corpo di frana pari a  $0.5D$ .

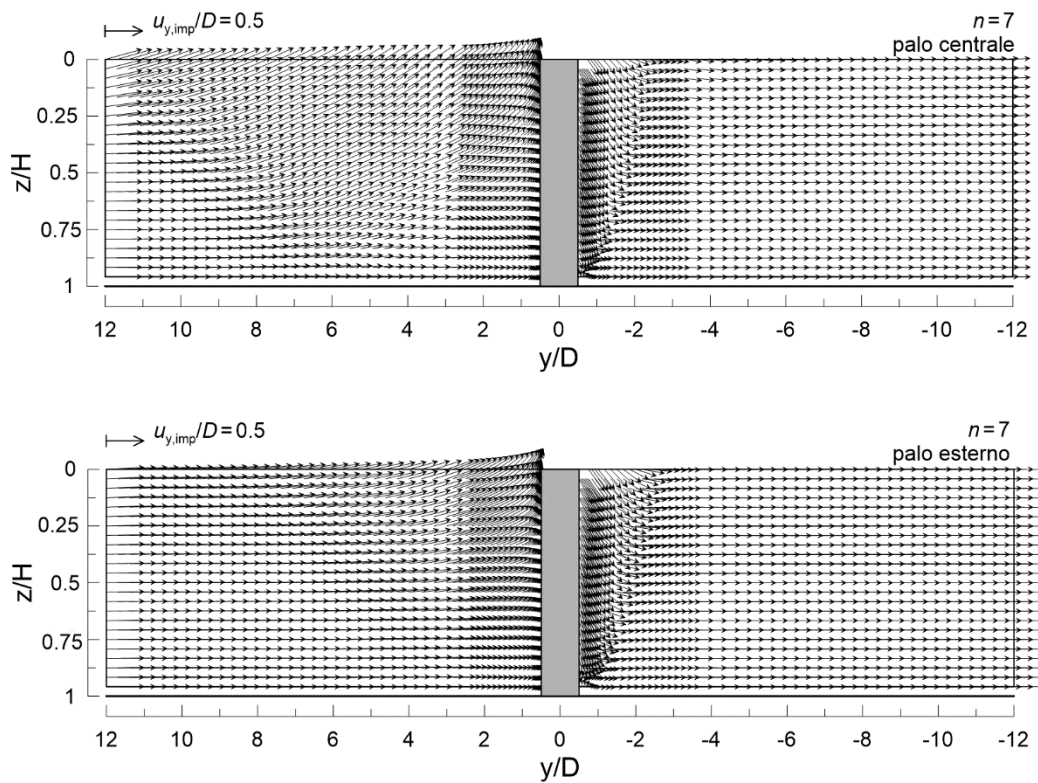


Figura 7.16 Vettori spostamento calcolati in corrispondenza della sezione longitudinale passante per l'asse del palo centrale (in alto) ed esterno (in basso) per uno spostamento imposto al corpo di frana pari a  $0.5D$  e in presenza di un intervento isolato con  $n = 7$ .

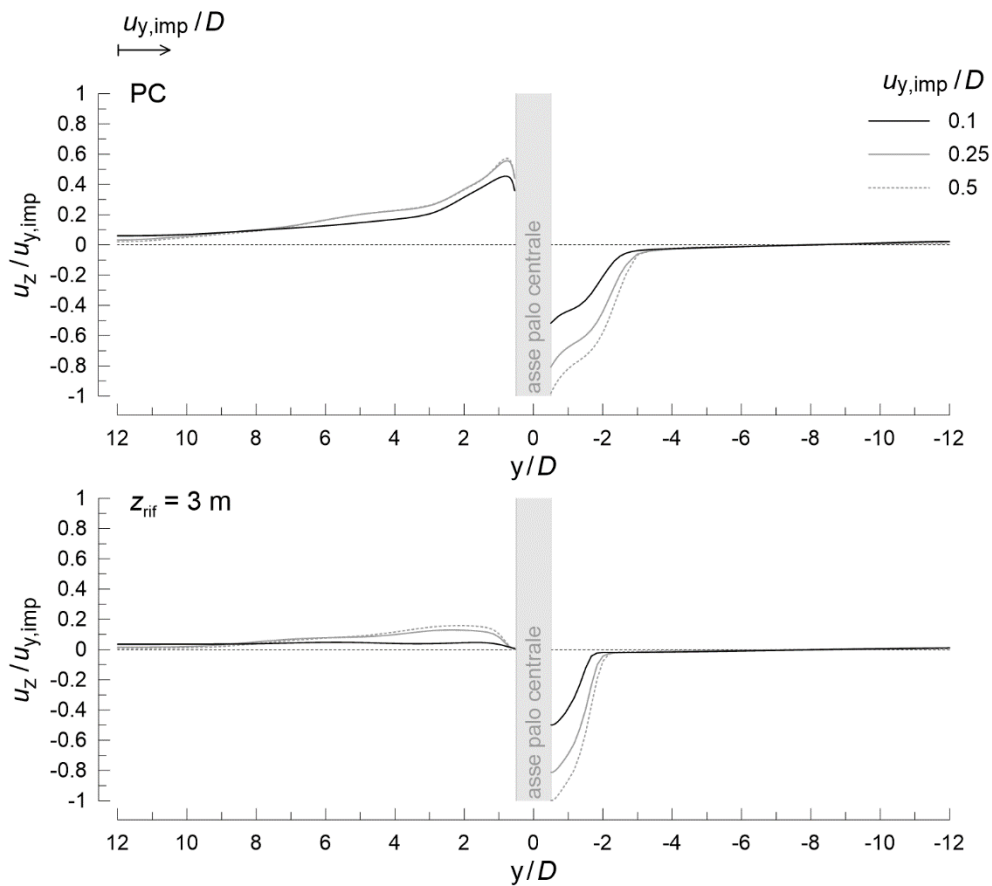


Figura 7.17 Profili di spostamento verticale adimensionale in asse al palo centrale in corrispondenza del piano campagna e a metà dello spessore del corpo di frana ( $z_{\text{rif}} = 3 \text{ m}$ ) per una fila isolata di 5 pali e per tre valori dello spostamento del corpo di frana.

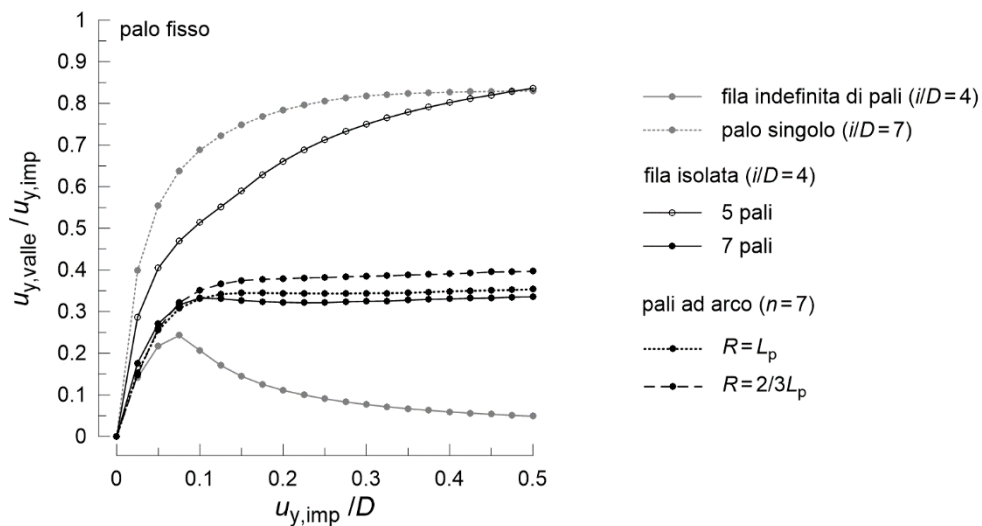


Figura 7.18 Evoluzione degli spostamenti adimensionali a valle dell'intervento ( $y/D = -12$ ) con l'aumento dello spostamento imposto: confronto dei risultati ottenuti per una fila indefinita e composta da  $n$  pali (valori in asse al palo centrale).



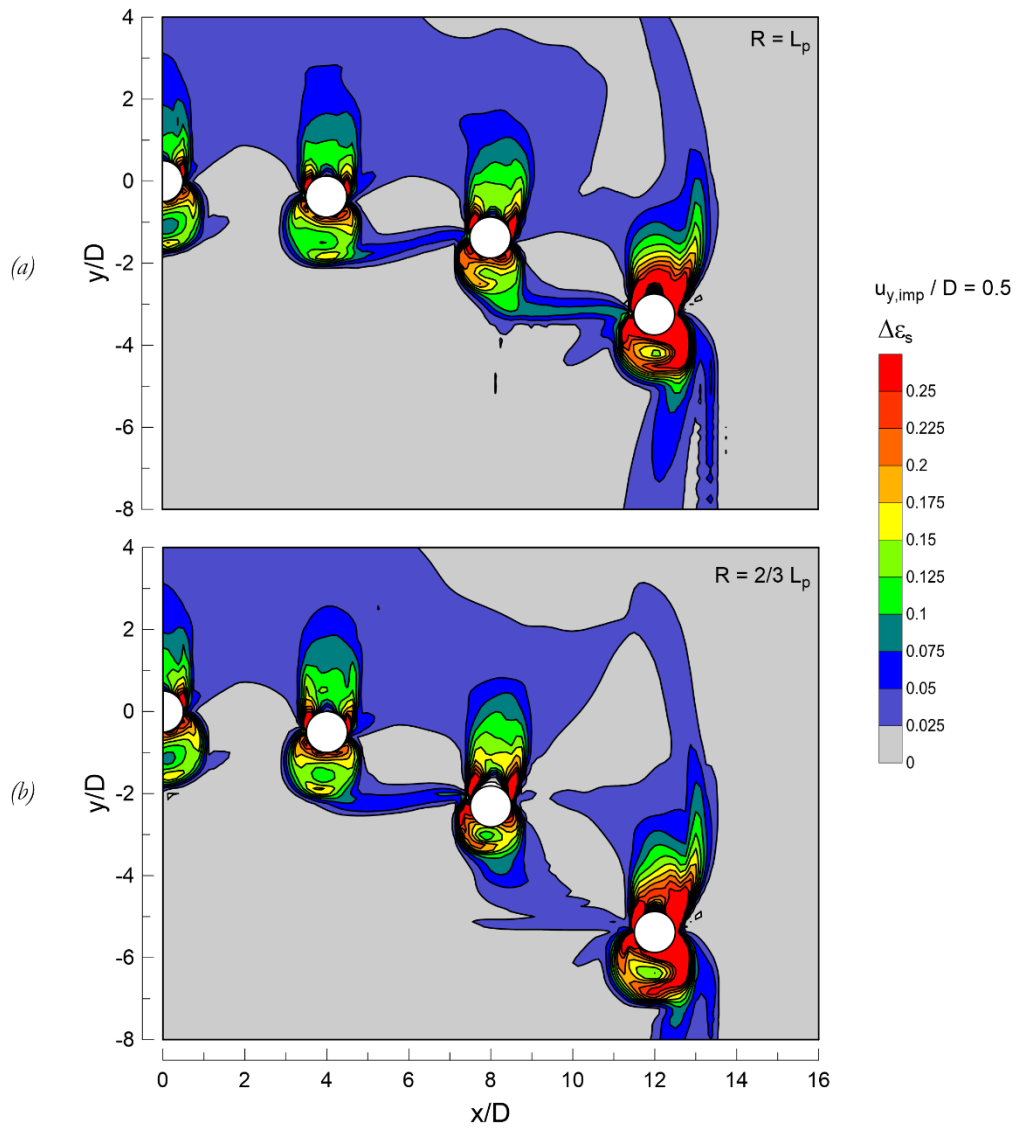
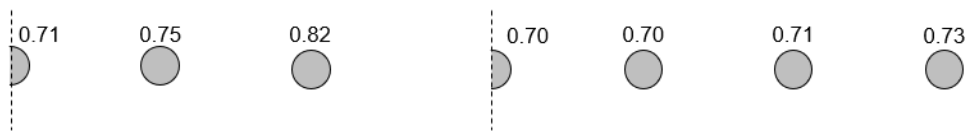


Figura 7.19 Isolinee degli incrementi della deformazione di taglio  $\epsilon_s$  calcolati al variare della curvatura dell'arco secondo il quale sono disposti i pali per uno spostamento imposto al corpo di frana pari a  $0.5D$ .

fila finita di pali allineati



(a)

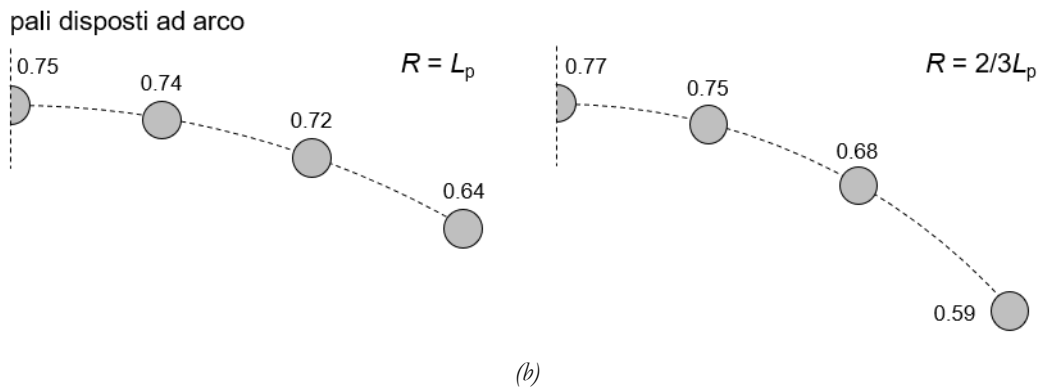


Figura 7.20 Percentuale delle azioni massime calcolate sui singoli pali rispetto a quella calcolata nel caso di palo isolato nel caso di fila finita di pali in linea (a) o disposti ad arco (b).

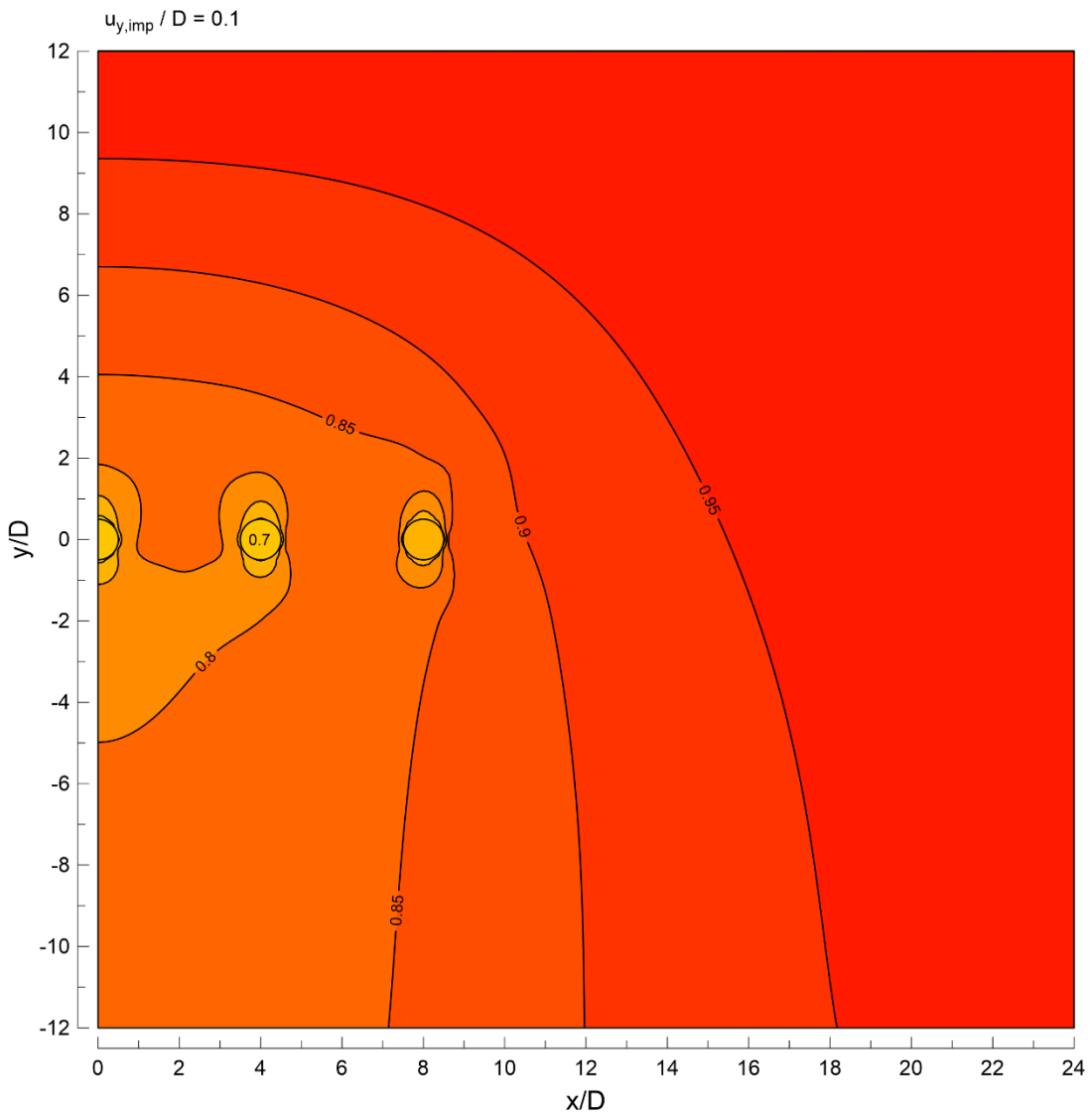


Figura 7.21 Isolinee di spostamento adimensionale  $u_y / u_{y,imp}$  per una fila isolata di pali non vincolati ( $\tilde{x}_{ef} = 3 m$ ).

## 8. Conclusioni

Nella tesi si è studiata l'efficacia di file di pali passivi nella riduzione degli spostamenti di movimenti di versante lenti e poco profondi, che sono innescati in terreni coesivi, con frequenza stagionale, da eventi piovosi intensi e prolungati. In generale, i pali, che attraversano il corpo di frana e si intestano nel substrato stabile, interagendo per effetto gruppo sono in grado di produrre una favorevole protezione dall'avanzamento del corpo di frana delle zone poste a valle dell'intervento.

Il monitoraggio di casi reali (e.g.: Allison *et al.*, 1991) e di campi prova (e.g.: Lirer, 2002 - 2012) mostra che una fila di pali è in grado di ridurre sostanzialmente la velocità di avanzamento della coltre di frana, producendo parallelamente un incremento del margine di sicurezza del pendio rispetto al raggiungimento di una possibile condizione di collasso. Tuttavia, la numerosità dei parametri coinvolti nell'interazione corpo di frana - fila di pali e la marcata tridimensionalità del meccanismo fa sì che ad oggi manchi uno studio completo che fornisca indicazioni utili per un efficace dimensionamento di questo tipo di intervento di mitigazione.

La vasta letteratura esistente si concentra infatti sull'utilizzo di una fila di pali per il miglioramento delle condizioni di stabilità di pendii in frana o con un ridotto margine di sicurezza rispetto al raggiungimento di una condizione di equilibrio limite. L'analisi di tali studi fa emergere già chiaramente la difficoltà di riuscire a considerare contemporaneamente e con modelli semplificati la complessità del meccanismo d'interazione tra il corpo di frana, la fila di pali interagenti per effetti di gruppo e il substrato stabile. Il calcolo delle azioni agenti sul palo, solitamente condotto facendo riferimento a metodi dell'equilibrio limite, è affrontato considerando l'ipotesi di palo singolo (e.g.: Viggiani, 1981), valutandone l'interazione con entrambi gli strati di terreno, o con modelli bidimensionali sviluppati nel piano contenente la sezione dei pali (e.g.: Ito e Matsui, 1975), definiti come elementi fissi attorno ai quali il terreno scorre in condizioni di flusso plastico. Seguendo il secondo approccio è possibile cogliere la formazione dell'effetto arco tra i pali, ma è assente la descrizione del comportamento lungo l'asse del palo.

Una più accurata descrizione dei meccanismi d'interazione richiede quindi il passaggio a più complesse analisi tridimensionali, come proposto da Kourkoulis *et al.* (2011)

nell'introduzione del metodo ibrido. Tali analisi d'interazione, condotte su modelli di dimensioni ridotte, sono in grado di descrivere la formazione di effetti di gruppo e di introdurre la dipendenza dell'azione stabilizzante e delle sollecitazioni nei pali dagli spostamenti indotti sui pali dalla spinta della coltre in frana, ma non permettono la valutazione della capacità della fila di pali di ridurre gli spostamenti della coltre a valle dell'intervento.

Il lavoro condotto nell'ambito di questa tesi, di carattere esclusivamente numerico, si è posto l'obiettivo di evidenziare come la formazione di effetti di gruppo influisca sul trasferimento delle azioni ai pali, e di valutare come questi effetti influenzino la capacità dell'intervento di ridurre gli spostamenti del corpo di frana. La comprensione dei meccanismi d'interazione risulta infatti fondamentale per la definizione di linea guida per un'efficace progettazione di tali interventi.

Lo studio si è avvalso principalmente di modelli numerici bi- e tridimensionali sviluppati nel codice di calcolo alle differenze finite FLAC, modellando il terreno come un continuo elastico-plastico perfetto con criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Il legame costitutivo utilizzato, pur nella sua semplicità, è ritenuto sufficientemente adeguato a descrivere la formazione dei meccanismi plastici derivanti dall'interazione del corpo di frana con l'intervento, al variare delle condizioni geometriche e dei parametri meccanici presi in esame. Considerando il semplice schema di pendio indefinito, il corpo di frana è messo in movimento dall'applicazione di uno spostamento a monte della fila di pali, a una distanza mantenuta costante nelle analisi. Per contenere gli oneri computazionali, il modello ha dimensioni ridotte, estendendosi a monte e a valle della fila per una lunghezza pari a 12 volte il diametro dei pali, sufficiente a descrivere i meccanismi d'interazione che regolano l'efficacia della fila nella riduzione dello spostamento imposto al corpo di frana.

Al variare delle condizioni di vincolo assegnate ai pali, considerati fissi o non vincolati, della geometria della fila, dell'interasse e della lunghezza dei pali, con particolare attenzione a quella del tratto intestato nel substrato stabile, nonché al variare delle proprietà meccaniche dei terreni, la capacità di mitigazione dell'intervento è stata valutata di volta in volta in termini di riduzione degli spostamenti calcolati a monte e a valle della fila rispetto allo spostamento imposto al contorno superiore del modello. Altre analisi sono state eseguite per considerare l'effetto della variazione della geometria del corpo di frana, in termini di spessore e inclinazione, e quindi quello legato al passaggio dal caso di

intervento indefinitamente esteso in pianta a quello di un intervento di dimensioni ridotte. Lo studio di interazione ha permesso anche la stima delle sollecitazioni di taglio  $T$  e momento flettente  $M$  agenti sui pali, assimilati a mezzi elastici, che permettono un adeguato dimensionamento dell'intervento, nonché la valutazione del miglioramento delle condizioni di stabilità del pendio prodotto dall'azione stabilizzante  $T/i$ , con  $i$  pari all'interasse tra i pali della fila.

La maggior parte delle analisi è stata condotta in condizioni tridimensionali, così da descrivere correttamente la natura discontinua dell'intervento e il meccanismo di interazione marcatamente tridimensionale. Tali analisi sono risultate in grado di simulare in maniera sufficientemente realistica il graduale trasferimento delle spinte dal corpo di frana ai pali, descrivendo l'evoluzione della capacità di mitigazione della fila e il graduale incremento delle sollecitazioni agenti nei pali con l'avanzamento del terreno. Tuttavia, nonostante le analisi tridimensionali rappresentino l'unico strumento possibile per analizzare e comprendere i meccanismi di interazione palo-terreno che governano l'efficacia dell'intervento, in una fase iniziale dello studio si è fatto ricorso a semplici modelli bidimensionali, descrivendo l'interazione pali-terreno in un piano parallelo al piano campagna, posto alla profondità intermedia della coltre di frana. Modelli bidimensionali così fatti, pur nella loro semplicità, sono in grado di cogliere la redistribuzione delle tensioni nel terreno per l'effetto arco generato dalla presenza dei pali, assunti fissi, ma la soluzione risulta marcatamente condizionata dalla variazione delle tensioni perpendicolari al piano considerato, necessaria a mantenere condizioni di deformazione piana.

Tali modelli bidimensionali risultano sostanzialmente in grado di cogliere la maggiore capacità di una fila di pali installati a interasse ridotto di opporsi all'avanzamento del corpo di frana. Tuttavia, indipendentemente dalla formazione di forti effetti di gruppo, l'unico meccanismo limite che può essere descritto è quello di flusso plastico del terreno attraverso i pali in condizioni di deformazione piana, sottostimando di fatto la reale capacità di mitigazione dell'intervento già prima del raggiungimento della suddetta condizione limite. In generale, considerando caratteristiche di resistenza tipiche di depositi argillosi, lo studio dell'evoluzione degli spostamenti a valle dell'intervento in funzione di quelli imposti a monte ha permesso di osservare un'interazione tra i pali per effetto gruppo per valori del rapporto tra l'interasse  $i$  tra i pali e il loro diametro minore o uguale a 5, e il

progressivo passaggio a una condizione di palo singolo per  $i/D \geq 7$ . Per  $i/D = 3$  la riduzione dello spostamento imposto a monte, calcolata a valle dell'intervento, tende a stabilizzarsi su un valore di circa il 70%, mentre minore e pari al 30% è quella calcolata per  $i/D = 5$ . Il raggiungimento di una condizione di flusso plastico, osservato per valori dello spostamento del corpo di frana compresi tra  $0.2D$  e  $0.3D$  al variare del rapporto  $i/D$ , è caratterizzato dalla perdita della capacità della fila di contenere l'avanzamento del corpo di frana, con un nuovo progressivo aumento degli spostamenti calcolati a valle dell'intervento. L'aumento della resistenza del terreno estende l'intervallo degli spostamenti per i quali gli effetti di gruppo sono in grado di contrastare efficacemente l'avanzamento del corpo di frana.

Il mantenimento della condizione di deformazione piana è garantito nel modello bidimensionale con aumenti della tensione fuori piano nella zona a monte dell'intervento sempre più significativi al ridursi dell'interasse tra i pali, fino a più del 200% per  $i/D = 3$ . Tali aumenti non risultano compatibili con quelli del problema reale, in cui la presenza del contorno libero superiore, rappresentato dal piano campagna, fa sì che le tensioni verticali all'interno del corpo di frana dipendano essenzialmente dal peso del terreno. Il marcato aumento della tensione fuori piano, inoltre, si associa a una sovrastima delle azioni agenti sul singolo palo, sovrastimando allo stesso tempo l'azione stabilizzante  $T/i$  esplicitata dalla fila: considerando il taglio  $T$  agente nel palo in corrispondenza della superficie di scorrimento al raggiungimento della condizione di flusso plastico, esso è pari a circa 5 volte quello calcolato dal modello tridimensionale nella stessa ipotesi di pali fissi per  $i/D = 3$ , mentre il rapporto tra le due analisi è pari a 1.5 per  $i/D = 7$ . All'aumentare della distanza tra i pali, infatti, la riduzione degli effetti di gruppo comporta un più rapido raggiungimento delle condizioni limite, con minori aumenti delle tensioni fuori piano. In effetti, nel caso di palo singolo, l'assunzione di una condizione di deformazione piana permette di descrivere il reale fenomeno d'interazione, ma tale situazione è comunque poco significativa dal punto di vista applicativo poiché pali singoli non costituiscono un intervento di mitigazione efficace.

Nei modelli tridimensionali, nell'ipotesi di pali fissi, l'intervallo degli interassi per i quali si osserva la formazione di effetti gruppo è lo stesso di quello evidenziato dalle analisi piane, ma con diversi meccanismi nelle condizioni limite. Per rapporti  $i/D \leq 5$ , l'aumento delle tensioni fuori piano calcolato nei modelli bidimensionali si trasforma in una tendenza del

terreno a manifestare spostamenti verso l'alto. Pali posti a interassi ridotti interagiscono tra loro per l'effetto arco creando un confinamento continuo del terreno a monte dell'intervento, con la formazione di una superficie di scorrimento inclinata nella direzione della fila: al raggiungimento della condizione limite di flusso plastico il terreno, piuttosto che scorrere attraverso i pali, tende a sormontarla con formazione di un meccanismo evidenziato anche da soluzioni dell'analisi limite ottenute con il codice agli elementi finiti OptumG2. Ovviamente, nel caso di palo singolo il meccanismo plastico è ancora quello di scorrimento del terreno attorno al palo.

In generale, per  $i/D \leq 5$  la riduzione dello spostamento imposto al corpo di frana, calcolata a valle dell'intervento, è comunque maggiore del 50%, più alta di quella calcolata con i modelli bidimensionali, mentre scende al di sotto del 20% al tendere verso la condizione di palo singolo ( $i/D = 7$ ). In generale, la capacità di mitigazione della fila calcolata con i modelli tridimensionali è maggiore di quella ottenuta dalle analisi piane, con differenze tra i valori calcolati al raggiungimento delle condizioni di flusso plastico che si riducono all'aumentare dell'interasse tra i pali: nel passaggio dalle analisi 2D a quelle 3D, per  $i/D = 3$  si calcola un aumento del 70% della riduzione degli spostamenti a valle della fila, mentre tale aumento è pari a circa il 5% per  $i/D = 7$ . Nei modelli tridimensionali, il raggiungimento della condizione di flusso plastico avviene per minori valori dello spostamento imposto al corpo di frana rispetto a quanto calcolato nei modelli bidimensionali dove, per effetto dell'aumento delle tensioni fuori piano, si ha una più lenta diffusione delle zone plastiche nel terreno: per  $i/D \leq 5$  la formazione dell'effetto barriera si osserva per spostamenti imposti minori o uguali a  $0.1D$ . Per interassi ridotti ( $i/D = 3$ ) la capacità di mitigazione calcolata nel caso di pali disposti a quinconce è del tutto equivalente a quella ricavata per pali allineati.

I modelli tridimensionali a pali fissi, utili per un diretto confronto con la soluzione piana e per un primo studio degli effetti tridimensionali dell'interazione coltre di frana - fila indefinita di pali allineati, rappresentano ancora uno schema semplificato di analisi, a cui si associano sia i massimi effetti di mitigazione che le massime azioni trasferite ai pali. Per una descrizione più accurata dell'efficacia dell'intervento non si può prescindere dalle analisi eseguite nell'ipotesi di pali non vincolati, che mostrano un più lento trasferimento delle azioni dal corpo di frana ai pali.

Lo spostamento relativo palo-terreno, da cui dipendono la capacità di mitigazione della

fila e le sollecitazioni agenti nei pali, è legato principalmente all'azione di vincolo esercitata dal tratto di palo intestato nel substrato stabile. Affinché l'intervento continui a essere efficace nella protezione della zona di valle, valori contenuti dell'interasse tra i pali devono essere associati a un'adeguata profondità di installazione del palo nel substrato stabile, in modo da garantire comportamenti prossimi a quelli prodotti da un vincolo fisso. A parità di caratteristiche di resistenza dei due strati e per una rigidità dello strato stabile maggiore di quella del corpo di frana, riduzioni dello spostamento imposto maggiori del 50% possono essere ottenute per rapporti  $i/D$  pari a 3 e a 4 e lunghezze del tratto infisso comprese tra  $H$  e  $1.5H$ , con  $H$  pari all'altezza della coltre, a partire da valori dello spostamento imposto pari a circa  $0.3D$ . Indipendentemente dalle caratteristiche di resistenza dello strato di base, basse rigidità del substrato stabile risultano in una minore efficacia dell'intervento nel contrastare l'avanzamento del corpo di frana. In generale, l'aumento dell'inclinazione del pendio, richiede, a parità di altre condizioni, un aumento della profondità d'infissione del palo.

L'azione stabilizzante  $T/i$ , calcolata nei modelli tridimensionali nell'ipotesi di pali fissi, cresce rapidamente con gli spostamenti imposti al corpo di frana e risulta sostanzialmente indipendente dall'interasse tra i pali già per spostamenti pari a  $0.25D$ . Nonostante le diverse file di pali siano in grado di sviluppare una stessa azione stabilizzante esse non sono comunque equivalenti in termini di riduzione degli spostamenti.

Nel caso di pali non vincolati, l'azione stabilizzante  $T/i$  fornita dalla fila dipende più marcatamente dagli spostamenti del corpo di frana.  $T/i$  cresce con gradienti di spostamento più bassi rispetto a quanto osservato nel caso di pali fissi, con una dipendenza più marcata dall'interasse tra i pali. A parità di spostamento imposto, all'aumentare del rapporto  $i/D$  diminuisce l'azione stabilizzante calcolata e aumenta la differenza con il limite superiore rappresentato dalla soluzione ottenuta nel caso di pali fissi.

L'aumento della profondità d'infissione del palo, con l'aumento della componente flessionale della deformazione, si associa a un aumento delle sollecitazioni di momento flettente e taglio calcolate lungo l'asse del palo.

In generale, sfruttando la formazione dell'effetto arco tra i pali, un intervento ben progettato è in grado di fornire un effetto di contenimento continuo del terreno in



movimento proveniente da monte, riuscendo a ridurre efficacemente gli spostamenti di frane molto estese e superficiali. Il passaggio dal caso di fila di pali indefinitamente estesa a quello di fila di estensione finita, utilizzata per protezione di opere puntuali, mette in evidenza la dipendenza dell'efficacia di quest'ultima dall'azione di trascinamento esercitata dalla porzione del corpo di frana esterno alla fila sul terreno a valle dell'intervento, tanto più significativa quanto più sono ridotte le dimensioni della fila. Le analisi eseguite nel caso di fila di estensione finita evidenziano, inoltre, come le azioni agenti sui pali crescano progressivamente passando dal palo centrale a quelli di bordo.

In conclusione, il lavoro svolto ha permesso di mettere in luce l'influenza dei principali fattori geometrici (interasse tra i pali, lunghezza dei pali nel substrato stabile, disposizione in pianta dei pali ed estensione della barriera) e dei parametri meccanici (di resistenza e rigidità della coltre in frana e del sottostante substrato) sulla riduzione degli spostamenti della coltre di frana a valle dell'intervento e sull'insorgere dell'effetto arco tra i pali, fornendo indicazioni utili per migliorare i criteri di progettazione di barriere di pali installate in coltri instabili.

Un possibile sviluppo di questa ricerca richiederebbe di estendere l'analisi parametrica qui descritta, già molto estesa, definendo gruppi adimensionali delle grandezze di governo dei meccanismi di interazione, per la proposizione di abachi di dimensionamento di questo tipo di interventi.

# Appendice A

Modelli 2D	$\bar{x}_{\text{rif}}$ (m)	$K_0$	$E$ (Mpa)	$D$ (m)	$i/D$	$\varphi'$ (°)	$\delta$ (°)	$\psi$									
1						3	28	18.5									
2						5	32	21.5									
3	ME	3	1	30	1	4			0								
4						5	28	18.5									
5						6											
6						7											
7	FILA INDEFINITA DI PALI ALLINEATI	3	1	30	1	3	26	17.5	0								
8									$\varphi'$								
9									0								
10									$\varphi'$								
11									0								
12									0								
13									0								
14									$\varphi'$								
15									0								
16									MEP	5	1	30	1	3	28	18.5	0
17																	0
18																	0
19	$1/3 \varphi'$																
20	0																
21	$2/3 \varphi'$																
22	$\varphi'$																
23	4	0.75	15		1	3	32	21.5	0								
24	6	1	60														
25	ME	3	1	30	1	3x4	-	21.5	0								
26	QUINCONCE	3	1	30	1	3x4	26	17.5									
27									28	18.7							
28									30	20							
29									15								
30									30	1	3x4	32	21.5				
31	60																

Modelli 2D	$z_{rif}$ (m)	$K_0$	$E$ (Mpa)	$D$ (m)	$i/D$	$\varphi'$ (°)	$\delta$ (°)	$\psi$
32					2			
33					3			
34				1, 1.2, 1.5	4	26	17.5	
35					5			
36					6			
37					7			
38					3			
39					4			
40	3	1	-	1	5	28	18.5	$\varphi'$
41					6			
42					7			
43				1	3	30	20	
44					2			
45					3			
46				1, 1.2, 1.5	4	32	21.5	
47					5			
48					6			
49					7			

FILA INDEFINITA DI PALI ALLINEATI  
 TEOREMI D'ESTREMO

Modelli 3D	$\alpha$ (°)	H (m)	D (m)	palo	$i/D$	$L_2/L_1$	$E_2/E_1$	$\varphi_2'/\varphi_1'$	$\delta$	$\psi$
1					3					
2					4					
3	ME	0	6	1	fisso	5	-	-	-	scabra 0
4					6					
5					7					
6									$2/3 \varphi'$	0
7					fisso		-	-	-	$\varphi'$
8				1	-----	3	-----	-----	0	0
9					non vincolato		1	2	1	$2/3 \varphi'$
10										$\varphi'$
11									0	0
12				1	fisso	4	-	-	-	$2/3 \varphi'$
13										0
14							0.5	1		
15						1		1		
16								1.2		
17				1		1.5	1	1	$2/3 \varphi'$	
18						2	1	1		
19		0	6		non vincolato	4	0.7	1		0
20								1		
21					1.2			1	$2/3 \varphi'$	
22							2	1	0	
23	MEP			1				1.2	$2/3 \varphi'$	
24						1.5		1	0	
25						2				
26				1	fisso	5	-	-	-	$2/3 \varphi'$ 0
27					non vincolato		1	2	1	
28					fisso		-	-	-	0
29				1	-----	6	-----	-----	$2/3 \varphi'$	$\varphi'$
30					non vincolato		1	2	1	0
31										$\varphi'$
32				1	fisso	7	-	-	-	$2/3 \varphi'$ 0
33					non vincolato		1	2	1	
34		0	10	1	fisso	4	-	-	-	$2/3 \varphi'$ 0
35					non vincolato		1	2	1	
36				1	fisso	3	-	-	-	$2/3 \varphi'$ 0
37						4				
38		12	6	1	non vincolato	3	-	-	-	$2/3 \varphi'$ 0
39						4				

FILA INDEFINITA DI PALI ALLINEATI

Modelli 3D	$\alpha$ (°)	H (m)	D (m)	palo	$i/D$	$L_2/L_1$	$E_2/E_1$	$\varphi_2'/\varphi_1'$	$\delta$	$\psi$
40	ME	0	6	1	fisso	3x4			scabra	0
41					fisso	-	-	-		
42	MEP	0	6	1	non vincolato	3x4	1	2	1	2/3 $\varphi'$ 0
43						1.5				

Modelli 3D	$\alpha$ (°)	H (m)	palo	$i/D$	D (m)	n	forma	R	$L_2/L_1$	$E_2/E_1$
1	0	6	fisso	4	1	5	allineati	$\infty$		
2						7				
3										
4						arco	$\frac{L_p}{2/3I_p}$			
5										
6						non vincolato	5	allineati	$\infty$	$\frac{1}{1.5}$

Modelli 2D (piano yz)	$\alpha$ (°)	H (m)	palo	$\varphi'$ (°)	$\delta$ (°)	$\psi$		
1	sezione longitudinale	teoremi d'estremo	0	6	fisso	28	2/3 $\varphi'$	$\varphi'$
2								

# Bibliografia

- Allison, J.A., Mawditt, J. e Williams G.T. 1991. The use of bored piles and counterfort drains to stabilize a major landslip-a comparison of theoretical and field performance. In *Slope stability engineering: developments and applications*, International Conference of slope stability, R.J. Chandler Editore, 369-376. ISBN 0-7277-1660-3
- Bosscher, P. J. e Gray, D. H. 1986. Soil arching in sandy slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112 (6), 626-645.
- Bransby, M.F. e Springman, S. 1999. Selection of load-transfer functions for passive lateral loading of pile groups. *Computers and Geotechnics*, 24, 155-184.
- Broms, B.B. 1964. Lateral resistance of rigid piles in cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 90 (SM2), 27-63.
- Cartier, G. 1986. La stabilisation des pentes instables par clouage, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 141, Parigi.
- Chen, L.T. e Poulos, H.G. 1994. A method of pile-soil interaction analysis for piles subjected to lateral soil movement. *Computer methods and advances in geomechanics: atti dell'ottava conferenza internazionale*, Morgantown, West Virginia, Siriwardane & Zaman (eds.), Balkema, 2311-2316.
- Chen, L.T. e Poulos, H.G. 1997. Piles subjected to lateral soil movements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123 (9), 802-811.
- Chen, L.T., Poulos, H.G. e Hull, T.S. 1997. Model Tests on Pile Groups Subjected to Lateral Soil Movement. *Soils and foundations*, 37 (1), 1-12.
- Chen, C.Y. e Martin, G.R. 2002. Soil-structure interaction for landslide stabilizing piles. *Computers and Geotechnics*, 29 (5), 363-386.
- Cruden, D.M. & Varnes, D.J. 1996. Landslides types and processes. In *Landslides: investigation and mitigation*. Special report n. 247, 36-75.
- De Beer, E. e Carpentier, R. 1977. Discussion on the contribution "Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles" by Prof. Ito and Prof. T. Matsui. *Soils and Foundations*, 17 (1), 68-82.
- Del Fabbro, M., Meriggi, R. e Massarutto, A. 2013. Analisi dell'interazione fra pali e pendii in frana. *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, Perugia*.
- Del Fabbro, M. e Meriggi, R. 2014. Confronto fra metodi di calcolo per l'analisi dei pendii rinforzati con pali. In *Atti XXV Convegno Nazionale di Geotecnica, Baveno*, 509-516.
- Di Laora, R., Maiorano, R.M.S. e Aversa, S. 2017. Ultimate lateral load of slope-stabilising piles. *Géotechnique Letters*, 7, 237-244.

- Ellis, E.A., Durrani, I.K. e Reddish, D.J. 2010. Numerical modelling of discrete pile rows for slope stability and generic guidance for design. *Géotechnique*, 60 (3), 185–195.
- Esu, F. e D’Elia, B. 1974. Interazione terreno-struttura in un palo sollecitato da una frana tipo colata. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 8 (1), 27-38.
- Evangelista, A. 1997. Strutture di sostegno di pendii instabili: analisi dei meccanismi d’interazione col terreno e cenni sul proporzionamento. In *Interventi di stabilizzazione dei pendii*, corso Interventi di stabilizzazione dei pendii (Udine, 1994), Pellegrino A. (eds.), 325-385. ISBN 88-85137-10-5.
- FLAC 2D versione 7.0. Manuale.
- FLAC 3D versione 6.0. Manuale.
- Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M. e Elson, K. 2009. Design of a single pile. In *Piling engineering*, Taylor and Francis, ISBN 978-0-415-26646-8.
- Frank, R. e Pouget, P. 2008. Experimental pile subjected to long duration thrusts owing to a moving slope. *Géotechnique*, 58 (8), 645-658.
- Friedli, B., Hauswirth, D. e Puzrin, A. M. 2017. Lateral earth pressures in constrained landslides. *Géotechnique*, 67 (10), 890 - 905.
- Galli, A. e Bassani, A. 2016. Innovative performance-based design of slope stabilizing piles for a railway embankment. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-23.
- Galli, A. e Castelli, M. 2015. Approccio viscoplastico per lo studio di paratie filtranti a sostegno di pendii in frana. *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, Cagliari*.
- Galli, A. e di Prisco, C. 2013. Displacement-based design procedure for slope-stabilizing piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 50 (1), 41-53.
- Galli, A. e di Prisco, C. 2017. Progettazione di paratie filtranti a sostegno di pendii instabili. *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, Matera*.
- Galli, A., Maiorano, R.M.S., di Prisco, C. e Aversa, S. 2017. Design of slope-stabilizing piles: from Ultimate Limit State approaches to displacement based methods. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 3, 77-93.
- Georgiadis, K., Sloan, S.W. e Lyamin, A.V. 2013. Ultimate lateral pressure of piles in clay. *Géotechnique*, 63 (9), 733-745.
- Handy, R. L. 1985. The arch in soil arching. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111 (3), 302-318.
- Ito, T. e Matsui, T. 1975. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles. *Soil and foundation*, 15 (4), 43-59.
- Ito, T. e Matsui, T. 1981. Design method for stabilizing piles against landslide-one row of piles. *Soil and foundation*, 21 (1), 21-37.

- Ito, T., Tamotsu, M. e Hong, W.P. 1982. Extended design method for multi-row stabilizing piles against landslide. *Soil and foundation*, 22 (1), 1-13.
- Kahyaoglu, M.R., Onal, O., Imançlı, G., Ozden, G. e Kayalar, A.Ş. 2012. Soil arching and load transfer mechanism for slope stabilized with piles. *Journal of Civil Engineering and Management*, 18 (5), 701-708.
- Kourkoulis, R., Gelagoti, F., Anastasopoulos, I. e Gazetas, G. 2011. Slope stabilizing piles and pile-groups: parametric study and design insights. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137 (7), 663-677.
- Kourkoulis, R., Gelagoti F., Anastasopoulos I. e Gazetas, G. 2012. Hybrid method for analysis and design of slope stabilizing piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138 (1), 1-14.
- Li, C., Wu, J., Tang, H., Wang, J., Chen, F. e Liang, D. 2015. A novel optimal plane arrangement of stabilizing piles based on soil arching effect and stability limit for 3D colluvial landslides. *Engineering Geology*, 195, 236-247.
- Liang, R. e Zeng, S. 2002. Numerical study of soil arching mechanism in drilled shafts for slope stabilization. *Soils and Foundations*, 42 (2), 83-92.
- Liang, R.Y., Al Bodour, W., Yamin, M. e Joorabchi, A. 2010. Analysis method for drilled shaft-stabilized slopes using arching concept. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2186, 38-46.
- Liang, R.Y., Joorabchi, A.E. e Li, L. 2014. Analysis and design method for slope stabilization using a row of drilled shafts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140 (5), 04014001.
- Lirer, S. 2002. Analisi sperimentale e numerica dell'interazione fra una coltre ed una fila di pali. *Tesi di Dottorato*.
- Lirer, S. 2012. Landslide stabilizing piles: experimental evidences and numerical interpretation. *Engineering Geology*, 149, 70-77.
- Matsui, T., Hong, W.P. e Ito, T. 1982. Earth pressures on piles in a row due to lateral soil movements. *Soils and Foundations*, 22 (2), 71-81.
- Meriggi, R. 1989. Alcune osservazioni sul comportamento dei pali soggetti a movimento laterale del suolo. *17<sup>th</sup> Convegno Nazionale di Geotecnica, Taormina*, 277-282.
- Murato, S., Madaschi, A. e Gajo, A. 2014. On the reliability of 3D numerical analyses on passive piles used for slope stabilization in frictional soils. *Géotechnique*, 64 (6), 486-492.
- Murato, S., Madaschi, A. e Gajo, A. 2015. Passive soil pressure on sloping ground and design of retaining structures for slope stabilisation. *Géotechnique*, 65 (6), 507-516.
- OptumG2 versione 2018. Manuale.
- Pan, D., Smethurst, J.A. e Powrie, W. 2012. Limiting pressure on laterally loaded pile in frictional soil. *Géotechnique Letters*, 2, 55-60.



- Pellegrino, A. 1997. Aspetti generali del progetto e dei controlli. In *Interventi di stabilizzazione dei pendii*, corso Interventi di stabilizzazione dei pendii (Udine, 1994), Pellegrino A. (eds.), 297-323. ISBN 88-85137-10-5.
- Poulos, H.G. 1971. Behavior of laterally loaded piles: I-single piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 97 (SM5), 711-731.
- Poulos, H.G. 1973. Analysis of piles in soil undergoing lateral movement. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 99 (SM5), 391-406.
- Poulos, H.G. 1973. Analysis of pile-soil interaction under lateral loading using infinite and finite elements. *Computers and Geotechnics*, 15, 189-220.
- Poulos, H.G. 1995. Design of reinforcing piles to increase slope stability. *Canadian Geotechnical Journal*, 32 (5), 808-818.
- Poulos, H.G., Chen, L.T. e Hull, T.S. 1995. Model tests on single piles subjected to lateral soil movement. *Soils and Foundations*, 35 (4), 85-92.
- Poulos, H.G. 1999. Design of slope stabilizing piles. *Proc. of the International Symposium on Slope Stability Engineering, Japan*, 83-100.
- Sloan, S.W. 2013. Geotechnical stability analysis. *Géotechnique*, 63 (7), 531-572.
- Summersgill, F.C., Kontoe, S. e Potts, D.M. 2017. Stabilization of excavated slopes in strain-softening materials with piles. *Géotechnique*, 67 (10).
- Tang, H., Hu, X., Xu, C., Li, C., Yong, R. e Wang, L. 2014. A novel approach for determining landslide pushing force based on landslide-pile interactions. *Engineering Geology*, 182, 15-24.
- Terzaghi, K. 1936. Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door. *Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conf. On Soil Mechanics*, 1, 307-311.
- Terzaghi, K. 1943. Arching in ideal soil. In John Wiley and Sons, New York, N.Y. (Ed.) *Theoretical soil mechanics*, 66-76.
- Urciuoli, G. 1997. Caratterizzazione meccanica di corpi di frana in terreni argillosi. In *Interventi di stabilizzazione dei pendii*, corso Interventi di stabilizzazione dei pendii (Udine, 1994), Pellegrino A. (eds.), 325-385. ISBN 88-85137-10-5.
- Verrucci, L. 2013. Analisi del comportamento dinamico di piastre piroclastiche in presenza di cavità. *Tesi di Dottorato*.
- Viggiani, C. 1981. Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides. *Proc. of the 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, 3, 555-560.
- Wang, W.L. e Yen, B.C. 1974. Soil arching in slopes. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 100 (GT1), 61-70.
- Zeng, S. e Liang, R. 2002. Stability analysis of drilled shafts reinforced slope. *Soils and Foundations*, 42 (2), 93-102.