

POLITECNICO DI MILANO

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

Dipartimento di Ingegneria Strutturale



**MODELLAZIONE SEMPLIFICATA DELL'INTERAZIONE  
TERRENO-STRUTTURA NEL CASO DI UN POZZO PORTANTE IN  
UN PENDIO IN FRANA**

Relatore: Prof. Claudio di Prisco

Tesi di Laurea di:

Antonio MAZZITELLI

Matr. 721584

Anno Accademico 2009-2010



## **INDICE**

INTRODUZIONE .....	6
DESCRIZIONE DEL SITO .....	8
Sommaro .....	8
Cenni storici sulla frana .....	8
Inquadramento geologico geotecnico .....	10
Situazione attuale .....	12
Filosofia di intervento adottato .....	12
Valutazione delle spinte sui pozzi .....	17
Monitoraggio .....	18
METODI DI STABILIZZAZIONE MECCANICA.....	21
I pali .....	21
Il palo singolo .....	24
Il modello di Brinch Hansen.....	25
Il modello di Reese.....	28
La berlinese.....	29
La teoria di Ito-Matsui.....	31
L'effetto arco .....	36
Progettazione della struttura .....	38
Pozzi drenanti portanti.....	40
Macroelemento Nova-Montrasio.....	43
Interazione terreno-struttura: il macroelemento elasto-plastico- includente Nova-Montrasio.....	44
Utilizzo del macroelemento nell'analisi del pozzo drenante portante. ...	49

Il terreno di copertura .....	52
STRUTTURA ANALITICA DEL PROGRAMMA .....	54
Introduzione.....	54
Modello di interazione terreno-pozzo .....	54
Formulazione numerica del problema di interazione .....	55
Modelli lineari a tratti e schema di integrazione .....	57
Formulazione in grandi spostamenti.....	60
Struttura logica del programma.....	62
Input.....	62
Output .....	63
ANALISI PARAMETRICA.....	65
Dati iniziali .....	65
Dati di confronto .....	68
Dipendenza dalla discretizzazione .....	73
Massima forza di interazione palo-terreno .....	75
Il contributo della coesione .....	79
Spessore della parete del pozzo .....	83
Il peso specifico del calcestruzzo .....	87
Spessore della coltre di copertura del pozzo .....	90
Altezza del pozzo e della zona d'incastro in roccia .....	96
Diametro del palo .....	107
I parametri meccanici del terreno.....	113
PREDIMENSIONAMENTO .....	117
CONCLUSIONI.....	120
BIBLIOGRAFIA .....	122



## **INTRODUZIONE**

La stabilizzazione dei pendii in frana rappresenta in genere un problema molto complesso per la cui soluzione è necessario conoscere una serie di parametri riguardanti le caratteristiche morfologiche, lito-stratigrafiche e geotecniche del versante, il regime delle acque di falda e la storia pregressa della zona oggetto di studio.

Le metodologie d'intervento adottate possono essere di diversa natura e nell'affrontare il problema della stabilità occorre valutare le attuali condizioni, le esigenze richieste e dunque fare una scelta tra i possibili tipi di intervento che usualmente vengono raggruppati in quattro categorie:

- Interventi di tipo idraulico, finalizzati all'abbattimento della falda;
- Interventi di tipo morfologico, che modificando la geometria del versante ne aumentano la stabilità;
- Interventi di consolidamento, finalizzati ad un miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno;
- Interventi di natura meccanica, che trasmettendo una forza di tipo meccanico al pendio ne aumentano la stabilità.

In questo elaborato verrà analizzato un tipo di intervento meccanico: i pozzi portanti.

Essi sono delle strutture tozze che si innestano in un substrato rigido sottostante alla zona in frana, e fungono da cuciture che oppongono un contrasto alla massa in frana.

Questo elaborato si basa sui risultati ottenuti da un pozzo portante realizzato in località Fantoni comune di Recoaro Terme (VI) dove era necessario un intervento a causa di un dissesto molto rapido.

L'intento principale di questo elaborato è quello di analizzare l'interazione tra pozzo e terreno sviluppando l'analisi tramite un programma scritto in linguaggio Matlab.

Un ulteriore obiettivo è quello di analizzare il comportamento del macroelemento Nova-Montrasio inserito nell'analisi per studiare il comportamento della fondazione del pozzo tramite questa teoria.

Grazie ai dati del monitoraggio sarà possibile confrontare i dati ottenuti dall'analisi con quelli reali e quelli di progetto, e grazie a questi fare un predimensionamento dell'opera 'alternativo'.

## **DESCRIZIONE DEL SITO**

### **Sommario**

Il versante che sovrasta Contrada Fantoni, in comune di Recoaro Terme (Vi), è interessato da un movimento franoso che risulta attivo da oltre 40 anni. La memoria espone le modalità con cui, a partire dai dati acquisiti nel corso di precedenti campagne di indagine e monitoraggio, e successivamente integrati da una nuova campagna realizzata ad hoc, è stato affrontato lo studio della frana e il progetto delle opere di consolidamento. Per ogni fase realizzativa è stato inoltre predisposto un sistema di monitoraggio in modo da consentire la validazione delle previsioni effettuate e grazie a questi dati forniti è stato possibile svolgere analisi adeguate e modellare in maniera sempre più precisa i sistemi di analisi.

### **Cenni storici sulla frana**

Le prime indagini conoscitive nell'area di Contrada Fantoni furono eseguite nel 1974, per conto della Regione Veneto e del Genio Civile di Vicenza, verosimilmente finalizzate all'apertura di un'attività estrattiva nel corpo di paleo frana di Cima Tunche, a nord-ovest dell'abitato.

La prima menzione di un movimento franoso attivo nella medesima località, datata all'autunno del 1975, evidenziò l'incipiente dissesto geologico i cui segni precursori si limitavano a lesioni della sede viabile della Strada Provinciale n.100 di Recoaro Mille e fessurazioni vistose in alcuni edifici.

A seguito di questa segnalazione, nel marzo 1976 furono eseguiti quattro sondaggi geoelettrici verticali e due profili sismici per conto dell'Amministrazione Comunale di Recoaro Terme e si ipotizzò che il



dissesto potesse essere esteso anche a monte della sede stradale ed interessare parte della cava.

Successivamente, nel corso di ulteriori indagini finalizzate ad un intervento privato di sistemazione del corpo di frana gli autori (Bartolomei et al., 1988), individuarono, quale causa principale, l'acqua sotterranea che scorre in prossimità della discontinuità tra il corpo di paleo frana e le Vulcaniti Ladiniche, aggiungendo che un eventuale intervento di sistemazione avrebbe dovuto prevedere drenaggi orizzontali e riprofilatura del versante.

Al fine di specificare utili indirizzi progettuali per la sistemazione del movimento franoso, l'Amministrazione Provinciale di Vicenza nel 1992 dispose di effettuare una serie di sondaggi e di porre in opera piezometri e tubi inclino metrici.

Queste indagini diedero seguito nel 1999 ad un intervento leggero atto a ripristinare parzialmente e a regolarizzare il deflusso idrico superficiale a cura del Servizio Forestale Regionale di Vicenza, a nord del corpo di frana.

Vista l'evoluzione peggiorativa del dissesto, nel 2002 l'Amministrazione Provinciale di Vicenza commissionò l'esecuzione di uno studio di fattibilità degli interventi di stabilizzazione del movimento franoso. Nel 2004 ulteriori studi sull'area definirono il dissesto come rototraslazionale e individuarono come cause predisponenti, sia fattori intrinseci, quali la presenza di un substrato alterato di natura vulcanica sul quale insiste un deposito di paleo frana, sia fattori estrinseci, quali variazioni del deflusso idrico superficiale e sotterraneo a causa dell'attività antropica.

Nel 2004 la Provincia di Vicenza ha bandito un concorso per la definitiva stabilizzazione e ricomposizione della frana. Ad aprile 2006 la Provincia ha affidato all'ATI costituita da Favero & Milan Ingegneria S.r.l. (capogruppo), Studio Cancelli Associato, Enser S.r.l. e Sogen S.r.l., vincitori del concorso, l'incarico di progettazione definitiva, esecutiva, il coordinamento della sicurezza e la direzione lavori.

## **Inquadramento geologico geotecnico**

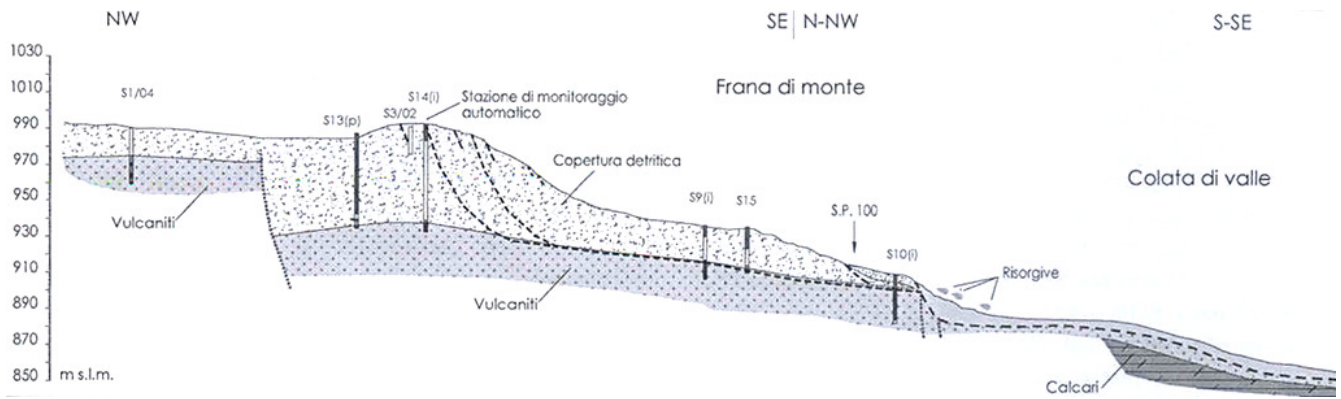
La successione delle diverse campagne di studio e di indagine, unitamente alle attività eseguite nel corso del 2005 dai progettisti incaricati, hanno consentito di delineare un quadro sufficientemente rappresentativo delle condizioni di stabilità del versante.

Il versante è caratterizzato da grandi accumuli detritici (corpo di paleo frana) poggianti su substrato vulcanitico debolmente inclinato a frana poggio.

Le vulcaniti si presentano molto alterate e localmente argillificate; in particolare, le parti più alterate formano un orizzonte argillificato praticamente continuo, al tetto dell'ammasso vulcanitico, con uno spessore medio di circa 1-2 m, che riveste grande importanza come elemento condizionante il movimento franoso.

Dal punto di vista strutturale, il settore in studio è controllato da un sistema di faglie dirette NNW-SSE, a rigetto sub verticale e a carattere prevalentemente trascorrente. Il sistema di lineazioni secondarie è il principale responsabile dei significativi afflussi d'acqua nella parte mediana là dove la frana degenera in colata; al contrario, nella porzione a monte della strada provinciale sono stati rinvenuti battenti piezometrici estremamente modesti (generalmente minori di 1 m). secondo il noto criterio messo a punto da Cruden e Varnes (1996), si tratta di una frana classificabile come 'frana composita', per scorrimento-colamento ('slump-earthflow'), formata dalla combinazione di almeno due differenti cinematismi.

Il dissesto occupa una superficie complessivamente pari a circa 60000 m<sup>2</sup> e coinvolge profondità variabili tra circa 50 m (nicchia di monte) e 7-8 m (sede stradale).



**Figura 1** Sezione geologica tecnica del versante in frana

Se però i fenomeni di colamento che si sviluppano a partire dalla sede stradale sono evidentemente da ricondurre alla completa saturazione dei depositi superficiali, la definizione delle condizioni di stabilità della frana di monte (scorrimento rototraslazionale) ha richiesto un maggiore impegno, soprattutto in termini di indagini e prove di laboratorio. In effetti, come confermato anche dai risultati del monitoraggio la superficie di scorrimento segue in massima parte l'orizzonte vulcanitico argillificato, ad inclinazione pressappoco costante, mentre la parte rotazionale si sviluppa all'interno dei terreni detritici di copertura con tendenza ad arretrare verso monte (vedi fratture apertesesi a monte della nicchia principale). Allo scopo di consentire la completa caratterizzazione geotecnica dei materiali interessati, sono state effettuate fra le altre, prove pressiometriche Menard, ed in particolare sulle vulcaniti argillificate, prove di laboratorio di taglio anulare, per la determinazione dell'angolo di attrito residuo, ed analisi diffrattometriche, per la classificazione mineralogica. Di particolare interesse gli esiti di queste ultime, che hanno rilevato un contenuto di circa 50% di argille del gruppo delle smectiti. Si tratta quindi di percentuali al di sopra delle quali la resistenza residua del terreno coincide con quella della sola componente smectitica (20-25% in peso secco, secondo Calvello et al., 2004).

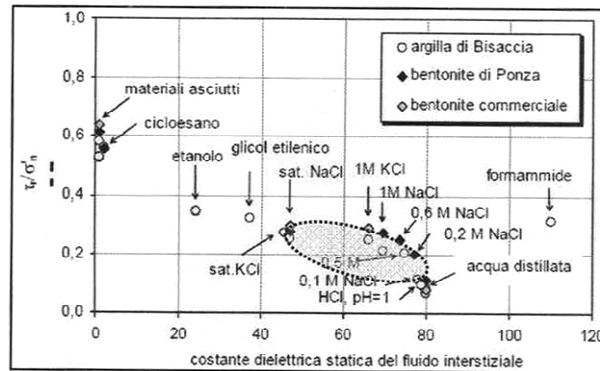


Figura 2 Resistenza residua delle argille smectitiche in funzione della costante dielettrica statica del fluido

Se quindi i valori puntuali ottenuti da alcune prove di taglio residuo hanno indicato valore di  $\varphi'_r$  anche di  $20^\circ$ , e ciò presumibilmente a causa dell'irregolare livello di alterazione, la maggior parte delle informazioni acquisite ha portato alla definizione di valori di angolo residuo generalmente variabili tra  $10^\circ$  e  $13^\circ$ . Tali valori, oltre che essere confermati dall'evidenza di movimento su inclinazioni di circa  $11-12^\circ$ , risultano in ottimo accordo con i valori indicati in letteratura per questo tipo di argille (per correlazioni  $\varphi'_r$ -IP si veda Kanyi, 1974 o Blondeau, 1973).

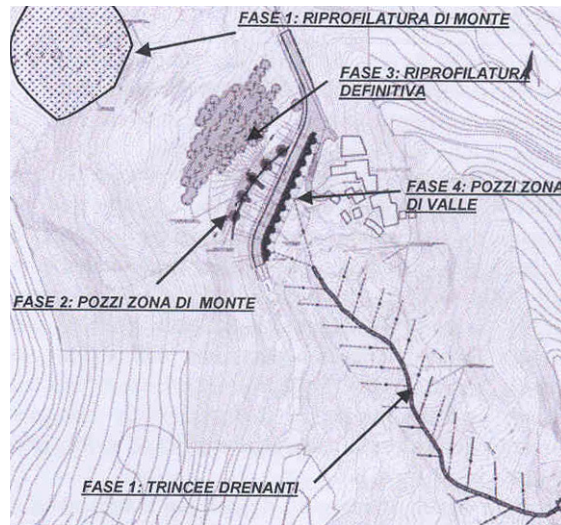
## Situazione attuale

### Filosofia di intervento adottato

Le velocità registrate durante la fase di indagine progettuale sono state, nella zona in prossimità della strada, dell'ordine di circa 100 cm in soli due mesi. Naturalmente le velocità di movimento nell'area della strada risentono più della colata di valle, fenomeno tipicamente 'rapido' che dello scorrimento di monte.

Tuttavia la frana di monte è da considerarsi estremamente attiva con velocità che possono rendere non praticabile l'esecuzione di opere di consolidamento meccanico e drenanti. D'altronde anche per basse velocità di movimento il dimensionamento di opere strutturali può condurre a soluzioni eccessivamente onerose, qualora esse non siano realizzate in

abbinamento ad ulteriori interventi, tesi a limitarne il tasso di lavoro, o meglio ancora, a garantire una stabilizzazione preliminare del versante.

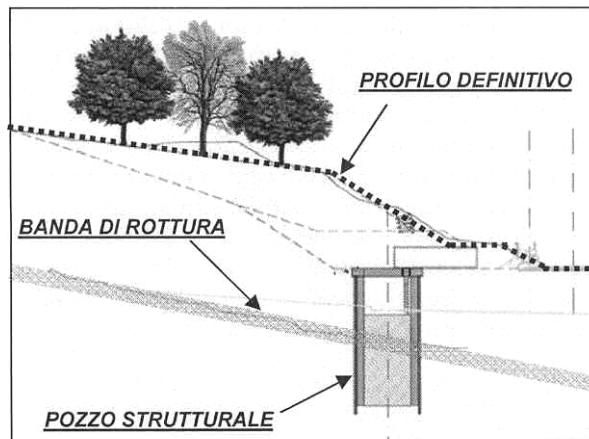


*Figura 3 Planimetria dell'area in frana e ubicazione degli interventi di stabilizzazione*

Se quindi l'impossibilità di prevedere il futuro livello di mobilitazione del dissesto deve imporre un certo grado di sovradimensionamento delle opere strutturali, d'altra parte, ipotesi eccessivamente conservative sulle spinte possono condurre a valutazioni tali da rendere economicamente non sostenibile la fattibilità dell'opera.

Per questa ragione il raggiungimento di condizioni di minore attività del dissesto attraverso interventi 'leggeri' deve considerarsi obiettivo imprescindibile per la concreta fattibilità degli interventi successivi, più 'pesanti', e per questo motivo meno utilizzabili per elevati livelli di sollecitazione. Nel caso specifico le soluzioni proposte avranno come obiettivo: fase1-la preliminare stabilizzazione della frana di monte, da ottenersi con l'alleggerimento dell'area di nicchia, mediante riprofilatura, e la contemporanea stabilizzazione del piede (colata a valle della strada SP100), mediante realizzazione di un fosso e di trincee drenanti principali e secondarie disposte sulla colata. Fasi2-3-il completo consolidamento della frana di monte, mediante la realizzazione di numero 5 pozzi strutturale di grande diametro all'interno dei quali realizzare aste drenanti e la successiva riprofilatura finale del versante.

Fase 4- il consolidamento e la protezione del tratto di strada che insiste sul pendio in frana. Tale consolidamento sarà realizzato numero 11 pozzi strutturali collegati rigidamente tra loro e ubicati immediatamente a valle della nuova viabilità. Tale intervento non ha funzione di consolidamento della frana nel suo complesso ma solo di un consolidamento locale e protezione a valle della strada.



*Figura 4 Sezione con riprofilatura definitiva (fase 3)*

La suddetta strategia di azione deve pertanto passare attraverso la definizione di una corretta sequenza temporale di esecuzione dei diversi interventi, e ciò allo scopo sia di consentire la realizzazione delle opere di sostegno in condizioni di sicura realizzabilità, sia di definire, per ognuno degli interventi previsti il reale ambito di esercizio. La ricostruzione del percorso di carico del versante è stata effettuata con una serie di analisi di stabilità agli Elementi Finiti, in cui ogni fase è stata successivamente simulata a partire da quella precedente. Per ogni fase esecutiva è stato possibile determinare un coefficiente di riduzione da applicare ai parametri di resistenza  $c'$  e  $\tan \varphi'$ , al fine di determinare un cinematismo per grandi spostamenti (rottura).

Tale coefficiente costituisce in effetti una possibile formulazione di Fattore di Sicurezza (in analogia al coefficiente  $\gamma$  definito negli Eurocodici), benché sostanzialmente differente da quella tradizionalmente definita dalle analisi con metodi all'Equilibrio Limite (LEM). E' stata così ottenuta sia la back

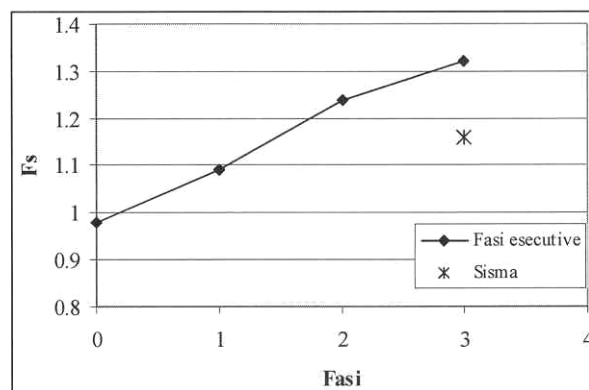
analysis del movimento franoso, che la valutazione delle spinte di interazione pozzo-terreno in fase di incipiente rottura del pendio. In questo modo è stato possibile ricavare l'andamento del fattore di sicurezza raggiunto nelle varie fasi di lavoro.

Allo stato attuale il rapporto delle forze stabilizzanti e in stabilizzanti vale 0,97 e ciò in ragione del fatto che è stata analizzata la sezione centrale, ovvero quella tra le altre, per cui il fattore di sicurezza è minimo.

Come mostrato dal grafico, la riprofilatura dell'area di monte e il drenaggio della colata consentiranno di raggiungere valori del coefficiente di sicurezza maggiori dell'unità (1,09): le successive fasi realizzative potranno avvenire a partire da una condizione di stabilità ancorchè precaria, che evidentemente diminuisce le sollecitazioni del versante sui pozzi.

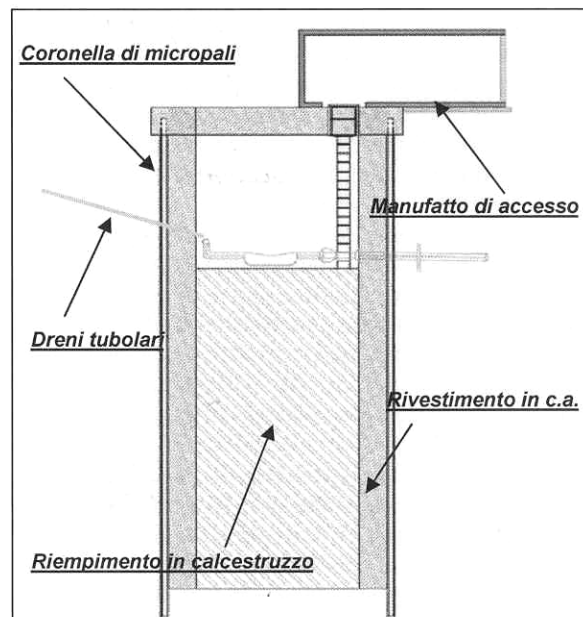
Con l'inserimento dei pozzi (fase 2) si assiste ad un sensibile incremento del fattore di sicurezza generale (FS=1,24), che risulta comunque limitato dal ridotto spessore dei depositi.

Per questa ragione si è ritenuto necessario prevedere una riprofilatura definitiva (fase 3), la quale, aumentando le dimensioni del cuneo passivo resistente, fornisce un ulteriore incremento di FS fino al valore finale di 1,32.



*Figura 5 Fattore di sicurezza dell'area di monte nelle diverse fasi esecutive*

In tali condizioni si verifica ancora la rottura passiva in prossimità della testa del pozzo, benché in questo caso si riscontrino anche l'incipiente ribaltamento del pozzo e la progressiva plasticizzazione dell'incastro.



*Figura 6 Sezione tipo dei pozzi strutturali*

Infine, allo scopo di fornire ulteriore verifica alla valutazione di FS effettuata con la succitata procedura di riduzione di resistenza (SRC), è stata eseguita una serie di analisi LEM, con i metodi di Morgestern-Price e di Spencer. Tale conferma si è resa necessaria anche alla luce di quanto riportato in letteratura (Cheng et al., 2006) circa le possibili significative divergenze tra gli FS calcolati con le due procedure per i casi, quali quelli in esame, di presenza di una banda a peggiori caratteristiche di resistenza al taglio ('soft band').

Il confronto fra i valori di FS calcolati con le due procedure ha fornito differenze sempre contenute nell'ordine di poche unità percentuali (4-5% al massimo).



## **Valutazione delle spinte sui pozzi**

I pozzi vengono impiegati nelle zone in frana con diverse funzioni:

- Contenimento del pendio;
- Protezione di pile di viadotti in aree di frana, o come elementi di fondazione;
- Come pozzi drenanti.

A differenza dei pali i pozzi sono strutture tozze in cui diventa importante il controllo sulle tensioni tangenziali e normali alla base del pozzo, e di quelle tangenziali lungo la superficie laterale dell'opera.

Pochi sono i contributi che si trovano in letteratura relativamente al dimensionamento di queste opere e, a livello operativo, sussistono molte incertezze circa la stima delle spinte trasmesse da parte del terreno in frana.

Tuttavia una prima distinzione circa le modalità di interazione con il corpo di frana, può essere effettuata in funzione dei rapporti di forma.

È infatti evidente che elementi tozzi e ravvicinati offriranno un comportamento a cortina forzando la superficie di rottura al di sopra del pozzo. Al contrario elementi più snelli e meno ravvicinati renderanno possibile la rottura del terreno intorno al pozzo.

Per quanto riguarda la cortina di pozzi (interassi comunque non superiori a due volte il diametro) il problema può essere schematizzato in condizioni piane di deformazioni (date le dimensioni dei pozzi è senz'altro questo il caso in esame).

Se invece i pozzi sono disposti a distanze superiori dovranno essere presi in considerazione effetti tridimensionali. Brandl (1993) fa riferimento ad una larghezza di influenza  $b'$  che usualmente viene posta minore di tre volte il diametro.

Secondo l'approccio tradizionale, in assenza di più precise informazioni il pozzo viene cautelativamente dimensionato massimizzando la spinta che la frana può esercitare su di esso.

Si ipotizza quindi che il terreno possa subire importanti scorrimenti all'intorno del pozzo, tali da mobilitare le condizioni di spinta passiva.

Analogamente da valle si ipotizza una distribuzione di pressioni che può, a seconda dei casi, variare tra 0 e condizioni di spinta attiva.

Si tratta tuttavia di un approccio che può rivelarsi molto conservativo e che, in molti casi pratici, conduce a valori di spinta assolutamente insostenibili, per spessori di frana già dell'ordine di 10-15 m.

## **Monitoraggio**

Per la realizzazione del progetto e per le analisi qui svolte si è fatto riferimento ai dati forniti da un sistema di monitoraggio consistito in alcuni inclinometri inseriti in varie fasi realizzative in alcuni fori di sondaggio, in una stazione di monitoraggio geotecnico automatico (inclinometro, piezometro e pluviometro) per la trasmissione in remoto installata nell'area di nicchia, e in attività di monitoraggio topografico mediante G.P.S. oltre alle misure effettuate da un estensimetro inserito nel pozzo.

Analizzando i dati relativi ai singoli tubi inclinometrici, si è riscontrata una velocità della frana compresa tra i 3 e 20 mm/gg nella zona più attiva con spostamenti di circa 100 cm in soli 2 mesi. Tutti gli inclinometri, ad esclusione di quello posizionato a monte dell'area di frana si sono rotti in corrispondenza del passaggio dal detrito di paleo frana alla vulcanite alterata e risultano essere inaccessibili.

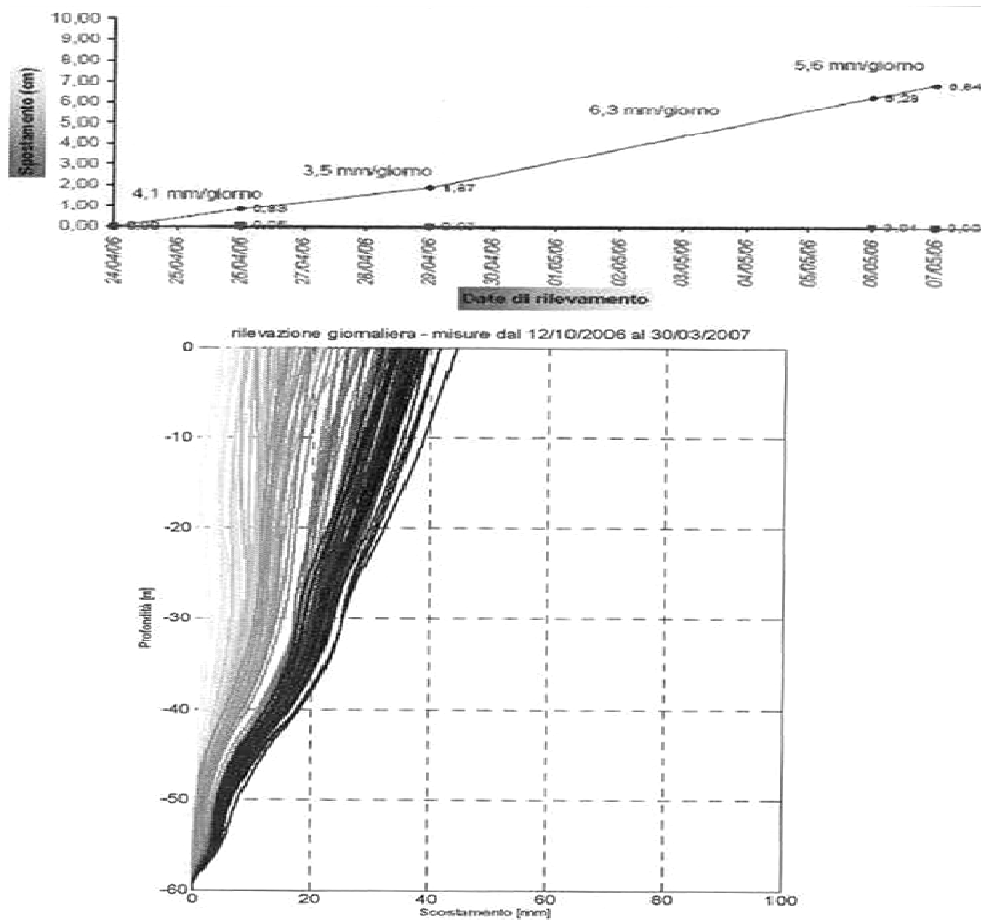


Figura 7 *Spostamenti orizzontali misurati manualmente nell'inclinometro S3 e spostamenti rilevati automaticamente dalla stazione integrata posizionata a monte dell'area in frana.*

I dati di monitoraggio hanno così consentito di ricostruire i vettori di spostamento e velocità della frana, nonché la profondità della superficie di scivolamento. Questi risultati sono stati pertanto propedeutici per la progettazione degli interventi di stabilizzazione.

Il sistema di monitoraggio strutturale del pozzo ha permesso di confrontare i dati acquisiti con quelli teorici delle analisi numeriche sia di progetto che qui effettuate, e perciò di validare le scelte adottate.

La strumentazione all'interno del pozzo è così composta:

1. Un inclinometro ad acquisizione automatica attrezzato con 6 sonde fisse posizionate all'interno del rivestimento in c.a. lato monte per il rilevamento delle rotazioni e degli spostamenti orizzontali del pozzo;

2. Sensori a fibre ottiche del tipo SOFO che si basa sull'interferometria per l'individuazione degli sforzi sul calcestruzzo e sulle armature del rivestimento in corrispondenza del lato monte e lato valle del pozzo;
3. Una cella di pressione con circuito idraulico ad olio per il rilevamento delle pressioni agenti sul pozzo;
4. Un estensimetro per valutare spostamento e direzione della testa del pozzo.

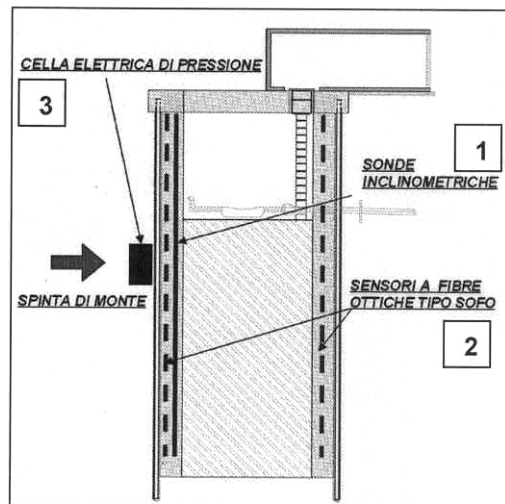


Figura 8 Schema di monitoraggio del pozzo strutturale

## **METODI DI STABILIZZAZIONE MECCANICA**

Lo scopo di questo tipo di interventi è incrementare il fattore di sicurezza introducendo forze/vincoli aggiuntivi.

Si distinguono due tipi di interventi:

1. **ATTIVI**: si generano forze aggiuntive indipendentemente dalla presenza del meccanismo di rottura.
2. **PASSIVI**: le forze aggiuntive nascono solo in seguito al meccanismo di collasso.

Il caso qui analizzato può essere considerato una combinazione di entrambi questi tipi; si avrà infatti che il pozzo genererà la sua spinta stabilizzante nei confronti della coltre in frana solo in seguito allo spostamento di essa e quindi si tratterà di comportamento passivo; ma l'azione del peso, viste le grosse dimensioni della struttura, fornirà un effetto stabilizzante di tipo attivo; in realtà si vedrà di seguito come questo sia del tutto trascurabile a scapito del primo che sarà perciò l'effetto dominante.

Di seguito verranno descritte le teorie utilizzate per il dimensionamento di palificate mentre successivamente verrà analizzato il caso dei pozzi portanti qui analizzato.

### **I pali**

Per poter dimensionare i pozzi e fornire una loro distribuzione spaziale è necessario innanzitutto:

- Valutare la forza  $F$  che il sistema deve trasmettere al terreno affinché il pendio sia stabilizzato;
- Verificare se l'opera ed il pendio localmente ad incipiente collasso sono in grado di scambiarsi reciprocamente delle azioni la cui risultante è pari o maggiore di  $F$ ;

- Verificare che la struttura sia in grado di sopportare la distribuzione di sforzi al contorno di cui al punto precedente;
- Verificare che il sistema sia opportunamente ancorato nel terreno stabile.

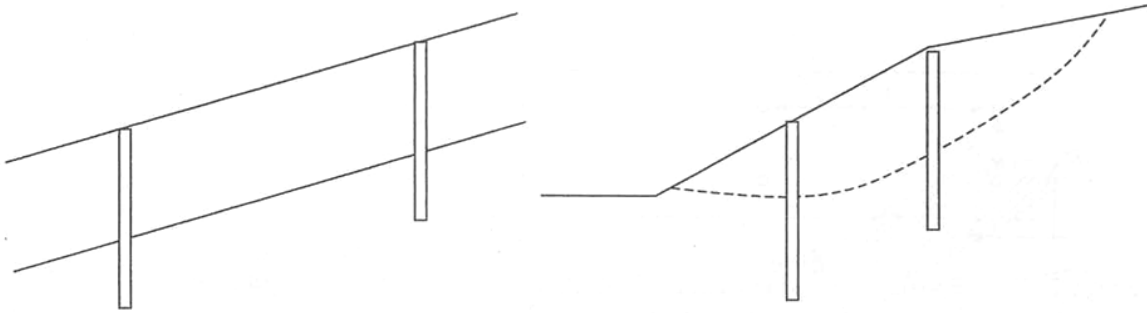


Figura 9

Per quanto concerne il primo punto è pratica comune sostituire al posto dell'inclusione la risultante delle forze la risultante che si scambiano l'inclusione ed il terreno. In figura 2 ci si riferisce ad una rottura traslazionale di una coltre detritica su di un substrato rigido. Si ipotizza una spaziatura  $S$  lungo la direzione  $y$  ed una spaziatura  $i$  lungo la direzione  $x$ .

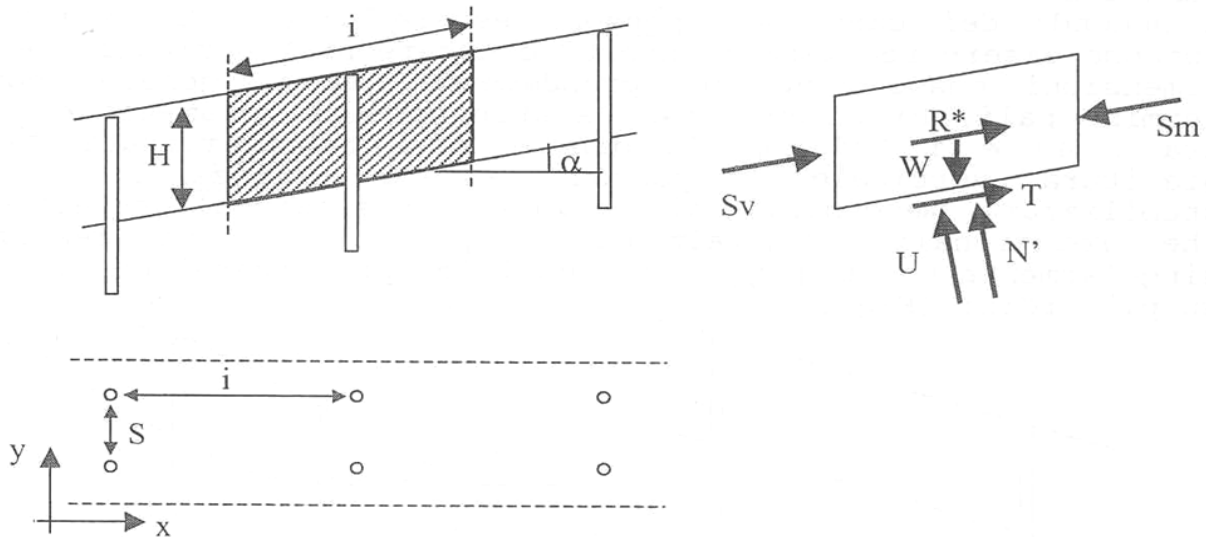


Figura 10 Esempio di palificata (sinistra); schema delle forze agenti sul concio evidenziato (destra)

Dall'equilibrio del concio di Fig. 2, osservando che ancora per simmetria le spinte agenti sulle pareti verticali del concio  $S_m$  da monte  $S_v$  da valle

saranno uguali, è possibile valutare la forza R che l'inclusione dovrà trasmettere al terreno (avendo ipotizzato un comportamento puramente ad attrito, caratterizzato da un angolo d'attrito  $\varphi'$  e un peso  $\gamma_{\text{sat}}$ )

$$F_S = \frac{\gamma' \tan \varphi' + \frac{R}{SiH \cos \alpha}}{\gamma_{\text{sat}} \tan \alpha} \quad (1)$$

Ove con S è stata indicata la spaziatura lungo x e con i quella lungo y. Da questa formula si evince che per valutare R (ipotizzando di fissare la geometria dell'intervento (S ed i) e la profondità del collasso (H), avendo preventivamente fissato FS, è necessario rispondere a tre domande:

1. Il palo ed il terreno, localmente, a rottura, sono in grado di scambiarsi una forza pari ad R?
2. Il pozzo è in grado di resistere a tale forza?
3. E' correttamente ancorato?

Nel caso di cinematisimo rotazionale, le cose si complicano, ma come mostrato in figura 3, è possibile operare in questo caso in due modi distinti:

- Si cancella l'inclusione e le si sostituisce una forza  $R^*=R/S$ ;
- Oppure si suddivide in due parti il dominio, una di monte rispetto al pozzo ed una posta a valle e si sostituisce al suo posto, come condizione al contorno una forza che tenga conto della presenza delle opere. Per ciò che riguarda la valutazione quantitativa di queste forze si rimanda alla sezione seguente di questo paragrafo.

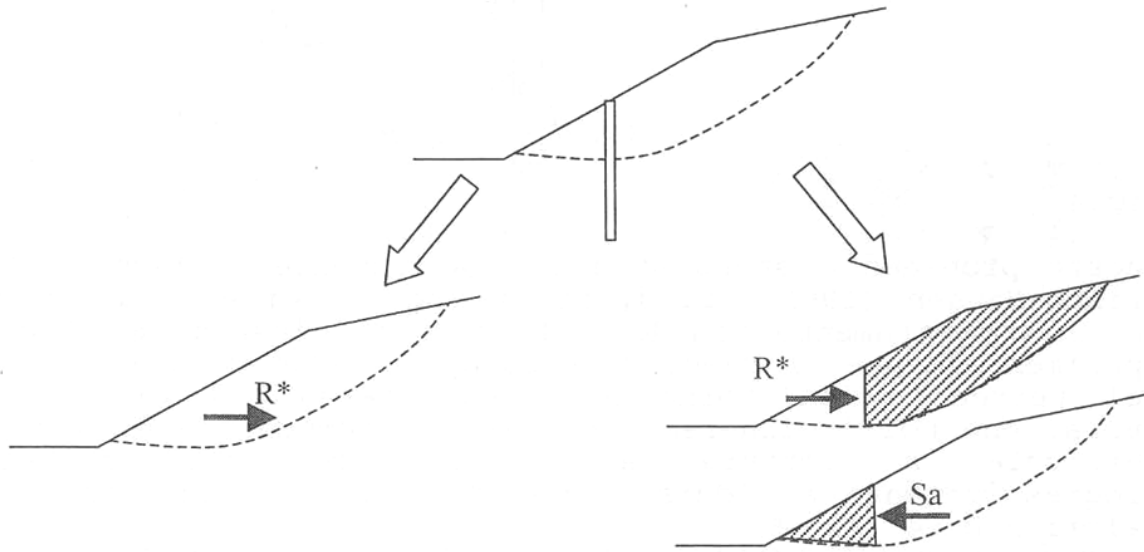


Figura 11 Approcci per la valutazione della forza  $R^*$

Nelle pagine seguenti ci si concentrerà allora sulla definizione di meccanismi di interazione a rottura che ci permettono, sotto ipotesi semplificative accettabili, di valutare le forze che il terreno ed il palo si scambiavano al variare della geometria del problema. In questa prospettiva sarà analizzato prima di tutto palo singolo isolato, poi una berlinese e quindi una fila di pali. Se indichiamo con  $p_s = p_s(z, D, S, \text{terreno})$  il valore della forza per unità di lunghezza che terreno e palo si scambiano, allora l'approccio qui seguito è quello di separare l'effetto geometrico associato ad  $S$  da quello relativo alla profondità  $z$  e del tipo di terreno.

## Il palo singolo

Si consideri la figura 4 nella quale è rappresentato un palo verticale, immerso in un semispazio infinitamente esteso. Il palo sia ipotizzato infinitamente rigido. A causa della forza orizzontale  $H$  applicata in sommità, il palo tende a ruotare e quindi a spostarsi in direzione orizzontale. Il fatto di prendere in considerazione un palo che si muove ed il terreno fermo o



viceversa non influenza in nessun modo il fenomeno di interazione meccanica.

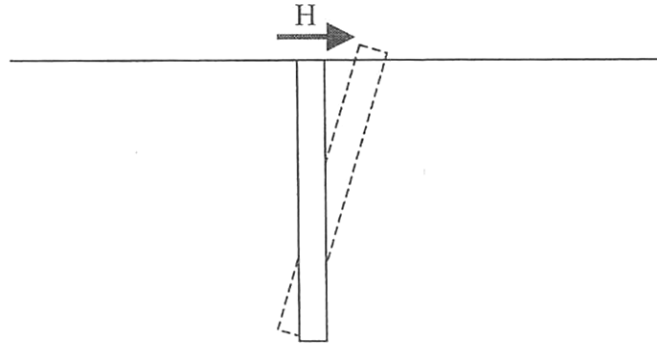


Figura 12

Questo problema è stato studiato estesamente da Brohms (1967) e Brinch Hansen (1961).

### **Il modello di Brinch Hansen**

Si ipotizzi ora il terreno caratterizzato da un comportamento rigido-perfettamente plastico e si descriva sperimentalmente il campo di spostamenti che si genera a rottura nel terreno nell'intorno del palo stesso. Al crescere della quota, che noi indicheremo con  $z/D$ , la componente di spostamento verticale a rottura all'interno del terreno continua progressivamente a ridursi sino ad annullarsi completamente per valori  $z/D > 4$  (fig.5).

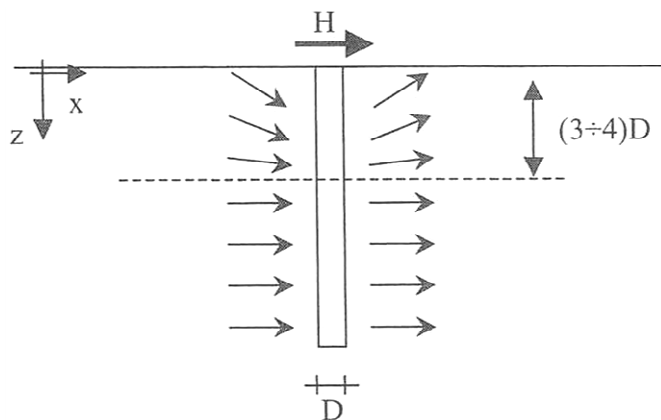


Figura 13 *Campo di spostamenti del terreno nell'intorno del palo.*

A rottura, per valori di  $z/D$  molto modesti domina il cosiddetto effetto parete e cioè il dominio di rottura è caratterizzato dalla presenza di due lobi, approssimativamente fra loro indipendenti, l'uno posto a destra e l'altro a sinistra. All'interno di queste due zone il campo di spostamenti è caratterizzato da due componenti dominanti: quella lungo  $z$  e lungo  $x$ . Lo stato di sforzo è prossimo a quello di spinta attiva a sinistra e di spinta passiva a destra. Lateralmente invece lo sforzo di taglio che si genera è del tutto trascurabile (Fig 6.a). per valori molto elevati di  $z/D$ , invece, il campo di spostamenti giace nel piano orizzontale  $x-y$  ed il problema può essere studiato in deformazioni piane. Il dominio a rottura è chiuso. Il terreno che è spinto nella parte di destra tende a rifluire lateralmente e, come evidenziato in fig 6.b, rifluisce alle spalle della sezione del palo.

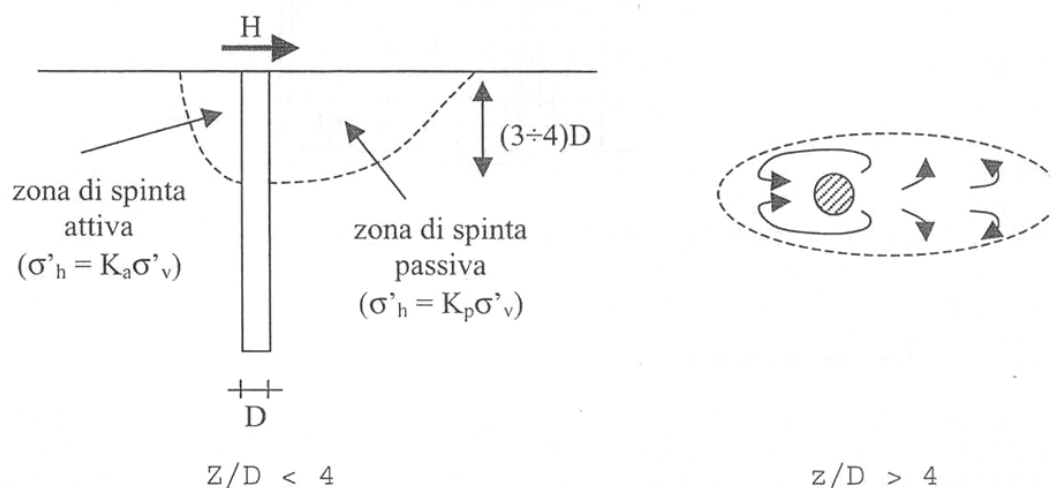


Figura 14 Meccanismi di rottura nell'intorno del palo al variare di  $z/D$ .

Questo problema è stato studiato anche mediante il metodo delle linee caratteristiche di Houlsby almeno per ciò che concerne i mezzi puramente coesivi. Le dimensioni del dominio a rottura sono funzioni di  $D$  e delle caratteristiche meccaniche del terreno a rottura.

Per  $z/D$  intermedi il meccanismo di rottura di riferimento è intermedio fra quelli descritti ed è per questo che, seguendo l'approccio empirico di Brinch Hansen è possibile scrivere:

(2)

Con  $N_q$  ed  $N_c$  coefficienti dimensionali, funzione di  $z/D$  e  $\varphi'$  (fig.7).

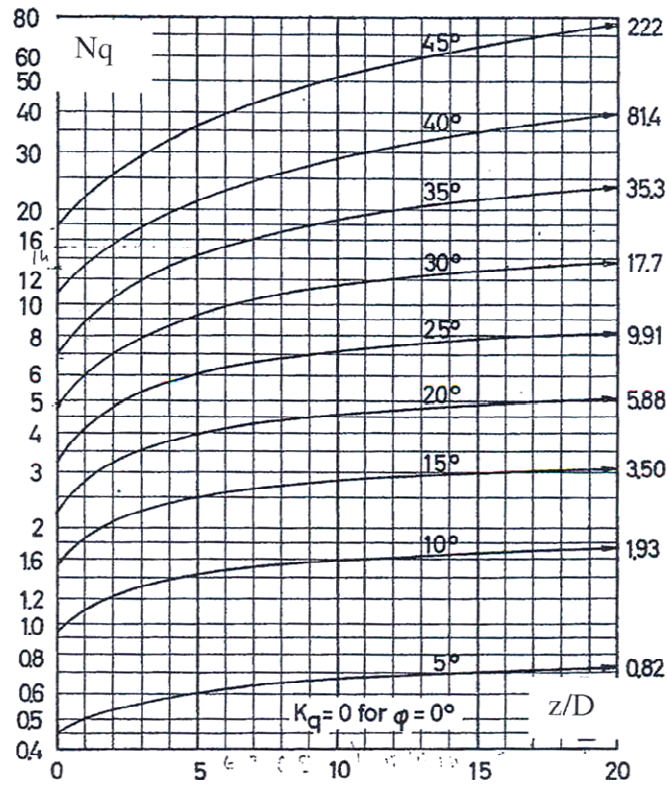


Figura 15 Coefficiente  $N_q$  in funzione di  $z/D$  e dell'angolo d'attrito del terreno.

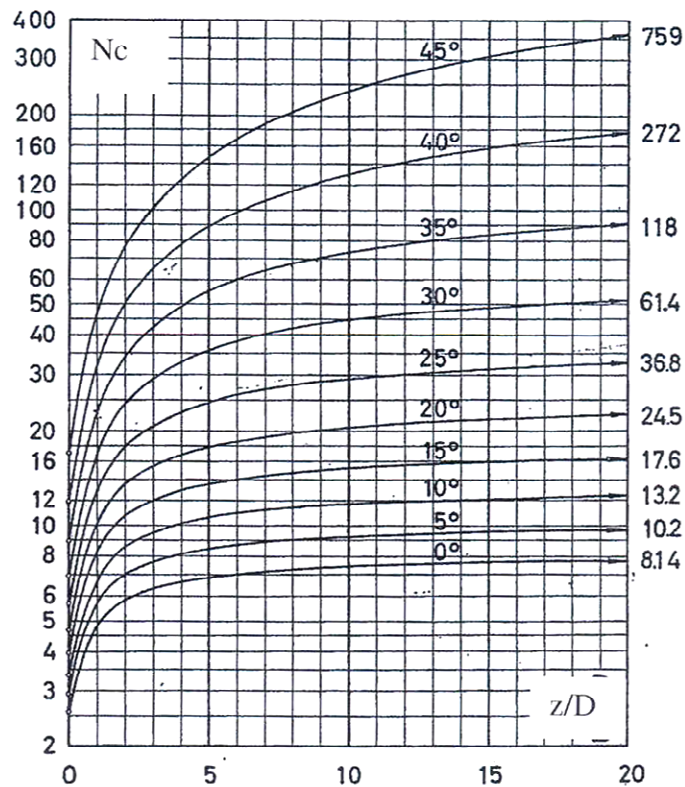


Figura 16 Coefficiente  $N_c$  in funzione di  $z/D$  e dell'angolo d'attrito del terreno.

### Il modello di Reese

Reese (1974) propose un altro modello per la stima del carico limite tra palo e terreno al variare della profondità a partire dal piano campagna. L'autore giunge alle formule sotto riportate attraverso delle prove sperimentali su pali d'acciaio di piccolo diametro caricati in testa ed immersi in terreno omogeneo non coesivo. Lungo il palo sono presenti degli estensimetri che leggono le deformazioni nel palo durante la prova. Egli osservò in analogia con quanto assunto da Brinch Hansen, un meccanismo di rottura a parete negli strati superficiali e un meccanismo di rottura piano nelle deformazioni per strati più profondi.

Le formule fornite da Reese & al. (1974), rispettivamente per il calcolo della portata limite in superficie e in profondità, sono le seguenti:

— — —

$$Q_{lim}^R = \min (Q_{sup}^R; Q_{prof}^R)$$

Oltre ai termini il cui significato è ben noto, si indica:

$$\beta = 45 + \varphi' / 2 ;$$

$$\alpha = \varphi' / 2 .$$

Reese non dà un valore di profondità per il quale si ha transizione dalla prima formula alla seconda, ma prescrive di utilizzare sempre il valore minimo ottenuto dalle due formule sopra citate.

Si osservi che l'autore giunge alla formulazione delle suddette espressioni attraverso prove sperimentali su pali di piccolo diametro imponendo una forza orizzontale solo sulla testa del palo.

Per quanto riguarda il caso qui studiato è subito evidente che essendo il pozzo una struttura tozza, non sarà possibile raggiungere le portate limite di profondità, ma il meccanismo di rottura sarà superficiale, sia considerando la teoria di Brinch Hansen che quella di Reese.

### **La berlinese**

Nel caso in cui i pali siano ravvicinati e perfettamente accostati fra di loro ( $S=0$ ), il sistema risulta essere assimilabile ad una paratia alla quale venga applicata una forza  $H$  in sommità (fig.8). se la paratia è assunta perfettamente rigida, il meccanismo di rottura è noto ed è caratterizzato da una zona a destra nella quale il terreno va a rottura in spinta passiva ed una a sinistra ove il terreno va a rottura in condizioni di spinta attiva e questo naturalmente per ogni profondità  $z$ .

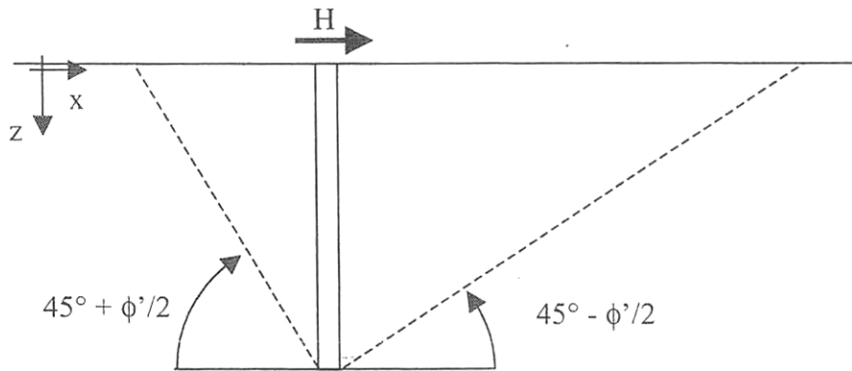


Figura 17 Meccanismo di rottura per una berlinese.

Conseguentemente:

(3)

Dalla equazione 3 risulta evidente che in questo caso il coefficiente  $N_q$  è indipendente dalla quota  $z/D$  in quanto il meccanismo di rottura è indipendente da  $z$ .

In questo modo se si utilizza  $p_s$  come valore di riferimento e si definisce un coefficiente moltiplicativo di rendimento  $\eta$  che è funzione della spaziatura  $S$  e delle caratteristiche meccaniche del terreno, è possibile valutare l'efficienza del sistema rispetto alla condizione di palo singolo. Ovviamente si ha che  $\eta < 1$ , in quanto si ritrova la soluzione del palo isolato, mentre  $\eta > 1$  poiché in generale  $p < p_s$ . Nel caso di palo singolo infatti, si è visto che i meccanismi di rottura profondi erano contenuti nel piano orizzontale, mentre nel caso della berlinese, il campo di spostamenti del terreno in condizioni di rottura ha anche componente verticale. All'aumentare della spaziatura  $S$ , quindi, il rendimento  $\eta$  tende ad aumentare, ma ovviamente (a parità di diametro) diminuisce il numero di pali per unità di lunghezza, e quindi la forza che terreno e palificata possono scambiarsi.

## **La teoria di Ito-Matsui**

Si considerino ora dei valori intermedi di  $S$ , naturalmente più prossimi a 0 che a  $\infty$ , in quanto si vuole ottenere un sistema efficiente in grado di stabilizzare il pendio e di conseguenza in grado di fermare il terreno a monte causando un detensionamento del terreno posto a valle dell'opera.

Da un punto di vista statico quello che si vuole ottenere è la formazione di un effetto arco nel piano  $x-y$ , cioè si cerca una condizione geometrica tale per cui il terreno compreso fra palo e palo sia in grado di scaricare le tensioni grazie alla nascita di sforzi di taglio ed alla formazione di puntoni caricati a compressione obliqui nel piano  $x-y$  (fig. 9a).

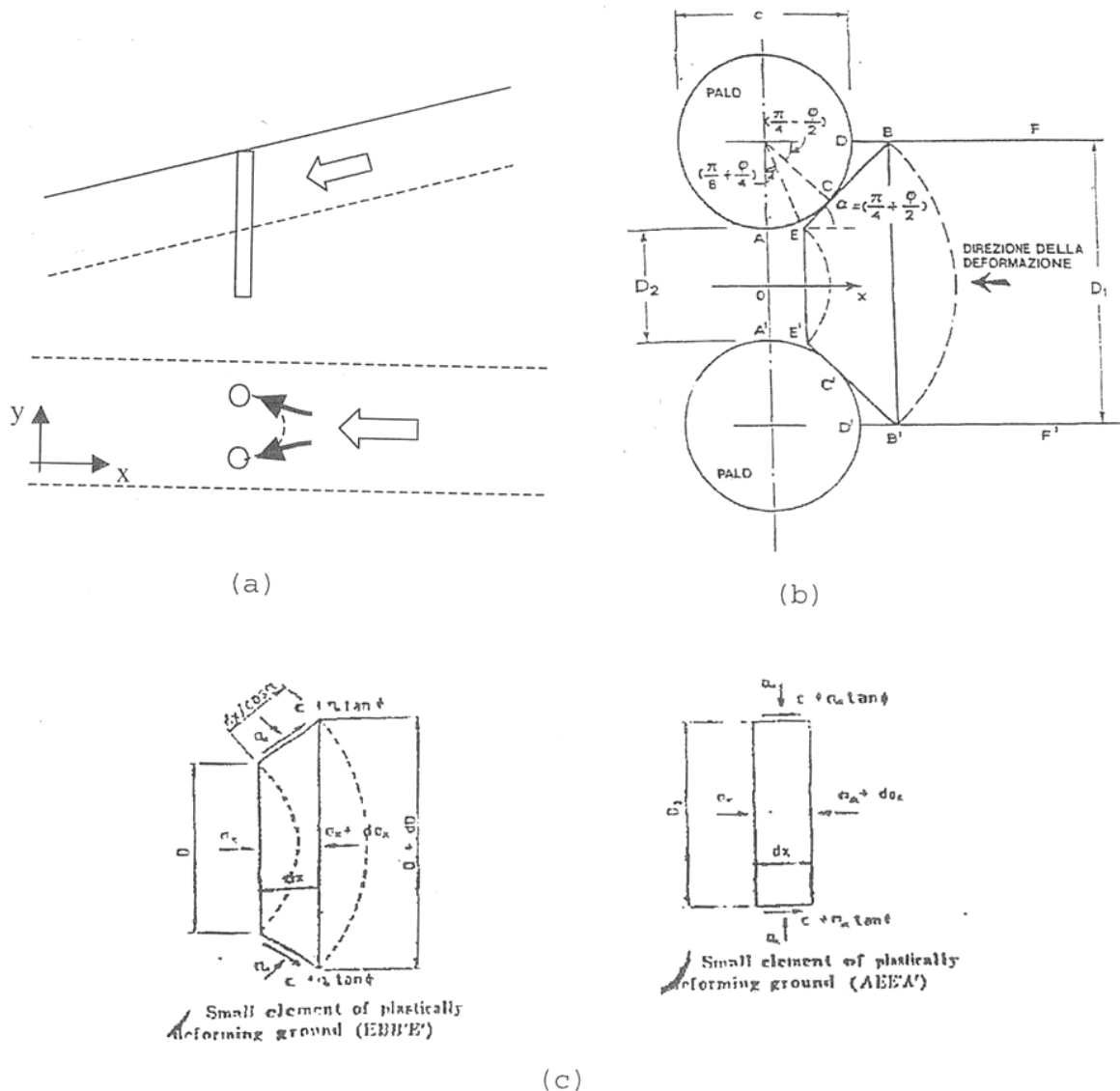


Figura 18 (a) formazione dell'effetto arco nel piano x-y tra due pali; (b) schematizzazione della frontiera pali-terreno; (c) stato di sforzo sui contorni AEE'A' e EBB'E'

Naturalmente, però, incrementando il valore della spaziatura  $S$ , l'inclinazione del puntone aumenta, e l'effetto arco stenta a nascere. Questo problema di natura geometrica sarà ripreso nel seguito.

Si consideri allora la geometria di figura 9a, ci si riferisce ad un'unica fila di pali, si ipotizzi per semplicità uno strato di terreno sciolto posto su un piano orizzontale e si ipotizzi che i pali siano infinitamente rigidi e che tutti si muovano contemporaneamente verso destra.



Per valutare la forza che si scarica si utilizzi allora la teoria semplificativa di Ito-Matsui (1975). Ci si ponga cioè ad una profondità elevata, tale per cui, così come osservato anche empiricamente per il palo singolo, il campo di spostamento risulta giacente nel piano x-y.

Il metodo di Ito-Matsui si basa sulle seguenti ipotesi aggiuntive:

- Il comportamento abbia comportamento rigido plastico;
- Il materiale sia caratterizzato da un involucro di rottura alla Mohr-Coulomb;
- La spaziatura fra i pali permetta la nascita dell'effetto arco e di conseguenza il terreno a sinistra della fila di pali si trovi in spinta attiva.

Gli autori osservano che grazie alle ipotesi introdotte il problema può essere assimilato a quello di corpo deformabile che deve passare attraverso un restringimento. In particolare gli autori assumono di poter innanzitutto regolarizzare la frontiera tra palo e terreno (fig.9b) e di suddividerla in due sottodomini.

Scrivendo l'equilibrio in direzione x sia per il rettangolo AEE'A' che per il trapezio EBB'E' è possibile (a patto di introdurre altre semplificazioni meccanicamente poco convincenti ma ragionevoli da un punto di vista quantitativo) arrivare a valutare lo sforzo lungo x sulla frontiera del trapezio di destra. In particolare, sulla frontiera di sinistra del rettangolo (fig. 9c):

$$\sigma'_x = K_A \gamma' z - 2c' \sqrt{K_A} \quad (4)$$

Ipotizzando che sulle facce laterali (inferiore e superiore) del rettangolo:

$$\sigma'_y = K_P \sigma_x + 2c' \sqrt{K_A} \quad (5a)$$

E:

$$\tau = \sigma'_y \tan \varphi' + c'. \quad (5b)$$

Dall'equilibrio in direzione x del rettangolo rappresentato in figura, le dimensioni del quale sono ivi specificate, è possibile valutare lo stato di sforzo in direzione x sulla faccia a destra del rettangolo in questione. Infatti è possibile scrivere la seguente equazione differenziale:

$$(S - D)d\sigma'_x = 2\sigma'_x \tan\varphi' dx \quad (6a)$$

Da cui (nel caso di materiale puramente ad attrito):

$$\sigma'_x(\text{lungo } EE') = \frac{D}{4} \exp\left(\frac{\tan\varphi' D}{2(S-D)}\right) + K_a \gamma z \quad (6b)$$

Dalla 6b si evince che l'effetto dello sforzo di taglio sull'andamento dello sforzo  $\sigma'_x$  è funzione della spaziatura S, ed in particolare il valore dello sforzo decresce al crescere di S. Questo discende dall'ipotesi che lo stato tensionale all'interno del rettangolo non sia in funzione in nessun modo di y e questo è approssimativamente vero soltanto se il rapporto S/D è sufficientemente piccolo.

Analizzando analogamente il trapezio è possibile, nota la giacitura dei lati, e utilizzando ancora sui due lati obliqui la (5) e la (6) ove però al posto di  $\sigma'_y$  bisogna intendere  $\sigma'_n$ , quantificare il valore di  $\sigma'_x$  sulla frontiera di destra.

Conseguentemente è possibile stimare il valore della spinta sul singolo palo (in termini di forza per unità di lunghezza) come differenza tra la forza diretta lungo x che viene da monte meno quella a valle:

$$p = A_c \left\{ \frac{1}{N_\phi \tan\varphi'} \left[ \exp\left(\left(\frac{D}{S-D}\right) N_\phi \tan\varphi' \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi'}{4}\right)\right) - 2\sqrt{N_\phi} \tan\varphi' - 1 \right] + \frac{2\tan\varphi' + 2\sqrt{N_\phi} + 1/\sqrt{N_\phi}}{\sqrt{N_\phi} \tan\varphi' + N_\phi - 1} \right\} - c' \left( S \frac{2\tan\varphi' + 2\sqrt{N_\phi} + 1/\sqrt{N_\phi}}{\sqrt{N_\phi} \tan\varphi' + N_\phi - 1} - \frac{2(S-D)}{\sqrt{N_\phi}} \right) + \frac{\gamma z}{N_\phi} \left\{ \frac{A_c}{c} \exp\left(\left(\frac{D}{S-D}\right) N_\phi \tan\varphi' \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi'}{4}\right)\right) - (S - D) \right\} \quad (7)$$

Ove:

$$N_\phi = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

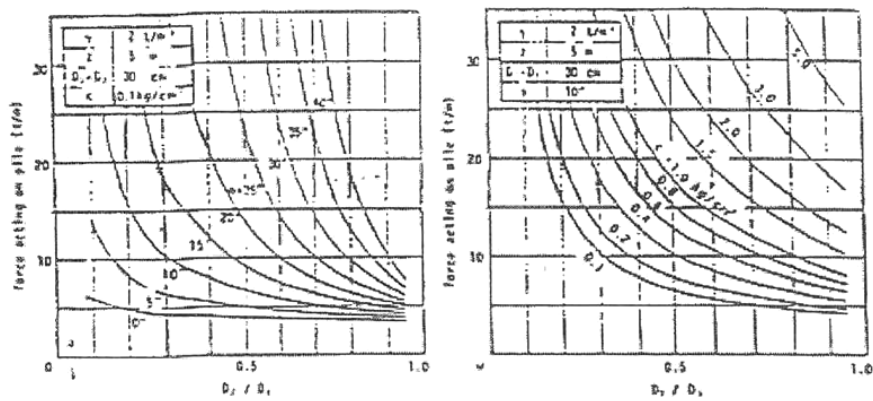
E

$$A_c = c(S - D) \left( \frac{S}{S-D} \right) (\sqrt{N_\phi} \tan \varphi' + N_\phi - 1) \quad (8)$$

Mentre in condizioni non drenate la stessa formula diventa:

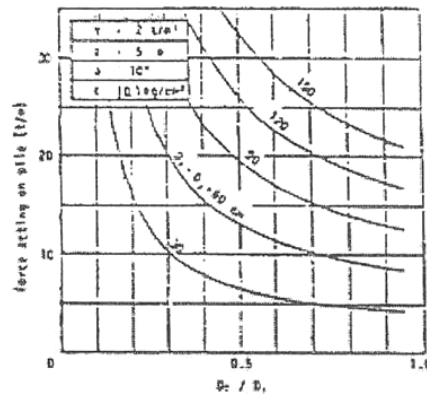
$$p = c \left\{ s \left[ 3 \ln \left( \frac{S}{S-D} \right) + \left( \frac{D}{S-D} \right) \tan \varphi' \tan \left( \frac{\pi}{8} \right) \right] - 2D \right\} + \gamma z D \quad (9)$$

In fig.10 l'andamento di  $p$  in funzione del rapporto  $(S-D)/S$  è riportato al variare dell'angolo d'attrito interno del materiale, del diametro del palo e della coesione  $c'$ , rispettivamente. Si noti che quando il rapporto  $(S-D)/S$  è pari all'unità si sta considerando la condizione di palo singolo, mentre quando questo rapporto è pari a 0 si sta considerando la berlinese di cui al punto precedente. Come già anticipato, però, in entrambi i casi in considerazione questo tipo di soluzione perde di validità.



The effect of angle of internal friction  $\phi$

The effect of cohesion  $c$



The effect of pile diameter ( $D_2 - D_1$ )

Figura 19 Andamento di  $p$  in funzione del rapporto  $D_2/D_1$  al variare dell'angolo d'attrito interno del materiale, della coesione  $c$  e del diametro del palo.

## L'effetto arco

Nei paragrafi precedenti sono stati considerati tre casi: il primo è quello di un palo isolato (per il quale l'interazione diretta fra i pali è nulla), il secondo è quello di una palificata continua (per il quale quindi il problema 3D si riduce a bidimensionale), infine il caso studiato da Ito-Matsui, per il quale la certezza della formazione dell'effetto arco nasce dall'ipotesi di considerare spaziature sufficientemente piccole. Ciò che non è stato assolutamente definito, però, è la spaziatura limite  $S^*$  per la quale si ha la certezza che l'effetto arco nasca e per la quale si possa considerare efficiente il metodo.

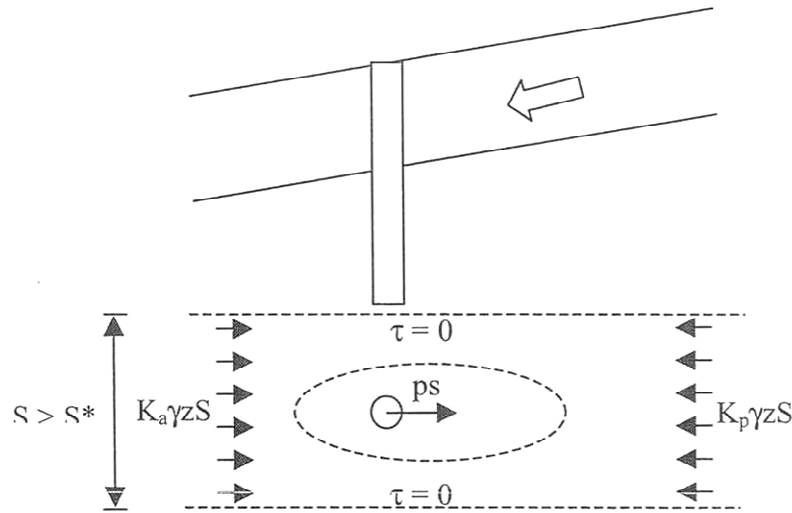


Figura 20 Meccanismo di rottura per  $S > S^*$

A tal fine si consideri la figura 11. Si ipotizzi che il singolo palo non interagisca con i suoi vicini. In questo caso la forza per unità di profondità di profondità che localmente palo e terreno si trasmetteranno sarà pari a  $p_s$  così come definito nella (2).

Il problema a questo punto consiste nel capire se tale forza sia in grado di stabilizzare la fascia del terreno in figura rispetto a tutto il terreno di monte e quello di valle. Se così fosse, a monte si genererebbe uno stato di sforzo pari a  $K_p \gamma z$  mentre a valle, nelle zone esterne a tale fascia, si avrebbe uno stato di sforzo pari a  $K_a \gamma z$ . In maniera molto semplificativa la berlinese sarebbe sostituita da una pseudo struttura di sostegno internamente deformabile in grado di stabilizzare localmente il pendio.

A questo punto ricordando che lungo le pareti laterali (per simmetria) non può nascere alcuno sforzo di taglio e ipotizzando ad esempio di considerare un materiale puramente granulare possiamo definire l'equilibrio globale in direzione  $x$  del sistema così definito come:

$$- \quad (10)$$

Da cui l'ottimo di progettazione può essere ottenuto come:

(11)

In figura 12 è mostrato a scopo indicativo l'interfaccia fra la retta – e la funzione non lineare – che rappresenta l'ottimo progettuale.

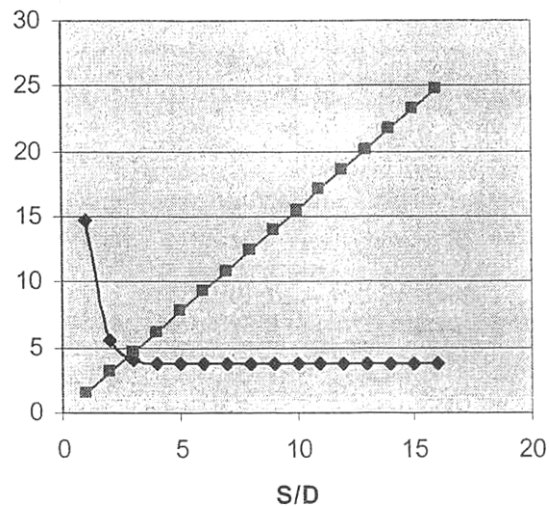


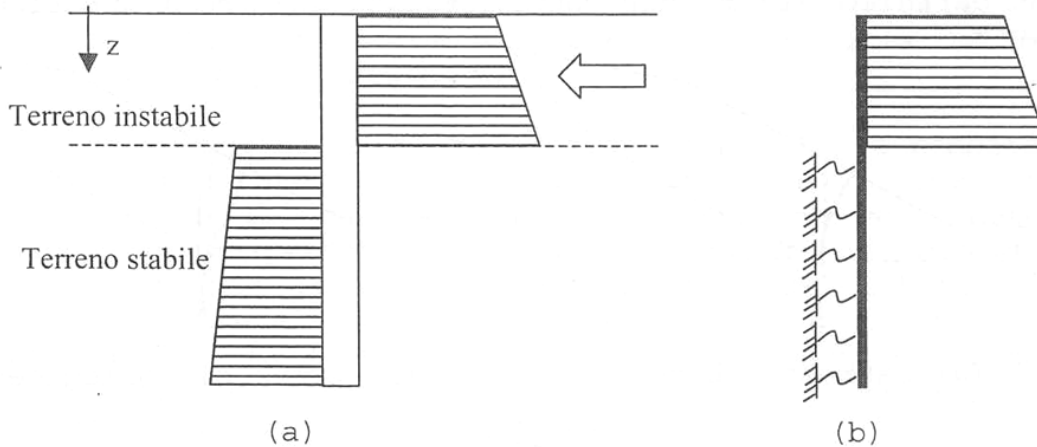
Figura 21 *Determinazione del valore S/D ottimo.*

Al variare delle caratteristiche del terreno cambierà sia la pendenza della retta che la forma della curva. Per valori di S/D maggiori dell'ascissa dell'intercetta  $S^*/D$  non si formerà l'effetto arco, per valori inferiori l'effetto arco è assicurato, ma l'effetto stabilizzante ottenuto sarà vincolato non dal valore valutato mediante il metodo di Ito-Matsui ma da quello definito dalla retta.

## Progettazione della struttura

Consideriamo ora il singolo palo e cerchiamo di studiare in quale modo sia possibile arrivare a un suo dimensionamento, nota la forza per unità di lunghezza che, in condizioni di rottura del terreno circostante, presumibilmente graverà su di esso. In figura 13 a è rappresentata un'ipotetica distribuzione di forze applicate alla struttura. Si osservi che sotto la linea di rottura la distribuzione di forze si inverte di segno, in

quanto in quella zona è facile ipotizzare che il terreno sia fermo mentre il palo si muove orizzontalmente.



*Figura 22 (a) distribuzione approssimata dei carichi sul palo; (b) schematizzazione della trave su suolo elastico.*

Naturalmente, nota questa distribuzione di forze per unità di lunghezza è facile predimensionare l'opera, valutare cioè la sua lunghezza totale (l'affondamento nella zona stabile di terreno). Per ciò che concerne invece il dimensionamento delle armature necessarie al fine di evitare la nascita di cerniere plastiche si deve descrivere il processo di interazione locale. Questo è necessario anche al fine di verificare le ipotesi di partenza.

Infatti nella valutazione della distribuzione di forze sul palo, la sezione del palo ad una quota qualsiasi  $z$  era stata considerata oltre che rigida anche totalmente immobile. Per fare questo è possibile utilizzare la teoria della trave su letto di molle elasto-plastiche come in Figura 22b. in particolare la parte di palo interagente con lo strato di terreno interno al meccanismo di rottura sarà ipotizzata caricata da un carico noto mentre soltanto nella parte di palo immersata all'interno del terreno stabile saranno introdotte le molle. In questo modo si trascura la continuità all'interno del terreno.

Le singole molle saranno caratterizzate da carichi limite per unità di lunghezza valutati come definito ai punti precedenti e da rigidezze elastiche equivalenti stimabili una volta nota la profondità e le caratteristiche

elastiche del materiale o mediante analisi ad elementi finiti bidimensionali ad hoc.

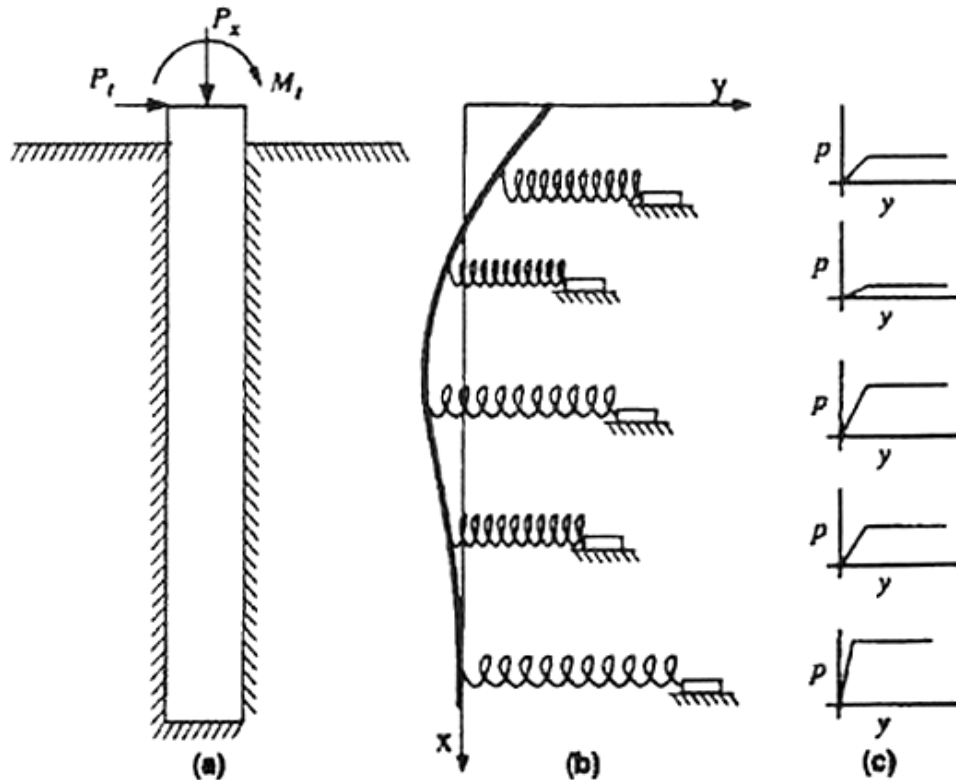


Figura 23 modello di palo caricato lateralmente: (a) visione laterale (b) come linea elastica (c) curve sforzo-deformazioni delle singole molle a varie profondità

In questo modo è possibile stimare oltre che lo sforzo anche la deformata del sistema. Nel caso gli spostamenti in sommità siano eccessivi e quindi neppure compatibili con le ipotesi fatte è possibile ridurli in vari modi ; nel caso qui analizzato trattandosi il pozzo di una struttura rigida, l'unico modo è introdurre dei tiranti.

## Pozzi drenanti portanti

Rispetto ai pali i pozzi presentano due grosse differenze; essi sono infatti:

1. Strutture rigide, hanno dunque un inflessione trascurabile e momento d'inerzia molto elevato per via dei grossi diametri;

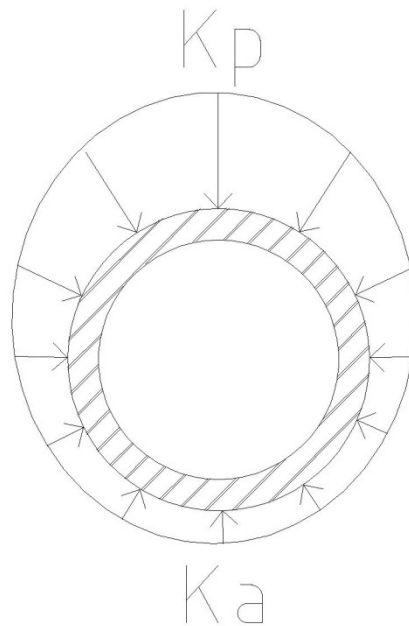


2. Strutture cave, la sezione può perciò non essere rigida, e andrà perciò studiata la sezione trasversale.

La caratteristica principale di queste strutture è di avere un rapporto D/L prossimo all'unità, con diametri da 4 metri in su. In genere sono strutture cave riempite con materiale drenante. La struttura anulare in C.A. di spessore  $s$ , è dotata di fori e tubazioni che permettono il passaggio all'esterno dell'acqua. Dal punto di vista strutturale, la differenza di rigidità tra C.A. e terreno interno, fa sì che si possa trascurare la presenza del terreno interno nella progettazione. E' anche possibile riempire il pozzo con ulteriore C.A. per dare un'ulteriore forza stabilizzante al pendio grazie al peso della struttura.

A resistere sono infatti esclusivamente la struttura anulare, per la quale bisogna dimensionare uno spessore sufficiente ad impedire l'ovalizzazione; essendo cava infatti, la sezione non può più essere considerata rigida. Spesso allora si valuta anche la possibilità di introdurre dei puntoni, setti irrigidenti, in direzione parallela a quella della spinta del terreno, in modo da evitare lo schiacciamento in quella direzione.

Strutture di questo tipo saranno dimensionate lungo la direzione verticale come strutture flessionali (vedi pali), mentre nella sezione trasversale bisogna fare in modo che sia rigida. E' opportuno quindi valutare lo stato tensionale ( $\sigma_n$ ) della singola sezione, che risulta soggetta allo sforzo schematicamente rappresentato in figura 14.



**Figura 24** Stato tensionale di una sezione di un pozzo

In particolare si nota che la sezione non è caricata simmetricamente:

a monte del palo, dove il terreno tende a scorrere, si ha una situazione di spinta passiva. A valle si avrà una spinta pseudo attiva. Nella zona centrale si avrà invece una situazione intermedia con dipendenza dal meccanismo di rottura che ha luogo. Si osserva quindi che la  $\sigma_n$  varia a seconda della sua direzione di applicazione. Nel caso dei pali a sezione piena (rigida), è possibile valutare la forza di trascinamento  $F_D$  del terreno sulla struttura senza tener conto di quale configurazione di sforzi portasse a tale forza di trascinamento. In generale l'andamento degli sforzi sarà funzione anche della spaziatura tra gli elementi; il caso qui studiato si basa sulle informazioni raccolte da un solo pozzo isolato non ancora collaborante con altri elementi di sostegno; questa è una situazione frequente nel caso dei pozzi portanti poiché anche se questi dovranno essere realizzati in modo da formare una sorta di palificata, i tempi lunghi di realizzazione di ciascuno di essi costringono a verificare l'opera in caso di struttura isolata.

Un'altra caratteristica è che la configurazione degli sforzi dovrà essere simmetrica rispetto all'asse della direzione del movimento della coltre e

questo perciò sarà considerabile asse di simmetria utilizzabile per il dimensionamento dell'opera; rispetto al caso dei pali la discretizzazione dovrà prevedere un solo asse di simmetria e un dominio di interazione maggiore. Quanto detto finora è valido in profondità, cioè laddove sia trascurabile lo spostamento verso l'alto del terreno; solitamente si identifica questa profondità per valori del rapporto  $z/D > 3-4$  quindi non previste nel caso in questione essendo l'elemento molto tozzo.

Gli sforzi in 'superficie' (nel nostro caso dunque lungo tutta la struttura) andranno perciò valutati considerando lungo l'asse di spostamento, a monte una spinta passiva, a valle una spinta attiva; andrà cercata una funzione discreta dell'angolo  $\alpha$  (distribuzione di  $\sigma$ ) tale da andare a equilibrare la spinta risultante di interazione tra pozzo e terreno.

Esistono diverse teorie per la valutazione dell'andamento degli sforzi e la valutazione delle spinte e verranno descritte in seguito.

I valori di sforzi ottenuti in superficie generalmente non sono tali da generare criticità per la struttura. La sezione più critica è quella più profonda facente parte cioè dell'incastro, dove, dato il funzionamento a mensola del sistema, si scaricano le azioni; spesso il diametro del pozzo allora non è sufficiente a verificare la struttura e dunque si preferisce adottare i setti in C.A. o, come nel caso in questione, utilizzare una sezione piena.

### **Macroelemento Nova-Montrasio**

Come già detto, la caratteristica che differenzia principalmente il comportamento di un palo da quello di un pozzo, è la rigidità flessionale; questa è governata dalla geometria dell'elemento considerato. Il pozzo risulta essere tozzo poiché le dimensioni della base risultano essere paragonabili a quelle dell'altezza dell'elemento.

Durante le analisi qui svolte, allora, si è cercato di inserire questa caratteristica all'interno delle tipiche analisi svolte per i pali; si è allora

deciso di svolgere un'analisi come per i pali, considerando inoltre il comportamento della fondazione, solitamente ignorato per i pali, vista le ridotte dimensioni della base.

Per valutare il comportamento della fondazione si è deciso di inserire nell'analisi a elementi finiti il Macroelemento Nova-Montrasio; esso come caratteristica fondamentale ha quella di semplificare notevolmente l'interazione di fondazione tra terreno e struttura, eliminando la complessa discretizzazione usuale, usando un solo elemento che sarà in grado assimilare le caratteristiche necessarie a modellare il reale comportamento di struttura e terreno.

Di seguito verrà mostrata la teoria che sta alla base della modellazione tramite il macroelemento Nova-Montrasio.

**Interazione terreno-struttura: il macroelemento elasto-plastico-incrudente Nova-Montrasio.**

Si consideri la fondazione in figura 15 con profondità  $B$ , soggetta a un carico verticale  $V$ , ad un carico orizzontale  $H$  e a un momento  $M$ . Le variabili convenientemente adimensionalizzate, possono essere raccolte in un vettore  $Q$  di sforzi generalizzati, mentre le deformazioni corrispondenti possono essere raccolte in un vettore  $q$ ;

$$Q = \begin{Bmatrix} \xi \\ h \\ m \end{Bmatrix} = \frac{1}{V_m} \begin{Bmatrix} V \\ H/\mu \\ M/(\psi B) \end{Bmatrix} \quad q = \begin{Bmatrix} \eta \\ \varepsilon \\ \varsigma \end{Bmatrix} = V_m \begin{Bmatrix} v \\ \mu u \\ \psi B \theta \end{Bmatrix} \quad (12)$$

dove  $\mu$  e  $\psi$  sono due parametri costitutivi che regolano la forma del luogo di rottura,  $V_m$  è il carico di collasso quando  $H=M=0$  e  $v$  è la rotazione della fondazione.

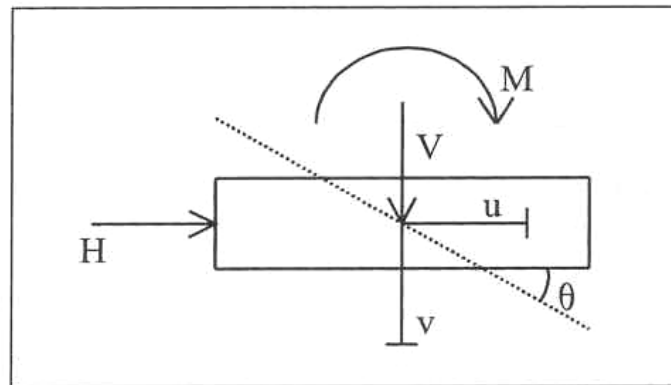


Figura 25 Schema della fondazione superficiale dei cairchi e delle deformazioni

Queste variabili possono essere incrementalmente connesse tra loro da una matrice di conformità generalizzata C:

(13)

Infatti il comportamento del terreno è non lineare e irreversibile. Inoltre C dipende dallo stato di sforzo generalizzato, dalla direzione nello spazio degli sforzi dell'incremento di sforzo, e dalla storia del macroelemento, tramite un gruppo di variabili nascoste.

Si assume che esista una funzione di carico  $f$  che delinea il confine tra il carico vergine associato a deformazioni plastiche permanenti e carico-scarico che si assume senza deformazioni. La 'direzione' dell'incremento di carico  $dq$  quando avvengono deformazioni plastiche è data da un potenziale plastico  $g$  dipendente anch'esso dallo stato di sforzo:

— (14)

Il valore del moltiplicatore plastico  $\lambda$  dipende dall'intensità dell'incremento di carico e dalla storia del macroelemento tramite un coefficiente noto come modulo di incrudimento K

— — (15)

Dove la tilde indica un vettore trasposto. Nel campo plastico la matrice di conformità è dunque data da:

$$C = \frac{1}{K} \frac{\partial g}{\partial Q} \frac{\partial f}{\partial \bar{Q}} \quad (16)$$

Sia la funzione di carico che il potenziale plastico, dipendono da due parametri costitutivi ( $f$  da  $\mu$  e  $\psi$ ,  $g$  da  $\lambda\mu$  e  $\chi\psi$ ). La funzione di carico dipende dalla storia tramite un parametro  $\rho_c$  che dipende a sua volta dalle deformazioni plastiche generalizzate e da quattro altri parametri ( $R_0$ ,  $V_m, \alpha, \gamma$ ).

Il parametro di incrudimento  $\rho_c$  dà l'intercetta della funzione di carico con l'asse  $V/V_m$ . Può essere interpretato come una sorta di sforzo di pre-consolidazione come nei modelli di plasticità incrudente, come il modello di Cam Clay. Quando  $\rho_c$  raggiunge il valore limite 1 la funzione di carico coincide con il luogo di collasso. In questo caso l'intercetta con l'asse delle  $V$  è  $V_m$ .

La legge che governa l'evoluzione di  $\rho_c$  con gli spostamenti gioca il ruolo di legge di incrudimento del materiale e permette di determinare  $K$ :

$$K = - \frac{\partial f}{\partial \rho_c} \frac{\partial \rho_c}{\partial |\bar{q}|} \left| \frac{\partial g}{\partial Q} \right| \quad (17)$$

Può essere dimostrato che  $K$  è la rigidezza iniziale della fondazione sotto carichi verticali centrati mentre  $V_m$  è il carico di collasso nelle medesime condizioni. I parametri  $\mu$  e  $\psi$  governano la forma della funzione di carico, mentre  $\lambda\mu$  e  $\chi\psi$  governano quelle del potenziale plastico. Un altro parametro di forma  $\beta$  è comune ad entrambe e può essere preso come costante ( $\beta = 0.95$ ), poiché sembra essere lo stesso per differenti tipi di fondazioni e sabbie. I parametri  $\alpha$  e  $\gamma$  controllano l'evoluzione della legge di incrudimento. Fondamentalmente sono necessari solo 3 tipi di test per determinare tutti questi parametri: carico verticale centrato, uno con carico inclinato e uno con carico eccentrico.

Nel più semplice dei casi questo gruppo può essere raggruppato in una sola variabile  $\rho_c$ , controllando le dimensioni del dominio dentro il quale il comportamento è considerato elastico lineare. Se lo stato di sforzo si trova all'interno del dominio elastico come ad esempio il punto A in figura 16, dove sono state considerate solo forze verticali e orizzontali per semplicità, ogni incremento di sforzo generalizzato darà origine a deformazioni reversibili; la fondazione avrà lo stesso comportamento elastico quando lo sforzo generalizzato si trova sul confine del dominio, come nel punto D, e l'incremento di sforzo è diretto verso l'interno del dominio (percorso DE). Al contrario quando l'incremento di sforzo è diretto all'esterno (percorso DF), le deformazioni generalizzate saranno in parte irreversibili.

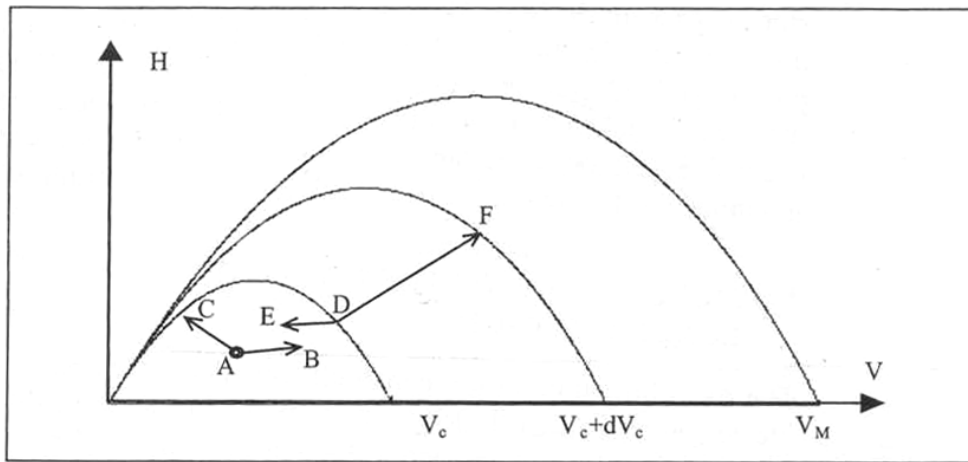


Figura 26 *Modello Nova & Montrasio (1991): definizione del dominio elastico e la sua evoluzione*

Data una funzione di carico  $f$  nello spazio adimensionale 3D  $\xi$ - $h$ - $m$  che definisce il dominio elastico, e un potenziale plastico (Nova-Montrasio (1991)):

$$(18)$$

$$(19)$$

Dove  $\lambda, \chi, \beta$  sono parametri costitutivi,  $\rho_c$  è una variabile di stato, mentre  $\rho_g$  è una variabile fittizia.

Il gradiente di  $g$  definisce la direzione della parte irreversibile dell'incremento di deformazioni generalizzate. Una volta che è introdotta la legge di incrudimento.

$$d\rho_c(dq^{pl}) = (1 - \rho_c) \frac{R_0}{V_m^2} \left[ d\eta + \frac{\alpha|d\varepsilon|}{\mu} + \frac{\gamma|d\zeta|}{\psi} \right] \quad (20)$$

E la legge di consistenza è soddisfatta, cioè  $df=0$ , è possibile derivare l'incremento di deformazioni plastiche. Quando avvengono deformazioni plastiche il valore di  $\rho_c$  si aggiorna e la dimensione del dominio elastico aumenta. Quando  $\rho_c$  raggiunge il valore unitario non è consentito un ulteriore incrudimento. Allora il punto di snervamento associato è il punto di rottura.

Nell'equazione 16 le variabili  $\alpha, \gamma$ , e  $R_0$  sono parametri costitutivi. In particolare  $R_0$  dà il valore iniziale della rigidezza nella curva sforzi-deformazioni.

Il valore di deformazioni plastiche è chiaramente governato da tutti gli altri parametri che appaiono nelle equazioni 12-16, che controllano la forma del luogo di snervamento, del potenziale plastico, e il valore dell'incrudimento. Sebbene questi parametri dovrebbero essere determinati caso per caso, è stato dimostrato da Nova e Montrasio (1991) che molti di quelli possono essere presi come costanti di materiale, così le sole variabili  $R_0$ ,  $V_m$ , e  $\mu$  sono rilevanti. Inoltre esse possono essere correlate alle tradizionali costanti dei terreni come il modulo elastico, l'angolo d'attrito o la densità relativa (Montrasio and Nova (1997)).

Per analizzare l'interazione tra struttura e terreno di fondazione in un modo relativamente semplice, è possibile raggruppare la rigidezza e lo smorzamento esercitato in delle molle e dashpot con appropriate caratteristiche meccaniche. Nel nostro caso saranno necessarie solo le molle poiché ci si muove nel campo della statica. Per modellare fenomeni quali l'isteresi e l'accoppiamento tra spostamenti orizzontali, rotazioni e cedimenti, è necessario adottare un sistema accoppiato di molle. Questo



può essere ottenuto definendo convenientemente un macroelemento, che connetta forze e spostamenti; sforzi generalizzati e deformazioni generalizzate sono collegate in una teoria elasto plastica incrudente.

### **Utilizzo del macroelemento nell'analisi del pozzo drenante portante.**

Lo studio e lo sviluppo del macroelemento è stato effettuato soprattutto per simulare il comportamento sotto carichi ciclici quali sismi e vento, andando a considerare perciò carichi orizzontali, carichi verticali e momenti. Il caso qui in analisi risulta essere più semplice poiché il movimento franoso corrisponde a un carico monotono privo sostanzialmente di effetti dinamici; questo ci permette perciò di ignorare molta parte dell'analisi svolta concentrandosi solo sugli aspetti statici della teoria.

Per analizzare il pozzo la struttura può essere discretizzata in un numero di elementi finiti di trave. Il suolo invece sarà sostituito da un gruppo di molle e dashpot energeticamente equivalenti a una mesh di elementi finiti.

Come già detto la difficoltà di questo approccio consiste nello stabilire questa equivalenza energetica tra il terreno 'vero' e il sistema di molle e dashpot; le molle si comportano elasticamente mentre i dashpot sono responsabili della dissipazione dovuta all'attrito e allo smorzamento geometrico.

Si può scrivere l'equilibrio dinamico nel modo seguente:

$$\begin{bmatrix} K_{SS} & K_{SF} \\ K_{FS} & K_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_S \\ U_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{SS} & C_{SF} \\ C_{FS} & C_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{U}_S \\ \dot{U}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} M_{SS} & 0 \\ 0 & M_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{U}_S \\ \ddot{U}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_S \\ F_F \end{bmatrix} \quad (21)$$

Che nel nostro caso diventa (essendo trascurabili gli effetti dinamici):

$$\begin{bmatrix} K_{SS} & K_{SF} \\ K_{FS} & K_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_S \\ U_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_S \\ F_F \end{bmatrix} \quad (22)$$

Dove  $U_s$  è un vettore che raggruppa tutti i  $3(N-1)$  gradi di libertà dei nodi sopra il livello della fondazione,  $U_F$  è un vettore che raggruppa i 3 gradi di libertà dell' $N$ -esimo nodo, cioè il centroide della fondazione.

Corrispondentemente,  $F_s$  è il vettore dei carichi esterni agenti sui nodi sopra il livello della fondazione. Questo equivale ad assumere che gli spostamenti e le rotazioni della fondazione sono dovuti solo ai carichi trasmessi dalla sovrastruttura .

Ciò significa che cedimenti e eventuali altre azioni non verranno considerate qui.

La matrice  $K_{SS}$  è perciò la matrice di rigidezza elastica della struttura quanto l' $N$ -esimo nodo è assunto essere fisso, mentre  $K_{FF}$  è una matrice i cui elementi dipendono dalle caratteristiche del terreno. Il modello a molla implica una risposta lineare e non accoppiata della fondazione sotto carichi esterni, il che è contrastante con la realtà sperimentale; per un dato incremento di carico, maggiore è il carico iniziale, maggiori saranno gli spostamenti e le rotazioni della fondazione. Inoltre, se viene applicato un carico orizzontale o un momento, non si verificheranno solo spostamenti orizzontali e rotazioni ma anche spostamenti verticali. Questo, però, è un aspetto che risulta più influente quando vengono considerati i carichi ciclici, poiché la fondazione tende ad assestarsi sempre di più con l'aumentare del numero di cicli.

Nell'analisi qui svolta si è superato queste difficoltà sostituendo il contributo del terreno  $\underline{K}_{FF}^{(f)}$  dell'usuale rigidezza elastica con la matrice del macroelemento.

Considerando dunque la fondazione di profondità  $B$  di figura 15. Queste variabili potranno essere raccolte in un vettore di variabili di sforzi generalizzati  $Q$  definito come:

$$\tilde{Q} = \{V \ H \ M/B\} \quad (23)$$

Dove la tilde indica che si tratta di un vettore trasposto.

Le corrispondenti variabili delle deformazioni generalizzate saranno raccolte in un vettore  $q$  definito come:

$$\tilde{q} = \{v \ u \ B\vartheta\} \quad (24)$$

Queste variabili collegate dal legame costitutivo possono essere legate in termini incrementali da una matrice di rigidità generalizzata  $\underline{K}_{FF}^{(f)}$ :

$$\delta Q = \underline{K}_{FF}^{(f)} \delta q \quad (25)$$

Il comportamento del terreno è non lineare e irreversibile. Infatti  $K_{FF}$  dipende dallo stato generalizzato di sforzo, nella direzione del vettore di incremento di carico nello spazio degli sforzi, e dalla storia del macroelemento, tramite un gruppo di variabili nascoste. Nel caso più semplice questo gruppo si riduce alla sola variabile  $V_c$  che controlla la dimensione del dominio della superficie di delimitazione.

Il macroelemento si comporta come un elemento di materiale terreno: per un carico vergine il comportamento del macroelemento è considerato elasto-plastico-incrudente (Nova-Montrasio (1991)). Perciò prendono origine degli sforzi generalizzati. Il comportamento del macroelemento dentro la superficie di delimitazione è considerato isteretico ed è descritto da una complessa legge generalizzata elasto-plastica (di Prisco et al. 2003).

Definendo  $Q=F_F$  e  $q=U_F$  l'equazione 18 può essere scritta come:

$$\begin{bmatrix} K_{SS} & K_{SF} \\ K_{FS} & K_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta U_S \\ \Delta U_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta F_S \\ \Delta F_F \end{bmatrix} \quad (26)$$

Dove  $K_{FF}$  è la matrice di rigidità tangente che è assunta costante nel tempo, mentre  $\Delta$  sta per incremento di tempo.

Per una fondazione circolare su un semispazio elastico, i coefficienti di rigidità statica sono:

$$k_v = \frac{4Gr}{1-\nu} \quad (27)$$

$$k_h = \frac{8Gr}{2-\nu} \quad (28)$$

$$k_\theta = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)} \quad (29)$$

Dove  $\nu$  è il coefficiente di Poisson.

I coefficienti dati dalle equazioni 27-29 sono quelli che verranno quindi impiegati nel macroelemento per descrivere il comportamento elastico e perciò gli unici che verranno adottati per il caso in esame.

## **Il terreno di copertura**

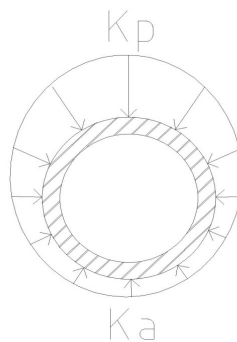
Come è stato detto nei primi paragrafi è stato scelto di coprire il pozzo con 3 metri di terreno per migliorare la risposta della struttura.

Sono state dunque svolte delle analisi atte a quantificare fino a che punto questa soluzione sarebbe stata attuabile;

questa operazione è stata svolta valutando la spinta di monte del terreno che al massimo potrà essere pari alla spinta passiva, sottraendo la spinta attiva di valle e considerando, infine, l'importante contributo dato dall'attrito del terreno con la testa del pozzo.

L'analisi è stata svolta ipotizzando un andamento ellittico dei coefficienti di spinta, ipotizzando  $K_p$  come asse maggiore dell'ellisse di monte, in direzione parallela alla direzione della frana, mentre in direzione normale ad essa come asse minore si è ipotizzato di utilizzare  $K_0$  (coefficiente di spinta a riposo).

Al contrario a valle l'asse maggiore sarà quello normale alla direzione di frana ed esso sarà sempre  $K_0$ , mentre l'asse minore in questo caso sarà  $K_a$



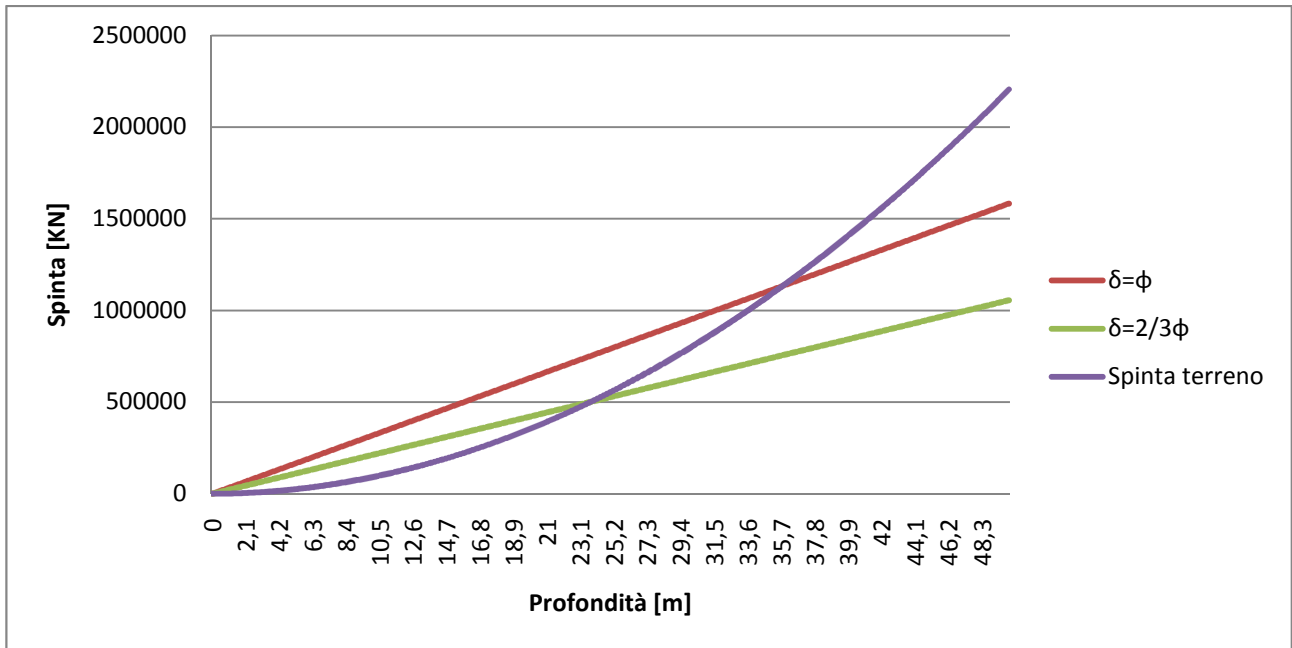


Figura 27 Distribuzione degli sforzi sul pozzo (a) e andamento delle spinte sul pozzo confrontate con quelle offerte dall'attrito tra terreno e superficie del pozzo

Nel grafico sono mostrati gli andamenti delle spinte in funzione della profondità. Con il simbolo  $\delta$  si intende l'angolo d'attrito tra il pozzo e il terreno; le due curve (verde e rossa) rappresentano la resistenza allo scorrimento dovuta all'attrito tra pozzo e terreno di copertura; la spinta del terreno è invece intesa come quella descritta in precedenza.

Si può osservare che nella peggiore delle ipotesi ( $\delta = 2/3\phi$ ) la spinta del terreno non supera la resistenza fino alla profondità di circa 23 metri, cioè ben oltre il 3 metri previsti.

Ciò dimostra che il terreno detritico non è di pessima qualità come la vulcanite alterata.

Lo strato di copertura risulta necessario perché il pozzo va ad intervenire quasi come una cucitura dove il terreno è più debole e quindi dove esiste la superficie di scorrimento; per evidenti motivi economici non è però possibile realizzare tale opera fino al livello di piano campagna a meno che non ci si trovi molto in superficie o non si effettui un livellamento del piano campagna stesso, operazione che potrebbe però rivelarsi troppo dispendiosa.

## **STRUTTURA ANALITICA DEL PROGRAMMA**

### **Introduzione**

Il programma utilizzato per svolgere le analisi in questione nasce originariamente per essere applicato al caso dei pali; si è dovuti perciò intervenire sul programma in questione per adattarlo al caso qui studiato, e cioè quello di un pozzo drenante-portante, le cui caratteristiche fondamentali che lo differenziano dal palo sono la grande rigidezza flessionale e l'interazione della base che può essere vista come una vera e propria fondazione.

Di seguito verrà dunque descritta la struttura del programma nelle parti relative alla vera e propria analisi tralasciando gli argomenti teorici di base già discussi in precedenza.

### **Modello di interazione terreno-pozzo**

Il comportamento meccanico del pozzo è assunto essere lineare elastico, la sezione trasversale del pozzo circolare e rigida (cioè non si tiene conto di alcuna ovalizzazione), e instabilità locali dovute al piccolo spessore delle pareti del muro sono escluse. Le proprietà meccaniche del pozzo sono ritenute costanti per tutta la sua lunghezza.

Siccome il nostro interesse è quello di valutare il carico che il terreno applica sul pozzo indotto dagli spostamenti relativi tra i due, lo stato di sforzo iniziale si considera essere noto e viene calcolato solo l'incremento di sforzo creato dal profilo di spostamenti del terreno circostante.

Anche gli effetti dinamici non sono considerati, vista la lentezza del movimento franoso che fanno sì che ci si trovi in un campo di spostamenti quasi statico.

In accordo con quanto detto da Nova e Montrasio (1991) per le fondazioni superficiali, il terreno e la base del pozzo possono essere considerate come un unico macroelemento e può essere definita una legge costitutiva che metta in relazione il vettore generalizzato di sforzi  $Q^k$  (dove la  $T$  sta per vettore trasposto) e il vettore coniugato generalizzato delle deformazioni  $q^k$  per il  $k$ -esimo macroelemento. Le componenti di  $Q^k$  rappresentano gli spostamenti relativi terreno-pozzo lungo gli assi  $v, h, n$  e sono definiti come segue:

$$(30)$$

Dove  $U_i^k$  e  $u_i^k$  rappresentano i vettori degli spostamenti assoluti del terreno e del pozzo rispettivamente.

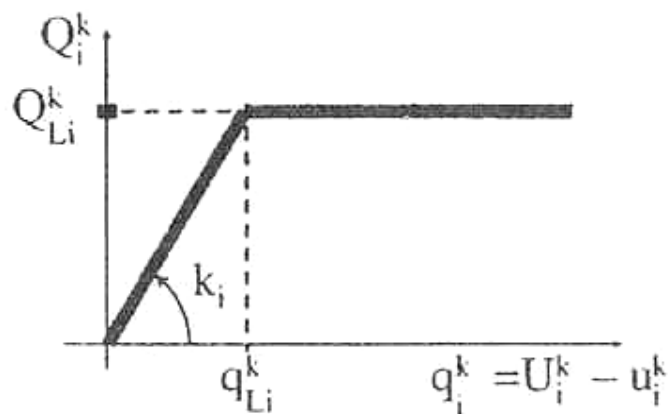


Figura 28 Curva sforzi deformazioni nel caso elastico perfettamente plastico

Viene qui introdotto un approccio in grado di considerare la discontinuità del terreno e l'accoppiamento tra le componenti di carico e le deformazioni.

Ciò implica che la relazione tra  $Q^k$  e  $q^k$ , o meglio tra i loro incrementi, è ancora localmente definita, ma è caratterizzata da un tensore che non è diagonale in generale.

### Formulazione numerica del problema di interazione

L'interazione terreno-pozzo è stata descritta usando uno schema di integrazione incrementale dove:

1. E' assegnato il profilo di spostamenti  $U$  del terreno
2. Sono calcolati gli spostamenti nodali  $u$  del pozzo
3. Sono calcolate infine le azioni interne.

$U$  e  $u$  rappresentano i vettori che raccolgono tutti i vettori di spostamento  $U^k$  e  $u^k$  definiti per ciascun nodo, precedentemente ruotati in maniera opportuna dal sistema di riferimento locale a quello globale. Anche la reazione  $Q^k$  di ciascun elemento agente sul pozzo sono anche propriamente ruotati e raccolti in un vettore  $Q$ . Vengono inserite inoltre una matrice a banda diagonale di rigidezza elastica  $K_s$  per il terreno (che contiene le matrici di rigidezza di ciascun elemento ) e un vettore  $q^p$  che rappresenta gli spostamenti permanenti relativi terreno-pozzo ad ogni nodo.

I carichi  $Q$  agenti sui nodi sono scritti come:

$$Q = K_s(U - u - q^p) \quad (31)$$

Per brevità in tutte le definizioni e equazioni riportate di seguito con il termine assemblato si intende che le variabili sono state ruotate dal sistema di riferimento locale a quello globale.

Se il pozzo si assume comportarsi come una struttura linearmente elastica tramite una matrice di rigidezza  $K_p$  (dove la  $p$  sta per pozzo),  $Q$  può essere scritto come:

$$Q = K_p u \quad (32)$$

Combinando l'equazione 31 con la 32 si ottiene:

$$u = (K_s + K_p)^{-1} K_s(U - q^p) \quad (33)$$

Che può anche essere scritta come:

$$u = \tilde{K}(U - q^p) \quad (34)$$

Dove  $\tilde{K}$  è una matrice costante.



Se il comportamento meccanico dell'elemento fosse puramente elastico,  $q^p = 0$  e l'equazione 34 si potrebbe risolvere senza una procedura passo passo. In caso contrario  $q^p$  andrebbe computato incrementalmente adottando un conveniente algoritmo di integrazione.

## **Modelli lineari a tratti e schema di integrazione**

Rispetto a differenti tecniche col fine di una integrazione passo passo (vedi Belytschko et al. 2000), qui è utilizzata una tecnica numerica basata sulla programmazione lineare matematica, formulata per un modello costitutivo lineare a tratti (PWL). I modelli PWL sono stati utilizzati in studi sulla plasticità strutturale sin dagli anni 70. Essi richiedono una linearizzazione a tratti nello spazio degli sforzi generalizzati sia per la funzione di carico che per il potenziale plastico.

Una volta che è adottata una formulazione PWL, il problema può essere stabilito ad ogni passo come un problema di complementarità lineare (LCP), e può essere risolto tramite metodi di ben note tecniche numeriche definite nella programmazione matematica (Cottle et al. 1992).

Per il generico k-esimo elemento, la funzione di carico  $F$  può essere espressa come una funzione di sforzi generalizzati  $Q^k$  dell'elemento:

$$F^k(Q^k) \leq 0 \quad (35)$$

Linearizzando a tratti la funzione di carico, si può introdurre un vettore  $\varphi^k$  come:

$$\varphi^k = N^{kT} Q^k - Y^k \leq 0 \quad (36)$$

Dove  $N^k$  è la matrice che raccoglie in colonne i coseni direttori del piano di linearizzazione e  $Y^k$  è l'insieme delle loro distanze dall'origine dello spazio degli sforzi. Similmente, fino a quando il potenziale plastico  $G$  del k-esimo elemento ne è interessato, possiamo introdurre un vettore  $\psi^k$  come:

$$\psi^k = V^{kT} Q^k \quad (37)$$

Dove  $V^{kT}$  è la matrice che raccoglie in colonne i coseni direttori dei piani di linearizzazione di G.

Può perciò essere detto:

(38)

E utilizzando le equazioni 32 e 34:

(39)

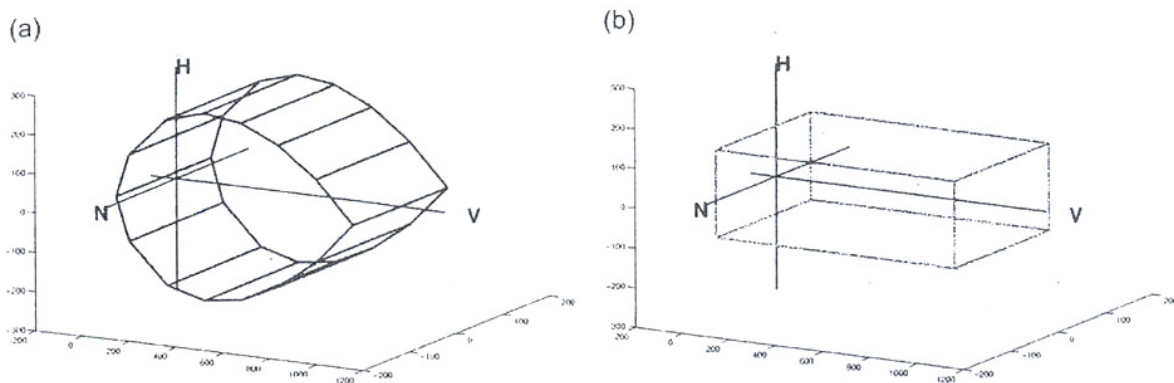


Figura 29 Esempi di domini definiti a tratti (a) accoppiato e (b) non accoppiato

In un modello PWL, la legge di scorrimento può essere espressa come:

(40)

Dove  $\lambda$  è il vettore contenente il moltiplicatore plastico associato ad ogni meccanismo plastico per tutti gli elementi.

Per una legge di scorrimento associata

$$V=N \tag{41}$$

Ma in generale per una legge non associata:

(42)

Ogni  $V^k$  è definito partendo da  $N^k$  e introducendo una matrice di rotazione che descriva la non associatività locale per ciascun piano linearizzante F.

Ne segue che:

$$\varphi = N^T K_p \tilde{K} U - N^T K_p \tilde{K} V \lambda - Y \leq 0 \quad (43)$$

Se per semplicità il campo di spostamenti  $U$  è assegnato come linearmente crescente con un parametro di carico scalare  $\mu$ :

$$U = U_0 \mu \text{ con } 0 \leq \mu \leq 1 \quad (44)$$

Dove  $U_0$  è il campo di spostamenti finale del terreno, allora:

$$\varphi = N^T K_p \tilde{K} U_0 \mu - N^T K_p \tilde{K} V \lambda - Y \leq 0 \quad (45)$$

Definendo:

$$\varphi_0 = N^T K_p \tilde{K} U_0 \quad (46)$$

E

$$A = N^T K_p \tilde{K} V \quad (47)$$

Allora:

$$\varphi = \varphi_0 \mu - A \lambda - Y \leq 0 \quad (48)$$

Che al generico passo  $n$  diventa:

$$\varphi_n = \varphi_0 \mu_n - A \lambda_n - Y \leq 0 \quad (49)$$

Mentre, per i sottoinsiemi di piani attivi, qui sotto indicati come  $\varphi'_n$ , il problema di complementarità seguente diventa:

$$\begin{cases} \dot{\varphi}'_n = \varphi_0 \mu_n - A \lambda_n \leq 0 \\ \dot{\varphi}'_n \lambda'_n = 0 \\ \lambda'_n \geq 0 \end{cases} \quad (50)$$

Dove siccome il problema è linearmente omogeneo in  $\mu$ ,  $\Delta\mu=1$  e non c'è incrudimento per  $\dot{Y} = 0$ . Il vettore incognito  $\lambda$  è perciò risolto tramite gli usuali metodi di programmazione matematici. Una volta computato il vettore

$\lambda$  definendo  $\varphi''_n$  come sottoinsieme di piani non attivi (ad esempio  $\varphi''_n < 0$ ) è possibile valutare:

$$\Delta\mu_n = \max\{\Delta\mu \mid \varphi''_n + \varphi''_n \Delta\mu \leq 0\} \quad (51)$$

Per calcolare il massimo incremento dei parametri di carico  $\mu$  per i quali si attiva un nuovo meccanismo plastico.

Le variabili di stato si aggiornano e si impone un nuovo passo:

$$\mu_{n+1} = \mu_n + \Delta\mu_n \quad (52)$$

$$\lambda_{n+1} = \lambda_n + \dot{\lambda}_n \Delta\mu_n \quad (53)$$

Se  $\mu_{n+1} > 1$  l'ultimo  $\Delta\mu_n$  è ridotto proporzionalmente per ottenere strettamente  $\mu_{n+1} = 1$ . Quando questa condizione è soddisfatta il processo di carico è interrotto.

Conoscendo l'evoluzione del vettore  $\lambda$  durante il processo di carico, vengono calcolati gli spostamenti permanenti relativi  $q^p$  e analogamente gli spostamenti nodali  $u$ . infine vengono calcolate le azioni interne  $R$ :

$$R = K^{el} u \quad (54)$$

Dove  $K^{el}$  è una matrice a blocchi diagonale che raccoglie le matrici di rigidità di ciascun elemento trave.

## **Formulazione in grandi spostamenti**

Per considerare anche gli effetti di secondo ordine per il pozzo tenendo conto degli effetti geometrici è sufficiente modificare la matrice delle rigidità:

$$\widehat{K}_p = K_p + K_g \quad (55)$$

Dove  $K_g$  è la matrice geometrica per tutta la struttura. Questa è ottenuta assemblando le matrici  $K_g^e$  di ciascun elemento finito, dove  $K_g^e$  descrive il

bilancio locale di momento scritto rispetto alla configurazione deformata e dipende dall'azione assiale interna agente sull'e-esimo elemento trave.

Si avrà perciò:

(56)

Il sistema risolvente diventa non lineare quando  $N_p$  non è costante neanche in termini incrementali.

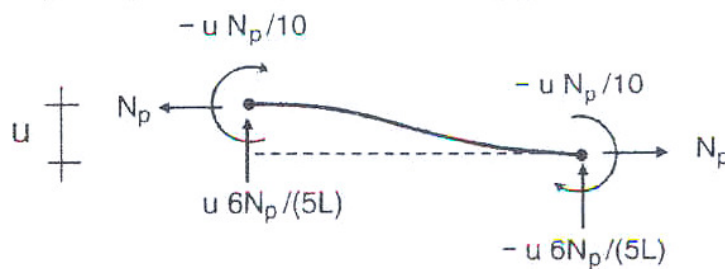


Figura 30 Reazioni nodali incrementali dovute a uno spostamento  $u$  con rispetto alla configurazione iniziale indeformata

Lo schema di integrazione rimane formalmente inalterato, ma va introdotta un'ulteriore iterazione sui valori di  $u$  ed  $R$ . Formalmente l'algoritmo può essere descritto come segue:

- Ad un dato passo  $n$ ,  $u_n$ ,  $R_n$ , sono noti tramite i quali: si calcolano  $K$  ed  $A$ , viene risolto il problema di complementarità lineare e si ottengono  $u_{n+1}$  e  $R_{n+1}$ .
- Si impone l'iterazione sui passi appena descritti fino a convergenza di  $u_{n+1}$  e  $R_{n+1}$ .
- Si aggiorna al passo  $n+1$ .

Generalmente, in piccoli spostamenti, siccome il processo di carico è olonomo nel singolo passo di carico,  $R$  è determinato e ottimizzato tramite i metodi visti in precedenza. Al contrario, in grandi spostamenti, l'ampiezza di  $u$  è ottimizzata per raggiungere la convergenza e per catturare la non linearità del comportamento meccanico del sistema.

In grandi spostamenti anche nel legame costitutivo suolo-pozzo bisognerebbe tener conto dell'evoluzione della geometria. Questo implicherebbe la definizione di parametri costitutivi che evolvano con gli spostamenti; il che in questo lavoro non viene considerato per semplicità. Se si trattasse di opere come i pali la soluzione risentirebbe molto di questa approssimazione, ma trattandosi di un'opera rigida quali sono i pozzi, gli effetti sono molto minori.

## **Struttura logica del programma**

### **Input**

Il programma è strutturato in quattro parti logiche diverse:

1. Input
2. Assemblamento della matrice di rigidezza
3. Risoluzione
4. Output

Nella fase di input viene richiesto di inserire i dati necessari alla risoluzione del problema.

I dati richiesti possono essere a loro volta essere suddivisi nei seguenti gruppi:

- Geometria  
Qui si chiede di inserire la lunghezza del pozzo, il suo diametro esterno, lo spessore della parete del pozzo, (se la sezione è piena si inserirà il raggio stesso del pozzo), lo spessore della coltre instabile, lo spessore dello strato di terreno di copertura sopra il pozzo,
- Parametri numerici  
Qui viene chiesto di scegliere che tipo di analisi svolgere, cioè se elastica o elasto-plastica, di inserire il numero di elementi finiti coi quali discretizzare la struttura e il terreno, la tolleranza numerica per l'iterazione e il massimo numero di iterazioni.

- **Meccanismo di rottura**  
Viene chiesto che tipo di meccanismo adottare tra Brinch Hansen e Reese
- **Parametri meccanici**  
Vengono richiesti a seconda della profondità quelle che sono le caratteristiche del terreno e cioè il peso specifico, l'angolo d'attrito, la coesione drenata, il modulo elastico e il modulo di Poisson; per la struttura vengono richiesti il modulo di Young della sezione e il peso del pozzo.
- **Profilo di spostamenti del suolo**  
Viene infine richiesto il profilo di spostamenti del terreno e cioè di quanto si vuole far muovere la massa in frana;

nelle fasi di assemblamento della matrice di rigidezza e di risoluzione (denominati nel programma rispettivamente rigid e solve), vengono effettuati tutti quei passaggi descritti in precedenza. L'intervento adottato principalmente sulla fase di assemblamento della matrice di rigidezza è consistito nell'implemento del programma per strutture rigide anziché flessibili, quali sono i pali.

L'aspetto principale è svolto dall'azione del macroelemento di fondazione da inserire alla base del pozzo e dunque le sue caratteristiche meccaniche diverse dagli elementi trave che lo sovrastano che vanno dalla differente rigidezza rotazionale e traslazionale, fino a un differente dominio M-N secondo le leggi descritte nei paragrafi precedenti.

## **Output**

Nella fase di output vengono restituiti i risultati ottenuti dalle fasi precedenti sotto forma di grafici immediatamente comprensibili. Grazie alla duttilità di Matlab è possibile richiedere di plottare ogni risultato possibile senza rimanere legati alla struttura del programma; questo vuol dire che se durante le fasi di analisi ci fosse bisogno di studiare un particolare dato, questa operazione sarebbe semplice e immediata.

Per svolgere l'analisi parametrica ho principalmente utilizzato alcuni grafici che mi mostrassero:

gli spostamenti del palo rapportato con quelli del terreno;

Il profilo delle spinte lungo il palo rapportate con il dominio creato dal tipo di rottura (Brinch Hansen o Reese) in modo tale da vedere immediatamente dove il terreno fosse portato a rottura e quantificare le azioni agenti sulla struttura lungo il suo profilo;

Il profilo delle azioni interne di taglio e momento;

La curva caratteristica del pozzo che mostra in relazione agli spostamenti del suolo la spinta stabilizzante che il pozzo oppone alla coltre in movimento;

il grafico M-N della fondazione che evidenzia quanto col progredire dell'avanzamento della frana ci si avvicini o meno alla plasticizzazione della fondazione e per che tipo di sollecitazione;

Infine è stato utilizzato un foglio di controllo sui dati di input per avere un'intuizione immediata di quelli che sono i dati del profilo del terreno.



## ANALISI PARAMETRICA

### Dati iniziali

Nello svolgere le analisi si è partiti dalle caratteristiche utilizzate nel progetto dell'opera ottenute come si è visto anche tramite una back analysis e si è proceduto affinando sempre più i risultati confrontandoli con quelli osservabili dal monitoraggio dell'opera già realizzata; inoltre sono state svolte alcuni studi per verificare la correttezza dei valori dei parametri adottati, ed eventualmente modificarli.

Il profilo stratigrafico è stato assunto come composto da tre diversi materiali, e cioè :

1. Una copertura detritica;
2. Uno strato di vulcanite alterata ;
3. Un substrato di vulcanite rocciosa.

Da progetto sono stati assunti questi parametri:

Copertura detritica:	$\gamma$	18	kN/m <sup>3</sup>
	$c'$	4	kN/m <sup>2</sup>
	$\phi'$	35	°
	$\psi'$	5	°
	$E'$	30'000	kN/m <sup>2</sup>
	Vulcaniti, orizzonte argillificato:	$\gamma$	20
$c'$		1	kN/m <sup>2</sup>
$\phi'$		12	°
$\psi'$		0	°
$Cu$		100	kN/m <sup>2</sup>
$E'$		30'000	kN/m <sup>2</sup>
Vulcaniti, substrato:	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
	$c'$	220	kN/m <sup>2</sup>
	$\phi'$	35	°
	$Cu$	500	kN/m <sup>2</sup>
	$E'$	60'000	kN/m <sup>2</sup>

Le caratteristiche geometriche del pozzo sono le seguenti:

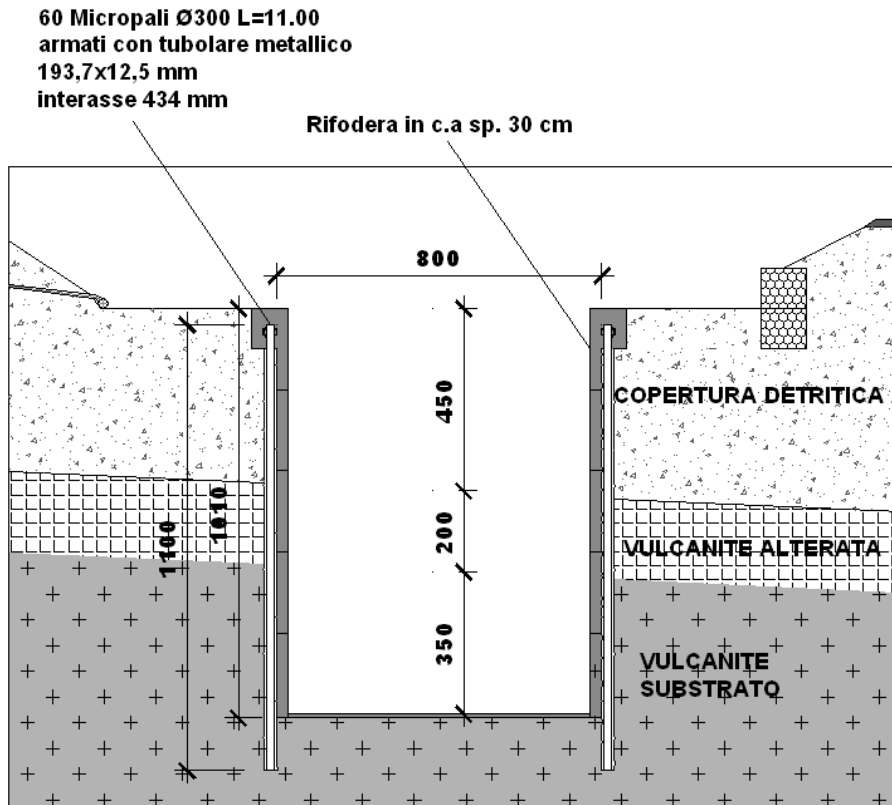


Figura 31 Caratteristiche geometriche del pozzo e stratigrafia del terreno

- l'altezza complessiva è di dieci metri;
- il diametro esterno è di 8 metri;
- per il primo metro (partendo dall'alto) è stato eseguito un tappo di copertura che rende la sezione piena;
- successivamente per 2,2 metri la sezione è cava con diametro interno di 3,6 metri;
- da lì in poi la sezione torna ad essere piena e reagente fino alla base;
- il pozzo risulta essere immerso per i primi 4,50 metri nel detrito, per 2 metri nella vulcanite alterata ed infine per i restanti 3,5 metri nel substrato vulcanitico;
- successivamente alla costruzione del pozzo si è proceduti ad interrarlo superiormente con uno strato di circa tre metri di spessore di terreno detritico.

La struttura è discretizzata mediante elementi trave ai quali estremi è concesso di spostarsi in direzione orizzontale e di ruotare, mentre lo spostamento verticale non è stato considerato rilevante ai fini dell'analisi.

Il carico limite della fondazione è calcolato mediante l'usuale formula di Terzaghi mentre le azioni orizzontali e momenti limite del macroelemento di fondazione sono stati stimati mediante i metodi descritti nei paragrafi precedenti.

Il criterio di rottura del terreno è possibile sceglierlo tra il modello Brinch Hansen e quello di Reese.

I moduli di rigidezza elastica del terreno da adottare in quanto l'elemento terreno è elasto-plastico sono stati ricavati dai testi 'Shallow and deep foundation' (Reese, Isenhowe, Wang), e sono funzioni del tipo di materiale e della profondità.

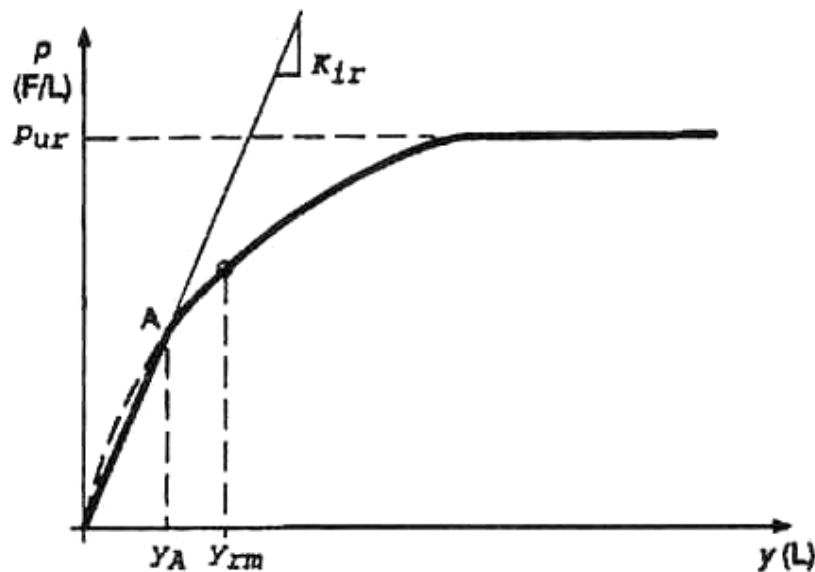


Figura 32 curva sforzi deformazioni in una roccia (Reese)

Sono quindi state svolte delle analisi facendo variare i valori di alcuni parametri e caratteristiche che si è ritenuti utili al fine della progettazione e dello studio dell'interazione struttura terreno.

## Dati di confronto

I dati con cui vengono confrontati i risultati delle analisi sono quelli estratti dal monitoraggio del pozzo e del sito in questione.

Essi ci danno l'entità degli spostamenti del pozzo e, grazie ai 6 pressimetri, le sollecitazioni in varie direzioni agenti su di esso.

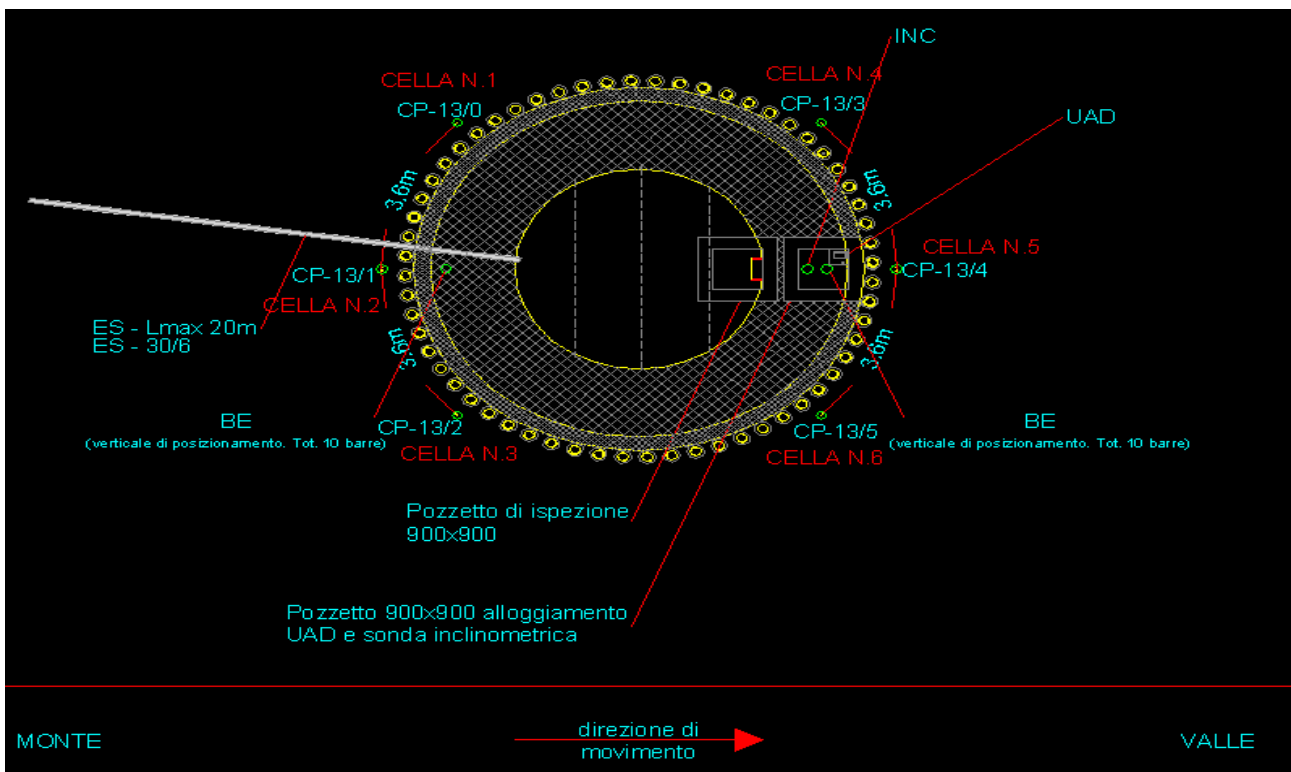


Figura 33 Posizionamento degli strumenti di monitoraggio

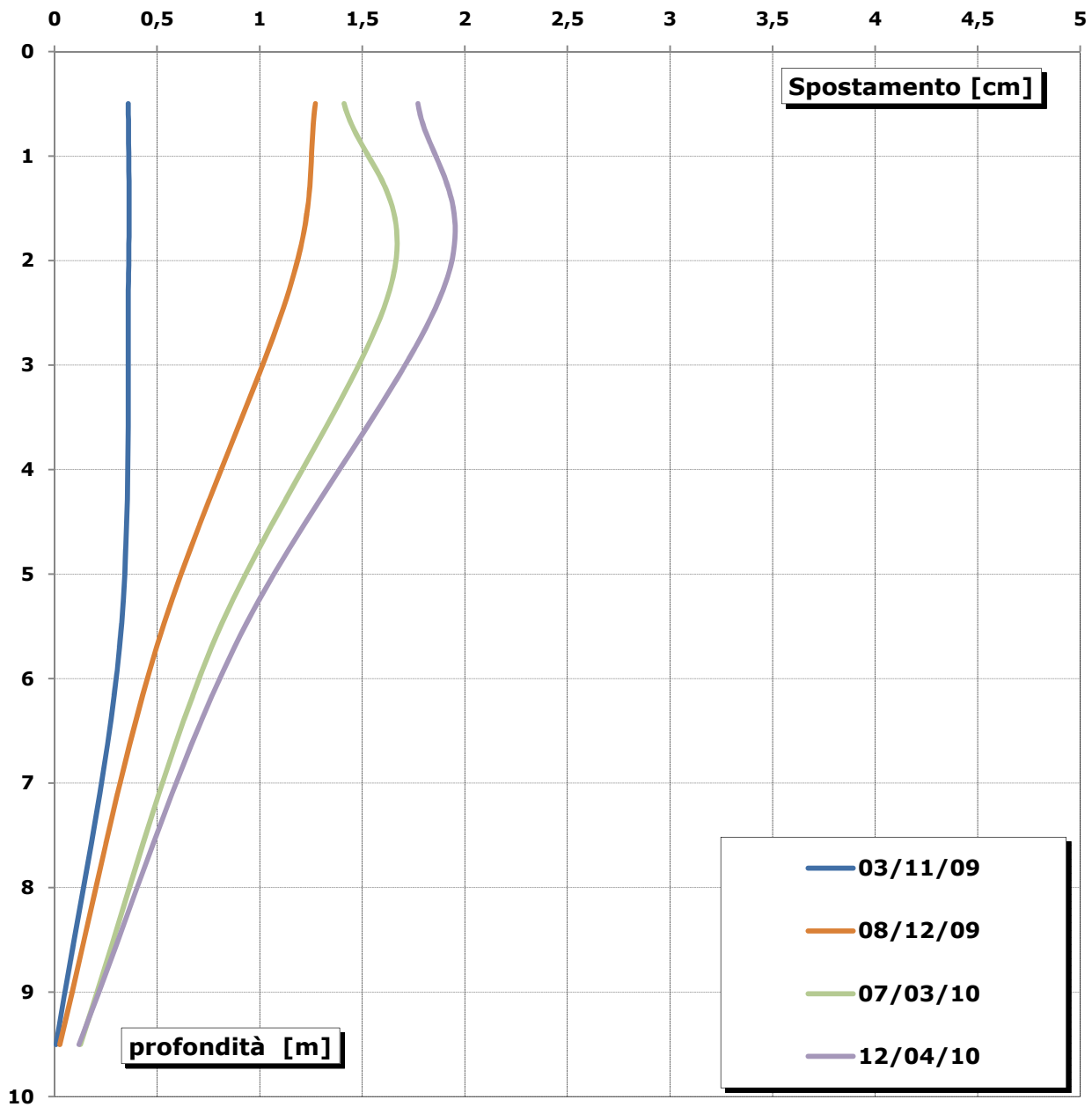


Figura 34 deformata del pozzo data da un set di 5 inclinometri fissi

Si può subito notare come uno dei sensori (il primo a partire dalla testa del pozzo), non dia una misura veritiera e affidabile poiché l'andamento degli spostamenti in quella posizione non può essere quello descritto. Perciò interpretando per quanto possibile il grafico lo spostamento in testa dovrebbe essere tra i 2,5 e i 3-3,5 cm.

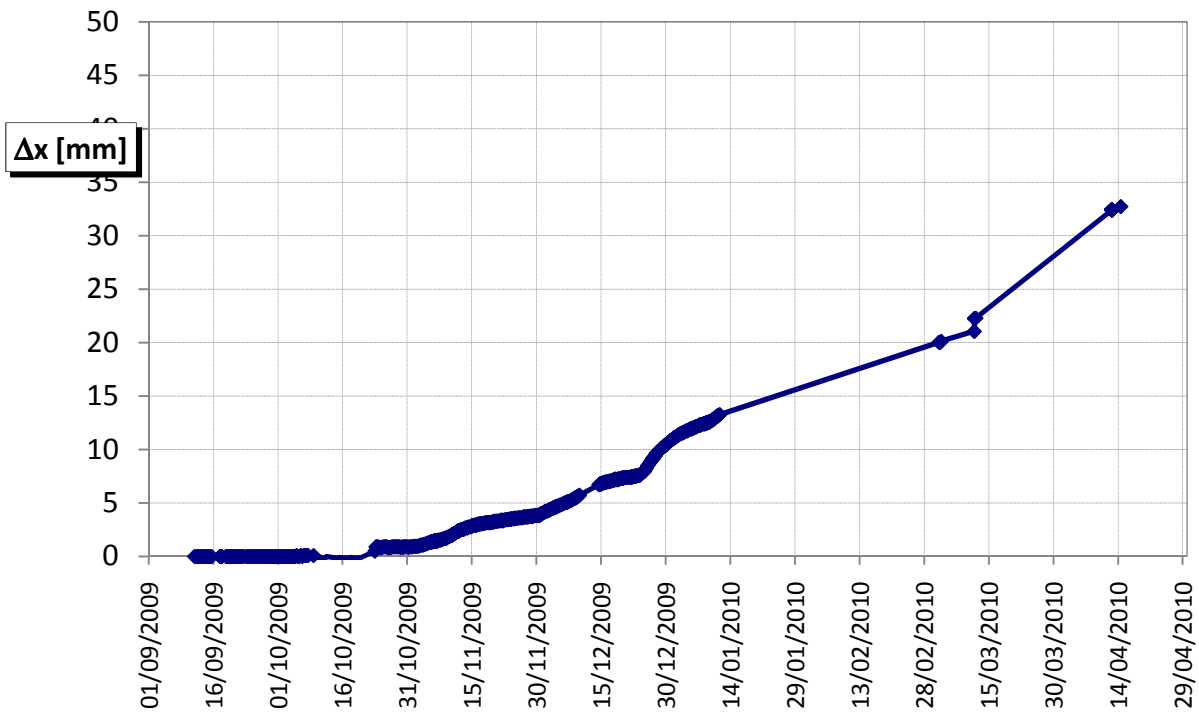


Figura 35 dati rilevati dall'estensimetro

Questo dato risulta anche confermato da quanto misurato dall'estensimetro; esso rileva nello stesso periodo di tempo uno spostamento di 3 cm (i dati vanno confrontati nell'arco di tempo che va dal 3/11/09 al 12/04/10).

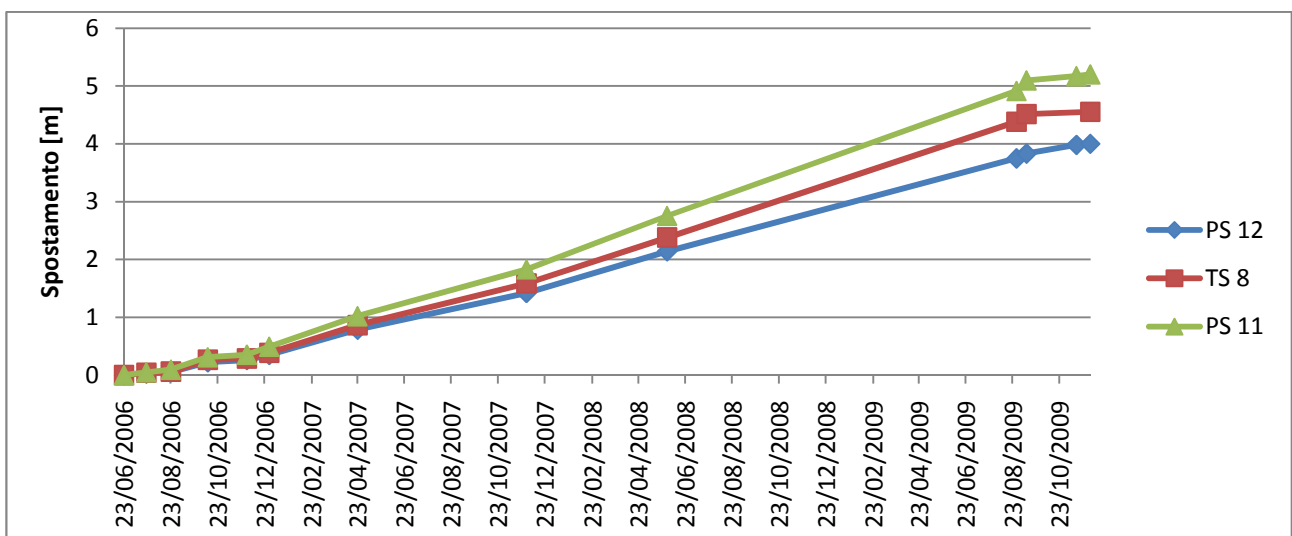


Figura 36 Andamento degli spostamenti nel tempo di 3 punti in prossimità del pozzo prima e dopo la sua esecuzione rilevati tramite GPS

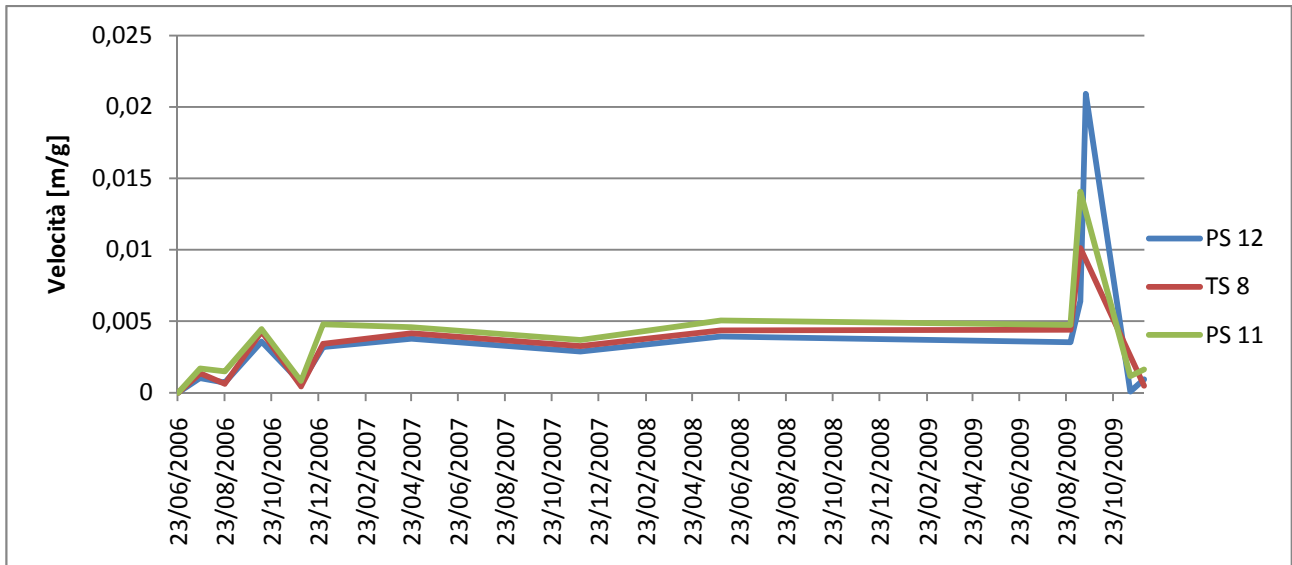


Figura 37 Andamento delle velocità nel tempo di 3 punti in prossimità del pozzo prima e dopo la sua esecuzione rilevati tramite GPS

I grafici sopra mostrano l'andamento di spostamenti e velocità nell'arco di più di 3 anni di 3 punti prossimi al pozzo sia prima che dopo la sua esecuzione.

Questi dati danno un ordine dell'efficacia del pozzo che effettivamente rallenta il movimento di frana.

Questi punti sono stati rilevati tramite GPS, che come monitoraggio a fronte di una precisione a volte inferiore per spostamenti molto piccoli, fornisce però una maggiore continuità e durata a lungo termine.

La quantità di punti della frana monitorati tramite GPS è molto elevata e permette un inquadramento globale di tutto il dissesto.

Per quanto riguarda l'interesse di questo lavoro, i punti di maggiore interesse sono quelli prossimi al pozzo e la sua sommità.

I dati rilevati su quest'ultima indicando che il pozzo in testa si muove con una velocità approssimativa di 0,3 mm/giorno e che nell'arco di due mesi si è mosso di 2,5 cm.

Tutto questo conferma quanto precedentemente discusso riguardo ai dati di estensimetro e inclinometro.

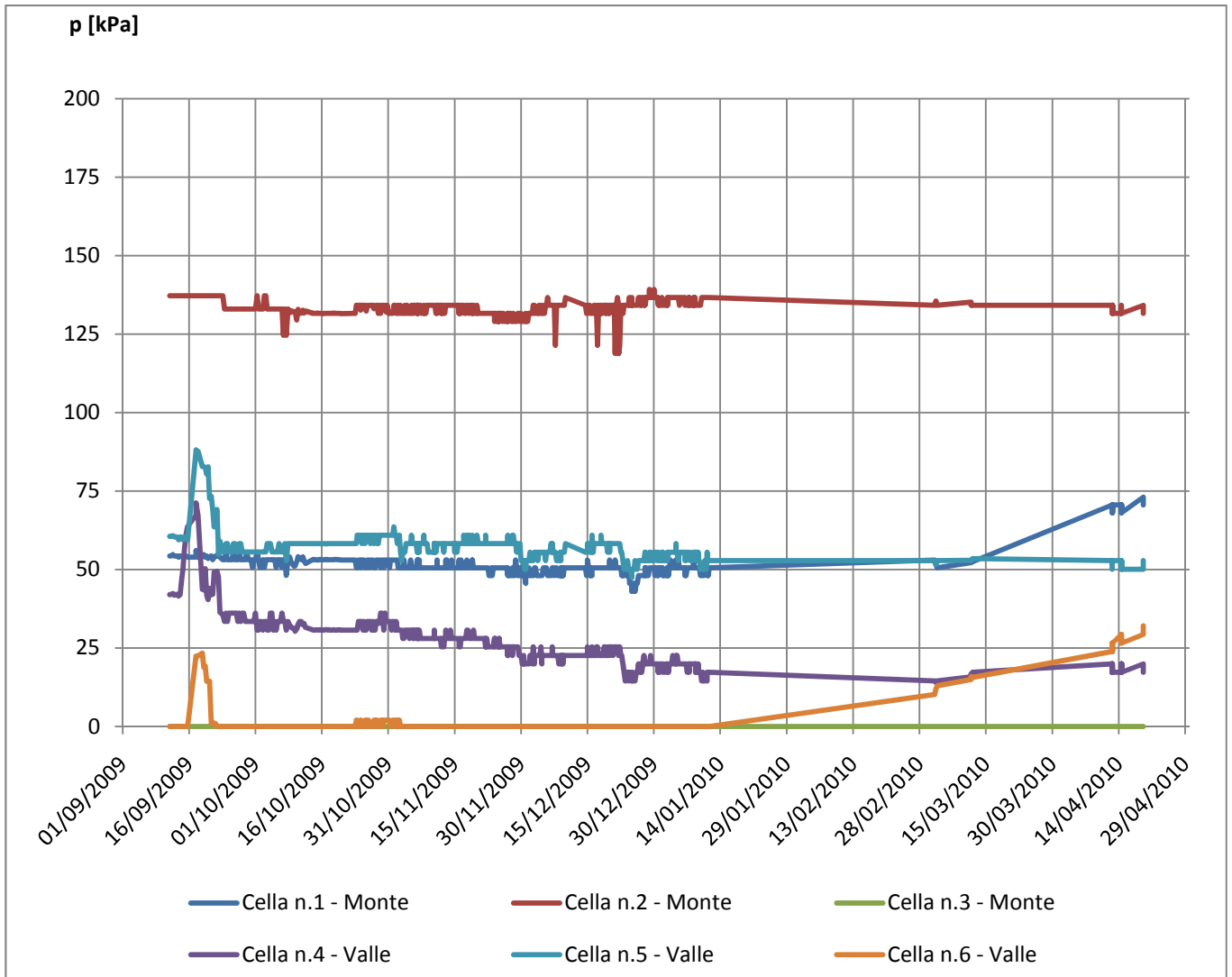


Figura 38 Misurazioni effettuate dalle celle pressiometriche posizionate nel pozzo

Sopra viene mostrato l'andamento delle tensioni rilevato dalle sonde pressiometriche posizionate nel pozzo.

E' possibile la cella numero 2 come quella più prossima alla spinta passiva, mentre la cella 4 come quella di spinta attiva; questo lo si può evincere anche immediatamente dalla sistemazione delle celle mostrata in FIG.

Le altre celle mostrano valori intermedi di sforzo in accordo con quanto previsto.

A onor del vero va detto che due celle sembrano non funzionare bene o quantomeno non danno valori positivi delle pressioni; questo dato può essere o frutto di un disturbo, o di un mal posizionamento, ma non è detto



che in ogni caso i dati rilevati non siano corretti; andrebbero forse solo interpretati considerando la situazione dei sensori.

Fatta eccezione per i dati del pressimetro è possibile dunque stimare il campo di spostamenti da imporre al terreno per simulare la frana e allo stesso tempo valutare la correttezza della risposta data dal programma.

Dai dati di GPS, estensimetro e inclinometro si ricava che la testa del pozzo nell'arco di 5 mesi si è mossa di poco più di 3 cm a fronte di uno spostamento complessivo della frana di quasi un metro.

Da ciò deriva la scelta di iniziare l'analisi impostando uno spostamento del terreno di un metro, per valutare in seguito la risposta della struttura.

### **Dipendenza dalla discretizzazione**

E' stata effettuata una prima analisi parametrica per valutare il numero di elementi trave da utilizzare per discretizzare la struttura; i valori utilizzati variano da 30 a 200 elementi e come parametro per valutare la risposta si è utilizzato quello della spinta di carico limite del pozzo al terreno in frana (curva caratteristica).

Utilizzando come riferimento la risposta con 100 elementi a cui corrisponde un fattore 1, di seguito viene mostrato il risultato dell'analisi.



Figura 39

Si può osservare come approssimativamente l'errore commesso tenda a diminuire con l'aumentare del numero di elementi; l'errore in realtà risulta essere basso anche con discretizzazioni più 'grezze'.

Valutando contemporaneamente a questo il tempo impiegato dal programma per portare a termine l'analisi si è scelto di utilizzare il valore di 100 elementi che garantiscono una buona rapidità di esecuzione dei calcoli con un buon risultato.

Quanto appena detto però risulta essere smentito da un'analisi parametrica che anziché essere svolta calcolando i valori di spinta offerti dal pozzo, usa come parametro di confronto gli spostamenti in testa del pozzo.

L'analisi svolta con il metodo di Brinch Hansen non mostra alcuna mesh dependency confermando la bontà della teoria applicata al programma.

I problemi sorgono utilizzando la teoria di Reese.

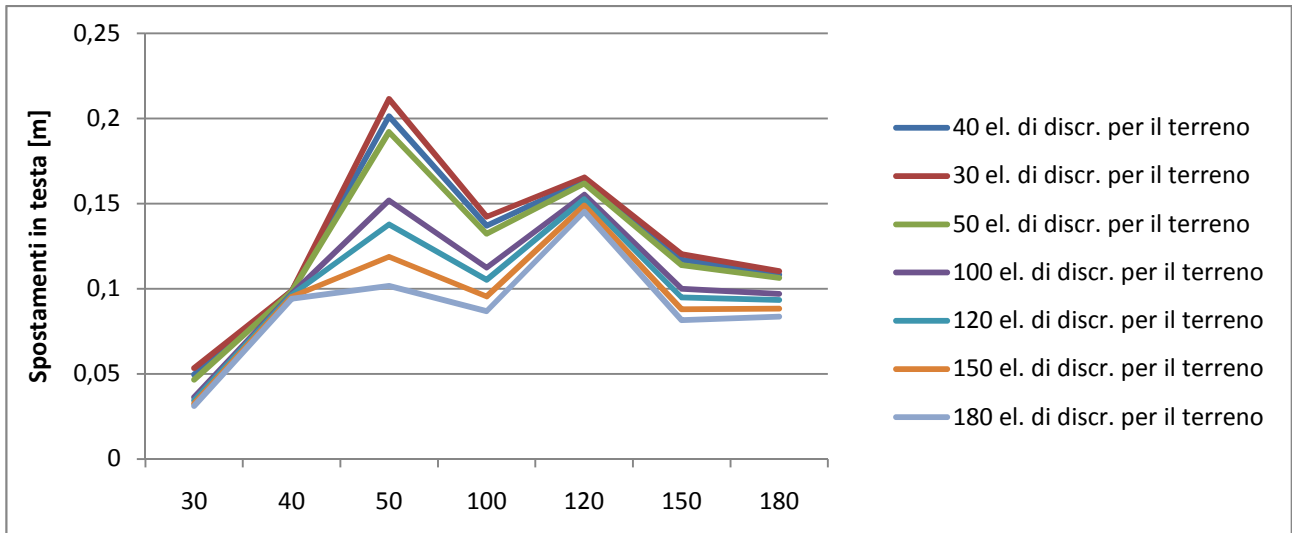


Figura 40 Andamento degli spostamenti in testa al pozzo in funzione della discretizzazione con metodo di Reese

Utilizzando questa teoria si nota infatti che aumentando il numero di elementi che discretizzano la struttura, essa risulta come essere meno rigida rendendo sostanzialmente l'incastro della base del pozzo cedevole. Questo è un effetto tipico della mesh dependency e ad esso si può rimediare mediando i risultati ottenuti con apposite formule che tengano conto del dato misurato e delle dimensioni dell'elemento di discretizzazione.

In realtà si nota che la soluzione cercata presenta delle sorte di picchi di spostamento per 50 e 120 elementi di discretizzazione mentre dal grafico precedente si può notare che infittendo la mesh la curva tende ad appiattirsi.

### Massima forza di interazione palo-terreno

Come già detto all'interno del programma è possibile scegliere se eseguire l'analisi valutando il carico alla Reese o alla Brinch Hansen.

La risposta ottenuta utilizzando le due teorie varia sensibilmente e di seguito viene mostrato quanto appena detto.

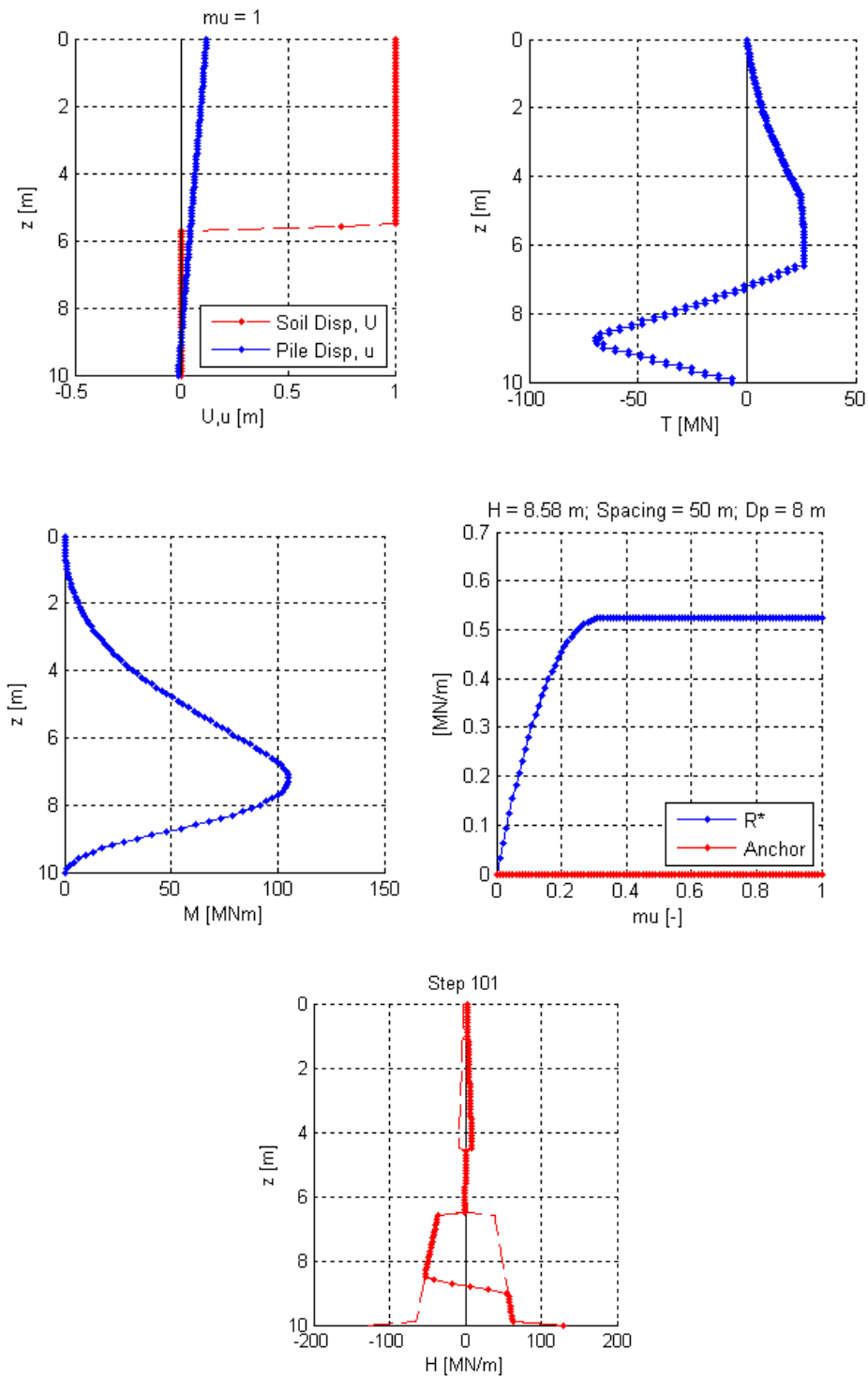


Figura 41 Risultati dell'analisi utilizzando la teoria di Reese

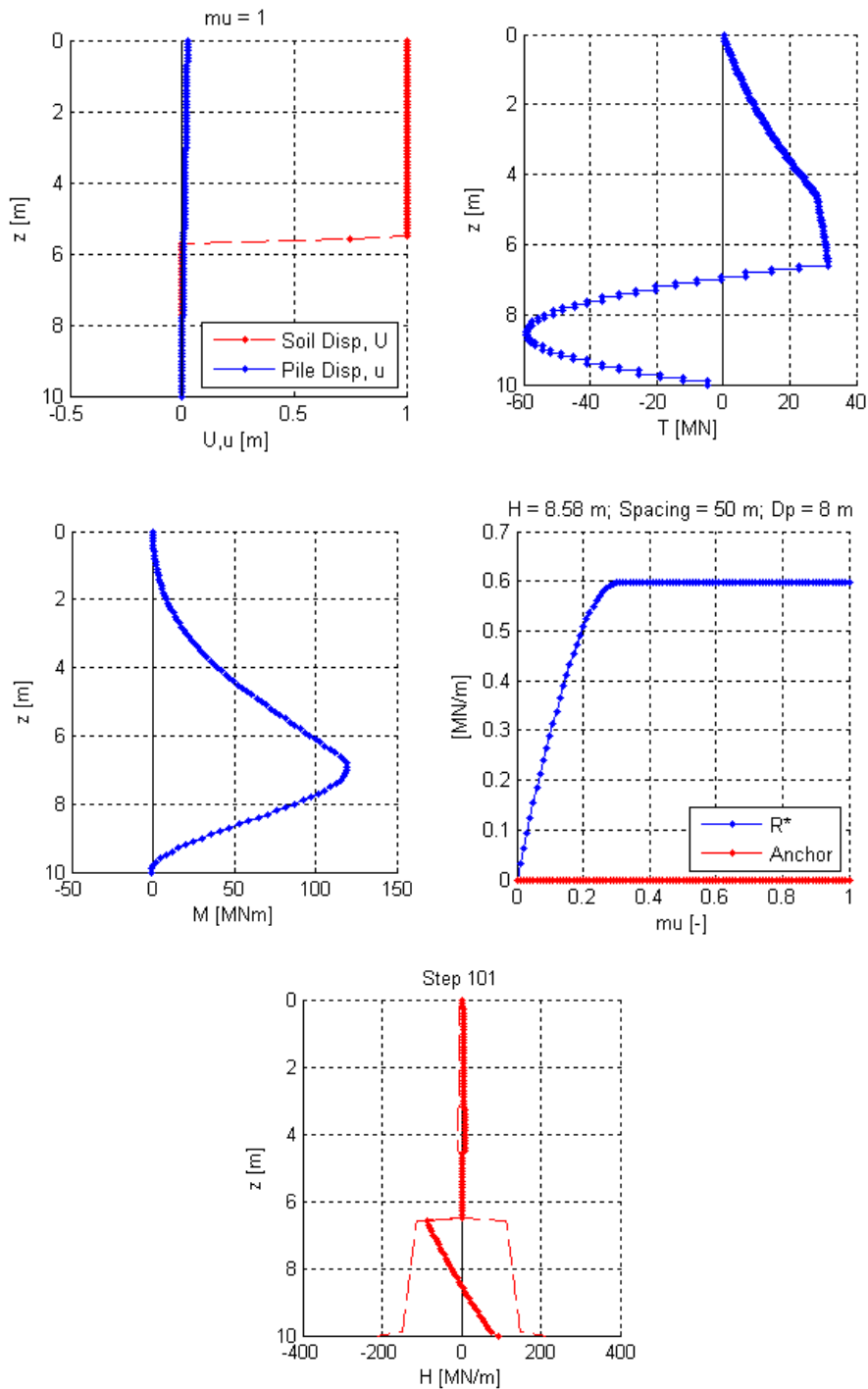


Figura 42 Risultati dell'analisi utilizzando la teoria di Brinch Hansen

Quanto si osserva è che mediante la teoria di Brinch Hansen si ottiene una sollecitazione minore complessivamente della struttura, ma una migliore interazione col terreno. Il pozzo giunge a plasticizzazione offrendo una spinta maggiore nei confronti del terreno in movimento; la testa del pozzo

invece risulta muoversi di 2,5 cm che confrontato con i dati ottenuti nella pratica risulta essere un valore leggermente basso.

Per quanto riguarda l'analisi svolta utilizzando la teoria di Reese si può notare come nonostante la spinta mobilitata sia minore rispetto a quella di Brinch Hansen gli spostamenti del pozzo siano maggiori; in seguito al raggiungimento della spinta massima e cioè all'avvenuta plasticizzazione del pozzo, esso continua a ruotare; questo denota che l'incastro sia cedevole al contrario di quanto accade per l'analisi mediante Brinch Hansen, un comportamento non effettivamente misurato nella realtà.

Questa diversità di comportamento è da additare al fatto che la teoria di Reese adottata fino ad ora non tiene in alcun modo in considerazione la coesione del terreno mentre Brinch Hansen lo fa.

La questione è evidente se si confrontano i grafici e di Figura 41 e Figura 42. Il grafico mostra in funzione della profondità l'andamento dei carichi limite del terreno; esso nel caso di Brinch Hansen ha una sorta di impennata laddove il terreno diventa una vera e propria roccia, mentre per Reese questo repentino aumento della capacità di carico non si avverte.

Tutto ciò si riflette nel fatto che il terreno plasticizzi immediatamente nel caso di Reese provocando quell'incastro cedevole di cui si accennava in precedenza.

Andrà perciò aggiunto un termine che adegui la teoria di Reese al caso qui studiato se si vorranno ottenere risultati accettabili.

E' evidente infatti che il tipo di problema qui studiato non sarebbe stato possibile risolverlo con la soluzione adottata in questo caso senza tener conto della coesione della vulcanite di substrato; la cucitura, infatti non sarebbe stata concettualmente possibile senza un incastro in una roccia, ma si sarebbe optato per soluzioni diverse quali pali o altri metodi di stabilizzazione.

Ai fini della stabilizzazione del pendio quello che più interessa è la forza che il pozzo trasmette al corpo in frana e cioè lo studio della curva caratteristica.

Come è stato già possibile osservare la spinta offerta dal pozzo è sostanzialmente indipendente dallo spostamento in testa, rimanendo pressoché costante anche al variare della discretizzazione.

Ai fini dello studio qui svolto questo però non può essere ritenuto sufficiente perché l'obiettivo di questa tesi è sviluppare una modellazione di interazione terreno-struttura.

Di seguito perciò si proseguirà nell'analisi parametrica per raffinare il modello utilizzato per simulare il comportamento di interazione tra terreno e struttura.

## Il contributo della coesione

Di importanza rilevante si è visto essere il contributo dato dalla coesione, soprattutto relativa al substrato roccioso.

Di seguito verrà svolta un'analisi sulla coesione utilizzando Brinch Hansen per quantificare l'importanza di questo parametro.

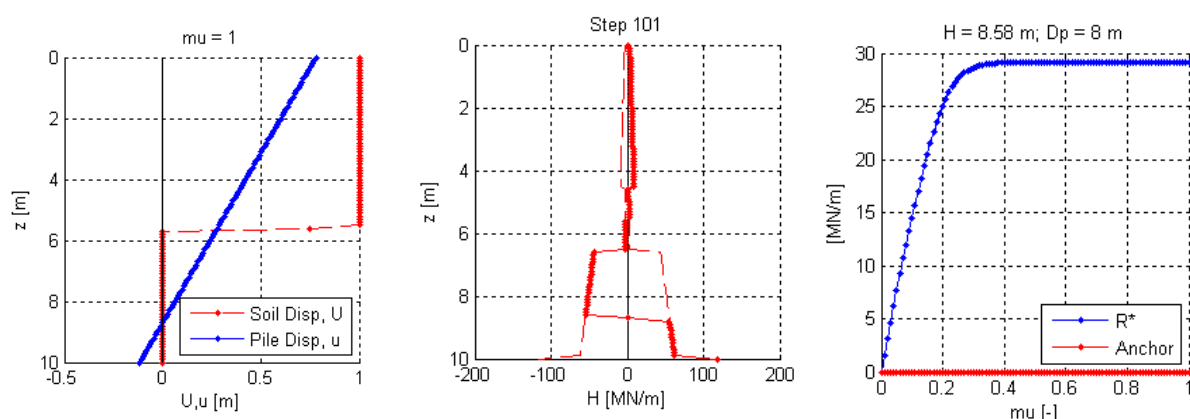


Figura 43 Risultati dell'analisi utilizzando un valore di  $c'$  di 22 KPa per il substrato roccioso

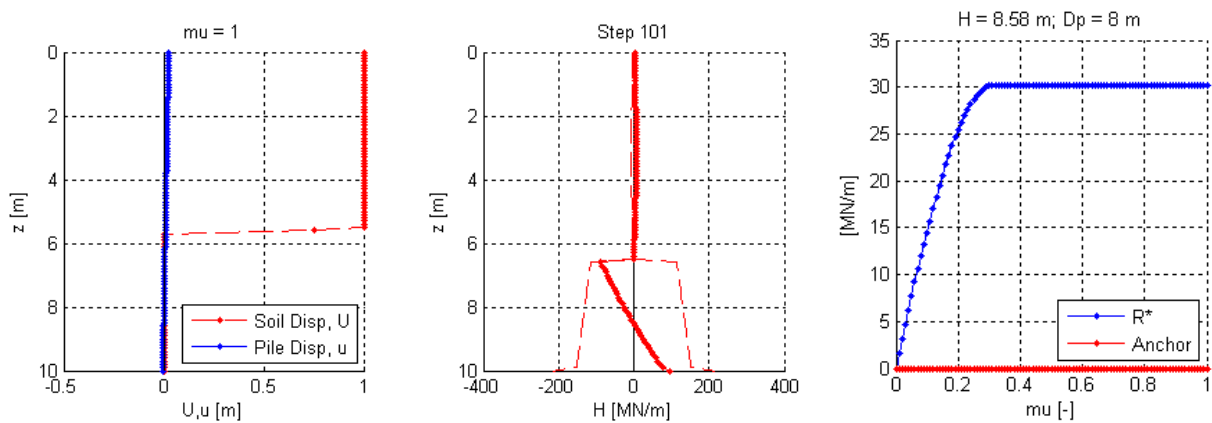


Figura 44 Risultati dell'analisi utilizzando un valore di  $c'$  di 220 KPa per il substrato roccioso

Quanto mostrato in Figura 43 e in Figura 44 mostra immediatamente quanto appena detto; utilizzando un valore dieci volte più piccolo della coesione rispetto a quello prossimo a quello misurato nella realtà, l'incastro dove affonda il pozzo risulta essere notevolmente cedevole generando delle rotazioni rigide che non sarebbero assolutamente accettabile considerata l'opera oggetto di questo studio.

La causa di questa rotazione è evidente osservando i grafici b di ciascuna figura: mentre nel caso con coesione di 22 KPa tutto il terreno di incastro plasticizza andando perciò a generare il fenomeno appena descritto, nel caso di coesione di 220 KPa la zona di incastro risulta essere completamente in zona elastica.

Per quanto riguarda invece la curva caratteristica, quanto si evince è che anche la spinta offerta dal pozzo rimane pressoché invariata indipendentemente dalle caratteristiche del terreno.



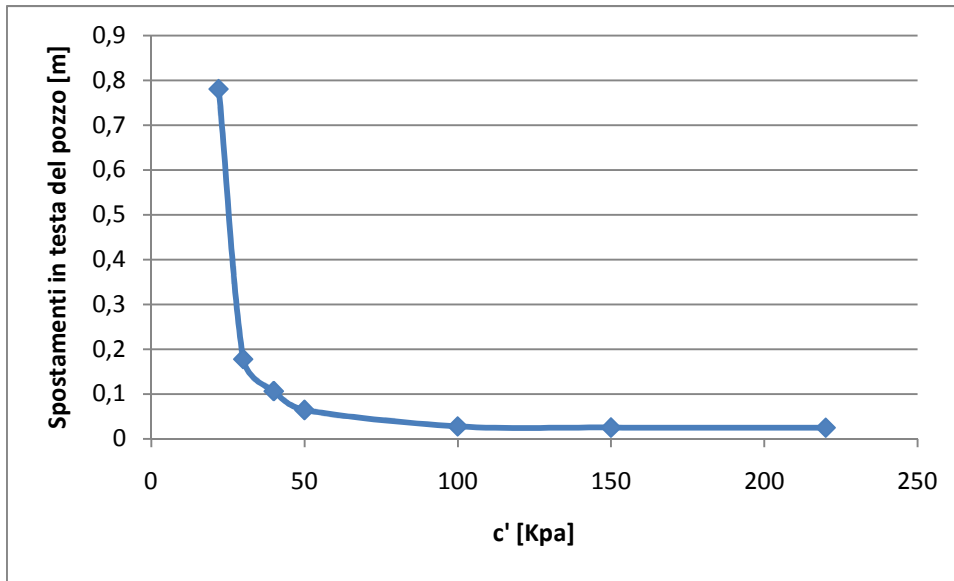


Figura 45 Andamento degli spostamenti in testa al pozzo in funzione della coesione del substrato di vulcanite (Brinch Hansen)

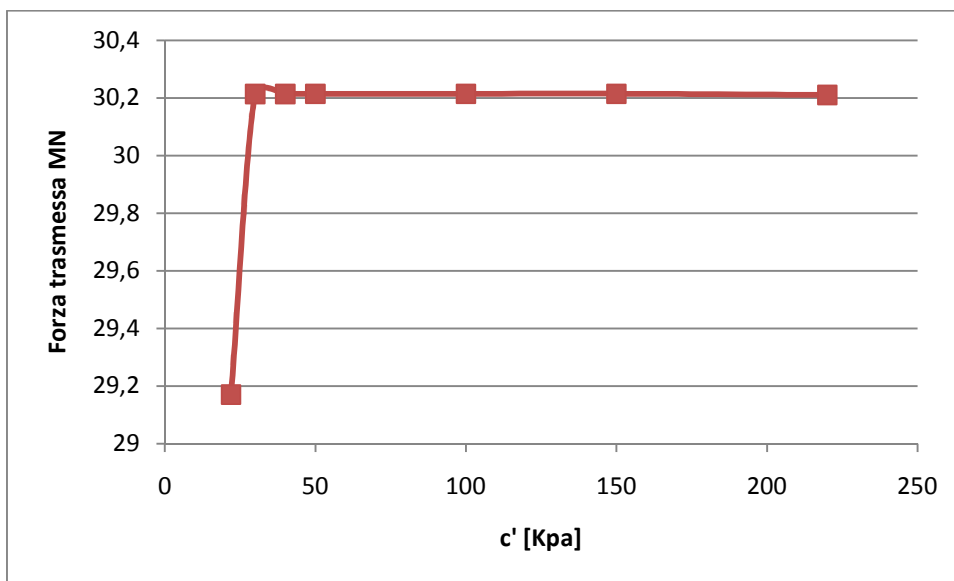


Figura 46 Andamento della spinta del pozzo al terreno in funzione della coesione del substrato di vulcanite (Brinch Hansen)

Quanto si evince dall'analisi svolta sulla coesione del substrato è che come già detto la spinta che il pozzo offre al terreno rimane sempre la stessa, mentre gli spostamenti in testa variano molto tendendo asintoticamente ad un valore che si aggira intorno ai 2,5 cm.

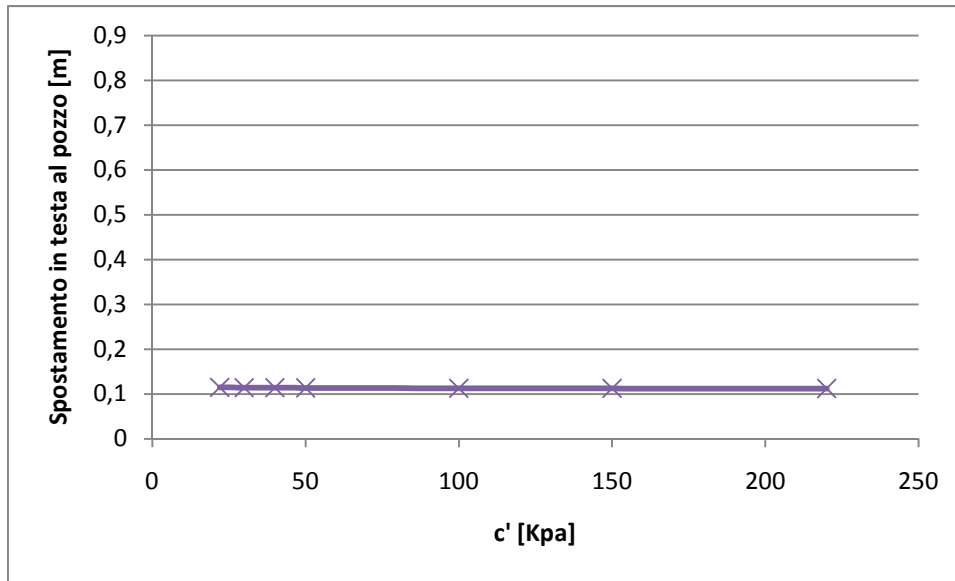


Figura 47 Andamento degli spostamenti in testa al pozzo in funzione della coesione del substrato di vulcanite (Reese)

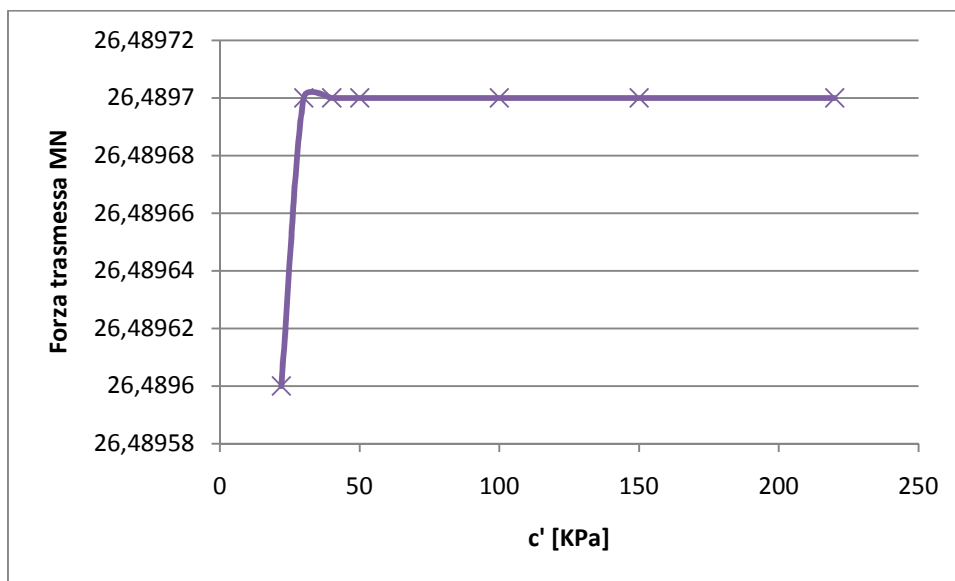


Figura 48 Andamento degli spostamenti in testa al pozzo in funzione della coesione del substrato di vulcanite (Reese)

Se l'analisi anziché essere svolta con Brinch Hansen viene svolta con Reese si vede immediatamente che la coesione non ha quasi alcun peso in questo modello.

La risposta infatti della forza trasmessa al terreno è praticamente identica, a meno del valore effettivo che viene raggiunto asintoticamente; quindi questo non è influenzato particolarmente dalla coesione del substrato.

Per quanto riguarda gli spostamenti in testa del pozzo, al contrario che con Brinch Hansen risultano essere costanti al variare della coesione e questo va a confermare quanto detto in precedenza, e cioè che Reese non considera in alcun modo la coesione che però svolge un ruolo fondamentale ai fini dell'opera qui oggetto di studio.

Per questo motivo di seguito verranno svolte analisi prediligendo il metodo di Brinch Hansen utilizzando il metodo di Reese più che altro ai fini di confronto.

### **Spessore della parete del pozzo**

Un altro parametro che è stato ritenuto utile per determinare l'ottimo di progetto e l'interazione tra struttura e terreno è lo spessore della parete del pozzo.

Come detto in precedenza il pozzo è una struttura cilindrica cava per 2,2 metri.

In questa fase ci si occuperà solo di valutare il variare della risposta del sistema nel complesso al variare dello spessore della parete, lasciando la parte relativa ai dimensionamenti a una fase successiva.

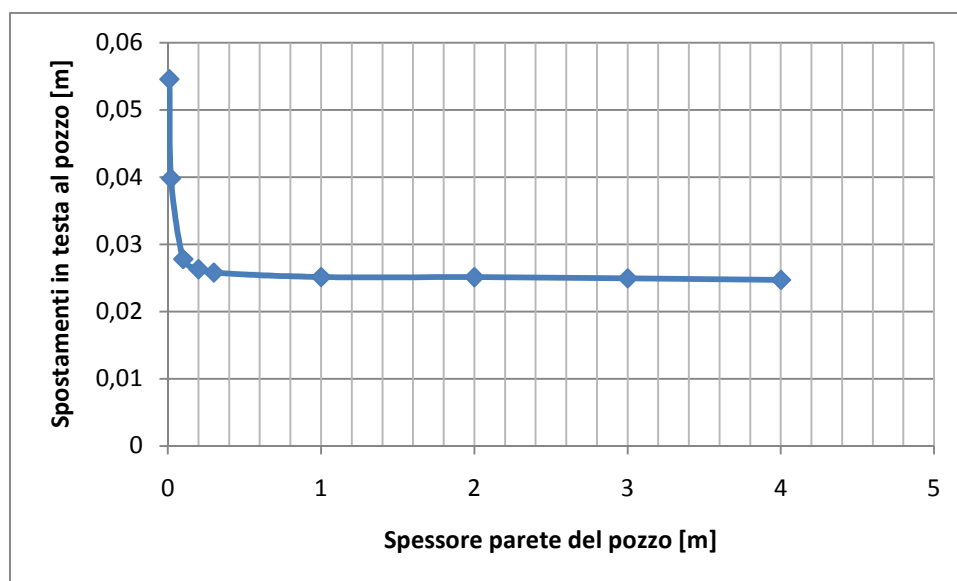


Figura 49 Andamento degli spostamenti in testa al pozzo in funzione dello spessore delle pareti

Come sempre si è scelto come parametro di confronto lo spostamento in testa al pozzo perché è la misura di confronto più affidabile a nostra disposizione.

L'analisi ha permesso di osservare che per quanto riguarda gli spostamenti le variazioni sono minime fino a un valore di spessore di parete di 10 cm, dopodiché la flessibilità eccessiva della struttura si incomincia a far sentire e gli spostamenti aumentano in maniera vertiginosa, come sarebbe stato facilmente intuibile.

D'altra parte spessori così miseri per una struttura di tale dimensione non sono ragionevoli e perciò, per quanto riguarda l'interazione terreno struttura conferma la bontà dei dati progettuali.

Durante l'analisi sono stati valutati anche altri valori relativi all'interazione, come la spinta offerta dal pozzo, le azioni interne e il dominio di interazione.

I valori di spinta e le azioni interne si attestano su valori costanti al variare dello spessore di parete.

I valori di domini di interazione hanno dato dei risultati più interessanti invece, per quanto riguarda soprattutto lo studio del macroelemento Nova-Montrasio di fondazione.

Questo perché l'ampiezza del dominio dipenderà dall'azione verticale e cioè il peso che varia sensibilmente al variare dello spessore di parete, come è facilmente immaginabile.

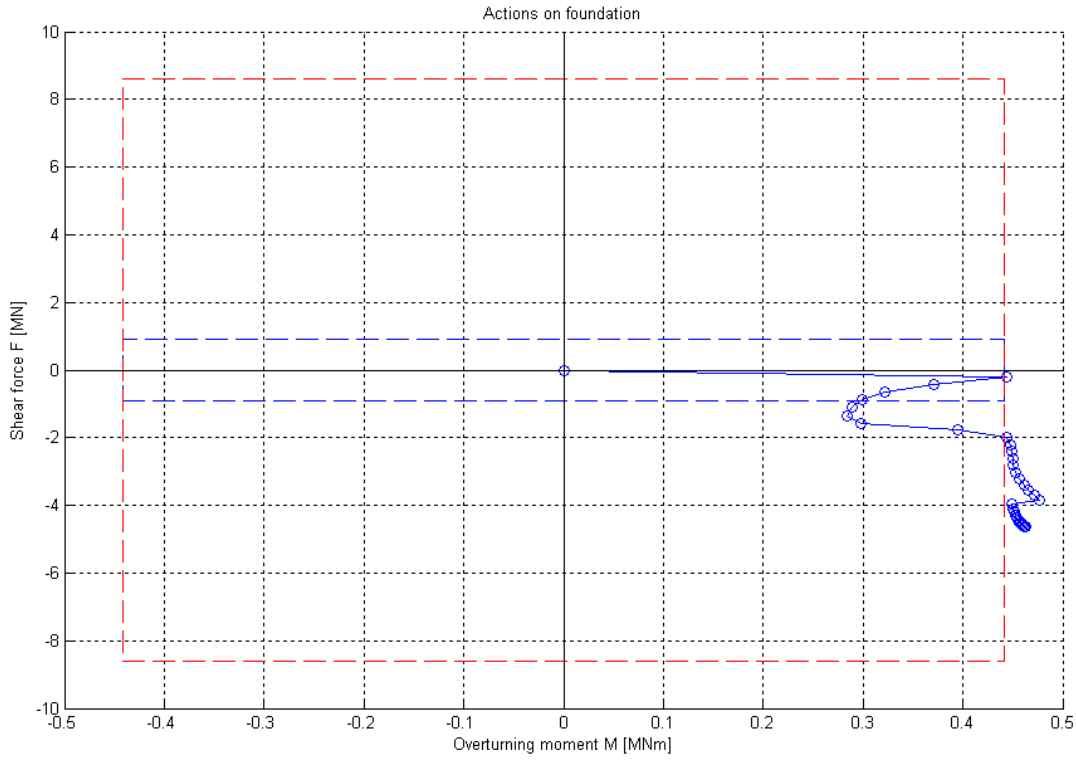


Figura 50 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione per uno spessore di 0,2 m

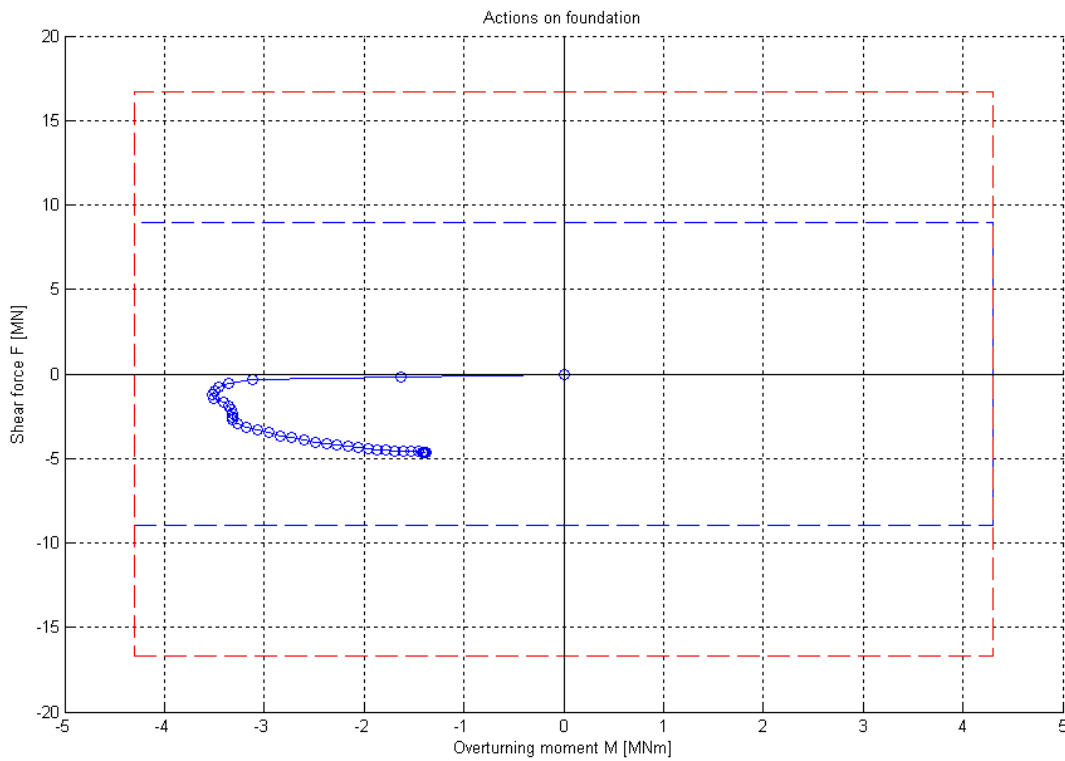


Figura 51 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione per sezione piena

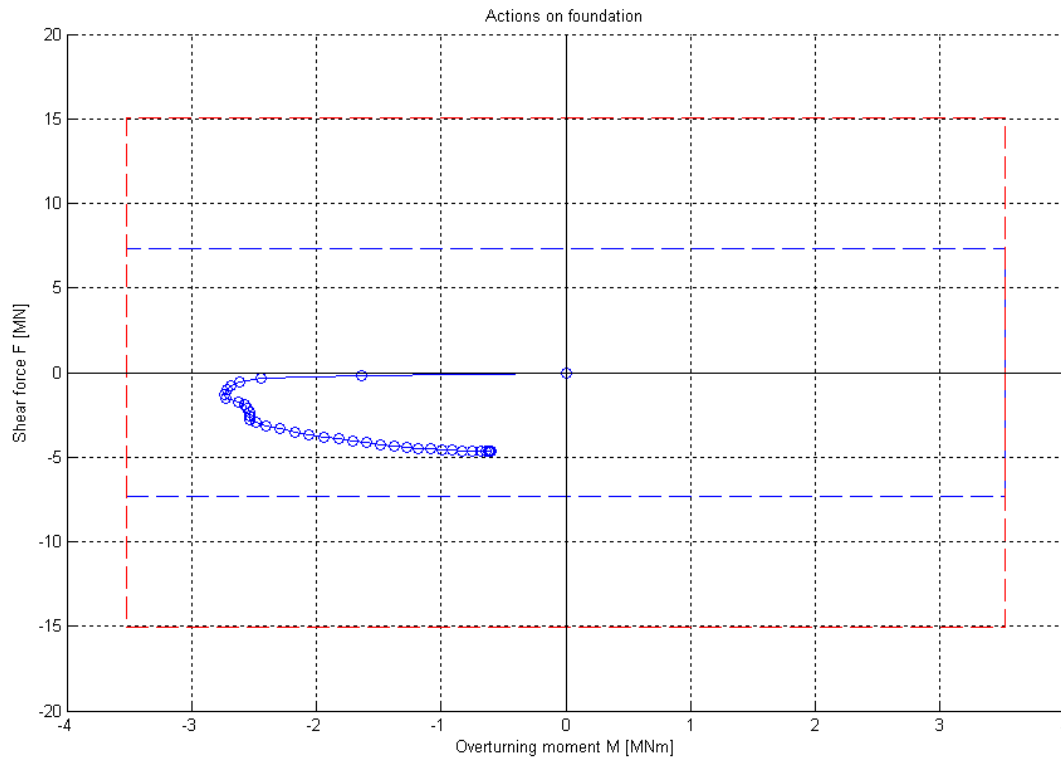


Figura 52 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione per la struttura come da progetto

I grafici di Figura 50 Figura 51 e Figura 52 mostrano il dominio di interazione descritto nei paragrafi precedenti del macroelemento Nova-Montrasio di fondazione per una struttura con uno spessore di 0,2 m, a sezione piena, e come realmente realizzata.

Le linee rosse indicano i limiti del dominio di interazione del momento e del taglio rispettivamente, mentre le linee blu rappresentano i limite per un ipotetica terza dimensione rappresentante l'azione assiale.

È interessante notare come il peso relativamente modesto di una struttura cava e con spessore di pochi cm definisce un limite troppo basso delle azioni che così vengono facilmente raggiunte portando la fondazione a plasticizzazione.

Al contrario la struttura così come progettata fornisce dei limite sufficienti (per quanto dettato dalla teoria) a far rimanere la fondazione in fase elastica con i relativi vantaggi della situazione.

## Il peso specifico del calcestruzzo

Un altro parametro da calibrare durante l'analisi che influisce sugli stessi aspetti dell'analisi precedente è il peso specifico del calcestruzzo utilizzato nella realizzazione dell'opera.

In letteratura il peso specifico del calcestruzzo viene indicato come in media variabile tra i 15 e 25 kN/mc con un valore medio di 23 kN/mc.

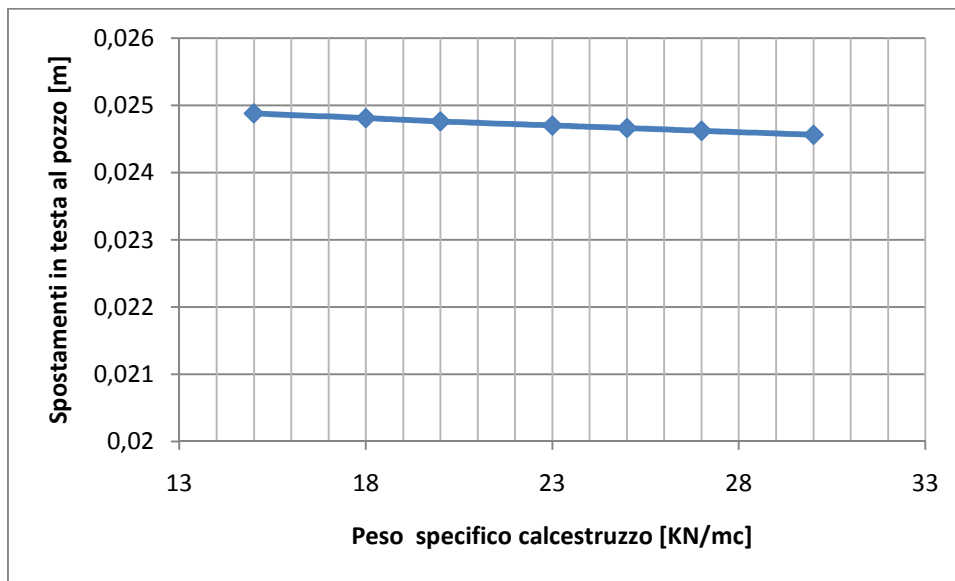


Figura 53 Andamento degli spostamenti in testa al pozzo in funzione del peso del calcestruzzo

Come viene mostrato nel grafico di Figura 53 il peso del calcestruzzo influisce in maniera trascurabile sugli spostamenti in testa al pozzo anche se è percettibile l'effetto del maggior peso come effetto stabilizzante nei confronti del ribaltamento.

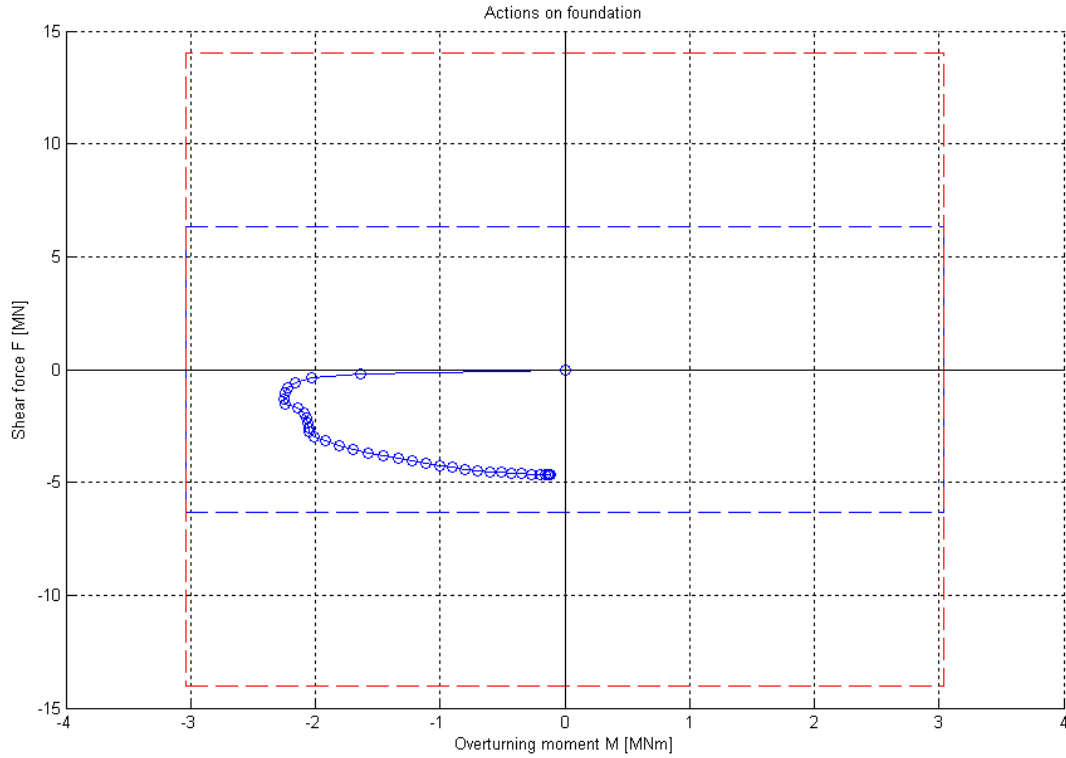


Figura 54 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione con peso specifico del calcestruzzo di 15 KN/mc

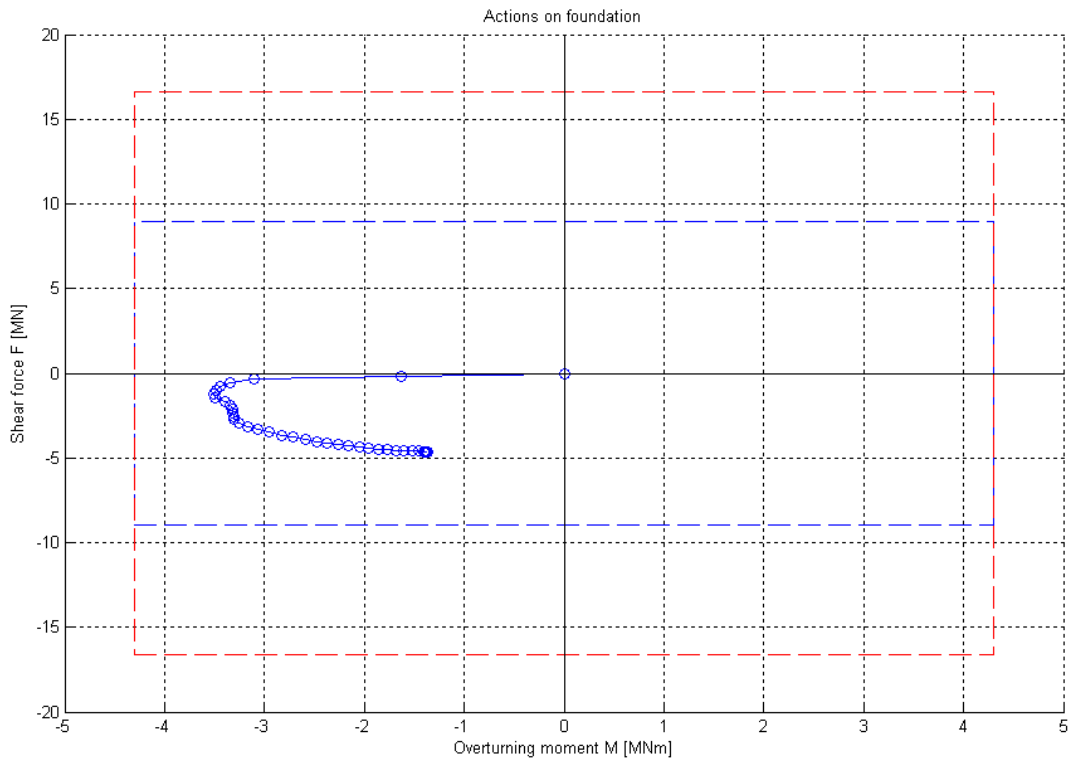


Figura 55 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione con peso specifico del calcestruzzo di 23 KN/mc



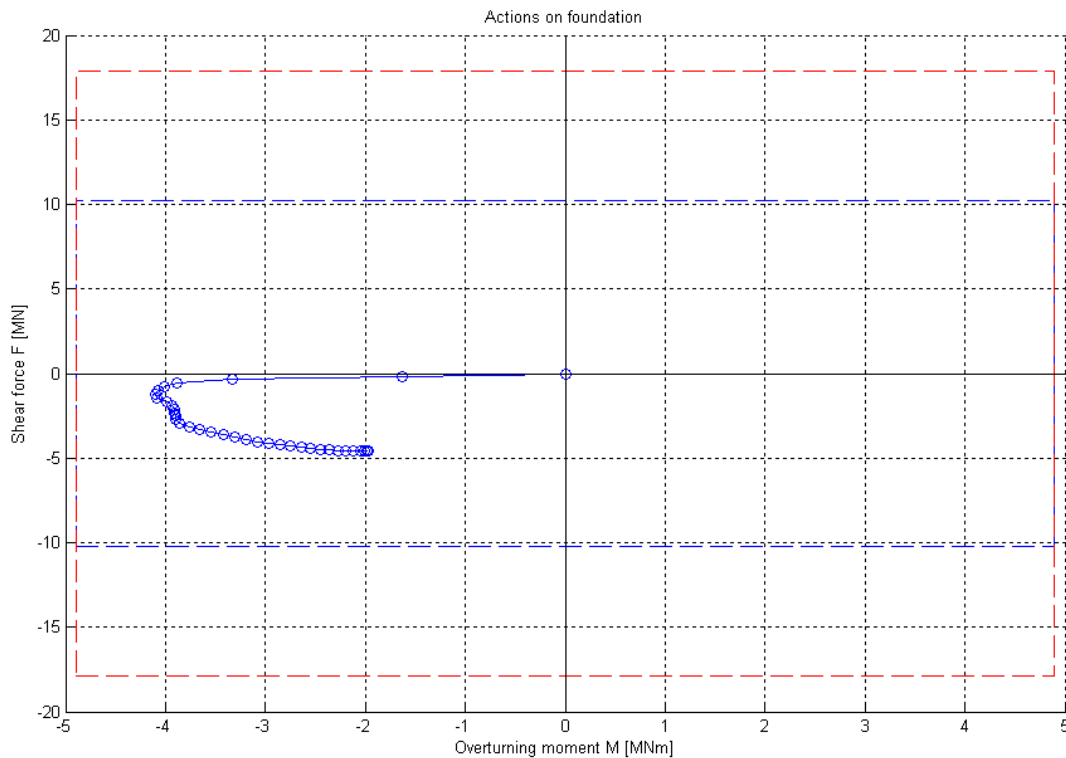


Figura 56 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione con peso specifico del calcestruzzo di 27 KN/mc

I grafici di Figura 54 Figura 55 Figura 56 mostrano il dominio di interazione del macroelemento di fondazione per valori di peso specifico del calcestruzzo di 15, 23 e 27 KN/mc.

È possibile notare come il peso maggiore faccia ampliare i limiti del dominio poiché il maggior peso della struttura causa un carico verticale maggiore e quindi aumenti le capacità della fondazione.

In ogni caso anche per un valore molto basso di peso specifico (15 KN/mc) questo non è sufficiente a far in modo che la fondazione plasticizzi per il caso studiato e la geometria utilizzata di progetto; per questo motivo non è necessario consigliare un calcestruzzo pesante o non per raggiungere un ottimo progettuale, ma sarà sufficiente valutare la questione economica che non è oggetto di questo studio.

## Spessore della coltre di copertura del pozzo

Come intervento atto ad aumentare la stabilità del pendio è stato scelto di coprire il pozzo con una coltre di terreno di tipo detritico (cioè quello dello strato superficiale del luogo), in modo tale di aumentare la spinta offerta dal pozzo nei confronti della massa in frana

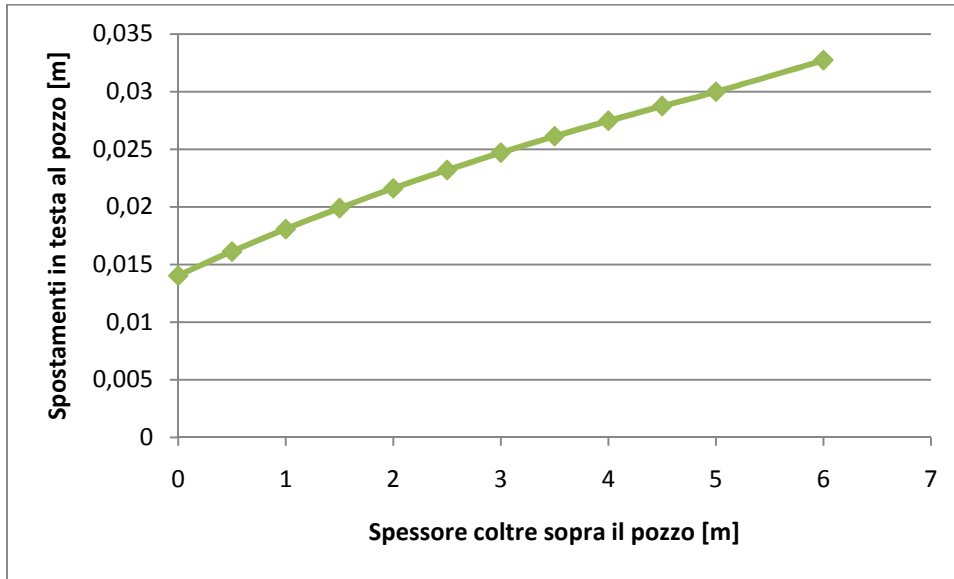


Figura 57 Andamento degli spostamenti in testa al pozzo in funzione dello spessore della coltre di copertura del pozzo

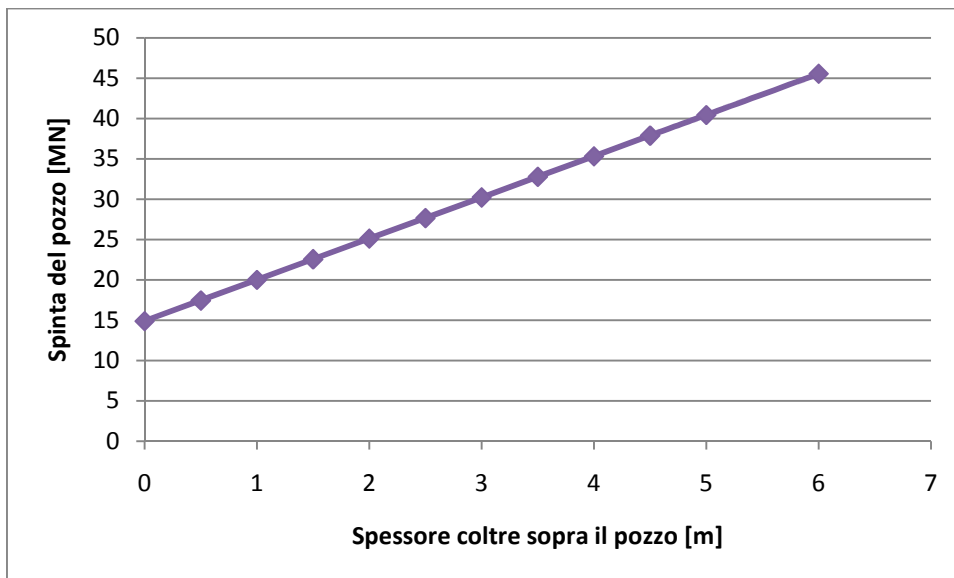


Figura 58 Andamento della spinta offerta dal pozzo in funzione dello spessore della coltre di copertura del pozzo

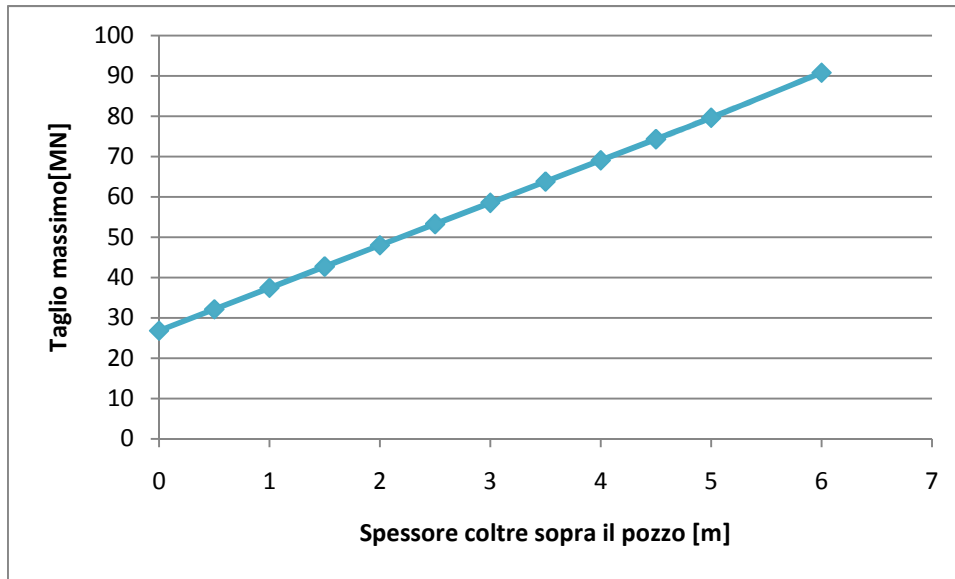


Figura 59 Andamento del taglio massimo nel pozzo in funzione dello spessore della coltre di copertura del pozzo

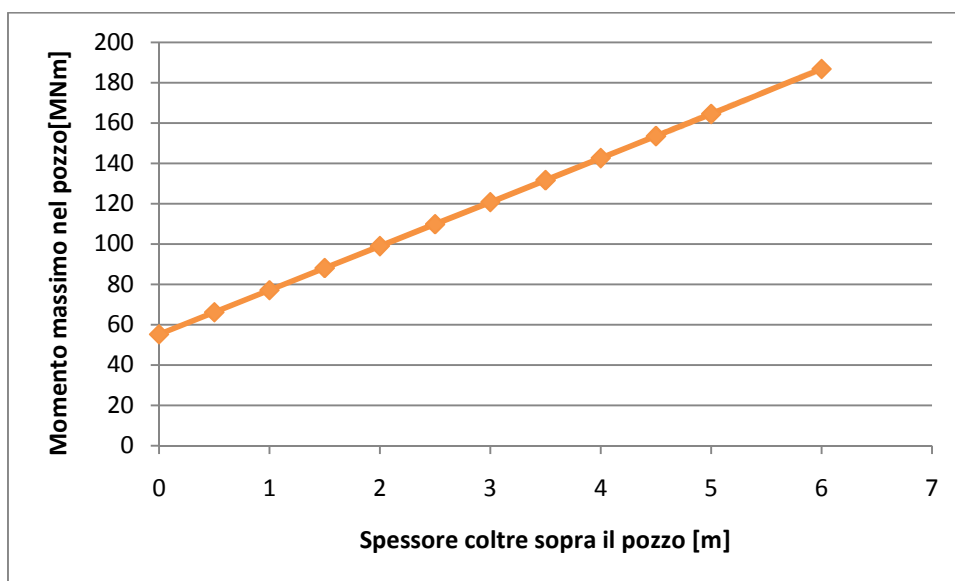


Figura 60 Andamento del momento massimo nel pozzo in funzione dello spessore della coltre di copertura del pozzo

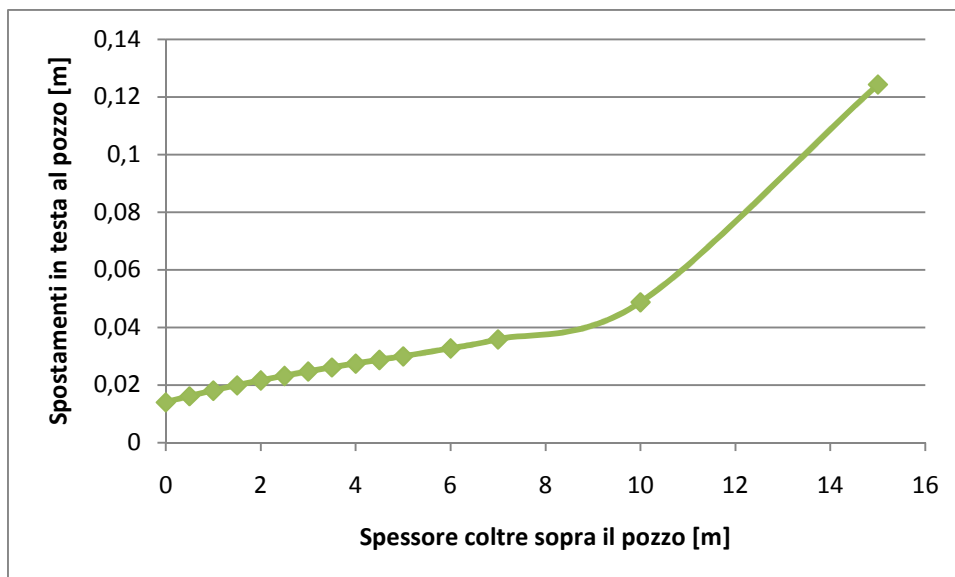
Dai grafici in Figura 57 Figura 58 Figura 59 Figura 60 è possibile osservare l'andamento di spostamenti in testa, spinta del pozzo, taglio massimo e momento massimo al variare dello spessore della coltre di copertura.

Quello che si evince è che questi quattro fattori tendono ad aumentare tutti in maniera circa lineare e circa allo stesso modo al variare dello spessore della coltre.

È evidente che durante la fase progettuale un insieme di vari fattori avrà fatto scegliere la sistemazione attuale dell'opera, che per quanto riguarda la coltre, prevede uno spessore di 3 m.

È logico perciò considerare che maggiore è lo strato di coltre superiore, maggiore sarà la spinta offerta dal pozzo alla massa in frana, ma maggiori saranno anche le sollecitazioni all'interno del pozzo, che dunque all'aumentare di queste dovrà prevedere una struttura in grado di resistere a tali sollecitazioni.

Un discorso a parte merita la questione degli spostamenti in testa al palo.



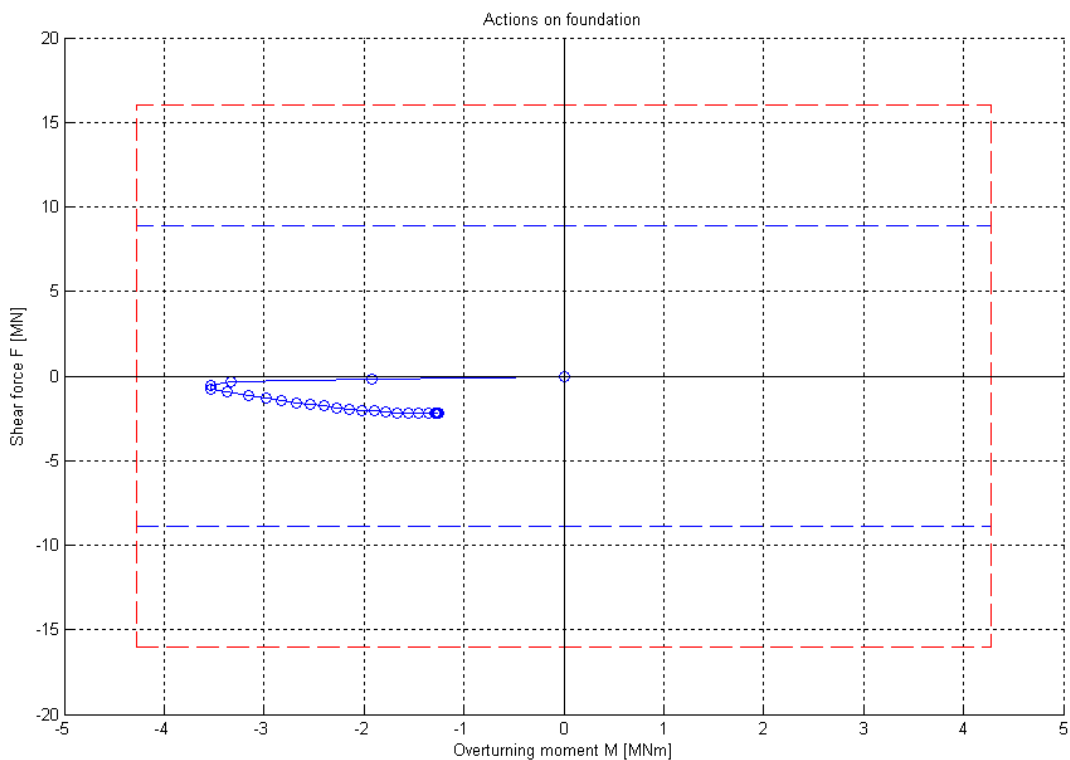
**Figura 61** Andamento degli spostamenti in testa al pozzo in funzione dello spessore della coltre di copertura del pozzo

Come si era già detto per l'analisi svolta adottando la teoria di Reese all'aumentare delle sollecitazioni in gioco, il terreno dell'incastro una volta raggiunto in tutta la sua lunghezza la plasticizzazione, renderà l'incastro stesso cedevole generando delle rotazioni rigide della struttura, e facendo aumentare notevolmente gli spostamenti in testa pur lasciando inalterati gli altri fattori oggetto di studio quali la spinta offerta e le azioni interne.

Questo comportamento lo si evince dal grafico di Figura 61 che mostra una netta impennata dell'andamento degli spostamenti sopra i 10 metri di spessore della coltre.

Durante la fase di analisi è stato possibile osservare come già al valore di 6 metri di spessore della coltre la zona d'incastro inizi a elasticizzare; all'aumentare dello spessore della coltre la zona elasticizzata si estende sempre più in profondità fino a comprendere tutta la zona d'incastro, andando perciò a generare quelle rotazioni rigide sopra menzionate.

Questo comportamento sarà attenuato dal comportamento del macroelemento che all'aumentare dello sforzo verticale agente sull'area di fondazione, aumenterà di conseguenza i carichi limite ammissibili.



**Figura 62** Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione senza coltre di copertura del pozzo

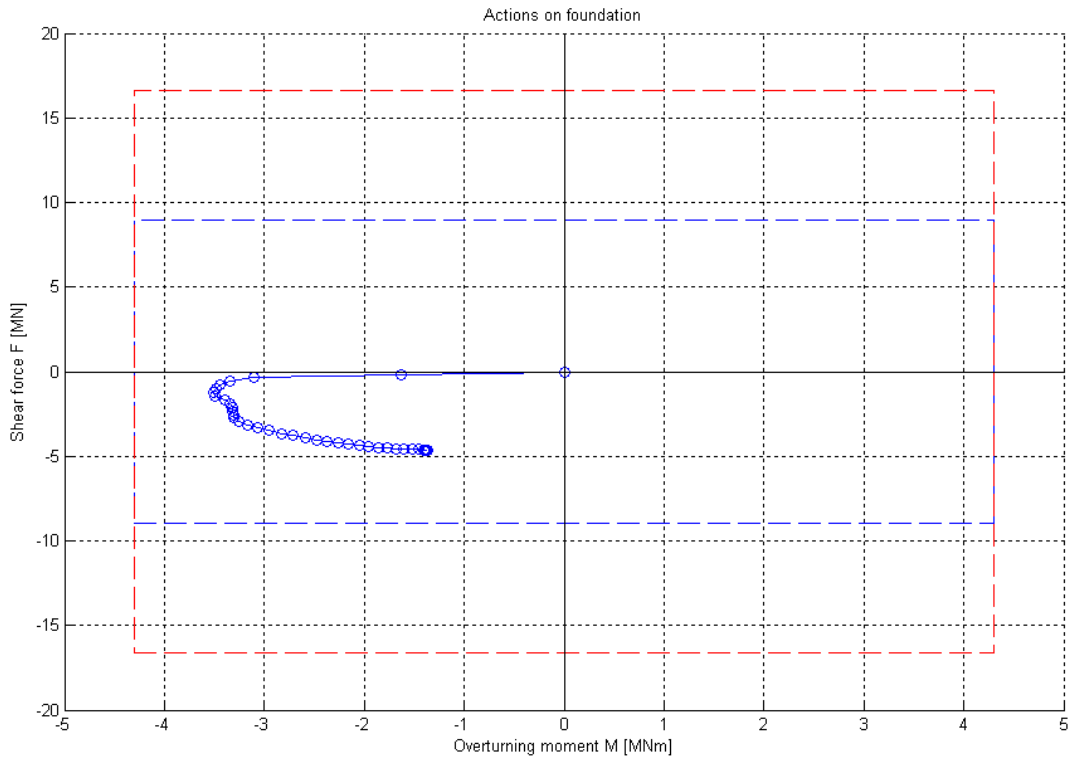


Figura 63 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione con 3m di coltre di copertura del pozzo

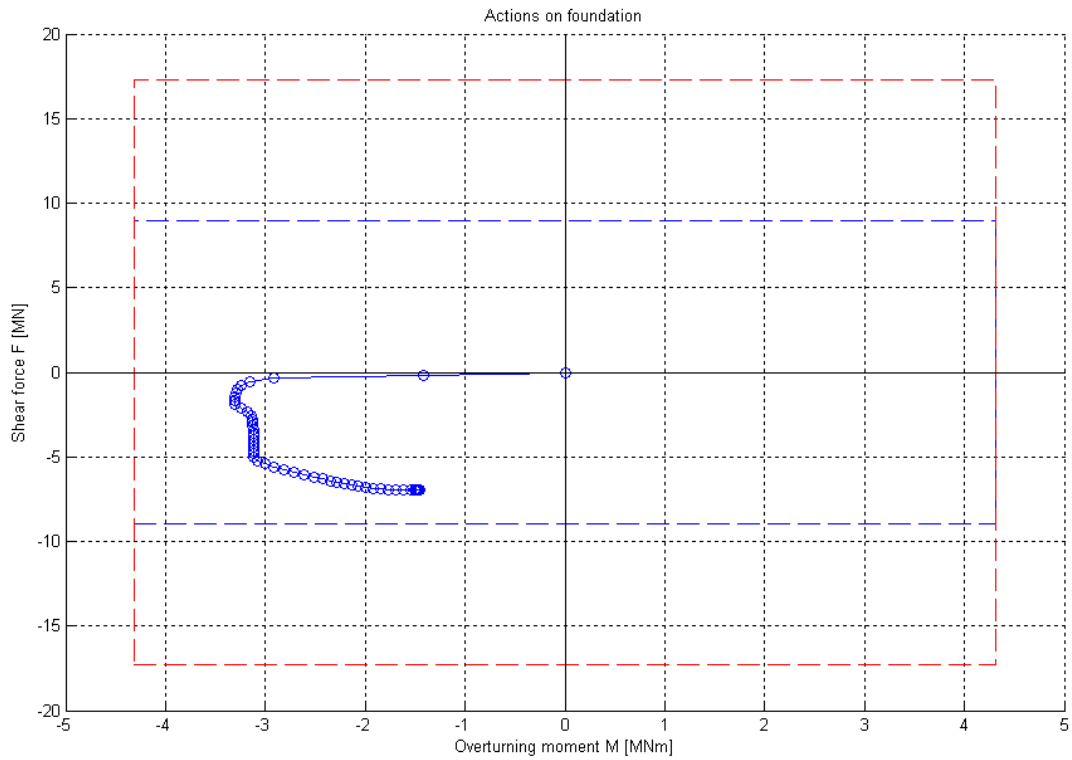


Figura 64 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione con 6m di coltre di copertura del pozzo

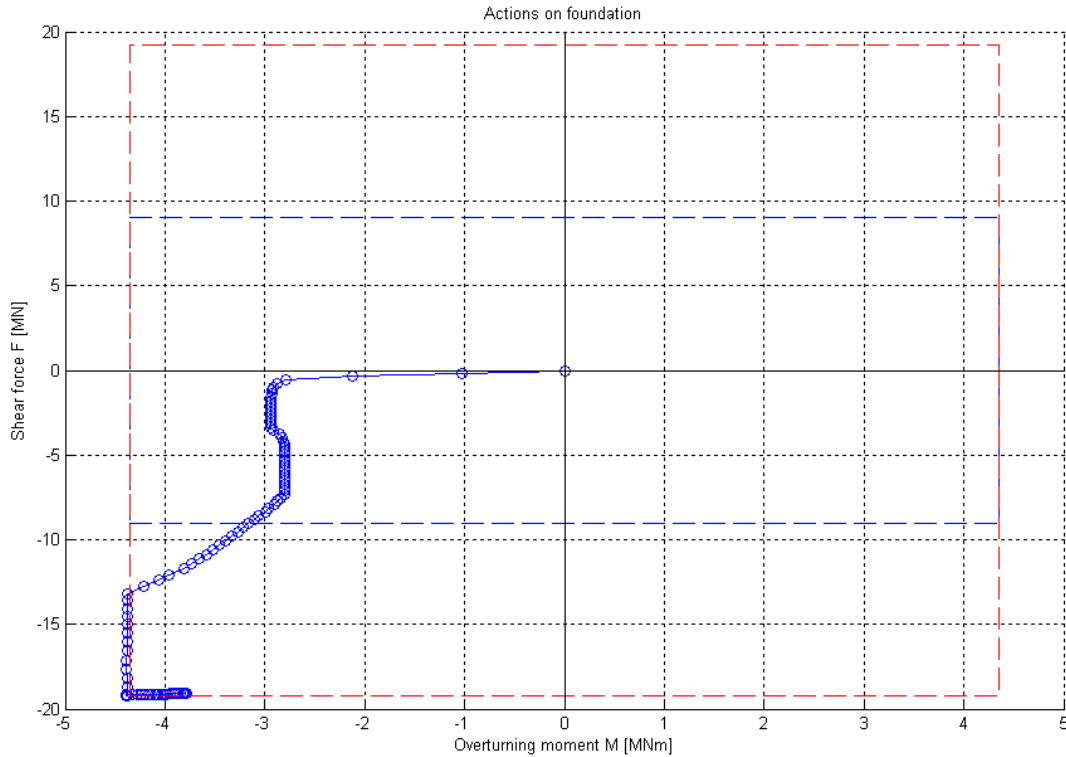


Figura 65 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione con 15m di coltre di copertura del pozzo

Come si evince dai grafici di Figura 62 Figura 63 Figura 64 Figura 65 il dominio MT dell'elemento di fondazione tende a estendersi con l'aumentare dello spessore della coltre, ma non in maniera parallela rispetto all'aumento delle sollecitazioni in fondazione e questo determina che oltre determinati spessori la fondazione plasticizzi anch'essa.

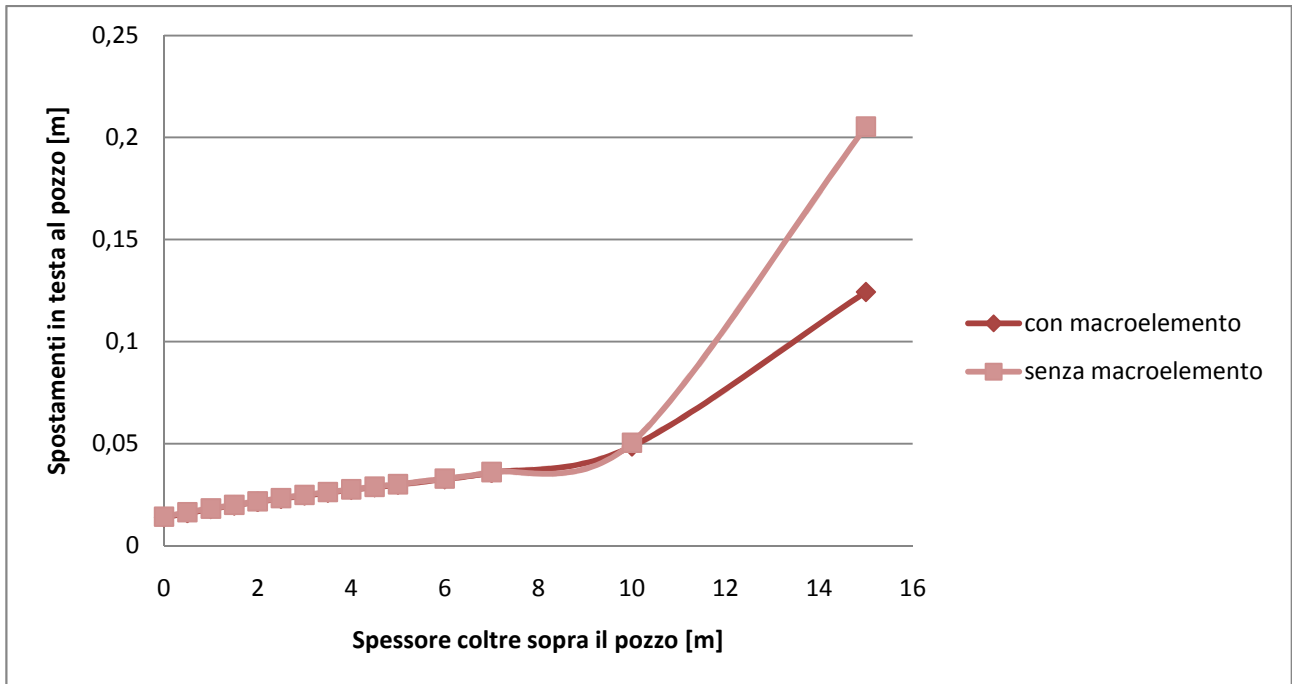


Figura 66 Andamento degli spostamenti in testa al pozzo in funzione dello spessore della coltre di copertura del pozzo con e senza il macroelemento di fondazione

Dal grafico di Figura 66 è possibile notare come la presenza del macroelemento si avverta in maniera più sensibile solo dopo che la zona d'incastro inizi a plasticizzare.

Sarà dunque sotto sforzi molto elevati che il contributo del macroelemento diventerà rilevante.

Finchè la zona d'incastro rimane in zona elastica, infatti, il macroelemento lavora poco fornendo solo piccoli contributi ai fini dell'equilibrio, ma una volta dato inizio alla plasticizzazione il lavoro del macroelemento diventa rilevante.

### **Altezza del pozzo e della zona d'incastro in roccia**

Di seguito verranno mostrati i risultati relativi ad un'analisi svolta per determinare il comportamento del sistema al variare della lunghezza del pozzo.





Figura 67 Andamento degli spostamenti in testa al pozzo in funzione dell'altezza del pozzo

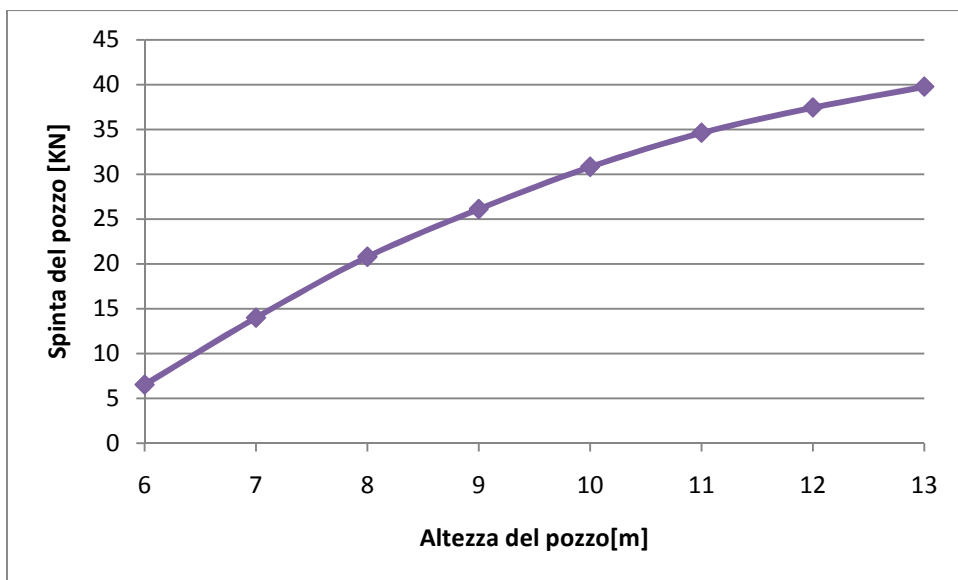


Figura 68 Andamento della spinta offerta dal pozzo in funzione dell'altezza del pozzo

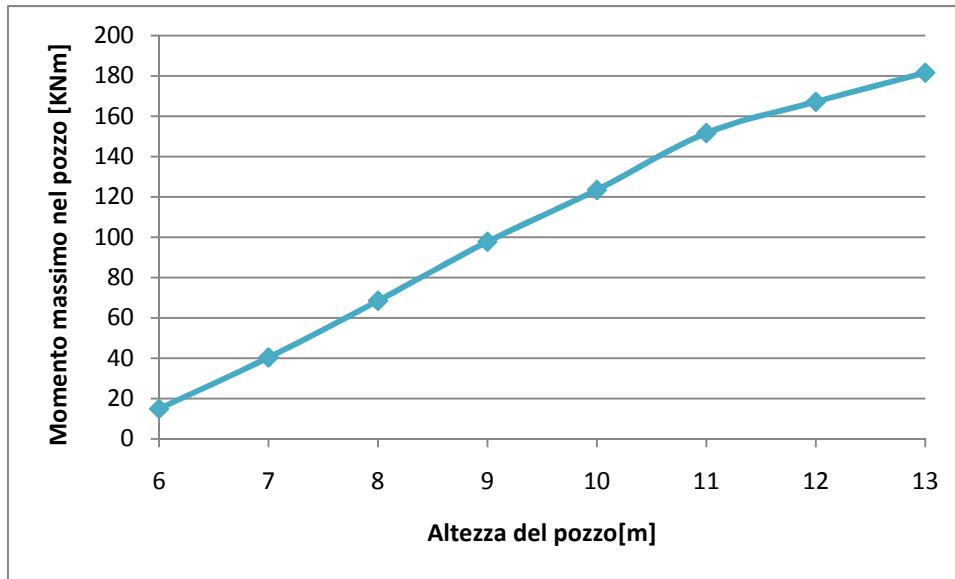


Figura 69 Andamento del momento massimo nel pozzo in funzione dell'altezza del pozzo

Quanto si osserva dai grafici di Figura 67 Figura 68 Figura 69 è che al variare dell'altezza del pozzo, lasciando invariata la zona d'incastro, cioè sviluppando solo verso l'alto la struttura, aumentano le azioni sul pozzo in un modo che sembra tendere ad un asintoto. Le analisi non sono state sviluppate oltre la lunghezza di 13 m perché non avrebbe avuto nessun senso farlo visto che sopra questa lunghezza sarebbe stato come costruire l'opera al di fuori del piano campagna.

Il momento massimo e gli spostamenti sembrano seguire un andamento più lineare anche se leggermente 'disturbato'.

Questo disturbo sarebbe da additarsi all'interazione del macroelemento; di seguito infatti viene mostrato un dato interessante riguardo ad esso.

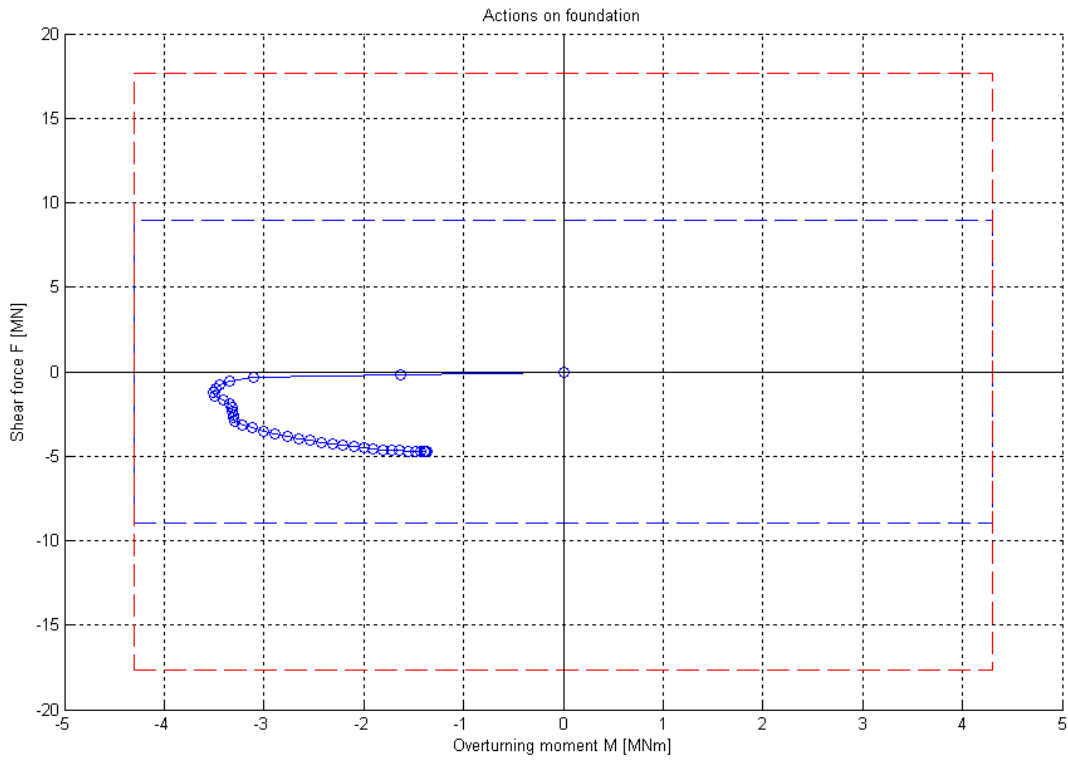


Figura 70 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione con altezza del pozzo di 10 m

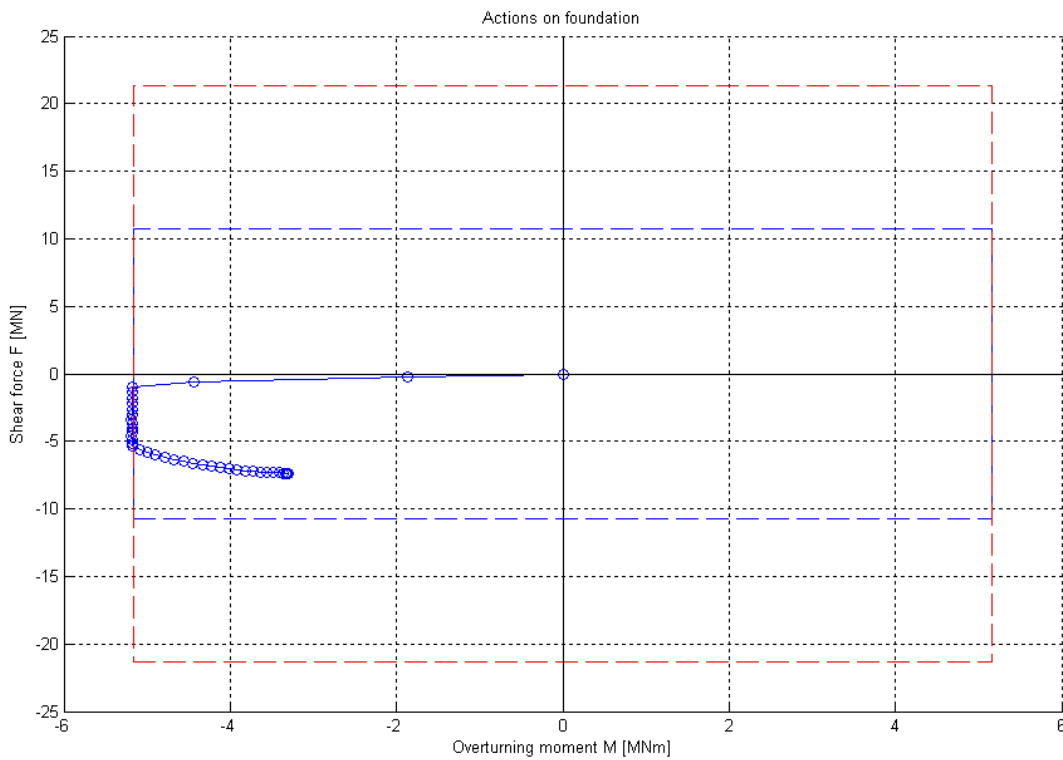


Figura 71 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione con altezza del pozzo di 12 m

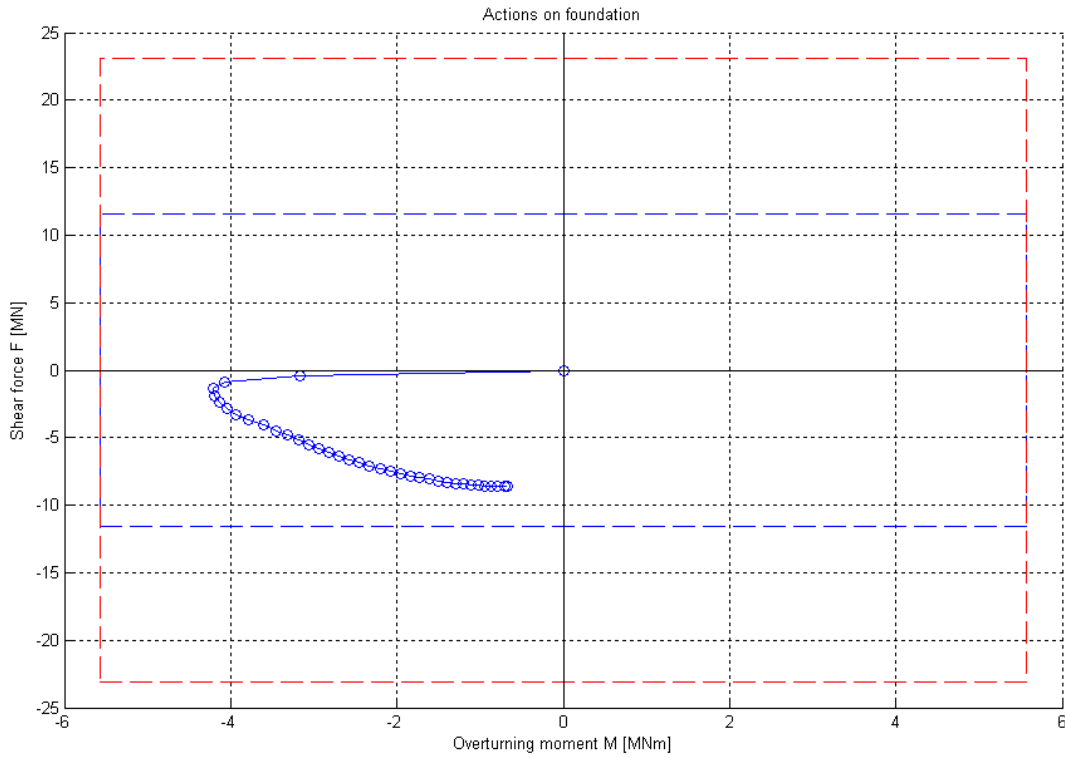


Figura 72 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione con altezza del pozzo di 13 m

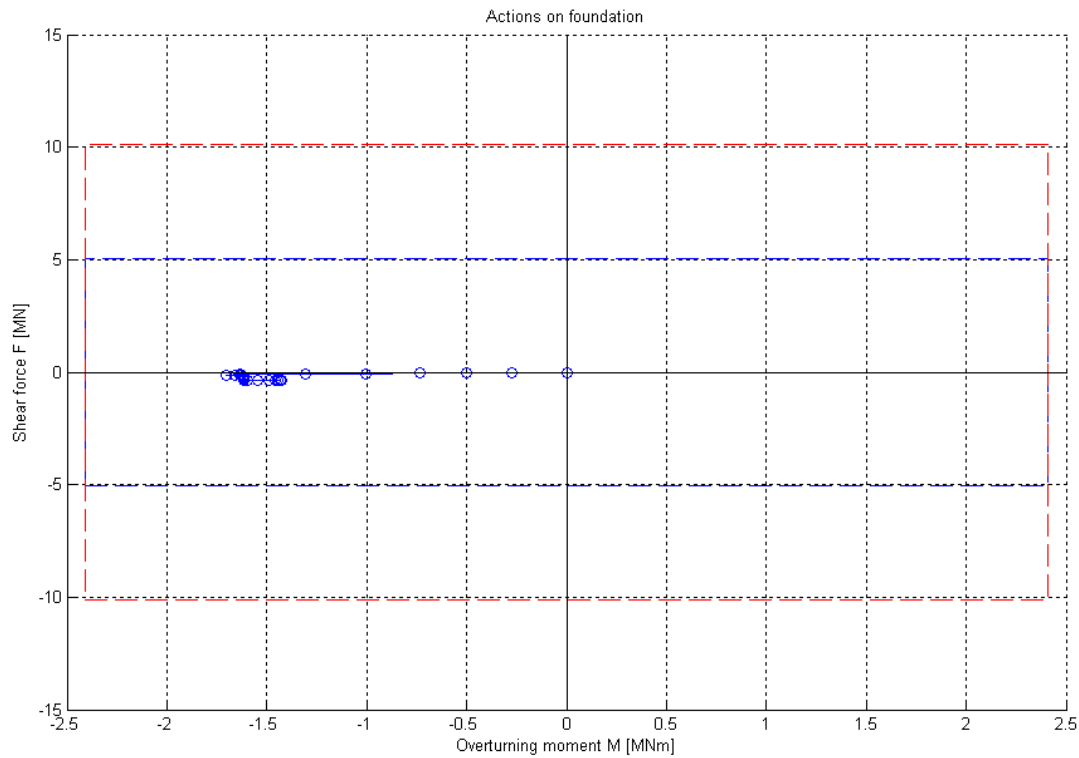


Figura 73 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione con altezza del pozzo di 6 m

Dai grafici di Figura 70 Figura 71 Figura 72 Figura 73 si può notare un comportamento apparentemente strano: per un'altezza del pozzo di 12 m si vede che durante il carico della struttura la fondazione plasticizza, mentre per 13 m rimanga totalmente in fase elastica come del resto per lunghezze inferiori.

Ciò è dovuto al fatto che evidentemente le forze sollecitanti la struttura crescano generando una distribuzione sul pozzo che in fondazione crea un aumento del momento per quella determinata geometria che successivamente si perde.

Se si osserva anche il grafico relativo agli spostamenti in testa al pozzo si nota che proprio a 11 si ha una gobba che esce dalla linearità della retta degli altri valori. Questa gobba che indica che con quella geometria la struttura si è mossa 'un po' di più del normale' è dovuta sicuramente alla plasticizzazione della fondazione.

Di seguito vengono mostrati i risultati della analisi compiute facendo variare l'altezza del pozzo come prima per tre valori diversi di profondità dell'incastro: 3,5m (situazione di progetto), 2,5m e 4,5m.

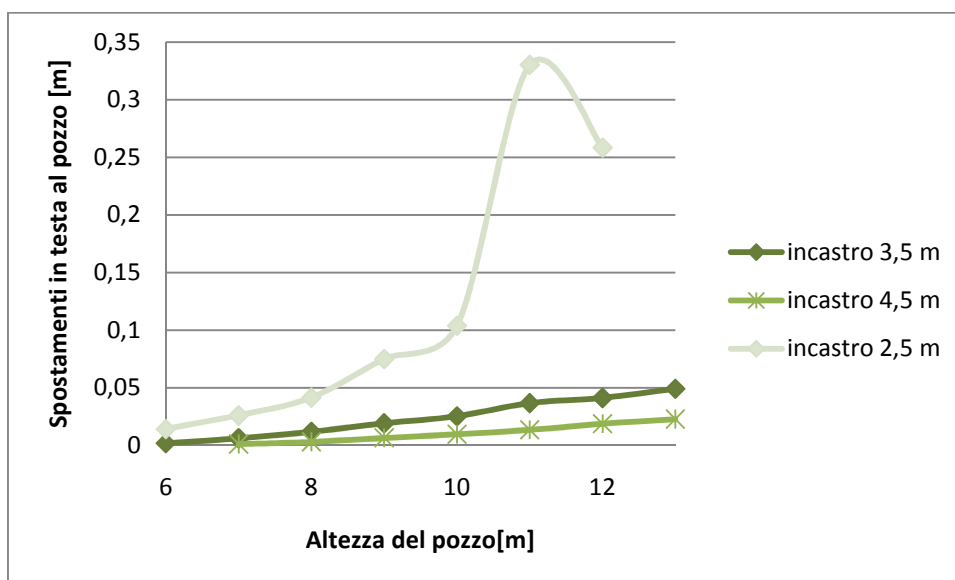


Figura 74 Andamento degli spostamenti in testa al pozzo in funzione dell'altezza del pozzo facendo variare la profondità dell'incastro nella roccia

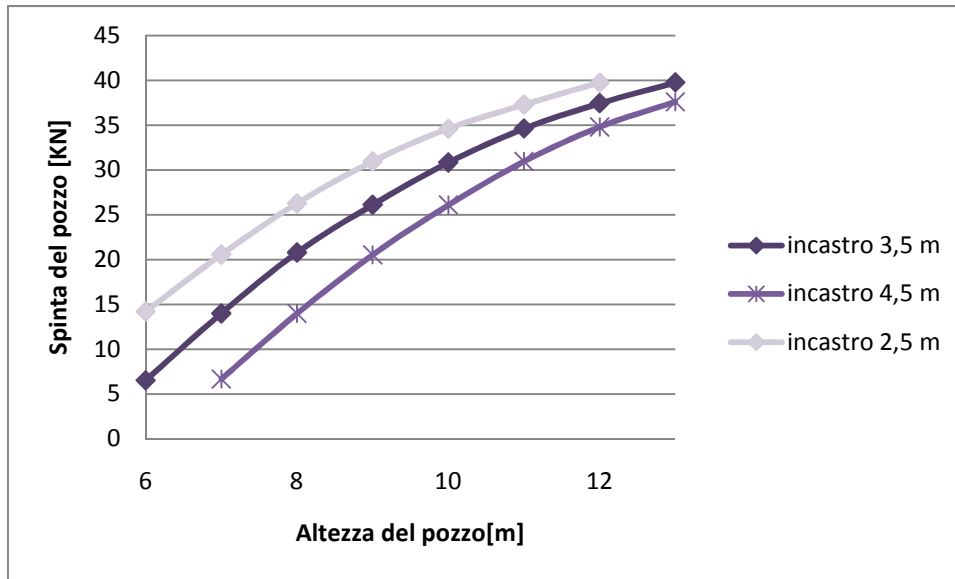


Figura 75 Andamento della spinta offerta dal pozzo in funzione dell'altezza del pozzo facendo variare la profondità dell'incastro nella roccia

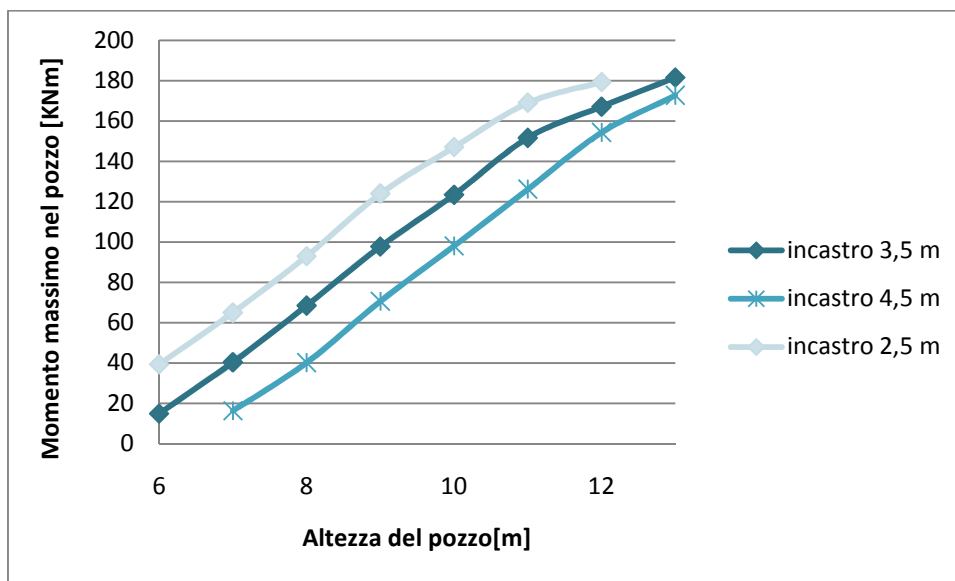


Figura 76 Andamento del momento massimo nel pozzo in funzione dell'altezza del pozzo facendo variare la profondità dell'incastro nella roccia

Come si nota da Figura 74 Figura 75 Figura 76 la profondità di incastro fa sì che il pozzo ruoti in minor misura, garantendo però spinte inferiori.

È interessante notare come per un incastro di 2,5 m il pozzo perda rapidamente stabilità andando a ruotare molto, cioè facendo in modo che la zona di incastro plasticizzi.

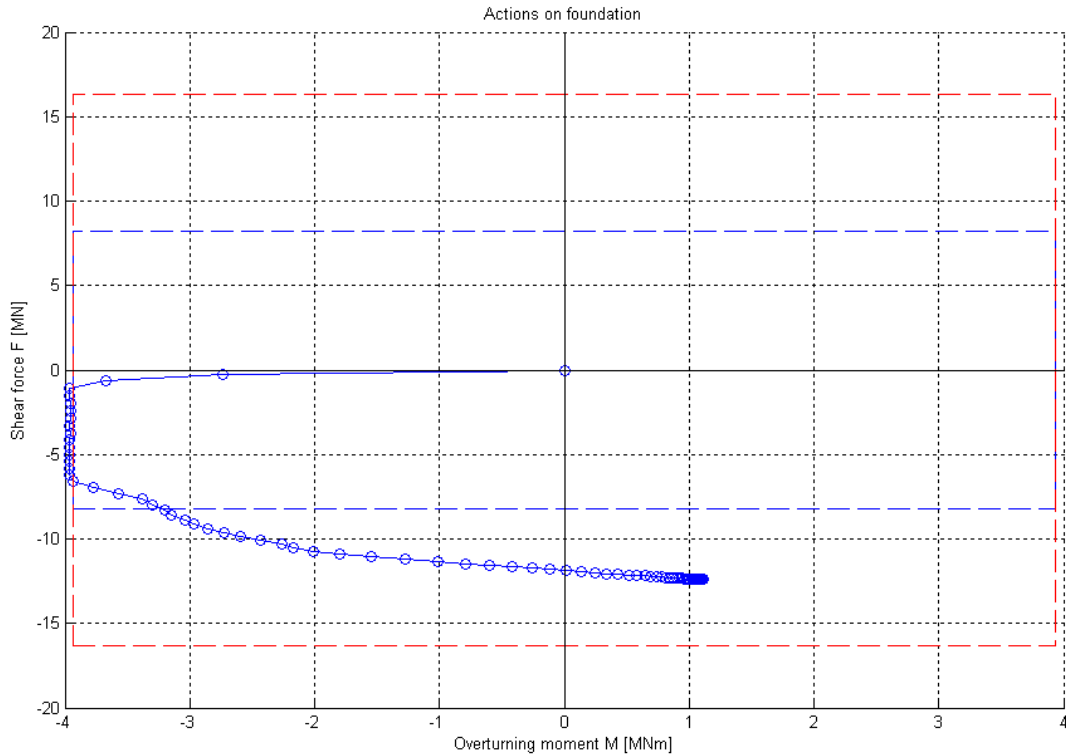


Figura 77 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione con altezza del pozzo di 10 m e incastro di 2,5

Dal grafico di Figura 77 è possibile infatti notare come già per un'altezza del pozzo di 10 metri con un incastro di soli 2,5m la fondazione plasticizzi, e come già detto in precedenza questo è causa di maggiori rotazioni e indica che ci si sta avvicinando ai limiti elastici dell'incastro.

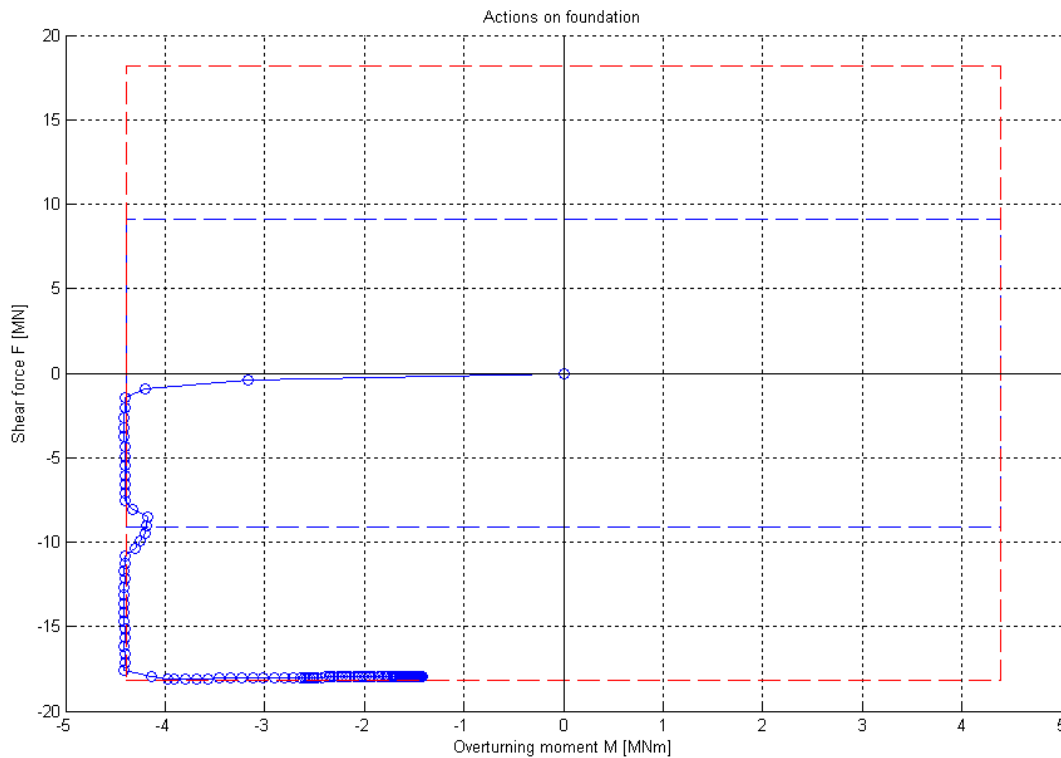


Figura 78 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione con altezza del pozzo di 11 m e incastro di 2,5

Infatti come mostrato nel grafico di Figura 78 per un'altezza del pozzo di solo un metro maggiore la fondazione raggiunge subito la plasticizzazione e dunque si avranno delle rotazioni rigide osservabili dal grafico di Figura 74 come un impennata nell'andamento degli spostamenti in testa in funzione dell'altezza del pozzo, proprio per un'altezza di 11m.

Si è ritenuto inutile procedere con l'analisi per valori di incastro maggiore perché questo avrebbe dato al pozzo delle caratteristiche che gli avrebbero permesso di trasmettere forze non rilevanti, a causa della bassa emersione nella zona in frana;

d'altro canto un incastro ancora minore, posto a 1,5 m ha dato dei risultati prevedibili e cioè l'incastro non è di dimensioni tali da garantire un giusto apporto di forze da opporre alla frana, causando la rotazione immediata del pozzo che addirittura risulterebbe spingere nella stessa direzione della frana a causa degli eccessivi spostamenti in testa, come si evince dal grafico di Figura 79.



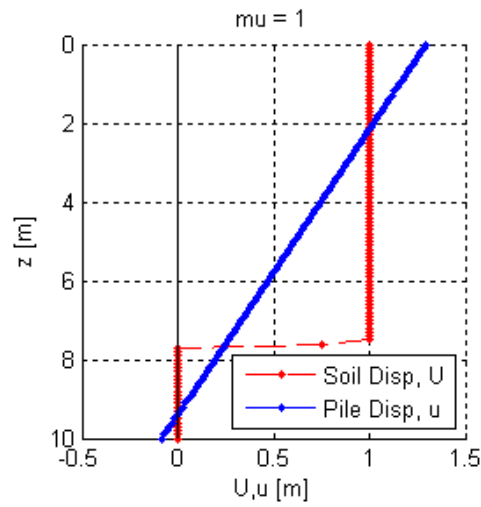


Figura 79 Deformata del pozzo di altezza 10 m e incastro di 1,5m

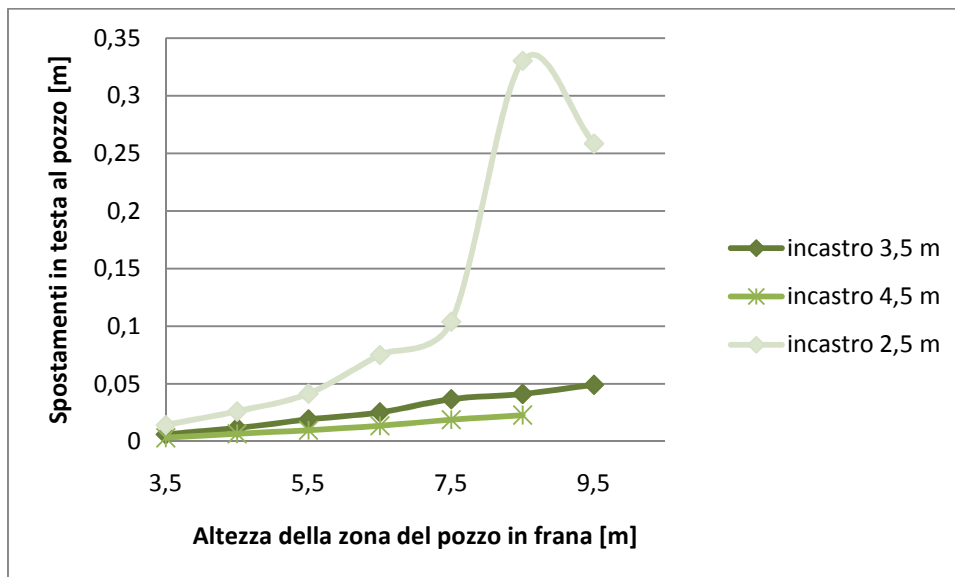


Figura 80 Andamento degli spostamenti in testa al pozzo in funzione dell'altezza del pozzo per tre profondità di incastro diverse avendo uguagliato la parte della struttura immersa nella zona in frana

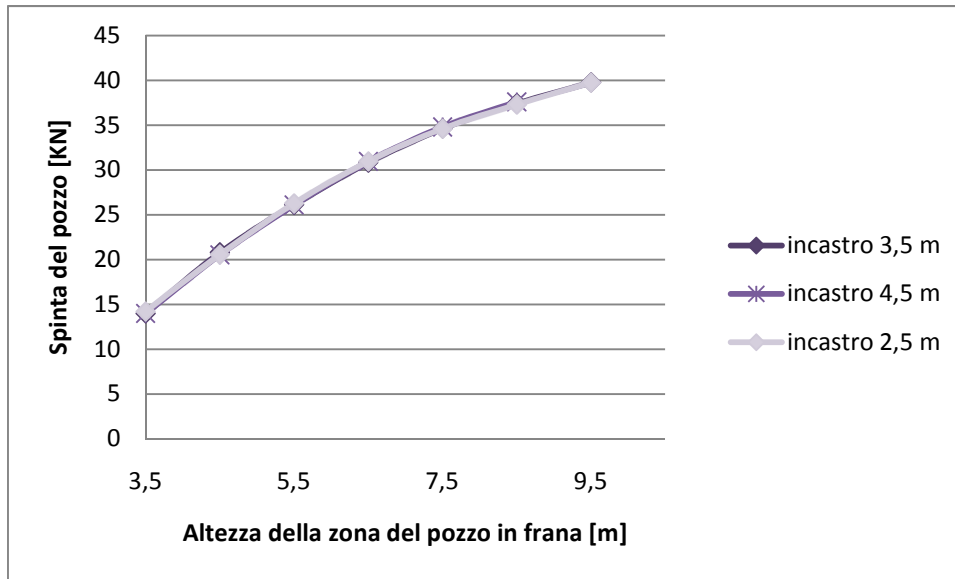


Figura 81 Andamento della spinta del pozzo in funzione dell'altezza del pozzo per tre profondità di incastrato diverse avendo uguagliato la parte della struttura immersa nella zona in frana

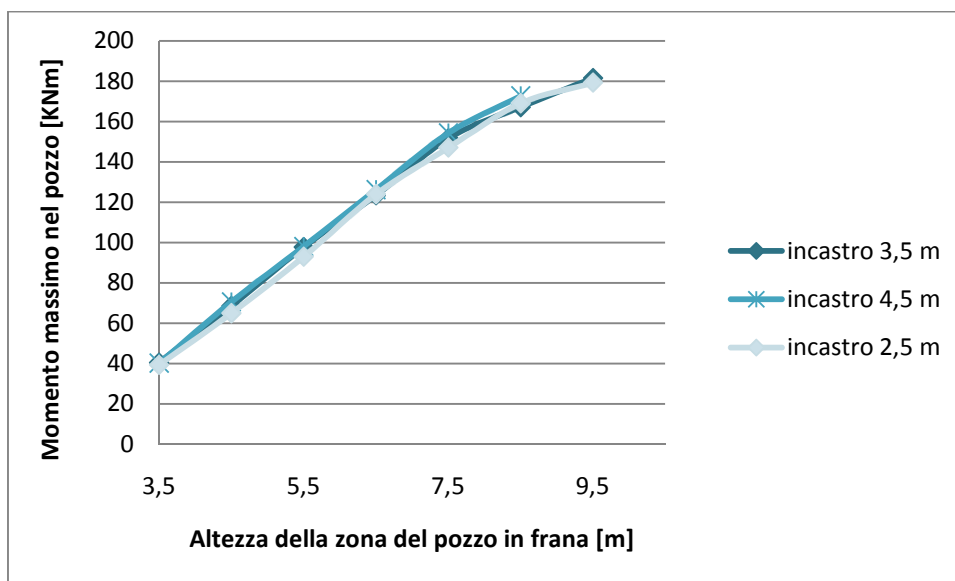


Figura 82 Andamento dei momenti massimi nel pozzo in funzione dell'altezza del pozzo per tre profondità di incastrato diverse avendo uguagliato la parte della struttura immersa nella zona in frana

I grafici di Figura 80 Figura 81 Figura 82 mostrano l'andamento di spostamenti in testa, spinte e momenti del pozzo in funzione dell'altezza del pozzo; questa volta l'asse delle ascisse enumera la lunghezza della parte del pozzo che risulta essere immersa nella zona in frana, e cioè non facente parte dell'incastrato in roccia.

Dai grafici si può vedere come per una determinata lunghezza di pozzo in frana la spinta che esso dà alla massa in frana è sempre la stessa, indipendentemente dai valori di spostamenti in testa al palo che all'aumentare dell'incastro risultano essere sempre minori. Anche le sollecitazioni nella struttura rimangono pressoché invariate.

Ciò sta ad indicare un fatto intrinseco nella teoria della plasticità perfetta e cioè che una volta raggiunto il limite plastico non sono ammessi aumenti di sollecitazioni, ma solo di deformazioni, e da ciò derivano i risultati osservati.

## **Diametro del palo**

Un altro parametro interessante da analizzare è il diametro del pozzo.

Questa caratteristica intervenendo sulla geometria risulta essere decisivo per quanto riguarda la caratterizzazione del problema qui studiato. È stato precisato già in precedenza che una delle caratteristiche che differenzia i pali dai pozzi è la snellezza ovvero il rapporto tra lunghezza e larghezza della struttura.

I pozzi sono opere tozze e cioè poco snelle, mentre i pali sono definiti come opere snelle.

I rapporti geometrici influiscono sulla flessibilità della struttura:

i pozzi saranno perciò opere rigide, mentre i pali opere flessibili che dunque per rendere al meglio necessitano di grosse deformazioni.

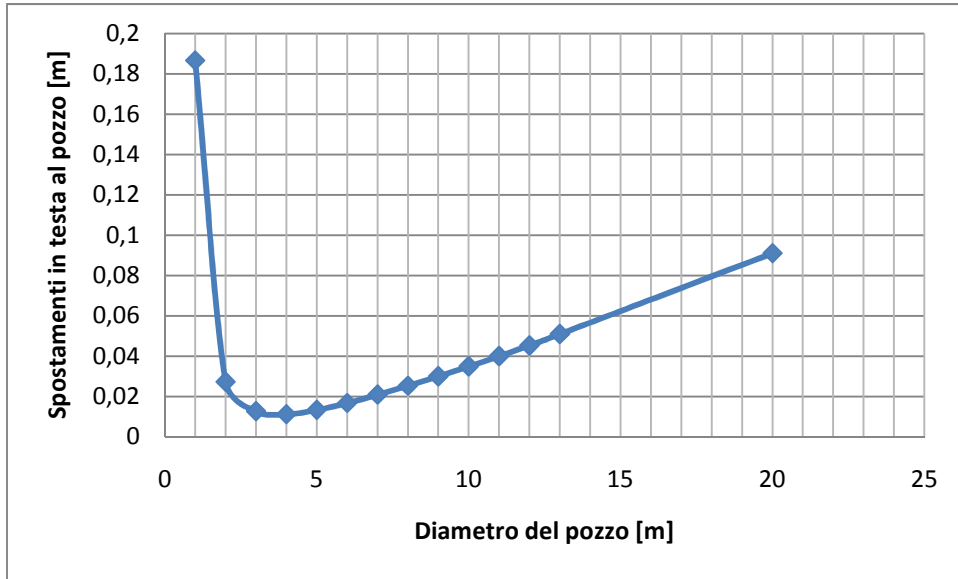


Figura 83 Andamento degli spostamenti in testa al pozzo in funzione del diametro del pozzo

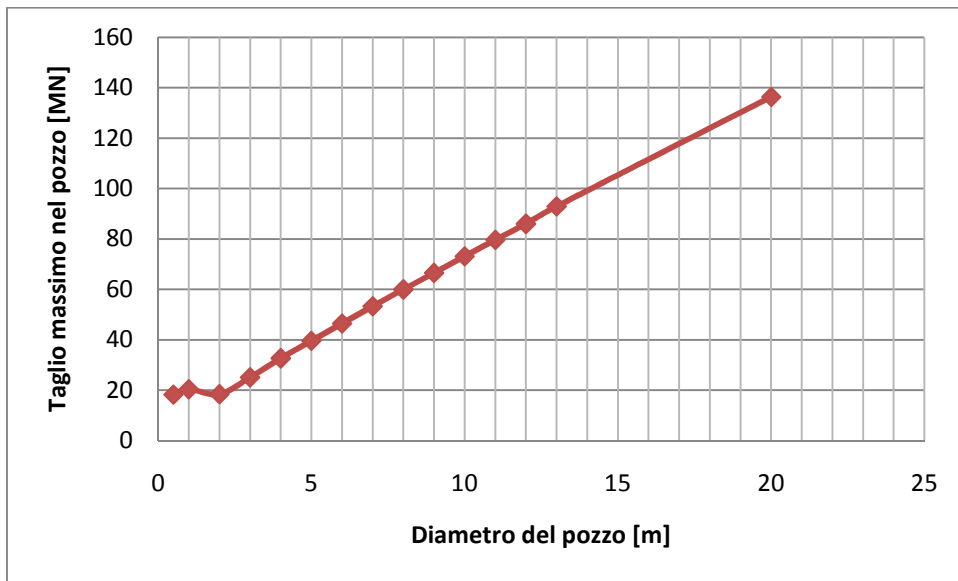


Figura 84 Andamento del taglio massimo nel pozzo in funzione del diametro del pozzo

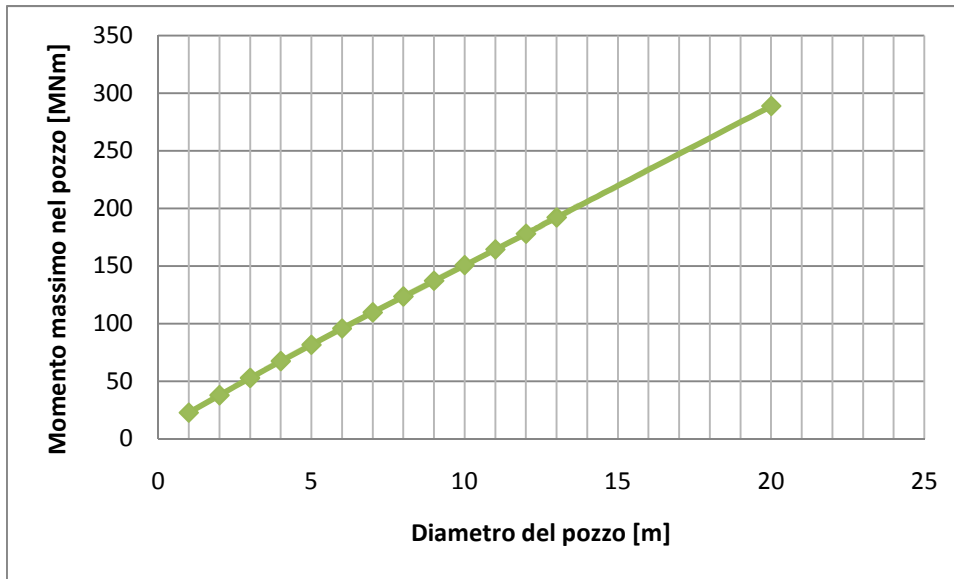


Figura 85 Andamento del momento massimo nel pozzo in funzione del diametro del pozzo

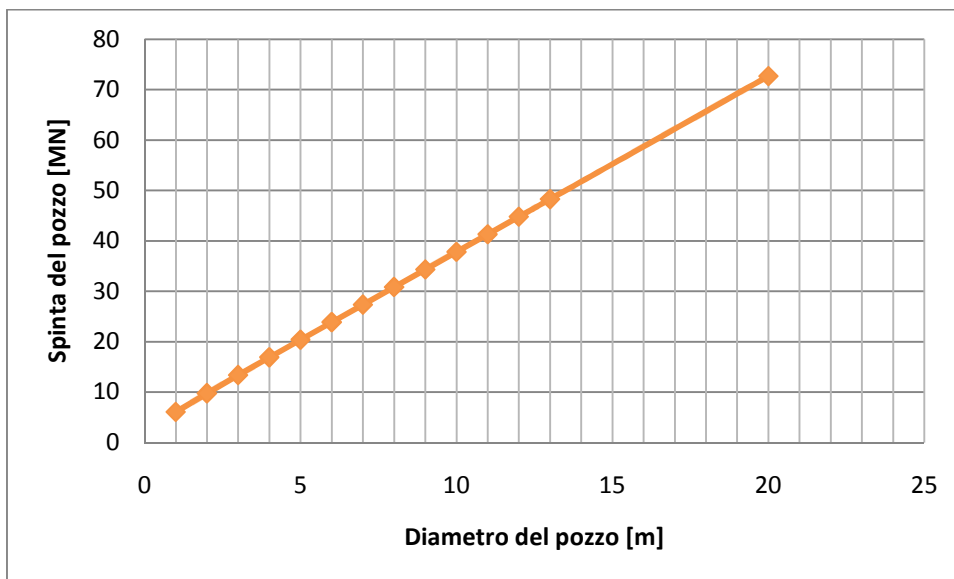


Figura 86 Andamento delle spinte offerte dal pozzo in funzione del diametro del pozzo

I grafici di Figura 83 Figura 84 Figura 85 Figura 86 mostrano l'andamento di spostamenti in testa, taglio massimo, momento massimo e spinta del pozzo in funzione del diametro.

Quanto detto sopra è deducibile dal grafico di Figura 83; sulla soglia dei 4 metri di diametro l'opera risulta essere a cavallo tra la struttura flessibile e la struttura rigida.

Col diminuire del diametro l'opera diventa flessibile e dunque andrà annoverata tra i pali; sopra i 4 metri essa invece sarà un pozzo. 4 metri sono esattamente i 2/5 dell'altezza del pozzo mentre in letteratura il rapporto indicato per definire una struttura flessibile è detto di 1/10 evidentemente in modo cautelativo.

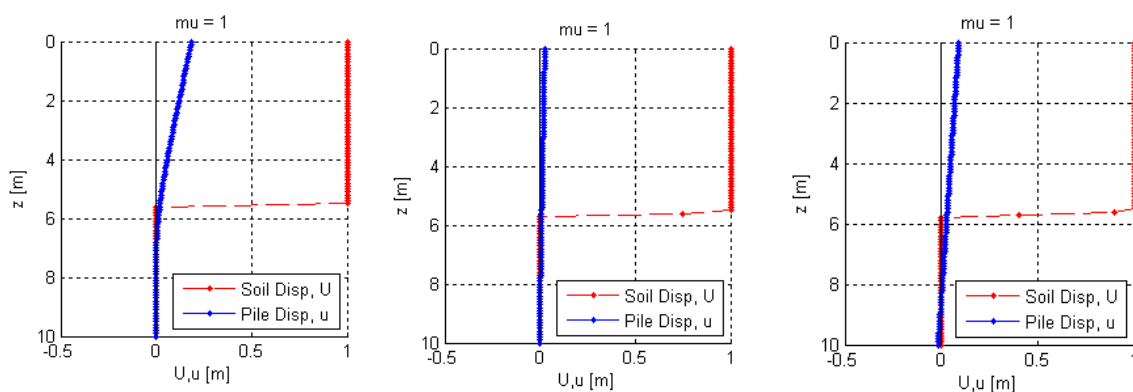


Figura 87 Deformata del palo-pozzo per diametri rispettivamente di 1m, 8m, 20m

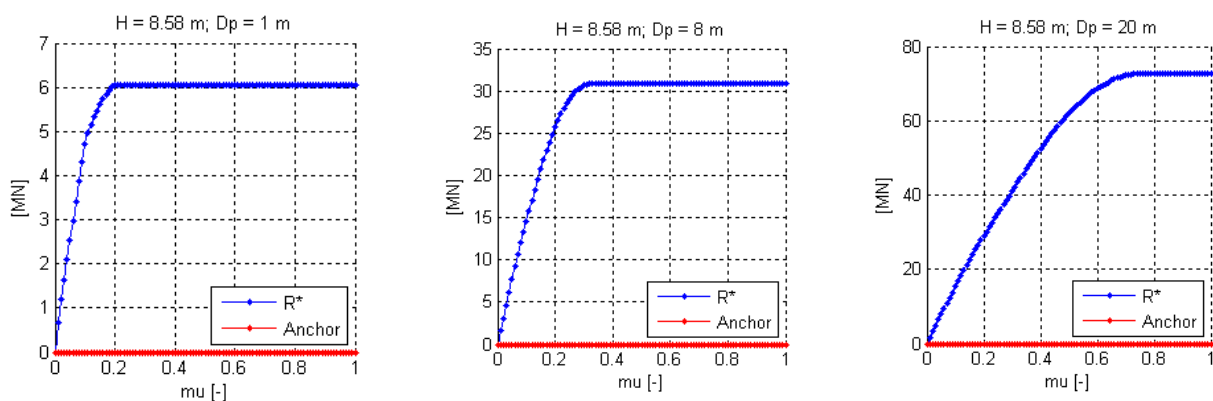


Figura 88 Curva caratteristica del palo-pozzo per diametri rispettivamente di 1m, 8m, 20m

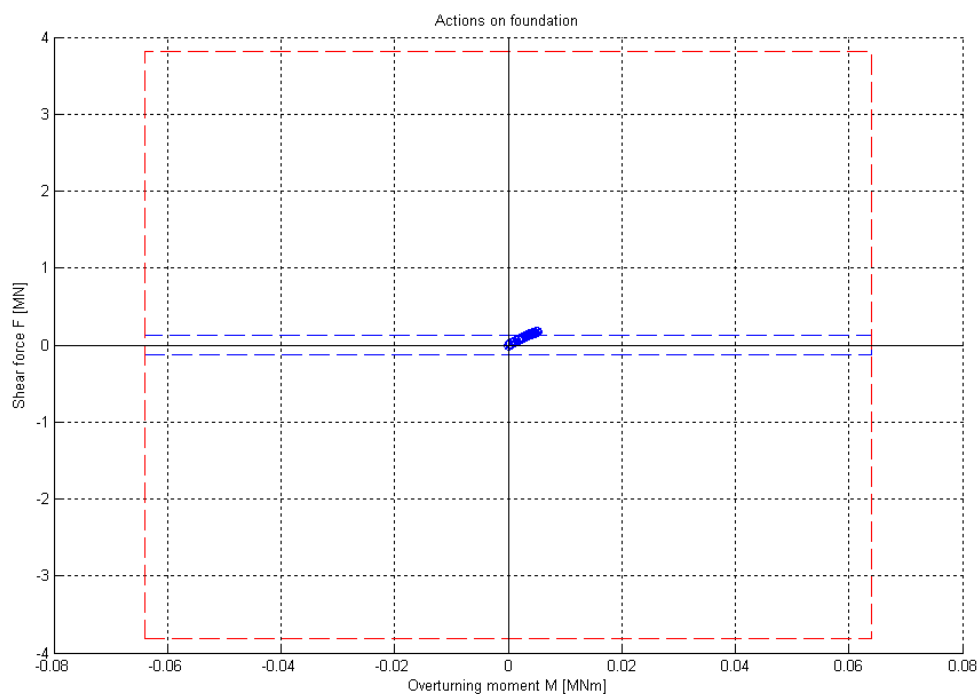
Quello che si evince dai grafici di Figura 87 Figura 88 che mostrano la deformata e la curva caratteristica di pozzi-pali di diametro 1,8,20 metri è che il palo (diametro 1 metro) deforma molto, ma raggiunge immediatamente

la sua spinta massima e cioè l'asintoto orizzontale nei grafici delle curve caratteristiche.

Il pozzo al contrario raggiungerà più 'lentamente' la sua spinta massima ma tenderà a deformare molto meno; è evidente però che gli spostamenti col crescere del diametro e quindi delle forze in gioco dovranno necessariamente aumentare.

Gli andamenti dei momenti e delle spinte risultano essere proporzionali al diametro anche nel caso di struttura flessibile; va osservato un particolare per quanto riguarda il taglio. Quando la struttura è ormai flessibile il taglio rimane costante al diminuire del diametro, ed è questa un'altra caratteristica delle strutture flessibili che nella teoria non vanno a considerare la derivata nello spazio del taglio come significativa e i risultati di questa seppur semplice analisi mostrano quanto appena detto.

Sempre da questa analisi è stato possibile osservare un'altra caratteristica che differenzia i pali dai pozzi: la fondazione.



**Figura 89** Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione per un diametro di 1m

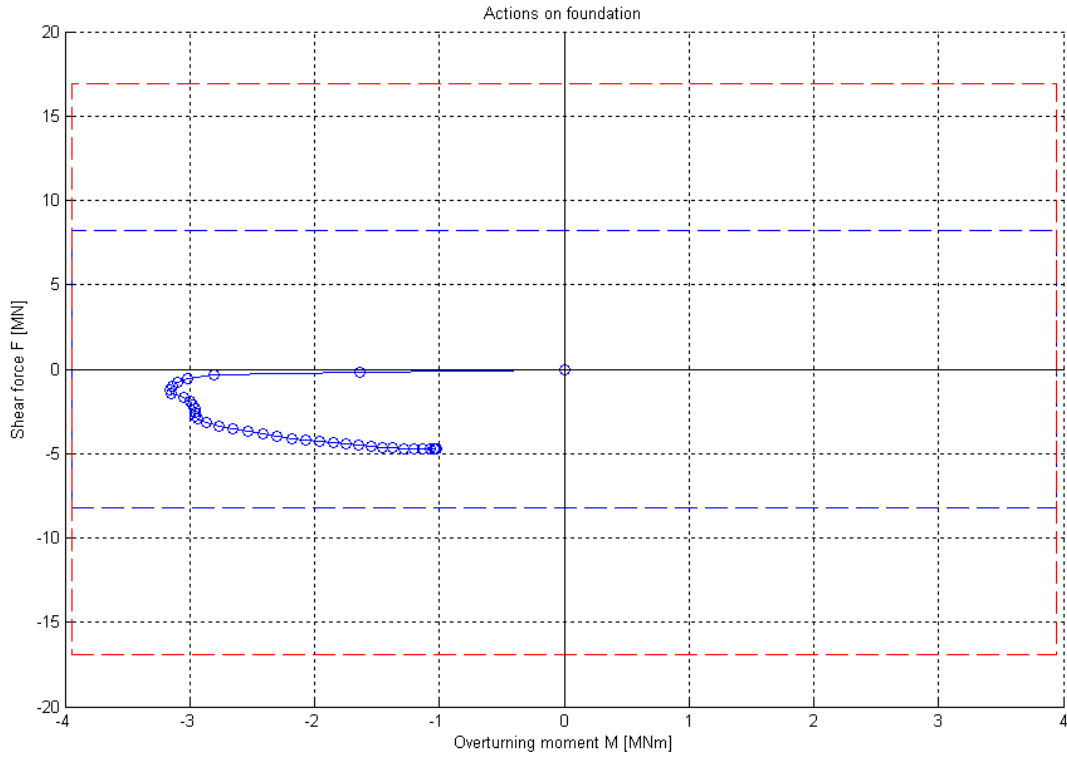


Figura 90 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione per un diametro di 8m

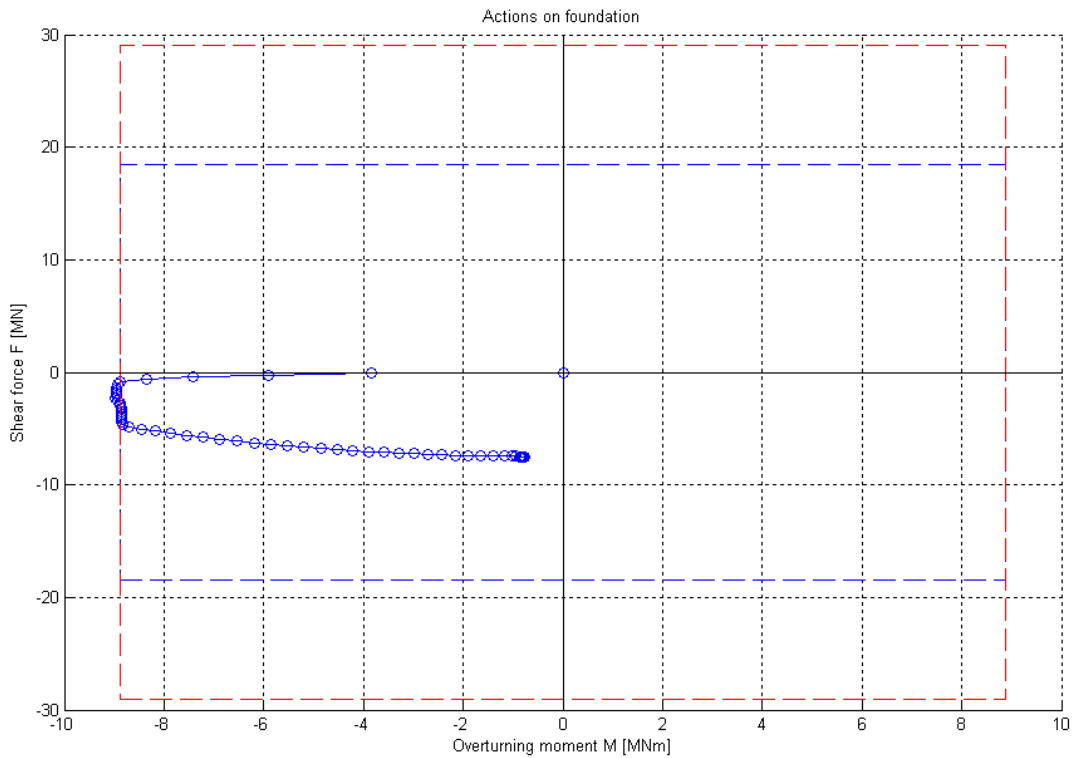


Figura 91 Dominio di interazione M-T nel macroelemento di fondazione per un diametro di 12m



Nei grafici di Figura 89 Figura 90 Figura 91 vengono mostrati i domini di interazione M-T nel macroelemento di fondazione per pozzi-pali di diametro 1, 8, 12m rispettivamente. Da questi è possibile dimostrare empiricamente quanto detto dalle teorie relative ai pali caricati trasversalmente; le suddette teorie quali ad esempio quella di Reese e quella di Brinch Hansen non tengono in considerazione il comportamento della fondazione e dai risultati ottenuti questo è evidente; è come sostanzialmente se la fondazione non avesse alcun ruolo nel palo la cui risposta sarà dettata da altri parametri e caratteristiche che non è compito di questo lavoro dimostrare.

Nel pozzo al contrario la fondazione risulta avere un ruolo determinante, e questo è stato già dimostrato nelle analisi precedenti.

In Figura 91 viene mostrato il dominio per un pozzo di 12 m di diametro perché si vuole mostrare come per questo diametro la fondazione inizi a plasticizzare sotto i grossi carichi a cui è sottoposto.

## **I parametri meccanici del terreno**

L'ultima analisi qui svolta risulta essere una sorta di back-analysis. La risposta data dal programma non è troppo lontana da quella effettivamente osservata nella realtà, merita comunque di essere adattata intervenendo su quei parametri un po' più incerti che sono quelli relativi alle caratteristiche del terreno e della roccia di substrato.

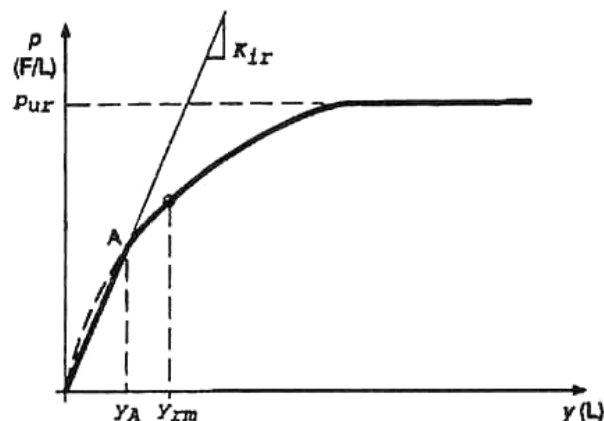


Figura 92 curva sforzi deformazioni in una roccia (Reese)

Uno dei parametri da far variare è il valore della rigidezza delle molle elasto-plastiche con cui si è rappresentata l'interazione tra struttura e terreno.

Da Shallow & deep foundation di Reese, Isenhowe, Wang per le sabbie il valore di  $K_{py}$  viene fatto variare tra 5,4 per le sabbie sciolte, 24,4 per le sabbie mediamente addensate e 61 per le sabbie dense. Fino ad ora si è adottato un parametro per sabbie medie.

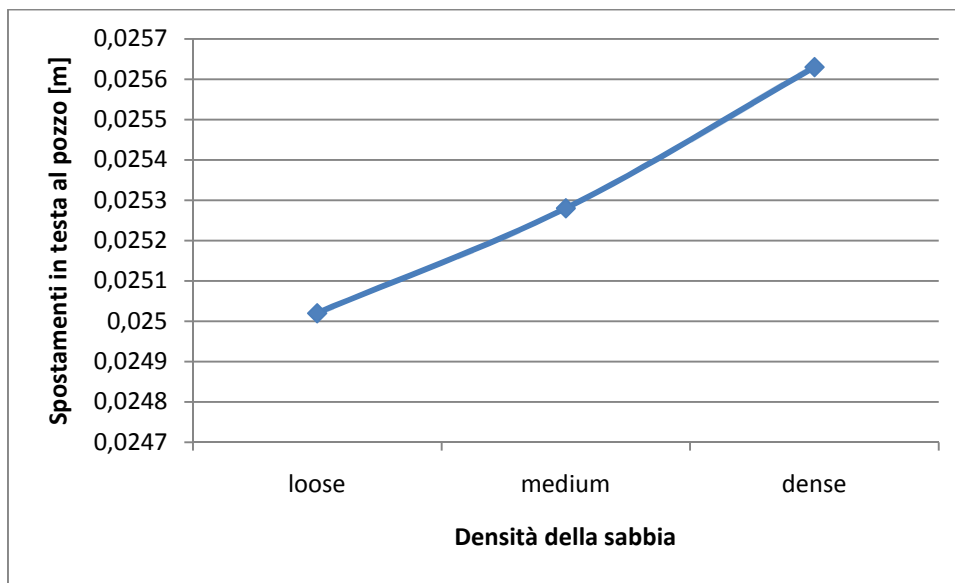


Figura 93 Andamento degli spostamenti in testa al pozzo al variare del modulo di elasticità per le sabbie

Dal grafico sovrastante è possibile notare come all'aumentare della densità della coltre in movimento aumentino leggermente gli spostamenti in testa; siccome dalla relazione geotecnica la coltre risulta avere valori di addensamento variabili tra medio e denso si è scelto di scegliere un valore intermedio di  $K_{py}$ .

Ora intervenendo sui moduli di elasticità dei vari strati e sulla coesione del substrato, andando a dar loro un andamento lineare crescente con la profondità (come ci si aspetterebbe), anziché costante, si ottiene uno spostamento in testa al pozzo di 3,482 cm che confrontato con i dati del monitoraggio risulta essere abbastanza in accordo.

Verranno perciò considerati i seguenti valori come quelli attesi per il pozzo da noi considerato:

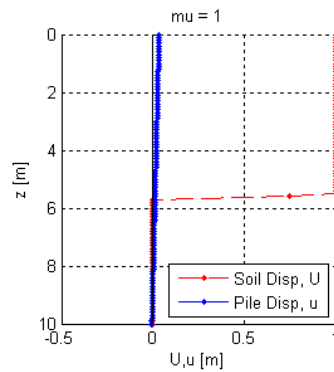


Figura 94 Deformata del pozzo

Spostamento in testa di 0.03482 m

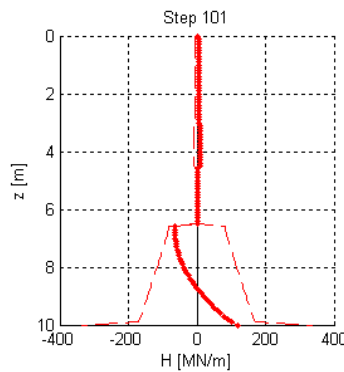


Figura 95 Dominio delle molle elasto-plastiche

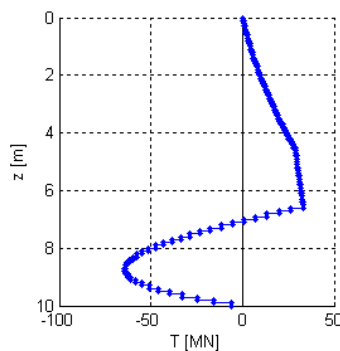


Figura 96 Andamento del taglio nel pozzo

Taglio massimo=64,38 MN a 8,8 m di profondità

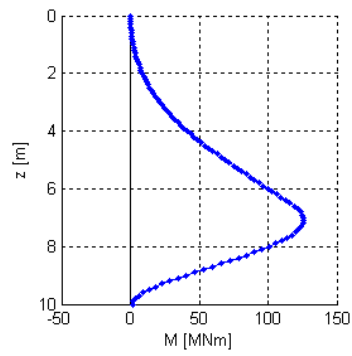


Figura 97 Andamento del momento nel pozzo

Momento massimo= 125,9 MNm a 7,1 m di profondità

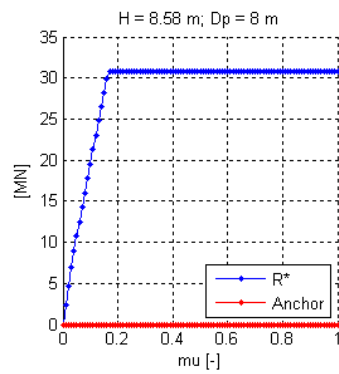


Figura 98 Curva caratteristica del pozzo

Spinta massima del pozzo= 30,8 MN ottenuta dopo uno spostamento della frana di 17 cm.

## PREDIMENSIONAMENTO

Il compito di questo predimensionamento è quello di dare un'idea di come procedere nel calcolo strutturale dell'opera e confrontare i risultati così ottenuti con quelli di progetto.

Per dimensionare l'opera si è scelto di adottare gli stati limite ultimi portando perciò il calcestruzzo al limite plastico e cioè dandogli una deformazione di 0,35% e facendo lo stesso per l'acciaio che potrà avere una deformazione dell'1%.

Avendo perciò la deformata della struttura cioè portando il lembo maggiormente compresso a una deformazione di 0,35% e quello opposto e perciò maggiormente teso a una deformazione dell'1%, si saprà anche la posizione dell'asse neutro che però verrà imposto come variabile perché le caratteristiche meccaniche e geometriche del pozzo sono date in partenza, ed impostando l'equilibrio potrà solo variare la posizione dell'asse neutro.

Per il calcestruzzo è stata considerata la curva parabola-rettangolo, tenendo conto del calcestruzzo come non reagente a trazione, mentre per l'acciaio si è tenuta in considerazione una legge elasto-plastica bilatera.

L'acciaio utilizzato per il predimensionamento è un B450C mentre il calcestruzzo è C28/35.

Di seguito vengono elencate le caratteristiche dei materiali:

- Calcestruzzo:

$R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2$  resistenza cubica

$f_{ck} = 0,83 R_{ck} \text{ N/mm}^2$  resistenza cilindrica caratteristica

$f_{cd} = \frac{R_{ck} 0,83}{\gamma_c} 0,85 = 16,4616 \text{ N/mm}^2$  dove  $\gamma_c$  fattore di sicurezza parziale del

calcestruzzo=1,5

$\epsilon_{cu} = 0,0035$  deformazione ultima nel calcestruzzo

$\varepsilon_{c0} = 0,002$  deformazione a snervamento nel calcestruzzo per parabola-rettangolo

- Acciaio

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$  resistenza convenzionale allo snervamento

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391,3 \text{ N/mm}^2$  dove  $\gamma_s$  fattore di sicurezza dell'acciaio

controllato in stabilimento=1,15

$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$  modulo elastico dell'acciaio

$\varepsilon_{su} = 0,01$  deformazione ultima dell'acciaio

$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0,001957$  deformazione a snervamento dell'acciaio

Di seguito vengono riportate le funzioni utilizzate per la parabola-rettangolo e l'andamento della curva bilatera.

- Parabola rettangolo:

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0} \quad \frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \left[ 2 - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right) \right]$$

$$\varepsilon_c > \varepsilon_{c0} \quad \frac{\sigma_c}{f_{cd}} = 1$$

- Bilatera

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \quad \frac{\sigma_s}{f_{sd}} = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{sy}}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \quad \frac{\sigma_s}{f_{sd}} = 1$$

Si è adottata una geometria cava, per valutare il fattore economico, poiché abbiamo ritenuto il fatto di riempire la sezione per 6,8 metri con calcestruzzo armato eccessivamente cautelativa e dispendiosa.

L'armatura da me utilizzata è stata un  $\phi$  30 ogni 0,71 metri che equivalgono a 5 cm sulla circonferenza del pozzo.

Il dimensionamento è stato svolto tramite un foglio excell dividendo l'area del pozzo in settori circolari di altezza 5 cm e facendo calcolare al programma forze agenti agli SLU.

Impostando poi le caratteristiche meccaniche e geometriche desiderate tramite la funzione ricerca obiettivo il programma imponendo l'equilibrio trova il nuovo asse neutro e la distribuzione forze deformazioni e determina il momento massimo limite ammissibile.

Il risultato ottenuto è che la sezione può sopportare un momento limite di 154,13 MNm che è un valore soddisfacente visto che il momento massimo flettente a cui è sottoposta l'opera studiata è di 125,9 MNm.

La struttura sarebbe armata in modo molto diffuso così facendo e sicuramente i costi sarebbero elevati, andrebbe perciò svolta una analisi per verificare se questa soluzione risulti ottimale rispetto a quella di progetto che prevede 6,8 metri di altezza del pozzo riempiti con calcestruzzo e armati.

## **CONCLUSIONI**

Il lavoro svolto in questo elaborato ha mostrato che valutare l'ottimo progettuale in caso di interventi di stabilizzazione dei pendii non è cosa semplice e immediata, ma merita un approccio attento e il più possibile accurato.

Il parametro fondamentale che determina la spinta offerta dal pozzo una volta definita la sua geometria, è risultato essere l'altezza della parte del pozzo in frana; è questa infatti a determinare in modo importante la curva caratteristica del pozzo.

L'altezza di incastro o immersione del pozzo è un parametro che risulta determinante ai fini degli spostamenti e rotazioni della struttura, ma non per la spinta offerta che rimane invariata anche per grossi eventuali spostamenti della struttura. Esiste però un limite che è determinato dall'equilibrio globale dell'opera: un incastro misero non garantisce all'opera il suo stesso equilibrio, facendola diventare parte stessa della frana, o addirittura contribuente ad essa. Va da sé che verificato quest'ultimo fattore è meglio che la struttura si muova poco se di grandi dimensioni, ma il fatto che la profondità di incastro non giochi un ruolo determinante ai fini dell'equilibrio globale, dà maggior margine al progettista.

Come si è visto, la fondazione a differenza di quanto avviene nei pali, garantisce un'interazione tra la struttura e terreno notevole. Questo perché il pozzo è un'opera tozza e molto pesante nella quale proprio il peso svolge un'azione stabilizzante.

Il macroelemento Nova Montrasio inserito nel programma per dare un'interazione tipo fondazione alla struttura ha saputo cogliere questo contributo e andando a definire un dominio di interazione ha permesso di evidenziare alcuni limiti da tenere sotto osservazione durante la progettazione, quali il riempimento dell'opera che non dovrà essere cava in tutta la sua altezza, l'altezza stessa del pozzo che regola anche le azioni in fondazione e in maniera minore lo spessore della coltre di copertura.



Un altro parametro che ha mostrato la sua importanza è stato lo strato di copertura del pozzo; l'altezza di questa coltre, regola l'andamento delle forze lungo l'altezza del pozzo, poiché come si evince dalla teoria di Reese e quella di Brinch Hansen, una maggiore sollecitazione nel terreno (e cioè una maggiore profondità del punto interessato) determina un maggiore limite di plasticizzazione del terreno e perciò globalmente permette al pozzo di aumentare la sua spinta e dunque il fattore di sicurezza globale. Sarà da valutare però come mostrato che la coltre di copertura non superi un'altezza limite dettata dalle caratteristiche meccaniche del terreno che la costituisce e dall'attrito tra il terreno e il pozzo, poiché altrimenti la frana valicherebbe il cuneo di spinta offerto dal pozzo, e formerebbe un nuovo movimento franoso.

È stato inoltre mostrato che la snellezza dell'opera definisce il limite che esiste tra un'opera flessibile come i pali e un'opera rigida quali i pozzi. Sta al progettista decidere quale genere di intervento adottare valutando le esigenze di tipo ambientale, sociale ed economico.

Un ultimo aspetto relativo all'interazione terreno struttura riguarda il rapporto tra spostamenti-rotazioni e spinta mobilitata.

È possibile notare che maggiore sarà la spinta raggiungibile dal pozzo, dettata dalla curva caratteristica, maggiore dovranno essere gli spostamenti necessari a mobilitarli, e dunque la struttura dovrà essere progettata non solo in funzione delle sollecitazioni, ma anche in funzione degli spostamenti alle quali verrà sottoposta.

Concludendo, la progettazione di un intervento di stabilizzazione come quello proposto è un argomento tutt'altro che semplice, a causa del notevole numero di parametri che possono influenzare la soluzione. Per tale ragione affrontare il problema con formule proposte in letteratura è una soluzione spesso troppo semplicistica. Utilizzare uno strumento come il programma qui utilizzato per aiutare la fase progettuale risulta a mio avviso essere di un'importanza rilevante per poter far uso di dati che senza un'analisi agli elementi finiti sarebbero praticamente impossibili da ottenere.

## **BIBLIOGRAFIA**

- [1] *Settlements of shallow foundations on sands*. **Nova, R. and Montrasio, L.** 1991, Géotechnique, pp. 243-256.
- [2] *Settlements of shallow foundations on sand: geometrical effects*. **Nova, R and Montrasio, L.** 1997, Géotechnique, pp. 49-60.
- [3] **Reese and Isenhower, Wang.** *Analysis and design of Shallow and deep foundation*.
- [4] *The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces*. **Brinch Hansen, J.** 1961, Danish geotechnical institute.
- [5] **di Prisco, C., Nova, R. and Sibila, A.** *Shallow footing under cyclic loading: experimental behaviour and constitutive modelling*. Milan : Milan University of Technology (Politecnico).
- [6] **Cocchetti, G., et al.** *Soil-pipeline interaction along unstable slopes: a coupled three-dimensional approach. Part1: theoretical formulation*. [book auth.] Cocchetti et al. *Can. Geotech. J. vol. 46*. s.l. : NRC research Press, 2009.
- [7] **di Prisco, C., Nova, R. and Sibilia, A.** *Analysis of soil foundation interaction of tower structures under cyclic loading*. Milan : Milan University of Technology (Politecnico).
- [8] **Nova, R.** *Fondamenti di meccanica delle terre*. Milano : s.n.
- [9] *Analysis of laterally loaded piles in weak rock*. **Reese, Lymon c.** 1997, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.
- [10] **Reese, L. and Van Impe, W. F.** *Single piles and pile groups under lateral loading*. s.l. : Balkema Publisher, 2005.
- [11] **di Prisco, C.** *Geotecnica e difesa del territorio*. Milano : s.n., 2008.

- [12] *Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles.* **Ito, T. and Matsui, T.** 1975, Soils and foundations.
- [13] *Design method for the stability analysis of the slope with landing pier.* **Ito, T., T., Matsui and Hong, W.P.** 1979, Soils and foundations.
- [14] *The bearing capacity of foundation under eccentric and inclined loads.* **Meyerhof, G.G.** Zurich : s.n., 1953. Conf. soil mech. fndn engng. pp. 440-445.
- [15] *Ultimate lateral resistance to piles in cohesionless soils.* **Zhang, L. and Silva, F.** 2005, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.
- [16] *Laterally resistance of piles in cohesive soils.* **Broms, B.B.** May 1964, Journal of the soil mechanics and foundations division.
- [17] *Design of laterally loaded piles.* **Broms, B.B.** may 1965, Journal of the soil mechanics and foundation division.
- [18] *Modelling lateral soil pile response based on soil pile interaction.* **Ashour, M. and Norris, G.** May 2000, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.
- [19] *A simple shear band analysis using compliance.* **Vermeer, P.** Rotterdam : Balkema, 1982. Conf. on deformation and failure of granular materials. pp. 493-499.
- [20] **Righi, V.** *Consolidamento dei pendii mediante pali discreti.* s.l. : Inarcos, 2005.
- [21] *A simple analysis of the load capacity of rigid footings on granular materials.* **Butterfield, R.** Journee de geotechnique, pp. 128-134.
- [22] *Soil structure interaction for landslide stabilizing piles.* **Chen, C. Y. and G.R., Martin.** 2002, Computers and geotechnics, pp. 363-386.
- [23] **Corigliano, A. and Tagliericio, A.** *Meccanica computazionale.*

- [24] **Gioda, G.** *Meccanica delle rocce.*
- [25] —. *Fondazioni.* Milano : s.n.
- [26] *Analysis of piles in soil undergoing lateral movement.* **Poulos, H. G.** May 1973, Journal of the soil mechanics and foundation division.
- [27] **Lancellotta, R. and Calavera, J.** *Fondazioni.* Milano : McGraw Hill, 1999.
- [28] **Moja, M.** *Tesi di laurea.* Milano : s.n., 2008.
- [29] *A general Theory of uniqueness and stability in elastic-plastic solids.* **Hill, R.** 1958, J. Mech. Phys. Solids, pp. 236-249.
- [30] **James, R. G.** *Stress and strain fields in sand.* University of Cambridge : s.n., 1965.
- [31] **J.E., Bowles.** *Fondazioni.* Milano : 1991, 1991.
- [32] **Gambarova.** *Tecnica delle costruzioni.* Milano : s.n., 2005.