

LEONARDO



periodico dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia dell'Aquila



allegato al n.
39
aprile 2014



www.iagig.unisa.it

IAGIG 2014

4° INCONTRO ANNUALE DEI GIOVANI INGEGNERI GEOTECNICI

www.iagig.unisa.it

L'Aquila 11 - 12 Aprile 2014

Palazzetto dei Nobili, Piazza Santa Margherita, 2



ATTI DEL CONVEGNO



4° INCONTRO ANNUALE DEI GIOVANI INGEGNERI GEOTECNICI

ATTI DEL CONVEGNO



Con il Patrocinio di:



L'Aquila 11 - 12 Aprile 2014



SOMMARI SCELTI – IAGIG 2014

INTRODUZIONE	11
1. Federico Fiorelli, Marco Franceschini ANALISI DI PILED RAFT FOUNDATIONS CON PALI IN REGIME NON LINEARE. UNO SVILUPPO DEL METODO PDR (POULOS – DAVIS – RANDOLPH).	13
2. Elena Muscolino, Marco Franceschini ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEI PALI A SPOSTAMENTO DI TERRENO REALIZZATI NELL'AMBITO DEL CAMPO PROVE PRESSO LO STABILIMENTO DELLA SOCIETA' CERAMICA SANT'AGOSTINO (FE).	19
3. Giorgio Severi, Lars Kressmann L'ELIMINAZIONE DELLE SOVRAPPRESSIONI IDROSTATICHE E LA CAPTAZIONE DELL'ACQUA IN PROFONDITA' CON IL DRENAGGIO PERFORATO DRILL DRAIN®	23
4. Daniela Boldini, Valentina Fagnoli, Carmine G. Gragnano, Angelo Amorosi MODELLAZIONE NUMERICA AVANZATA DELLO SCAVO DI GALLERIE URBANE IN INTERAZIONE CON EDIFICI ESISTENTI.	27
5. Angelo Silvio Rabuffetti ALCUNI CENNI SULLE SOLUZIONI AVANZATE IN GEOTECNICA. MODELLAZIONI FEM E FDM	31
6. Luigi Domina, Davide Del Monte LE FONDAZIONI SPECIALI NEL PROGETTO DI RIMOZIONE DELLA COSTA CONCORDIA	35
7. Gian Vito De Masi ADEGUAMENTO SISMICO POLI INDUSTRIALI PRODUTTIVI ESISTENTI	39
8. Anna Chiaradonna, Luigi Landolfi ANALISI DEGLI EFFETTI DI CAVITÀ IPOGEE SULLA RISPOSTA SISMICA IN SUPERFICIE	43
9. Daniele Lombardi CONSIDERAZIONI SU POSSIBILI INTERVENTI PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO PER EDIFICI ESISTENTI	47
10. Matteo Albano, Michele Saroli, Giuseppe Modoni, Marco Chini, Luca Pulvirenti, Marco Moro, Christian Bignami, Emanuela Falcucci, Stefano Gori, Nazzareno Pierdicca, Salvatore Stramondo ANALISI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE DURANTE IL TERREMOTO EMILIANO DEL 20 MAGGIO 2013 MEDIANTE INTERFEROMETRIA DIFFERENZIALE SAR	51
11. Federica Ronchi, Diana Salciarini, Claudio Tamagnini EFFETTI TERMOMECCANICI INDOTTI DAL FUNZIONAMENTO DI PALI ENERGETICI	55
12. Luca Carosielli APPROCCIO PROGETTUALE PER LA REALIZZAZIONE DELLE PISTE DI COLLEGAMENTO INTERNE AD UN PARCO EOLICO MEDIANTE IL METODO DELLA STABILIZZAZIONE A CALCE	59
13. Alessandro Focaracci, Alessia Fattorini ANALISI DEL RISCHIO TECNICO - GALLERIA NATURALE "CALTANISSETTA"	63
14. Diego Casertano L'INTEGRAZIONE DEGLI ASPETTI SISMOLOGICI, GEOTECNICI E STRUTTURALI NELLA RICOSTRUZIONE DELLA CHIESA DI SAN GREGORIO MAGNO A L'AQUILA	67



15. Maria Cristina Todisco, M.R. Coop EFFETTO DEI TERRENI DI TRANSIZIONE SUL PROGETTO DI PALI BATTUTI UNO SVILUPPO DEL METODO PDR (POULOS – DAVIS – RANDOLPH).	71
16. Chiara Grisanti, Luca Giovanni Rossi INDAGINE SPERIMENTALE SUL PROCESSO FESSURATIVO IN UN MATERIALE ARGILLOSO INDOTTO DA ESSICCAMENTO	75
17. Giuseppe Iorio, Ignazio Paolo Marzano, Maurizio Mazzola CEDIMENTI DI CASSONI CELLULARI IN FASE COSTRUTTIVA	79
18. Ferdinando Aloi, Marianna Pirone CONFRONTO FRA L'AZIONE DI TRINCEE E PALI DRENANTI	83
19. Francesco Cecinato, Fleur Loveridge UN APPROCCIO INNOVATIVO PER LA MODELLAZIONE DI PALI DI FONDAZIONE GEOTERMICI	87
20. Alfredo Reder CALIBRAZIONE DELLE SONDE DI DISSIPAZIONE IN TERRENI PIROCLASTICI	91
21. Filomena De Silva L'INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA SOTTO AZIONE SISMICA: IL CASO DI STUDIO DEL CAMPANILE DEL CARMINE A NAPOLI	95
22. Sara Amoroso, Iolanda Gaudiosi LOCAL RESPONSE ANALYSIS AT "SANTA MARIA DI COLLEMAGGIO BASILICA" (L'AQUILA, ITALY)	99
23. Lorenzo Frigo UN CONFRONTO TRA I METODI ALL'EQUILIBRIO LIMITE (LEM) E ALLE DIFFEREN- ZE FINITE (FDM) NEL PROGETTO DI PENDII RINFORZATI CON GEOGRIGLIE AL VARIARE DELLA GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.	103
24. Antonio Novità, Maria Della Sala, Sabatino Cuomo ANALISI QUANTITATIVA DELL'EROSIONE SUPERFICIALE NEI BACINI MONTANI	107
25. Alessandro Di Furia, Alessandra Ferrante, Antonella Lucini MODELLO DI SOTTOSUOLO E ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE IN TRE SITI A L'AQUILA	111
26. Silvia Autuori, Gianpiero Russo PRIME ANALISI NUMERICHE ED OSSERVAZIONI SPERIMENTALI PER LO SCAVO DELLA STAZIONE SAN PASQUALE A NAPOLI	115
27. Davide Nicastro, Massimiliano Bringiotti SISTEMI TECNOLOGICI DI SCAVO IN OPERE INFRASTRUTTURALI STRATEGI- CHE: PALI 3P PER LE FONDAZIONI DEL VIADOTTO MOLINO DI SETTA SULLA VA- RIANTE DI VALICO	119
28. Giuseppe Di Giulio, Maurizio Vassallo, Deborah Di Naccio, Sara Amoroso, Giuliano Milana, Luciana Cantore H/V DAL RUMORE SISMICO AMBIENTALE: TOOL EFFICACE PER LO STUDIO DEL- LE CAVITÀ ?	123
29. Alessandro Pagliaroli, Alessandra Avalue, Emanuela Falcucci, Stefano Gori, Fabrizio Galadini VALUTAZIONE NUMERICA E SPERIMENTALE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE IN CONTESTI GEOLOGICI COMPLESSI: IL CASO DI CASTEL DI IERI (AQ)	127
30. Marta Di Sante, Virginia Brianzoni CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E FINALI DI RILEVATI REALIZZATI IN TERRENO- CALCE: UN CASO DI STUDIO	131



31. Roberta Agazzoni, Vincenzo Floria, Moreno Pescara, Stefania Stefanizzi INNOVAZIONI PROGETTUALI: LA SFIDA DELLA STAZIONE BROOKLIN A SAN PAOLO (BRASILE)	135
32. Valentina Aceto APPLICAZIONE DI UN METODO FEM ALL'ANALISI DI STABILITÀ DI VERSANTE	139
33. Alessandro Lombardi, Aldo Capata MONITORAGGIO DELLE OPERE METROPOLITANE: L'ESPERIENZA DELLA STAZIONE JONIO DELLA LINEA METROPOLITANA B1 DI ROMA	143
34. Mario Martinelli, Francesca Ceccato, Alexander Rohe NUMERICAL MODELING OF SUBMARINE FLOWSLIDES: MPM AND FEM APPROACH	147
35. Giuseppe M. Gaspari, Federico Amadini, Michele Paomba THE IMPORTANCE OF MONITORING SYSTEMS IN URBAN UNDERGROUND PROJECTS AS WELL AS IN LONG AND DEEP TUNNELS DESIGN. TWO INDIAN CASE HISTORIES.	151
36. Corrado Ruta NEW ABU DHABI INTERNATIONAL AIRPORT - USE OF 3D GIS FOR THE PILING WORKS	157
37. Alessio Bianchini GALLERIE SCAVATE CON METODO TRADIZIONALE IN FORMAZIONI ARGILLOSE	161
38. Simone Maiorino MONITORAGGIO DI CEDIMENTI SUPERFICIALI IN GALLERIE URBANE: SVILUPPO DI UN NUOVO SISTEMA DI MISURA	165



Ingegneria Geotecnica:

una disciplina in continua evoluzione

Ing. **Giustino Iovannitti**
Direttore della Rivista

Le condizioni climatiche in continuo mutamento, i fenomeni naturali, le frane, le alluvioni, i terremoti sembrano, forse a causa dell'aumento del numero di fonti di informazione ma anche delle modificazioni antropiche che sono state apportate, aver variato la loro frequenza e la loro intensità.

Dai tempi pionieristici in cui Terzaghi, considerato il fondatore della moderna Geotecnica, enunciava il suo Principio delle Tensioni Efficaci, questa disciplina di ingegneria ha fatto passi da gigante arrivando, nella rappresentazione e nell'analisi delle complesse relazioni tra le opere costruite dall'uomo e il terreno a forme sempre più precise.

Oggi buona parte della ricerca sperimentale è rivolta all'affinamento di nuove indagini e prove, sia in laboratorio sia in situ, al miglioramento delle attrezzature e delle modalità di prova e quindi ad una migliore qualità dei dati raccolti.

A tutto questo si aggiunge il necessario perfezionamento dei metodi d'interpretazione dei risultati delle prove, per il quale il confronto tra i professionisti impegnati nella progettazione è essenziale.

E l'annuale incontro che l'Associazione Geotecnica Italiana organizza si propone proprio come occasione di confronto e di condivisione di idee ed esperienze, per promuovere tra i suoi Giovani Soci la discussione sui vari argomenti di Ingegneria Geotecnica. La copia di questo Speciale, allegato al numero di aprile della nostra rivista, raccoglie gli atti e i contributi di tale evento che la nostra città ospita con orgoglio e a cui il nostro Ordine, insieme al Consiglio Nazionale degli Ingegneri, ha dato un fattivo contributo organizzativo.

La proposta di essere promotore dell'Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici è stata immediatamente accolta dal Consiglio dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia dell'Aquila da sempre pronto a favorire iniziative per i giovani ingegneri.

È con profonda soddisfazione che, con questo numero speciale di Leonardo, vengono presentati al mondo scientifico e professionale i contributi dei giovani ingegneri nel campo della geotecnica.

La preparazione dei giovani ingegneri nell'affrontare argomenti così rilevanti per la sicurezza dei manufatti ci riempie d'orgoglio in quanto la geotecnica è sempre stata nel bagaglio culturale degli ingegneri e ne costituisce le «fondamenta» di tutti coloro che si impegnano quotidianamente nella «cultura» della sicurezza e della prevenzione sismica.

Nella certezza di essere interpreti dello sviluppo in quanto capaci di saper cogliere la preparazione, la freschezza dei giovani da intersecare con l'esperienza e le capacità professionali dei «diversamente giovani» auspico per tutti voi una vita densa di soddisfazioni professionali, umane e sociali.

Vi invito quindi a voler essere protagonisti nel mondo professionale avendo ben presente il ruolo sociale degli ingegneri nella visione di una professione che da sempre ha come binari guida l'etica e la deontologia!

Dott. Ing. Elio Masciovecchio
Presidente Ordine degli Ingegneri della Provincia dell'Aquila



INTRODUZIONE

IAGIG (Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici) è un'iniziativa dell'Associazione Geotecnica Italiana (AGI) che vuole promuovere tra i suoi Giovani Soci la discussione di argomenti di Ingegneria Geotecnica con riferimento alla pratica professionale ed alle innovazioni proposte dalla ricerca. L'iniziativa è stata pensata, quindi, per coinvolgere liberi professionisti, dipendenti di enti pubblici o di imprese, giovani imprenditori del settore, studenti di dottorato, dottori di ricerca, assegnisti e ricercatori. È questa un'opportunità unica in Italia di incontro e scambio di esperienze fra giovani tecnici coinvolti in prima linea su progetti nazionali e internazionali sotto diverse professionalità e punti di vista: in tutte le tre precedenti edizioni oltre 100 giovani si sono incontrati ogni anno e confrontati su temi di attualissima rilevanza.

L'edizione 2014 si inserirà perfettamente in questo filone di collaborazione e crescita professionale, che fra giovani colleghi risulta ancora più facile, grazie anche alla scelta di una sede molto particolare e prestigiosa: L'Aquila, presso il Palazzetto dei Nobili in Piazza Santa Margherita 2. Gli effetti del sisma del 2009 sono ancora fortemente impressi nelle ferite che la città mostra al mondo intero come monito e insegnamento di quanto la buona tecnica possa aiutare la conservazione del prezioso patrimonio artistico e garantire la sicurezza delle persone.

È per questo che nella prima giornata di lavori congressuali, Venerdì 11 Aprile, una sessione sarà dedicata alla "Geotecnica Sismica", mentre nel pomeriggio del Sabato 12 Aprile una visita tecnica guidata dall'Arch. Luciano Marchetti, già Vice Commissario delegato per la Tutela dei Beni Culturali, attraverserà il centro storico dell'Aquila evidenziando, fra gli effetti del recente terremoto, elementi salienti della revisione del Piano Regolatore, delle tecniche di restauro del patrimonio danneggiato e dei dispositivi antisismici in via di installazione.

Venerdì 11 Aprile, oltre ai saluti delle Istituzioni e degli Enti Patrocinanti (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Regione, Provincia, Comune, INGV, Università dell'Aquila e Fondazione Fastigi), sono in programma gli interventi, come diretti promotori e sostenitori dell'evento, del Presidente del Consiglio Nazionale degli Ingegneri Ing. Armando Zambrano, del Presidente dell'Associazione Geotecnica Prof. Ing. Stefano Aversa e del Presidente dell'Ordine degli Ingegneri dell'Aquila Ing. Elio Masciovecchio. L'Ing. Alessandro Focaracci, Presidente di Fastigi, e il Prof. Francesco Karrer, già Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, contestualizzeranno le giornate di lavori e consentiranno di allargare il panorama anche oltre l'ambiente strettamente geotecnico.

L'incontro entrerà subito nel vivo dell'attualità professionale con la prima sessione, dedicata alle "Prestazioni delle Opere Geotecniche" e proseguirà con una lecture specialistica del Prof. Silvano Marchetti, concludendosi con la sessione dedicata alle "Indagini in sito e di laboratorio", la cui rilevanza diventa sempre più importante per comprendere il reale comportamento dei suoli in cui e su cui l'intervento antropico va ad inserirsi, troppo spesso senza tener conto a sufficienza della storia pregressa dell'ammasso roccioso o del deposito alluvianale sotto esame.

La seconda giornata, Sabato 12 Aprile, andrà poi ad approfondire questioni anche squisitamente geotecniche con la sessione dedicata alla "Geotecnica ambientale" e affronterà temi importantissimi, soprattutto in una Nazione come l'Italia flagellata ogni anno da tanti problemi legati al cosiddetto dissesto idrogeologico: giovani professionisti e ricercatori affonderanno dunque le loro presentazioni nel cuore pulsante della geotecnica durante le sessioni di "Stabilità dei Pendii" e di "Aspetti costruttivi e Tecnologici", fornendo indicazioni progettuali e costruttive innovative in grado di migliorare la qualità delle opere e degli interventi eseguiti.

I partecipanti al IV IAGIG saranno dunque coinvolti in modo da assistere attivamente alla presentazione, in forma orale e poster, di quasi 40 contributi, selezionati fra quelli ricevuti, la cui pubblicazione è qui raccolta in forma cartacea su un numero speciale della rivista dell'Ordine degli Ingegneri dell'Aquila ed in forma digitale verrà riportata sui siti dell'AGI e dello IAGIG. I migliori, come già avvenuto in passato, verranno poi approfonditi sulla rivista on-line Ingenio. L'alto livello scientifico è quest'anno garantito anche dal coinvolgimento dei 10 membri nel Comitato Tecnico, selezionati fra gli iscritti a vari Ordini degli Ingegneri in rappresentanza di tutta l'Italia e, sebbene "giovani", particolarmente distintisi in ambito professionale ed accademico.



Grazie al sostegno degli enti patrocinanti e delle personalità invitate, anche quest'anno, il Comitato Organizzatore è riuscito a garantire che la partecipazione sia completamente gratuita tanto al convegno quanto alla visita tecnica. È questo uno degli obiettivi principali che ci si è posti in fase organizzativa, al fine di garantire la presenza massiccia dei giovani, anche di quelli ancora impegnati negli studi universitari, al fine di trarre sempre nuove energie e fornire un'opportunità di orientamento a chi si affacci al mondo del lavoro.

Questa missione è stata riconosciuta anche dalla International Tunnelling Association, attraverso la Fondazione ITACET, organizzazione no-profit che si occupa attivamente della formazione continua nel mondo degli scavi in sotterraneo. Grazie al riconosciuto impegno pluriennale di coinvolgere i giovani interessati nelle materie geotecniche in incontri che riescono ad essere particolarmente formativi grazie alla impostazione fortemente comunicativa della loro struttura, l'ITA-AITES ha riconosciuto allo IAGIG la dignità di membro n.° 33 del "Committee on Underground Space of the International Tunnelling and Underground Space Association".

Un altro importante riconoscimento, che evidenzia la qualità dei lavori presentati nelle prime quattro edizioni dello IAGIG, è quello dei crediti formativi previsti dalla normativa vigente in Italia sull'aggiornamento professionale conseguente il Decreto 137 del 2012 e la Circolare n. 302 (13/12/2013) del CNI: i 5 CFP (Crediti Formativi Professionali) riconosciuti dal Consiglio Nazionale degli Ingegneri attraverso l'Ordine degli Ingegneri dell'Aquila sono certamente un segno dell'attenzione con cui le istituzioni del mondo professionale guardano la crescita di questo evento e dell'ormai conclamato livello di qualità offerto dagli incontri dei giovani ingegneri geotecnici.

In un mondo che sembra tenere le nuove generazioni ai margini e crea spesso conflittualità fra realtà consolidate e spinte innovative, il campo della geotecnica offre forse uno dei più lampanti esempi di come l'esperienza non possa fare a meno dell'innovazione e viceversa: IAGIG è la testimonianza attuale dello spazio sempre maggiore che i giovani riescono a conquistarsi in un settore sempre più in rapida evoluzione, ma che affonda le sue radici nel passato e da queste deve continuare a trarre costante nutrimento.

GIUSEPPE M. GASPARI, SARA AMOROSO, SABATINO CUOMO, CHIARA BADIA, RAFFAELE IACOVITTI
Comitato Organizzatore IV IAGIG

Siamo giunti alla quarta edizione dello IAGIG!

Mi sembra ieri quando Sabatino Cuomo mi propose di organizzare un incontro annuale informale aperto a tutti i giovani interessati alla Geotecnica, nel corso del quale si potesse discutere liberamente di ricerche, problemi progettuali, aspetti realizzativi, innovazione tecnologica ed altro. Accolsi l'iniziativa con favore e gli dissi di portarla avanti personalmente. L'esperienza mi aveva insegnato che la gran parte delle proposte naufragava quando al proponente veniva chiesto di assumersene il carico. Non fu così con lo IAGIG. Il primo Incontro fu organizzato a Salerno, presso la sede dell'Ordine degli Ingegneri, in tempi così rapidi che non ebbi tempo di discuterne in Consiglio di Presidenza dell'AGI. Fu un grande successo, con un'ampia partecipazione di giovani, soci e non soci.

Prima della seconda edizione, doveti porre rimedio. Il Consiglio dell'AGI ufficializzò la costituzione di un gruppo "giovani". Ne affidò la guida a Sabatino e appoggiò l'organizzazione del secondo e terzo IAGIG, che riscossero un successo analogo, se non superiore a quello della prima edizione, anche grazie all'apporto di tanti altri giovani colleghi e degli altri Ordini degli Ingegneri che ci hanno ospitato.

Il tempo passa per tutti! La condizione di "giovane" è venuta meno anche per Sabatino, che ha dovuto cedere la guida a Giuseppe Gaspari, che lo aveva già affiancato con passione e competenza nelle precedenti edizioni. Ed eccoci arrivati a L'Aquila.

Sono certo che anche questo incontro riscuoterà il successo dei precedenti. L'impegno di tutti è stato notevole e ringrazio in particolare Giuseppe e gli amici aquilani.

Come al solito parteciperò alla giornata iniziale e poi mi eclisserò per lasciare scorrere la discussione senza i condizionamenti che potrebbero nascere dalla presenza di un "vecchio" professore.

Auspico che questa iniziativa, una delle migliori della mia presidenza, possa continuare anche nei prossimi anni.

STEFANO AVERSA

ANALISI DI PILED RAFT FOUNDATIONS CON PALI IN REGIME NON LINEARE. UNO SVILUPPO DEL METODO PDR (POULOS – DAVIS – RANDOLPH).

Federico Fiorelli (federico.fiorelli@teleios-ing.it)

TELEIOS srl - *Officina di Ingegneria*

Marco Franceschini (marco.franceschini@teleios-ing.it)

TELEIOS srl - *Officina di Ingegneria*

ABSTRACT

A seguito dell'emanazione delle Norme Tecniche NTC2008 è ora possibile fare riferimento anche alla soluzione di piled raft foundation (PRF nel seguito, o fondazione mista, nella nomenclatura italiana) cioè ad un sistema fondale nel quale sono considerati interagenti, e collaboranti, sia i pali che la platea che li collega.

Uno degli approcci analitici più noti e validati nella letteratura scientifica internazionale per l'analisi di una piled raft è il cosiddetto metodo PDR, proposto da Poulos, Davis & Randolph (Poulos, 2001). Gli scriventi hanno apportato degli sviluppi al metodo, di carattere sostanziale e concettuale, che saranno descritti nella presente memoria, con riferimento ad un esempio progettuale reale.

1. Il metodo PDR (Poulos, Davis & Randolph)

Nel calcolo di una fondazione profonda tradizionale si trascura sempre il contributo resistente della platea, come se il contatto tra questa ed il terreno non fosse presente o efficace. In realtà, a parte rari casi particolari, tale condizione non è mai vera e produce un dimensionamento conservativo della fondazione. Infatti la struttura, la sua fondazione ed il terreno compreso nel volume significativo interagiscono tra loro indipendentemente dal fatto che il progettista lo consideri o meno nei suoi calcoli. Corretta quindi, e finalmente introdotta nelle NTC2008, la possibilità di progettare una fondazione considerando entrambi i meccanismi resistenti.

Il metodo PDR consente di eseguire un'analisi di interazione tra una platea, dotata di rigidità K_p e carico limite $Q_{p,lim}$, ed un gruppo di pali, avente rigidità K_g e carico limite $Q_{g,lim}$. Questi due sistemi si combinano a costituire una piled raft di rigidità K_{pr} e carico limite $Q_{pr,lim}$. Il procedimento si articola in due fasi principali:

- Valutazione della capacità portante del sistema, che esula dalla presente trattazione.
- Valutazione della curva carico-cedimento.

Il metodo assume che il comportamento della platea e del gruppo di pali sia di tipo elastico-lineare fino al raggiungimento dei rispettivi carichi limite: ciò determina un legame costitutivo di tipo trilineare, come quello riportato in figura.

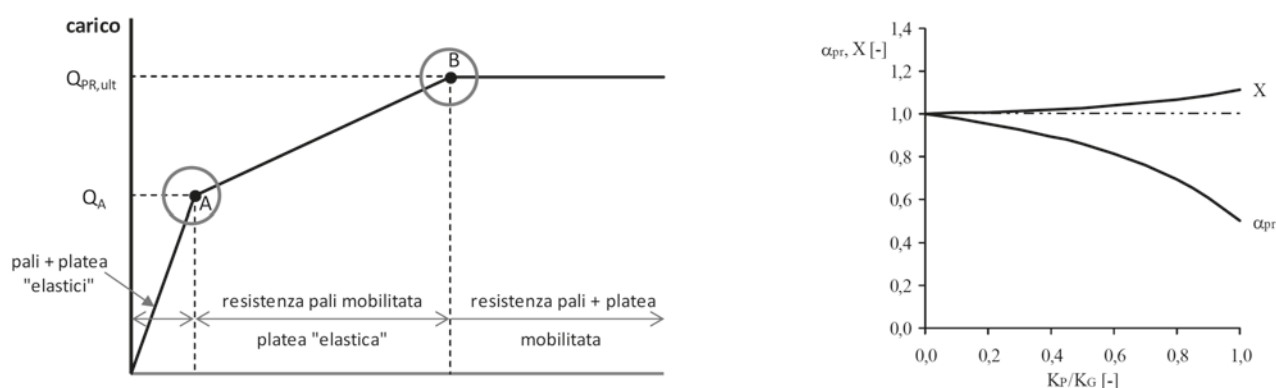


Figura 1. Metodo PDR. A sinistra, legame costitutivo trilineare della piled raft foundation. A destra, andamento dei coefficienti propri del metodo al variare della rigidità della platea e del gruppo di pali.

La trilineare è definita da due punti notevoli:

- Il punto A, nel quale è interamente mobilitata la resistenza del gruppo di pali $Q_{g,lim}$.
- Il punto B, nel quale la resistenza della fondazione mista è interamente mobilitata.

La pendenza del primo tratto è pari alla rigidezza della piled raft, K_{pr} : in questo tratto pali e platea collaborano. Nel secondo tratto la pendenza è pari invece a quella della sola platea, K_p .

La legge con la quale varia il cedimento della fondazione fino al punto A e l'espressione che definisce la rigidezza K_{pr} della piled raft vale sono riportate in (1).

$$w = \frac{Q}{K_{PR}} \quad K_{PR} = X \cdot K_G \quad \text{con } X = \frac{1 + (1 - 2 \cdot \alpha_{cp}) \cdot \left(\frac{K_p}{K_G}\right)}{1 - \alpha_{cp}^2 \cdot \left(\frac{K_p}{K_G}\right)} \quad K_{PR} = X \cdot K_G \quad \text{con } X = \frac{1 + 0.60 \cdot \left(\frac{K_p}{K_G}\right)}{1 - 0.64 \cdot \left(\frac{K_p}{K_G}\right)} \quad (1)$$

Nell'espressione (1) α_{cp} è un coefficiente di interazione. Analisi rigorose condotte da Randolph & Clancy (Randolph & Clancy, 1993) hanno mostrato che α_{cp} tende ad un valore costante pari a circa 0.8, indipendentemente dalla configurazione dei pali (cioè numero N, interasse s, snellezza L/d).

Sempre per valori di carico inferiori a Q_A la percentuale di carico trasferita dai pali al terreno vale:

$$\alpha_{pr} = \frac{1}{1 + \beta} \quad \text{con } \beta = \frac{(1 - \alpha_{cp})}{1 - \alpha_{cp} \cdot \left(\frac{K_p}{K_G}\right)} \cdot \left(\frac{K_p}{K_G}\right) \quad \alpha_{pr} = \frac{1}{1 + \beta} \quad \text{con } \beta = \frac{0.2}{1 - 0.8 \cdot \left(\frac{K_p}{K_G}\right)} \cdot \left(\frac{K_p}{K_G}\right) \quad (2)$$

Gli andamenti dei coefficienti X e α_{pr} sono graficati in Figura 1.

2. Sviluppo del metodo PDR: interazione palo terreno non lineare

Il metodo PDR prevede un legame costitutivo lineare per descrivere sia il contatto platea-terreno che quello palo-terreno; questo è contemporaneamente sia uno dei principali vantaggi (immediato predimensionamento della PRF) che uno dei più grandi limiti (va sempre affiancato un metodo numerico non lineare per un dimensionamento esecutivo).

D'altro canto l'interazione tra un'opera geotecnica ed il terreno è sempre fortemente non lineare quindi occorre applicare leggi costitutive adeguate per ottenere risultati più attinenti alla realtà.

Con questo intento, gli scriventi hanno voluto perfezionare il metodo PDR introducendo un legame non lineare per quanto riguarda l'interazione palo-terreno, continuando a ritenere valida, come nella formulazione originale del metodo, l'ipotesi di linearità al contatto platea-terreno. Tale metodo aggiornato nel seguito sarà denominato PDR_mod.

Nel PDR originale si definisce il gruppo di pali, si calcola il carico di esercizio sul palo e quindi il corrispondente cedimento. Ciò definisce la rigidezza del palo singolo. A questa si lega quella del gruppo di pali ed infine il rapporto K_p/K_G . Quindi la rigidezza è costante per ogni livello di carico sui pali.

Lo sviluppo apportato consiste nell'aver introdotto un'espressione analitica per la previsione della curva carico-cedimento del palo singolo, da tarare preferibilmente sulla scorta di prove di carico condotte in sito (Figura 2).

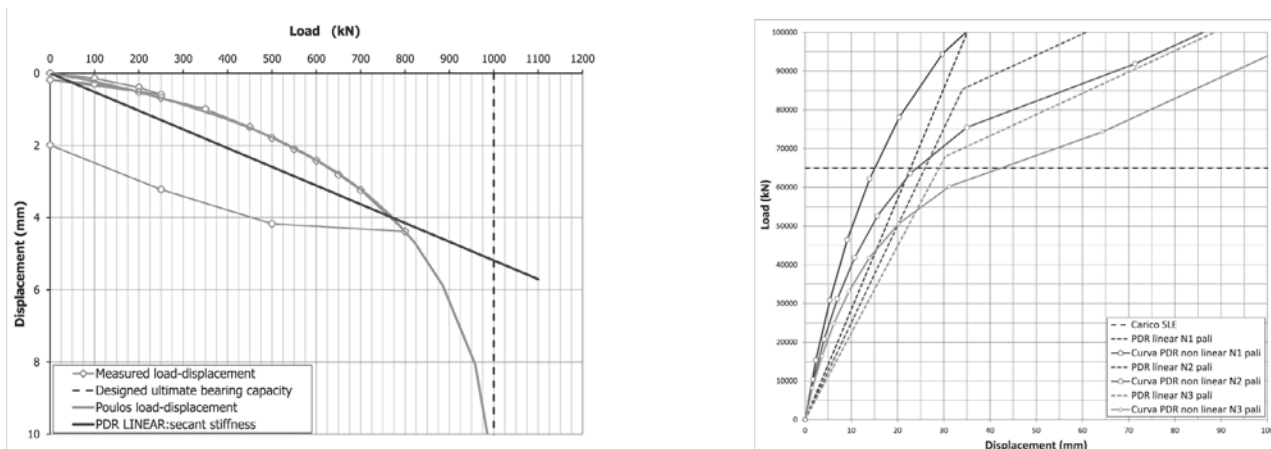


Figura 2. PDR sviluppato in ambito non lineare. A sinistra, confronto tra legame lineare e non lineare. A destra, legame costitutivo della piled raft al diminuire del numero di pali.



Questo aspetto risulta complesso sul piano algoritmico in quanto devono essere variate tutte le relazioni analitiche per poter trasformare la trilineare in una curva, con rigidità quindi variabile in funzione del carico sul palo, dipendente dalla configurazione della fondazione.

In tal modo, al variare della geometria del gruppo di pali si può prevedere in modo più corretto il cedimento sul singolo palo e, di conseguenza, la rigidità del gruppo, il rapporto K_p/K_G e quindi la rigidità della PRF e la ripartizione del carico tra platea e pali.

Così facendo si elimina la difficoltà intrinseca nel linearizzare forzatamente un fenomeno in realtà non lineare, non dovendo più determinare un valore di rigidità costante, valida a rigore in un solo punto della curva carico-cedimento, ma potendo invece sfruttare tutta la curva.

Con il metodo PDR originale era necessario, per non commettere errori grossolani, lavorare in un range di carichi in cui i pali manifestano cedimento pseudo lineare, quindi con tasso di lavoro sui pali nell'ordine di quello "di esercizio", mentre col PDR_mod si può lavorare anche dove i pali si comportano in modo non lineare, senza il rischio, nei limiti del metodo, di commettere imprecisioni eccessive.

In questo modo si sfrutta la PRF nella eccezione più interessante, ovvero con i pali vicini al loro carico limite, ottenendo un'ottimizzazione prestazionale ed economica del progetto.

Infatti nel PDR originale si può essere portati a considerare soddisfacenti geometrie di fondazione, soprattutto in termini di interasse e numero di pali, che in realtà manifesterebbero cedimenti molto maggiori. Nella Figura 2. PDR sviluppato in ambito non lineare. A sinistra, confronto tra legame lineare e non lineare. A destra, legame costitutivo della piled raft al diminuire del numero di pali.2 questo fatto è ben evidenziato.

Con l'introduzione del legame non lineare palo-terreno apportato dagli scriventi, invece, al diminuire del numero dei pali, e all'aumentare del carico assiale sugli stessi, il cedimento cresce in maniera non lineare ed è quindi possibile prevedere con migliore accuratezza la prestazione della PRF, ottimizzandone la geometria in modo molto più consapevole di quanto possibile col PDR originale. Questo porta ad affermare che il PDR_mod può essere più di uno strumento per il predimensionamento di massima di una piled raft, o almeno può essere impiegato per un predimensionamento più accurato.

A tale proposito si noti l'esempio riportato in Figura 2. PDR sviluppato in ambito non lineare. A sinistra, confronto tra legame lineare e non lineare. A destra, legame costitutivo della piled raft al diminuire del numero di pali.2. Data la prova di carico eseguita su un palo isolato in sito, questa è modellata mediante relazione lineare (retta di colore blu), che rappresenta la rigidità costante del PDR originario, e mediante relazione iperbolica non lineare (curva verde), assunta quale legame costitutivo per il palo singolo nel PDR_mod. A destra in Figura 2. PDR sviluppato in ambito non lineare. A sinistra, confronto tra legame lineare e non lineare. A destra, legame costitutivo della piled raft al diminuire del numero di pali.2 è riportato il confronto tra le curve dei metodi PDR lineare e non lineare per tre configurazioni della stessa fondazione. Le curve blu fanno riferimento a $N1 = 11 \times 11 = 121$ pali, le curve rosse a $N2 = 9 \times 9 = 81$ pali, quelle verdi a $N3 = 8 \times 8 = 64$ pali.

Cedimento della piled raft (mm)	
N1 = 11x11 = 121 pali	
PDR Linear	PDR NON Linear
22.8	15
	-34 %
N2 = 9x9 = 81 pali	
PDR Linear	PDR NON Linear
25.9	24.5
	-5 %
N3 = 8x8 = 64 pali	
PDR Linear	PDR NON Linear
29	42.5
	+46.5 %

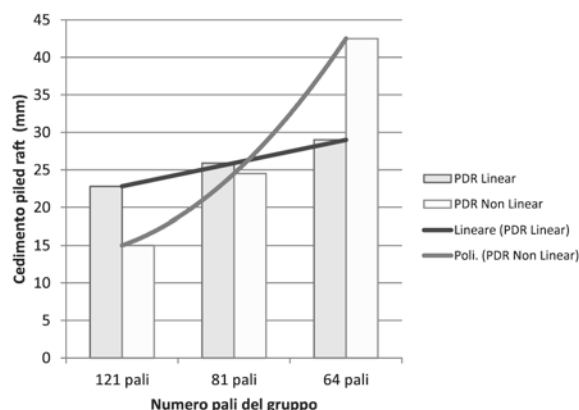


Figura 3. Confronto tra PDR in ambito lineare e non lineare.

che nel PDR_mod persistono ancora i limiti intrinseci del metodo originario, ovvero la non possibilità di contemplare geometrie irregolari o la presenza di significative azioni flettenti. In questi casi occorre sfruttare metodi di calcolo numerici per il progetto esecutivo dell'opera.

3. L'esempio del nuovo magazzino automatico verticale della Ceramica Sant'Agostino

La sede produttiva della società Ceramica Sant'Agostino (FE), è stata pesantemente colpita dal sisma dell'Emilia-Romagna del 2012. Tra le immagini più note del terremoto c'è quella del magazzino automatico verticale (MAV) quasi interamente crollato in un groviglio di profilati metallici.

Si sta ora completando il progetto esecutivo per la ricostruzione di un nuovo MAV, dotato di struttura sismo-resistente, che insisterà sulla fondazione in essere. Tale opera è costituita da una platea, di dimensioni 134.28 x 26.40 m, fondata su 231 pali trivellati di diametro 1000 mm e lunghezza netta di 35.0 m, posti ad un interasse costante di 4.0 m nelle due direzioni.

Nell'ottica delle verifiche geotecniche per questa fondazione sono state condotte due vaste campagne di indagini geognostiche. Si è deciso di verificare la fondazione come una piled raft perché la geometria consente alla platea di poter fornire un buon contributo in termini di resistenza poiché, visti gli ingenti carichi trasmessi dalla sovrastruttura, la verifica come fondazione su pali tradizionale sarebbe risultata molto al limite.

Nelle verifiche condotte è stato impiegato il metodo PDR, nella sua formulazione originale ed in quella sviluppata dagli scriventi, ed il software geotecnico ad elementi finiti Plaxis 2D. Data la regolarità geometrica della fondazione questa è stata studiata mediante due sezioni piane impiegando, per la modellazione dei pali, i nuovi elementi "embedded pile row" (Sluis et al., 2013).

Durante la costruzione del MAV originario sono state eseguite due prove di carico statiche sui pali per il loro collaudo, spinte ad 1.5 volte il carico di esercizio. Pur presentando risultati alquanto variabili, sono state prese a riferimento per introdurre nel PDR il legame non lineare all'interfaccia palo terreno.

Si presentano in Figura 4 i risultati ottenuti dalle analisi.

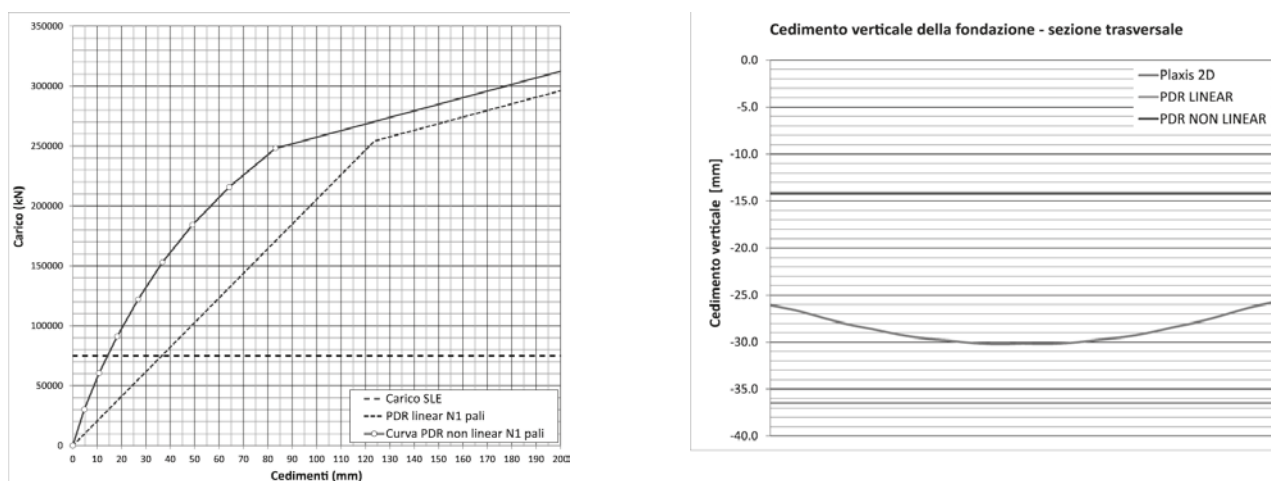


Figura 4. Verifica fondazione esistente del MAV come piled raft. A sinistra, confronto tra risposta della PRF con metodo PDR lineare e non lineare. A destra, confronto con i risultati ottenuti da Plaxis 2D.

Si nota dai grafici di Figura 4. Verifica fondazione esistente del MAV come piled raft. A sinistra, confronto tra risposta della PRF con metodo PDR lineare e non lineare. A destra, confronto con i risultati ottenuti da Plaxis 2D.4 come, data la geometria fissata della fondazione esistente, i pali lavorino in un range di carico nel quale la rigidità della curva non lineare è maggiore di quella secante lineare. Il cedimento sviluppato dalla piled raft con il metodo PDR_mod risulta quindi minore di quello desunto con il PDR originario. Il calcolo FEM con Plaxis conferma i risultati ottenuti.

Ciò significa che, a fronte di una verifica come fondazione profonda tradizionale al limite, l'aver considerato nel meccanismo resistente anche l'apporto della platea, presente indipendentemente dalle assunzioni di calcolo del progettista, consente di verificare con più ampio margine l'opera.

Nell'ipotetico caso nel quale non si fosse trattato di una fondazione esistente ma del progetto di una nuova opera si sarebbe quindi potuto ridurre il numero dei pali, ottimizzando prestazionalmente ed economicamente il progetto. In altre parole il dimensionamento della fondazione esistente, eseguito come fondazione su pali tradizionale, non rappresenta l'optimum progettuale.



4. Conclusioni

La presente memoria ha voluto descrivere gli sviluppi apportati dagli scriventi al PDR, metodo di calcolo analitico per piled raft foundation. Questo contempla un legame elastico sia all'interfaccia platea-terreno che a quella palo-terreno. Ciò lo rende valido per il predimensionamento di fondazioni miste ma può comportare valutazioni errate delle prestazioni della PRF nel caso si voglia spingere l'ottimizzazione del progetto della stessa, in particolare in termini di riduzione del numero di pali impiegato, all'estremo.

Perciò gli scriventi hanno perfezionato il metodo PDR introducendo un'espressione analitica per descrivere la risposta non lineare del complesso palo-terreno, così che il metodo sia in grado di prevedere in maniera più puntuale i cedimenti del palo singolo da cui dipendono, in modo concatenato, la rigidezza del gruppo di pali, la rigidezza della piled raft e la ripartizione del carico tra pali e platea.

In tal maniera l'ottimizzazione del progetto può essere accentuata maggiormente rispetto al PDR originale, nel quale tutto dipende dalla rigidezza secante scelta per descrivere il legame lineare, riducendo il rischio di incorrere in valutazioni errate delle prestazioni della fondazione.

Così facendo, per piled raft soggette principalmente a carico verticale, con platea e distribuzione di pali rettangolari, il metodo PDR_mod può essere impiegato anche per condurre un progetto esecutivo e non solo un predimensionamento.

5. Bibliografia

D.M. Infrastrutture e trasporti del 14.01.2008: "Nuove Norme tecniche per le costruzioni".

A Guide to CPFR Implementation. ECR Europe.

de Sanctis L., Russo G., Viggiani C. (2007). Un caso sperimentale di fondazioni su pali al porto di Napoli progettate con criteri innovativi. *Atti del V CNRIG*.

Mandolini A. Fondazioni su pali: dalla ricerca alle applicazioni.

Mandolini A. Utilizzo dei pali come riduttori dei cedimenti.

Poulos H.G. (2001). Methods of analysis of piled raft foundations. *A Report Prepared on Behalf of Technical Committee TC18 on Piled Foundations. ISSMGE, July 2001*.

Plaxis 2D – Reference Manual – 2012.

Randolph M.F., Clancy, P. (1993). Efficient design of piled rafts. *Proc. Geotech. Int. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Balkema ed., 119-130*.

Sluis J., Besseling F., Stuurwold P., Lengkeek A. (2013). Validation and Application of the Embedded Pile Row-Feature in PLAXIS 2D. *Plaxis Bulletin, Autumn issue 2013, pp. 10 – 13*.



ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEI PALI A SPOSTAMENTO DI TERRENO REALIZZATI NELL'AMBITO DEL CAMPO PROVE PRESSO LO STABILIMENTO DELLA SOCIETA' CERAMICA SANT'AGOSTINO (FE).

Elena Muscolino (elena.muscolino@teleios-ing.it)

TELEIOS srl - Officina di Ingegneria

Marco Franceschini (marco.franceschini@teleios-ing.it)

TELEIOS srl - Officina di Ingegneria

ABSTRACT

Nell'ambito del campo prove sui pali di fondazione realizzato presso la sede della Ceramica Sant'Agostino (FE) sono state eseguite prove di carico statiche e dinamiche su pali a spostamento di terreno FDP di diverso diametro e lunghezza. Si è provveduto ad analizzare i dati ottenuti da tali prove al fine di razionalizzare la progettazione delle opere di adeguamento e ricostruzione da eseguire presso lo stabilimento in esame. E' stata poi valutata anche la capacità portante di tali pali sia con metodi di calcolo derivati dai dati delle prove CPTu sia con metodi dipendenti dai parametri meccanici del terreno.

1. Descrizione del lavoro e finalità

Il campo prove è stato realizzato con la finalità di ottimizzare la progettazione degli interventi di adeguamento degli edifici danneggiati o di ricostruzione di quelli demoliti in seguito agli eventi sismici che hanno colpito la Regione Emilia-Romagna nel Maggio-Giugno 2012.

La zona oggetto di studio è stata interessata, nel corso del 2012 e del 2013, da due ampie e dettagliate campagne di indagini geognostiche che hanno consentito di caratterizzare con accuratezza il sottosuolo. In particolare sono state eseguite numerose prove penetrometriche con piezocono CPTu, prove dilatometriche DMT, sondaggi con prelievo di campioni che sono stati sottoposti a prove di laboratorio e indagini geofisiche superficiali e in foro.

La scelta di impiegare fondazioni profonde in tutte le opere da realizzare è dovuta ai notevoli carichi gravanti e alle scarse proprietà meccaniche del terreno presente nella zona di interesse.

2. Caratterizzazione geotecnica

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica il terreno in esame, costituito da limo argilloso con un banco di sabbia dello spessore di 5m posto ad una profondità variabile intorno ai 15-20m, presenta parametri meccanici (S_u, E_{oed}) riportati in Figura 1. Questi sono stati ottenuti elaborando i dati delle prove CPTu e DMT realizzate nelle immediate vicinanze della zona dove è stato eseguito il campo prove.

3. Il campo prove: layout e finalità

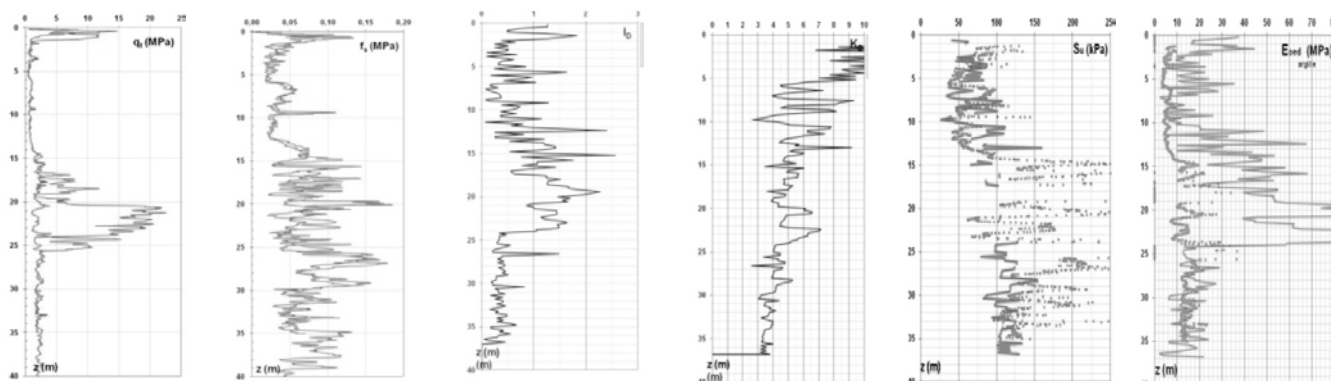




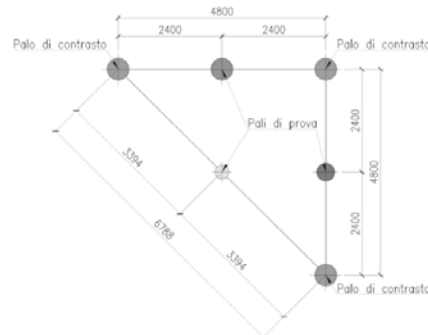


Figura 1. Dati e parametri meccanici CPTu e DMT

Tra i numerosi vantaggi del palo FDP si citano: assenza di vibrazioni potenzialmente dannose per edifici limitrofi esistenti dal momento che si procede per trivellazione e non per battitura, non necessitano di complicati e costosi sistemi di sostegno del foro e si ha ridotta produzione di materiale da portare in discarica. Inoltre tale tipologia di palo, adattandosi bene alla litologia limo-argillosa riscontrata in sito, ha capacità meccaniche migliori dei pali trivellati e di quelli battuti classici.

LEGENDA PALI:			
SIMBOLO	Q.tà	DIA.(mm)	LG. (m)
	1	320	20,00
	1	420	24,00
	1	510	16,00
	3	510	20,00



Diametro palo	Lunghezza palo	Tipo prova	Numero prove
mm	m		
320	20.00	Statica	1
420	24.00	Statica	1
510	16.00	Statica	1
320	20.00	Dinamica CASE	1
420	24.00	Dinamica CASE	1
510	16.00	Dinamica CASE	1

Figura 2. Layout campo prove e caratteristiche delle singole prove eseguite

Sono state eseguite due tipologie di prove di carico sui pali FDP: **prove di carico statiche e di tipo CASE**, cioè prove di carico dinamiche menzionate anche nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008, § 6.4.3.1.1 e § 6.4.3.7.1) come strumento per la progettazione e il collaudo di pali di fondazione. La Ditta che ha realizzato i pali è Locafond S.r.l. mentre quella che ha condotto le prove di carico, sia le statiche che le CASE, è la Geoconsult S.r.l. di Quinto di Treviso.

Nella Figura 2 è illustrato il layout planimetrico del campo prove, studiato in modo da ottimizzare la distribuzione dei pali per massimizzare il numero di prove eseguibili.

I diametri sono stati scelti sulla base di una preliminare valutazione dei carichi agenti e della portata teorica dei pali. Per le lunghezze si è tenuto conto dei limiti delle macchine per la realizzazione di pali FDP nonché della litologia presente nella zona in esame.

4. Elaborazione dati prove statiche e dinamiche

I dati ottenuti dalle prove statiche e da quelle CASE sono stati interpretati per poter ricostruire la curva carico-cedimento del complesso palo-terreno, risalire alla distribuzione della resistenza del palo con la profondità e, soprattutto, al carico limite del palo. Si riportano in Figura 3, a titolo di esempio, le elaborazioni con i metodi analitici di Chin (Chin, 1970) e di Davisson (Davisson, 1972) dei dati della prova di carico statica relativa al palo $\Phi 320$, $L=20$ m. Procedura analoga è stata applicata alle altre due prove ottenendo risultati comparabili.

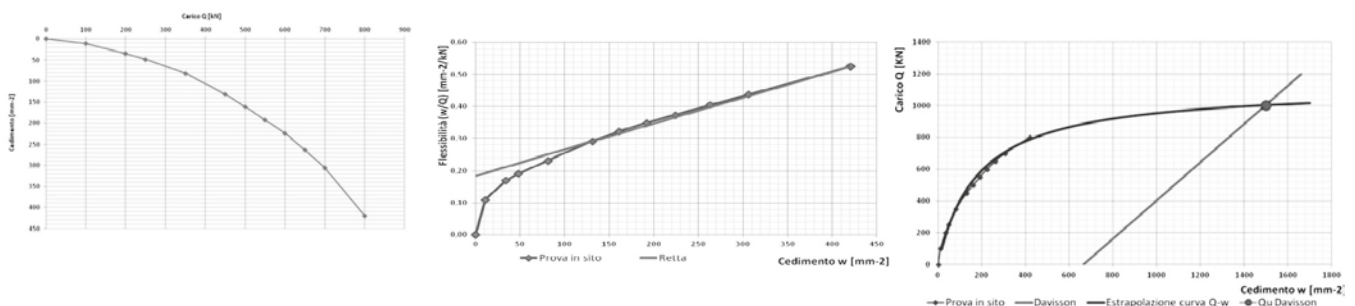


Figura 3. Curva carico-cedimento, metodo di Chin e carico ultimo da metodo di Davisson

Le curve carico-cedimento, ottenute dall'elaborazione delle prove Case con il programma CAPWAP sviluppato dall'Università di Cleveland, sono illustrate in Figura 4 (Goble et al, 1975). Nella stessa immagine è possibile vedere anche la curva carico-cedimento delle prove di carico statiche. Dal confronto delle due curve si può notare come l'attendibilità delle prove risulti confortante.

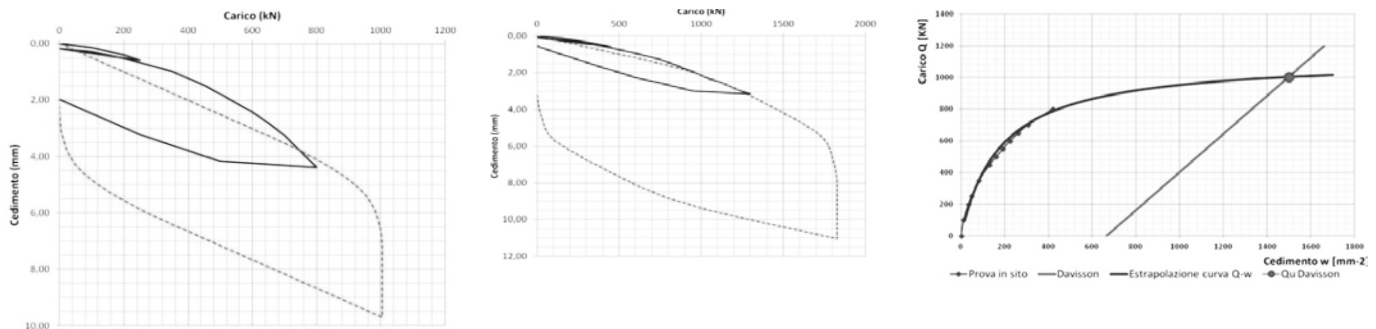


Figura 4. Risultati prove CASE e confronto con prove statiche

Si riporta, in forma tabellare un riepilogo dei risultati ottenuti dall'elaborazione delle prove di carico statiche e dinamiche.

Palo FDP	Interpretazione	Carico limite (kN)	Palo FDP	Interpretazione	Carico limite (kN)	Palo FDP	Interpretazione	Carico limite (kN)
f320mm, L=20.0m	Chin "Manuale" 1000.		f420mm, L=24.0m	Chin "Manuale"	1850	f510mm, L=16.0m	Chin "Manuale"	1250
	Chin "Automatica"	1037		Chin "Automatica"	2031		Chin "Automatica"	1237
	Davisson	1005		Davisson	1868		Davisson	1253
	CAPWAP	1005		CAPWAP	1827		CAPWAP	1285
	VALORE SCELTO	1000		VALORE SCELTO	1800		VALORE SCELTO	1250

Tabella 1 - Risultati dell'interpretazione delle tre prove di carico statiche e delle tre prove CASE

Ottenuta una robusta interpretazione della capacità portante dei pali esaminati, si è vista l'opportunità di studiare quali **metodi di capacità portante derivati direttamente dai dati delle CPTu** e quali coefficienti per i **metodi di calcolo dai parametri meccanici del terreno** fossero più idonei per pali FDP in terreni limo-argillosi come quelli in esame.

Relativamente ai metodi basati sui parametri meccanici del terreno comunemente noti come "metodi alfa e beta", essendo in presenza principalmente di terreni argillosi, è stato studiato quale fosse il valore medio del coefficiente α da cui dipende l'aderenza in strati coesivi mantenendo costante il valore di $k=0,7$ per i terreni incoerenti.

La valutazione della coesione non drenata s_u è stata effettuata considerando due prove penetrometriche secondo la formula $s_u=(q_t-s'_{v0})/N_k$ con $N_k=12$, una prova dilatometrica e alcune prove triassiali TXCIU. Dall'analisi effettuata è emerso che per il pali FDP in terreni come quelli in esame il valore medio del coefficiente α risulta pari a $\alpha=0,85$, valore superiore a quello che abitualmente si trova in letteratura tecnica (Viggiani, 1996) per pali battuti in terreni con valori di coesione come quelli riscontrati. E' questo un primo importante risultato.

Dallo studio eseguito sui metodi di calcolo basati sulle correlazioni dirette dei dati ricavati dalla prove penetrometriche statiche è emerso che il metodo che fornisce il miglior riscontro rispetto alle prove di carico eseguite è quello di Eslami e Fellenius (Eslami & Fellenius, 2012). Ciò è valido ancora a più se il coefficiente C_s , che si determina classificando litologicamente il suolo per mezzo della carta di comportamento del terreno, proposta dagli autori del metodo (Figura 5), nell'intorno delle zone 2 e 3, cioè tra "soft clay" e "stiff clay", sia opportunamente tarato. Infatti sembra risultare eccessiva tale differenza tra i due valori di C_s dal momento che si ottengono portate raddoppiate o dimezzate dello strato a seconda che un punto sia immediatamente sopra o sotto la linea di separazione.

La portata alla punta è stata calcolata con la formula di Brinch Hansen ($N_c=9$), la portata laterale con Eslami e Fellenius.

Dal raffronto tra il valore scelto della Tabella 1 (prove di carico) e i risultati sopra riportati emerge che il metodo di Eslami e Fellenius (1997), pur essendo il metodo che approssima meglio la portata ultima del palo, fornisce un range di valori leggermente minori a quelli reali. Per tale motivo si prevede di procedere, con la metodologia appena accennata, ad uno studio dettagliato dell'intorno della retta di separazione tra le zone 2 e 3 al fine di specializzare tale metodo ai terreni in questione.



Zone No.	Soil Type	C _{se}	Cs automatico	τ lat. kPa	Portata lat	τ lat. kPa	Portata lat	Cs automatico	τ lat. kPa	Portata lat Nuova	
			0,0155	67	74	67	98	0,0155	67	118	
1	Soft sensitive clay	0.08	0,0471	47	89	47	117	0,0471	47	142	
2	Soft clay and silt	0.05	0,0409	39	39	39	52	0,0409	39	63	
3	Stiff clay and silt	0.025	0,0500	31	125	31	164	0,0500	31	199	
4	Silty sandy mix	0.01	0,0498	30	180	30	236	0,0493	30	96	
5	Sand	0.004	0,0347	62	155	70	275	0,0500	24	77	
			0,0106	60	150	51	133	0,0500	36	114	
			0,0433	75	76	61	402	0,0349	63	202	
			889,0			1476,9			1011,4		
			R_{punta}=70 kN R_{tot}=959kN			R_{punta}=120 kN R_{tot}=1597 kN			R_{punta}=170 kN R_{tot}=1181 kN		

Figura 5. Abaco di Fellenius

5. Conclusioni

Nel presente articolo è stato descritto il campo prove sui pali FDP realizzato presso la Ceramica Sant'Agostino (FE) con l'obiettivo di ottimizzare la progettazione delle opere di adeguamento e ricostruzione dei capannoni danneggiati o crollati in seguito al sisma che ha colpito l'Emilia Romagna nel 2012.

Sono state eseguite sia prove di carico statiche sia dinamiche tipo CASE, prove che hanno fornito un ottimo riscontro conferendo grande attendibilità alla stima della capacità portante dei pali testati.

E' poi stata valutata l'attendibilità dei metodi di calcolo della capacità portante, basati sui parametri meccanici del terreno, comunemente noti come "metodi alfa e beta". Da tale analisi è emerso che, per pali FDP, il valore del coefficiente a di aderenza risulta pari a $a=0,85$ cioè maggiore di quello presente in letteratura tecnica anche per pali battuti a riprova di un ottimo comportamento dei pali FDP.

Dagli studi sulla valutazione della capacità portante dei pali FDP con metodo diretto da prove CPTu è emerso che il metodo di Eslami Fellenius (1997) è quello che fornisce miglior riscontro ai valori ottenuti dalle prove di carico purché la linea di separazione tra la zona 2 e la zona 3, cioè tra "soft clay" e "stiff clay", sia considerata un zona di transizione e sia tarato opportunamente il valore del coefficiente C_s . In sede di progettazione esecutiva saranno realizzate altre prove di carico che permetteranno di verificare le ipotesi appena illustrate e, all'occorrenza, di correggerle in modo mirato.

6. Bibliografia

- Chin F.K. (1970). Estimate of the ultimate load of piles from test not carried to failure. *2nd South East Asian Conf. on SMFE, Singapore, pp.81-90.*
- Davison M.T. (1972). High capacity piles. *Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, American Society of Civil Engineers, ASCE, Illinois Section, Chicago, March 22, pp. 81-112.*
- Eslami A., Fellenius B.H.(1997). Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories. *Canadian Geotechnical Journal* 34(6) 886–904.
- Fellenius B.H. (2012), Basics of foundation design, a text book. *Revised Electronic Edition, [www.Fellenius.net].*
- Goble G.G., Likins G.E., Rausche F.(1975). Bearing capacity of piles from dynamic measurements, final report. *Case Western Reserve University and Ohio Department of Transportation, Cleveland.*
- Likins G.E., Rausche F. (2004). Correlation of CAPWAP with static load tests. *Proceedings of the 7th International Conference on the Application of the Stresswave Theory to Piles, Petaling Jaya, Malaysia.*



L'ELIMINAZIONE DELLE SOVRAPPRESSIONI IDROSTATICHE E LA CAPTAZIONE DELL'ACQUA IN PROFONDITÀ CON IL DRENAGGIO PERFORATO DRILL DRAIN®.

Giorgio Severi (severi@ischebeck.com)
Fiedr. Ischebeck GmbH
Lars Kressmann (kressmann@ischebeck.de)
Fiedr. Ischebeck GmbH

ABSTRACT

La realizzazione di drenaggi profondi presenta spesso grosse difficoltà esecutive. Il sistema DRILL DRAIN® è una tecnologia innovativa, già impiegata con successo in molti paesi, ed ideata per permettere facilmente la posa di drenaggi profondi, stabili con proprietà filtranti e di resistenza adeguate. Tale tecnologia deriva dal noto palo iniettato Ischebeck TITAN e prevede la realizzazione di un corpo d'iniezione in materiale filtrante a elevata permeabilità all'acqua e all'aria utilizzando la barra TITAN 40/27. Come nel caso del palo iniettato TITAN, la posa avviene a rotopercolazione con un'unica operazione, senza bisogno di camicia e impiegando una specifica punta di perforazione a perdere iniettando in fase di avanzamento una sospensione per il sostegno del foro che è sostituita attraverso l'iniezione del materiale filtrante una volta raggiunta la profondità di progetto. La norma UNI EN 14490:2010 regola l'esecuzione dei drenaggi nell'ambito delle chiodature del terreno.

1. Introduzione

Il drenaggio orizzontale perforato DRILL DRAIN®, tra i vari usi, è impiegato spesso in combinazione con le chiodature dei terreni utilizzate per la messa in sicurezza ed il consolidamento di pareti verticali, scarpate, gallerie, cavità e pendii in frana. La norma che regola l'esecuzione delle chiodature dei terreni e dei relativi sistemi di drenaggio è la UNI EN 14490:2010.

Il sistema DRILL DRAIN® permette la facile realizzazione di drenaggi profondi utilizzando la stessa attrezzatura di posa necessaria per le chiodature dei terreni senza bisogno di sostenere il foro con un rivestimento. Le numerose applicazioni hanno confermato la stabilità, la resistenza, le capacità drenanti e la durata dei drenaggi DRILL DRAIN® nei più diversi tipi di terreno, dai detriti agli strati a granulometria fine sino alla roccia. Non esisteva prima un sistema adatto che consentisse di realizzare, senza grosse difficoltà, drenaggi profondi su pendii instabili e con proprietà filtranti, di resistenza e di stabilità adeguate per terreni aventi strati di diverse caratteristiche.

La nota descrive tale tecnologia e illustra brevemente alcune applicazioni.

2. Opere di sostegno e drenaggi

In corrispondenza delle opere di sostegno, la realizzazione di drenaggi profondi permette di captare l'acqua d'infiltrazione in profondità nel sottosuolo (Figura 1) impedendo che la stessa interessi il terreno a ridosso della parete diversamente da quanto avviene per le pareti provviste solo di fori di drenaggio superficiali dove invece l'acqua d'infiltrazione raggiunge in modo incontrollato l'opera di sostegno con i conseguenti effetti ed influenze negative sulle proprietà del terreno (riduzione della coesione o attrito, terreno imbibito ecc.).

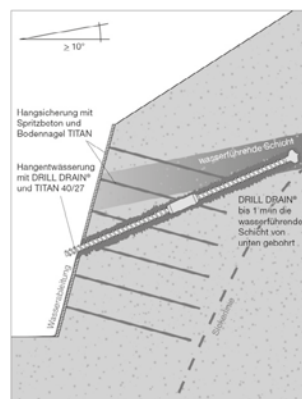


Figura 1. Schema di messa in sicurezza di un pendio con chiodatura TITAN e spritzbeton. Il drenaggio DRILL DRAIN® è inserito fino ad un metro nella vena d'acqua dal basso verso l'alto con inclinazione $\geq 10\%$.



3. Il sistema DRILL DRAIN®

I drenaggi DRILL DRAIN® si realizzano mediante perforazione diretta utilizzando come asta di perforazione la barra TITAN 40/27 (diametro esterno 40 mm e diametro interno 27 mm) munita di una punta di perforazione a perdere scelta in funzione del tipo di terreno (diametri a partire da 90 mm), iniettando dapprima, per la stabilizzazione del foro, la sospensione DRILL DRAIN® e, in un secondo tempo, una volta raggiunta la profondità di progetto, il materiale filtrante DRILL DRAIN® che sostituisce la sospensione utilizzata per il sostegno del foro in perforazione e forma il corpo filtrante (illustrato in Figura 2) attraverso il quale viene drenata l'acqua. Il diametro del corpo filtrante è generalmente compreso tra i 100 mm e i 200 mm.

Durante l'esecuzione, i drenaggi sono inseriti con un'inclinazione dal basso verso l'alto $\geq 10\%$, come prevede la norma UNI EN 14490:2010, in modo tale che l'acqua captata possa scendere attraverso il materiale filtrante senza essere soggetta a pressione. La linea piezometrica si abbassa dunque fino al livello del chiodo drenante più basso. Il terreno a ridosso dell'opera di sostegno presenta un'umidità naturale e proprietà meccaniche inalterate.

Si ottiene un corpo d'iniezione avente un coefficiente di permeabilità pari a circa 10^{-4} m/s. In Figura 3 è illustrato un ingrandimento al microscopio di 10 x del corpo filtrante.

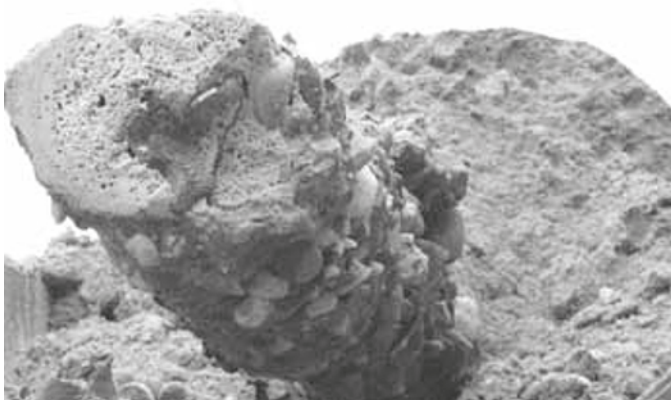


Figura 2. Corpo d'iniezione DRILL DRAIN® escavato.

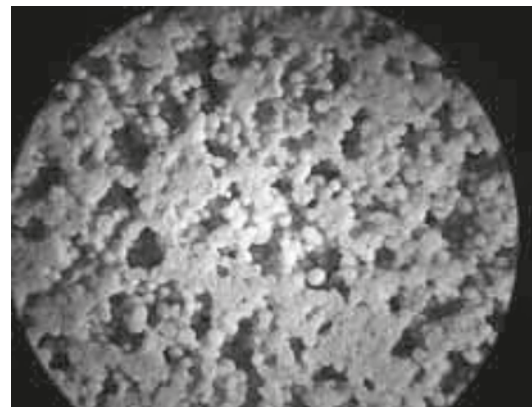


Figura 3. Corpo filtrante DRILL DRAIN® ingr. 10 x.

La sospensione DRILL DRAIN® che si utilizza per la stabilizzazione del foro durante la perforazione è iniettata con un rapporto sospensione DRILL DRAIN®/acqua pari a 1:50, mentre il rapporto materiale filtrante DRILL DRAIN®/acqua per la realizzazione del corpo filtrante è pari a 2:1.

4. Applicazioni

Parete chiodata a Kappl, Tirolo, Austria (2007).

Drenaggi DRILL DRAIN® realizzati sulla parete chiodata a Kappl in Tirolo, rivestita in spritzbeton con doppia armatura, ultimata nel 2007 di cui alla Figura 4. La parete ha un'altezza di 20 metri, per una lunghezza di 100 metri. Nonostante la marcata eterogeneità del terreno a ridosso della parete, la posa dei drenaggi è stata facile e veloce e il funzionamento degli stessi è stato ottimo nel corso di tutte le stagioni degli anni successivi.



Figura 4. DRILL DRAIN® sulla parete chiodata di Kappl, Tirolo. Si nota la fuoriuscita dell'acqua dai drenaggi bassi.



Risanamento del ponte dell'autostrada A14 a Deutschenbora, Germania (2010).

Per il risanamento del ponte dell'autostrada A14 a Deutschenbora, in Germania, ultimato nel 2010, sono stati realizzati 40 drenaggi DRILL DRAIN® TITAN 40/27 lunghi 6,00 metri. I drenaggi sono tuttora in funzione e sono illustrati in Figura 5.



Figura 5. DRILL DRAIN® per il risanamento del ponte autostradale sulla A14 a Deutschenbora, Germania.

Risanamento muro di spalla sede stradale a Sauto, Francia (2010).

Drenaggi DRILL DRAIN® TITAN 40/27 lunghi 14,00 metri realizzati nel 2010 a Sauto, in Francia (Parco Naturale Regionale dei Pirenei Catalani), per il risanamento e l'eliminazione della spinta idrostatica sul muro di spalla della sede stradale. I drenaggi, illustrati in Figura 6, sono tuttora in funzione.



Figura 6. Drenaggi DRILL DRAIN® lunghi 14,00 m per eliminare la spinta idrostatica sul muro di spalla. Sauto (F)

5. Conclusioni

I numerosi e diversi impieghi del drenaggio orizzontale perforato DRILL DRAIN® hanno evidenziato e dimostrato la versatilità e la funzionalità del sistema permettendo la soluzione di problematiche progettuali ed esecutive altrimenti difficilmente ottenibili sia nell'ambito delle nuove realizzazioni che dei risanamenti di manufatti esistenti. La posa avviene con un'attrezzatura leggera e d'ingombro limitato che consente di eseguire drenaggi profondi e stabili con ottime proprietà filtranti, di resistenza e di durata nei più diversi tipi di terreno, dai detriti agli strati a granulometria fine e in roccia.

6. Bibliografia

Friedr. Ischebeck GmbH. (2010). Quaderno „Drill Drain®“.

Friedr. Ischebeck GmbH. (2013). Quaderno „Chiodatura dei terreni“.

Ischebeck E.F., Hermann R. A.,(2007). Drill Drain®. Abbau von Porenwasserüberdruck in schwach durchlässigen Böden mit gebohrten Drains und verpresstem Filterbaustoff. Bochum, 16. Tagung für Ingenieurgeologie und Forum „Jungen Ingenieurgeologen“.



MODELLAZIONE NUMERICA AVANZATA DELLO SCAVO DI GALLERIE URBANE IN INTERAZIONE CON EDIFICI ESISTENTI

Valentina Fagnoli (valentina.fagnoli2@unibo.it), Carmine G. Gragnano (carmine.gragnano2@unibo.it), Daniela Boldini (daniela.boldini@unibo.it)
Università di Bologna

Angelo Amorosi (a.amorosi@poliba.it)
Politecnico di Bari

ABSTRACT

In questa nota si riportano i primi risultati di uno studio agli elementi finiti, eseguito con il codice di calcolo PLAXIS 3D, incentrato sulla modellazione numerica tridimensionale dell'interazione tra la nuova Linea 5 della Metropolitana di Milano e un edificio per civile abitazione in cemento armato, sotto attraversato dalla prima galleria di linea. I profili di subsidenza ottenuti dalle analisi numeriche vengono confrontati con i cedimenti rilevati *in situ* dal sistema di monitoraggio attivo durante la costruzione della linea metropolitana in corrispondenza dell'edificio considerato.

1. Introduzione

La realizzazione di gallerie in area urbana, pur necessaria per dotare i centri abitati di infrastrutture di mobilità, soffre spesso di costi elevati e tempi di realizzazione lunghi a causa dei vincoli imposti dall'interazione con le costruzioni esistenti. La disponibilità di strumenti affidabili per la previsione dei possibili danni indotti dallo scavo sulle strutture esistenti è, quindi, essenziale sia in fase progettuale sia per la messa a punto di eventuali misure di mitigazione durante lo scavo.

Nella letteratura, la valutazione del potenziale danno arrecato agli edifici interagenti con lo scavo è spesso condotta ammettendo che le deformazioni del terreno e la risposta strutturale siano disaccoppiati. Si assume, cioè, che il terreno si comporti come in condizioni di campo libero, ossia che i cedimenti siano ben approssimati da una distribuzione di probabilità gaussiana (Peck, 1969), e che la struttura di superficie segua la conca di subsidenza così determinata. L'approccio disaccoppiato, non tenendo conto delle caratteristiche di rigidità (Potts e Addenbrooke, 1997) e del peso della struttura (Franzius et al., 2004), dà luogo a scenari di danno spesso troppo cautelativi. L'uso di approcci numerici per una valutazione più realistica della risposta delle strutture ai cedimenti indotti da scavo è oggi assai diffuso, sebbene solo di recente la ricerca si sia orientata verso una più dettagliata definizione del modello di struttura da accoppiare al terreno in analisi numeriche avanzate 2D e 3D. Particolare enfasi è stata data all'interazione tra lo scavo e le strutture in muratura, mentre è meno studiato, sebbene non meno importante, il caso relativo all'interazione con strutture in cemento armato, anch'esse presenti in maniera significativa all'interno del patrimonio edilizio dei centri urbani italiani.

In questa nota si riportano i risultati di uno studio incentrato sulla modellazione numerica tridimensionale dell'interazione tra la nuova Linea 5 della Metropolitana di Milano e un edificio di 9 piani per civile abitazione in calcestruzzo armato, identificato con il numero 96, situato tra le stazioni *Lotto-Portello* e sotto attraversato dalla prima delle due gallerie costituenti la linea (galleria dispari o di destra), a cui ci si farà particolare riferimento nel seguito (Fig. 1). La struttura è fondata su travi rovesce situate a 3.5 m dal piano campagna e presenta muri di contenimento in calcestruzzo armato disposti lungo tre lati, mentre lungo il lato destro (D-D', Fig. 1) sono presenti garage interrati.

Le gallerie, aventi un diametro di circa 6.7 m, un interasse di circa 15 m ed una profondità media dell'asse di 15 m dal piano campagna, sono state realizzate con macchine TBM-EPB in terreni prevalentemente incoerenti parzialmente sotto falda. Il rivestimento delle gallerie, realizzato in conci prefabbricati in calcestruzzo armato, ha spessore pari a 30 cm e lunghezza di 1.4 m; lo spazio anulare tra il profilo di scavo e l'estradosso del rivestimento è intasato mediante iniezioni con una miscela cementizia bicomponente.

Nella nota si presenta il confronto tra le misure della subsidenza effettuate in corrispondenza dell'edificio 96 e i risultati di analisi numeriche tridimensionali accoppiate eseguite mediante il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 3D.

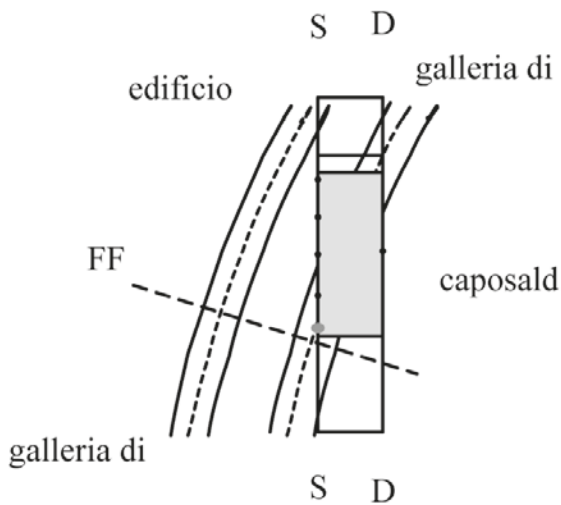


Figura 1. Vista in pianta dell'edificio e delle gallerie

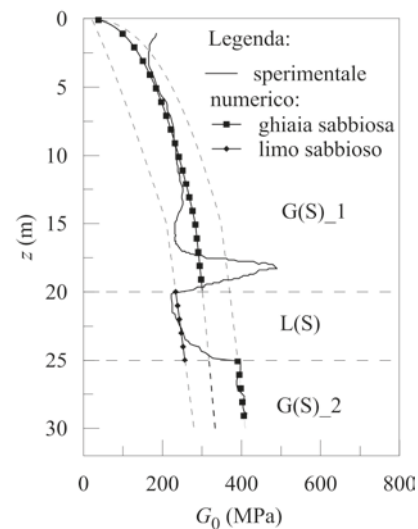


Figura 2. Profilo numerico e sperimentale $G_0(z)$

2. Modello geotecnico di sottosuolo e monitoraggio in situ

Per la ricostruzione del modello geotecnico del sottosuolo nella porzione di tratta considerata, sono stati elaborati (Skempton, 1986) i risultati di prove SPT eseguite nei fori di sondaggio ABP4 e ABP5. Nella zona d'interesse sono stati individuati tre strati di terreno: il primo e l'ultimo strato, rispettivamente localizzati alle profondità $0 \div 20$ m e $25 \div 30$ m, sono costituiti da ghiaia sabbiosa ($\gamma = 20$ kN/m³; $c' = 0$ kPa; $\varphi = 33^\circ$); lo strato intermedio, di spessore pari a 5 m, è costituito da limo sabbioso ($\gamma = 17.5$ kN/m³; $c' = 5$ kPa; $\varphi = 26^\circ$). Lungo la sezione, il livello medio della falda freatica, determinato con piezometri a tubo aperto, è situato a 15 m dal piano campagna.

Lungo la tratta non sono state condotte indagini geofisiche. Il profilo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni con la profondità, $G_0(z)$, (Fig.2) è stato, dunque, dedotto a partire dalle velocità delle onde di taglio, V_s , misurate durante una prova *down hole* (DH) eseguita nell'ambito del progetto di riqualificazione urbana *CityLife* di un quartiere di Milano prossimo alla porzione di tratta in esame.

I cedimenti stazionari indotti dallo scavo della galleria di destra, presi a riferimento in questa nota, sono stati rilevati mediante livellazioni di precisione eseguite in sezioni di campo libero, disposte in direzione trasversale alle gallerie, e in corrispondenza di caposaldi di monitoraggio, collocati alla base delle facciate

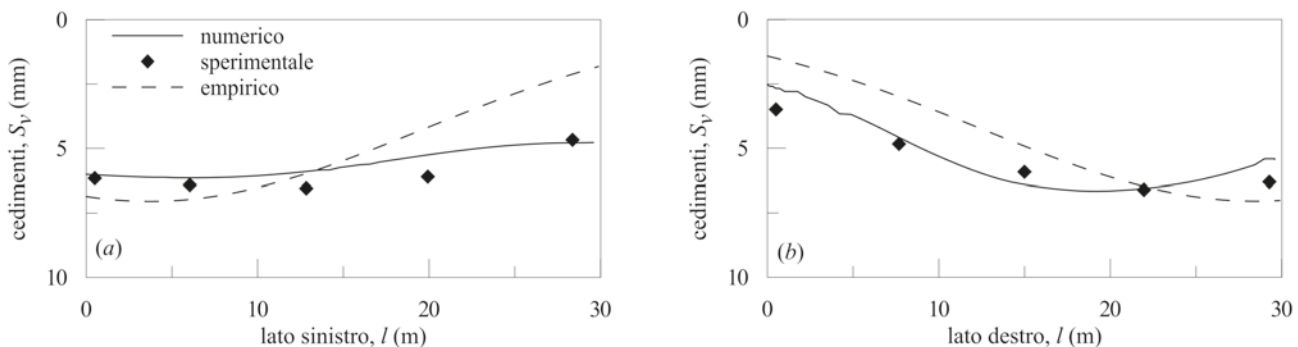


Figura 3. Confronto tra la subsidenza sperimentale, empirica e numerica lungo i lati sinistro (a) e destro (b) dell'edificio 96.

3. Studio numerico di interazione e confronto tra profili di subsidenza numerici e sperimentali

Il modello numerico messo a punto nel presente studio (Fig. 4), di dimensioni 68 m x 100 m x 30 m, riproduce fedelmente la geometria del problema reale, per ciò che attiene alle dimensioni della galleria ($D = 6.7$ m; $z_0 = 15$ m), allo sviluppo in altezza (circa 35 m) e in pianta (30 m x 12 m) della sovrastruttura ed alla posizione relativa galleria-edificio. Nel modello il livello della falda freatica è situato a 15 m dal piano campagna. Nelle analisi lo scavo della galleria è stato simulato per 70 m.

La risposta meccanica del terreno è stata descritta mediante il modello costitutivo avanzato *Hardening Soil model with small strain stiffness* (HSsmall), disponibile nella libreria del programma. Tale modello



è in grado di tenere conto di importanti aspetti del comportamento del terreno quali l'elevata rigidità alle piccole deformazioni, la riduzione della rigidità del materiale con l'aumento del livello di deformazione e lo sviluppo di deformazioni plastiche già dalle prime fasi di carico. Il profilo numerico di rigidità a taglio a piccole deformazioni con la profondità, $G_0(z)$, è stato calibrato sulla base della prova DH eseguita *in situ* (Fig. 2). I principali parametri meccanici adottati nello studio numerico sono: per la ghiaia sabbiosa nel primo strato: $c'=0$ kPa, $\phi'=33^\circ$, $\psi=0^\circ$, $m=0.4$, $\nu_{ur}=0.3$, $E'_{50}{}^{ref}=E'_{oed}{}^{ref}=52000$ kPa, $E'_{ur}{}^{ref}=156000$ kPa, $G_0{}^{ref}=250000$ kPa, $\gamma_{0.7}=0.0001$; per il limo sabbioso: $c'=5$ kPa, $\phi'=26^\circ$, $\psi=0^\circ$, $m=0.85$, $\nu_{ur}=0.3$, $E'_{50}{}^{ref}=E'_{oed}{}^{ref}=53733$ kPa, $E'_{ur}{}^{ref}=161200$ kPa, $G_0{}^{ref}=155000$ kPa, $\gamma_{0.7}=0.0002$; per la ghiaia sabbiosa nel terzo strato: $c'=0$ kPa, $\phi'=33^\circ$, $\psi=0^\circ$, $m=0.4$, $\nu_{ur}=0.3$, $E'_{50}{}^{ref}=E'_{oed}{}^{ref}=63856$ kPa, $E'_{ur}{}^{ref}=191568$ kPa, $G_0{}^{ref}=307000$ kPa, $\gamma_{0.7}=0.0001$.

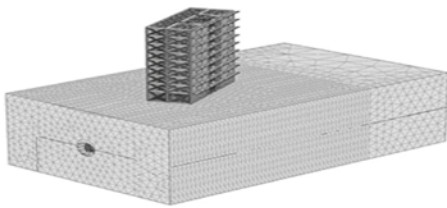


Figura 4. Modello numerico tridimensionale

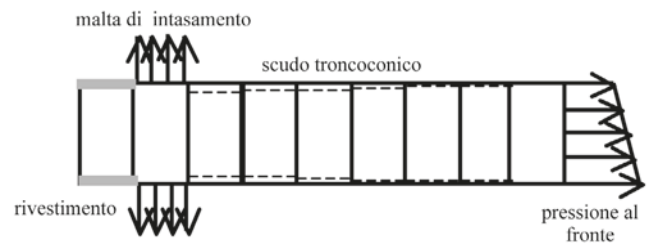


Figura 5. Schematizzazione del processo di scavo

Lo scavo con macchina TBM-EPB (Fig. 5) è stato schematizzato considerando i principali aspetti del processo: il sostegno al fronte, modellato mediante una pressione linearmente variabile con la profondità di entità pari alla tensione orizzontale totale litostatica del terreno $\sigma_{h0}(z)$; l'azione della malta di intasamento in corrispondenza della coda dello scudo, simulata mediante una pressione uniforme di 172 kPa; la geometria dello scudo, di lunghezza pari a circa 10 m, modellato mediante elementi di tipo *plate*; il rivestimento in calcestruzzo armato, anch'esso modellato con elementi di tipo *plate* di appropriate caratteristiche. L'avanzamento del fronte è stato simulato mediante la disattivazione degli elementi interni al profilo di scavo per una lunghezza pari a quella di un anello di rivestimento (1.4 m). L'applicazione di una contrazione fittizia lungo lo scudo (variabile lungo la sezione longitudinale dello scudo stesso) consente, inoltre, di controllare il cedimento in superficie, e, quindi, di ottenere uno specifico valore di riferimento della perdita di volume.

L'edificio 96 in interazione con la galleria è stato modellato con elevato livello di dettaglio, utilizzando per le travi e i pilastri elementi monodimensionali di tipo *beam*, per i balconi, i vani ascensore, il vano scala e i setti murari elementi bidimensionali di tipo *plate*, schematizzando gli elementi di compagno mediante bielle incrociate di tipo *node-to-node anchor* e modellando le travi di fondazione con elementi di volume di appropriate caratteristiche geometrico-materiali.

In Figura 3 (a) e (b) è mostrato il confronto tra i profili di subsidenza ottenuti dallo studio di interazione, la previsione empirica di campo libero e i cedimenti misurati in corrispondenza dei lati dell'edificio, per un valore della perdita di volume pari a 0.34%, osservata nella sezione di campo libero FF prossima all'edificio (Fig. 1). Dal confronto presentato emerge un accordo tra risultati sperimentali e numerici piuttosto soddisfacente, a differenza di quanto risulta dalla previsione empirica, caratterizzata da cedimenti differenziali maggiori e, quindi, da una stima del potenziale danno indotto dallo scavo sull'edificio non realistica.

Ringraziamenti

Si ringrazia Astaldi S.p.A. nelle persone degli Ingg. D. Fraccaroli e A. Caffaro per i dati di monitoraggio messi a disposizione del presente studio. Si ringrazia, inoltre, l'Ing. Francesco Tucci, per il supporto fornito durante la fase di modellazione numerica della sovrastruttura.

4. Bibliografia

Fargnoli, V., Boldini, D., Amorosi, A. (2013). TBM tunnelling-induced settlements in coarse-grained soils: The case of the new Milan underground line 5. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 38: 336-347.



- Franzius, J. N., Potts, D. M. & Burland, J. B. (2005). The influence of soil anisotropy and K_0 on ground surface movements resulting from tunnel excavation. *Géotechnique*, 55 (3): 189–199.
- Mair, R.J., Taylor, R.N. (1997). Theme Lecture: Bored Tunnelling in the urban environment. *Proc. 14th Int. Conf. on SMFE, Hamburg*, vol. 4: 2353-2385.
- Peck, R.B., (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. *Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, State of the Art Volume: 225-290.
- Potts, D. M. & Addenbrooke, T. I. (1997). A structure's influence on tunnelling-induced ground movements. *Proc. Instn Civ. Engrs – Geotech. Engng* 125 (2): 109–125.
- Skempton, A.V. (1986). Standard Penetration Test Procedures. *Géotechnique*, 36 (3): 425-557.



ALCUNI CENNI SULLE SOLUZIONI AVANZATE IN GEOTECNICA. MODELLAZIONI FEM E FDM

Dr. Ing. Angelo Silvio Rabuffetti (info@terrain.it)
Libero professionista Studio Terrain Milano.

ABSTRACT

Senza pretesa di completezza, questa memoria approfondisce in particolare alcune caratteristiche dei metodi FEM e FDM affinché sia meglio compresa la portata delle soluzioni offerte, con un impegno di risorse progettuali del tutto paragonabile, in certi casi, ai metodi tradizionali. Per chiarire i diversi tipi di approccio, vengo dapprima focalizzati gli algoritmi di calcolo, quindi si paragonano due tipiche soluzioni di moto di filtrazione di falda.

Le moderne analisi numeriche risultano da un intreccio di tre componenti fondamentali (Fig. 1): un'analisi dello stato tensionale/deformativo, un criterio di collasso nell'ambito dell'applicazione di una teoria della plasticità, un metodo per la definizione della sicurezza.



Figura 1 – Tipiche componenti del calcolo geotecnico avanzato (Rabuffetti – 2013)

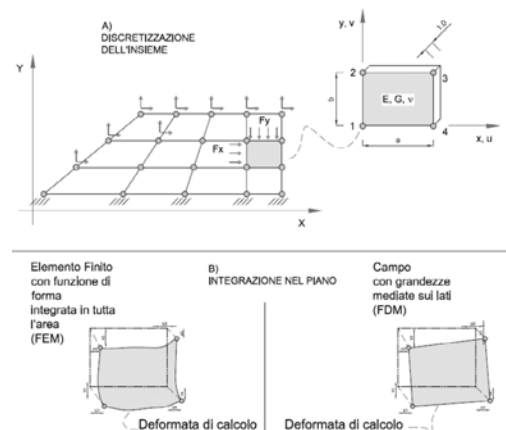


Figura 2 – Aspetti delle differenti discretizzazioni

Le analisi FEM e FDM differiscono innanzitutto per il modo in cui viene determinata la distribuzione delle tensioni/deformazioni nel terreno. Entrambi i metodi si basano su una discretizzazione del terreno in un numero arbitrariamente definito di campi di integrazione (Fig. 2, a), la differenza consiste nella mera formulazione analitica del problema. Entrambi gli algoritmi giungono a formulare un sistema risolvibile composto da equazioni riferite ai nodi del sistema. Il numero delle equazioni dipende essenzialmente dal numero dei nodi e dai gradi di libertà. Per esempio, i gradi di libertà nel piano sono due: spostamenti in direzione X e Y (nei metodi FEM) oppure velocità coordinate nelle due direzioni V_x e V_y (metodi FDM). Gli algoritmi risolutivi divergono (Fig. 2,B) in quanto:

- i metodi FEM perseguono soluzioni sceve da semplificazioni, basandosi su un approccio letteralmente puntuale, che porta alla definizione dei parametri desiderati (spostamenti, sollecitazioni) con continuità nel dominio dello spazio. In tale modo, il sistema di equazioni risolutive comporta l'integrazione "esatta" di un sistema alle derivate parziali spaziali, utilizzando le leggi della meccanica classica. Le equazioni che compongono il sistema coinvolgono la *matrice delle rigidità* del sistema e mediante le *funzioni di forma* si definisce virtualmente il comportamento di ogni punto. I risultati dell'analisi sono immediatamente fruibili in termini di *comportamento* (sforzi / deformazioni)

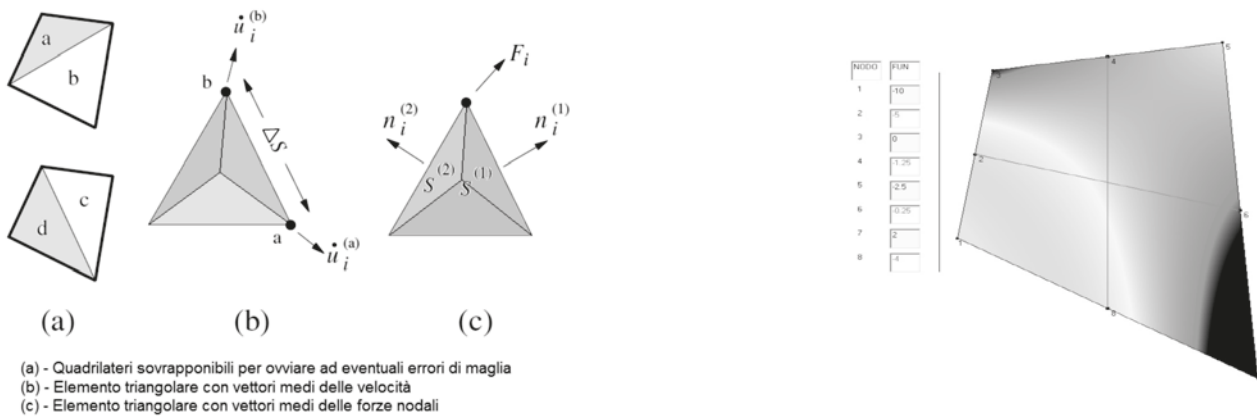
- i metodi FDM ammettono delle discretizzazioni basate su valori medi di spostamenti e sollecitazioni, per cui il sistema risolutivo, per non perdere di rigore, viene impostato considerando l'equilibrio mediante

la *seconda legge della dinamica* ($F = m \times a$). In tale sistema è necessaria un'integrazione nel dominio del tempo di accelerazioni e velocità per arrivare alla definizione degli spostamenti, integrazione nei fatti non sempre agevole.

Le strategie risolutive del problema tensionale dei due algoritmi sono esemplificabili come segue.

Per la definizione di quanto accade all'interno di ciascun elemento finito, i metodi FDM determinano le medie dei valori significativi lungo i bordi dell'elemento stesso. Per maggior precisione, ciascun elemento può essere a propria volta diviso in due sottoelementi triangolari, che servono a determinare meglio i parametri numerici e ovviare a distorsioni di maglia (Fig. 3,1). Le grandezze calcolate assumono tutte lo stesso valore (colore) lungo i percorsi (lati) di integrazione. La determinazione algoritmica dei valori medi è veloce e ragionevolmente approssimata.

I metodi FEM determinano invece una mappatura continua delle grandezze mediante le *funzioni di forma*, e utilizzano complessi metodi di integrazione con il metodo di Galerkin per determinare i coefficienti numerici del sistema risolvente. Ogni grandezza assume un preciso valore (colore) in base alla propria localizzazione nel campo di integrazione (Fig. 3.2). Il metodo è estremamente preciso ma anche complesso e relativamente lento nell'implementazione.



(a) - Quadrilateri sovrapponibili per ovviare ad eventuali errori di maglia
 (b) - Elemento triangolare con vettori medi delle velocità
 (c) - Elemento triangolare con vettori medi delle forze nodali

Figura 3 – A) Elemento FDM – Valori medi integrati in DS (modificato – da FLAC)

B) – Elemento FEM. Applicazione di funzioni di forma (modificato – da Rabuffetti - 2013)

Ovviamente il tipo di algoritmo, con grandezze discrete e mediate, oppure con integrazione esatta, incide sulla velocità di elaborazione. I sistemi risolventi vengono assemblati in entrambi i metodi scrivendo una o più equazioni riferite ai nodi del sistema. Nel problema bidimensionale di Fig. 2, per esempio, per ciascun nodo si scrivono due equazioni, una in direzione X e una in direzione Y. Nei metodi FEM si tratta di equazioni di congruenza, nei metodi FDM di equilibri di forze. Perciò i sistemi risolventi vengono processati per trovare le forze (FDM) o gli spostamenti (FEM) ai nodi.

Alcune caratteristiche dei due algoritmi numerici sono riferite nelle Figg. 4 e 5. Negli algoritmi FDM l'utilizzo della seconda legge della dinamica comporta l'esplicita valutazione della *velocità lineare* $\dot{u} = dx/dt$, valutata nelle sue componenti nelle direzioni X_j (nel caso piano $X_1 = x$ e $X_2 = y$), e della *velocità di taglio* derivata $\dot{\epsilon}$. Le leggi costitutive, ovvero le relazioni che legano sforzi e deformazioni, vengono scritte

SISTEMA RISOLVENTE

$$m \frac{d\dot{u}}{dt} = F$$

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i$$

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right]$$

$\dot{u} = \frac{dx}{dt}$

ρ = densità di massa
 t = tempo
 x_i = componente di spostamento in una direzione coordinata
 g_i = componenti dell'accelerazione di gravità
 σ_{ij} = componente del tensore degli stress

LEGGE COSTITUTIVA

$$\sigma_{ij} := \sigma_{ij} + \left\{ \delta_{ij} \left(K - \frac{2}{3}G \right) \dot{\epsilon}_{kk} + 2G \dot{\epsilon}_{ij} \right\} \Delta t$$

δ_{ij} = delta di Kronecker
 Δt = intervallo di tempo
 G, K = modulo lineare e di taglio

Figura 4 (modificato - da FLAC) – Aspetti del calcolo FDM



in maniera più o meno diretta, anche se approssimata, e sono modificabili abbastanza rapidamente nel corso dell'elaborazione. Leggi complesse come la Cam-Clay o altri modelli avanzati sono implementabili sfruttando la velocità di elaborazione.

Gli algoritmi FEM seguono una strada più complessa, che comporta l'integrazione delle funzioni di forma mediante galerkizzazione fino alla definizione delle matrici di rigidezza k di ciascun elemento. In pratica, le matrici delle rigidezze dei singoli elementi, scritte in forma di equazioni ai nodi, vengono assemblate nel sistema matriciale risolvente $KM * r = F$ (Fig. 5). Il sistema viene risolto nei metodi FEM ottenendo degli spostamenti ai nodi, traducibili in deformazioni e quindi, tramite l'inverso delle matrici delle rigidezze, in sforzi. L'applicazione delle funzioni di forma (Fig. 3, 1) permette di ricostruire sforzi e deformazioni in qualsiasi punto del sistema.

A fronte di una minor definizione nella costruzione del sistema risolvente, i metodi FDM permettono di variare agevolmente i valori elaborati con le leggi costitutive. La velocità di elaborazione della scrittura diretta, utilizzando valori medi, è tale che tutto si svolge in frazioni di secondo. Nelle applicazioni FEM è possibile fare altrettanto impiegando tempi sensibilmente maggiori, perchè la costruzione delle matrici delle rigidezze e l'assemblaggio del sistema risolvente può richiedere da pochi secondi ad alcuni minuti di calcolo, a seconda della mesh generata, anche con elaboratori molto performanti.

La risoluzione di un problema viscoplastico, tipico delle analisi geotecniche, richiede obbligatoriamente la reiterazione della soluzione del sistema algebrico alcune centinaia di volte. Ciò è necessario perchè gli algoritmi di calcolo in campo viscoplastico simulano la redistribuzione di sollecitazioni a partire dalle superfici di collasso per taglio verso gli elementi circostanti. Ogni volta che lo stato di sollecitazione eccede il criterio di collasso (p. es. quello di Mohr-Coulomb) si avvia una redistribuzione e un nuovo ciclo di calcolo. L'equilibrio ovvero la congruenza vengono raggiunti per convergenza dei risultati dopo un numero sufficientemente alto di reiterazioni del sistema risolvente, per l'appunto nell'ordine di alcune centinaia.

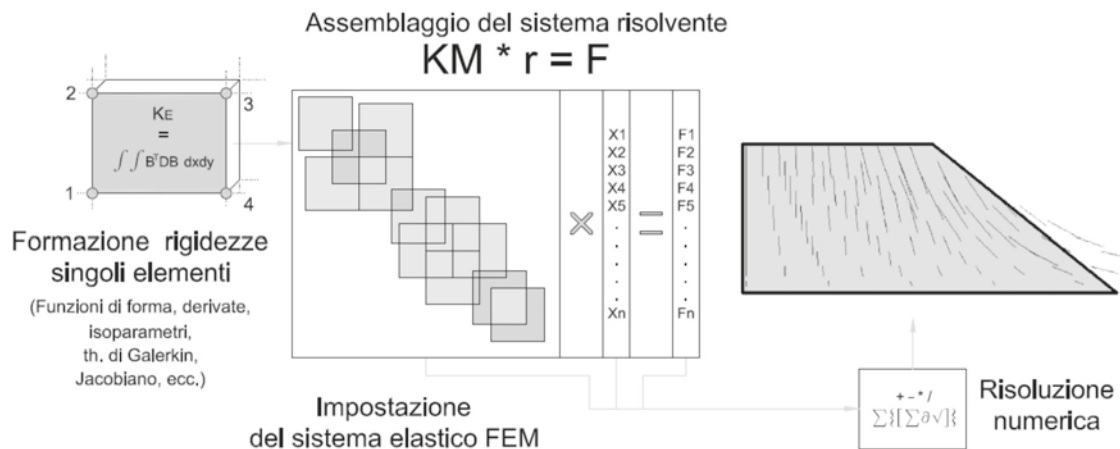
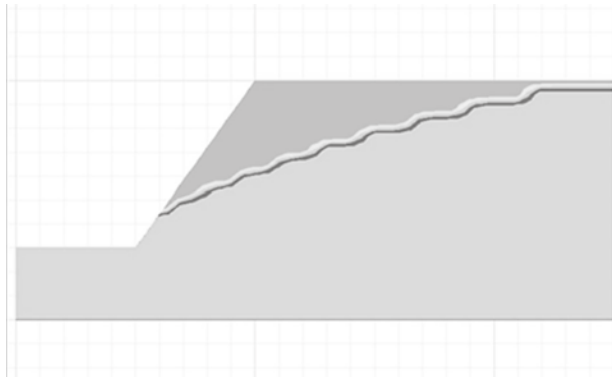


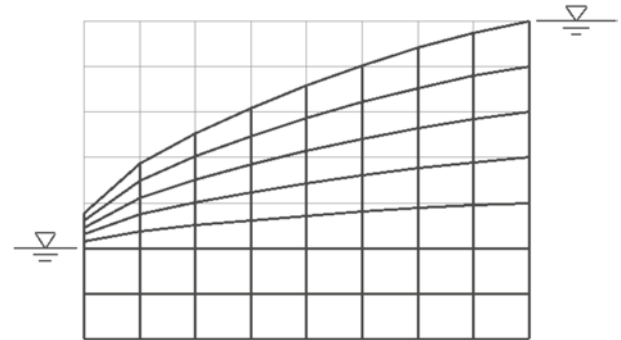
Figura 5 – Diagramma di flusso di una soluzione FEM

I risultati del calcolo riflettono la complessità di processamento dei dati. Per rendere evidente il risultato delle differenti discretizzazioni si considera un problema di moti di filtrazione. La verifica di un solo parametro (il potenziale idraulico, valore scalare) semplifica il problema 2D e permette di cogliere le differenze nelle elaborazioni.

Nella seguente Fig. 6 sono rappresentate due soluzioni di tipo idraulico ottenute con metodi FDM e FEM. Il problema consiste nello studio di un moto di filtrazione idrica da monte verso valle attraverso un corpo permeabile. In entrambi gli esempi l'input è costituito dalla geometria del problema, dalla posizione della falda a monte, dal coefficiente di permeabilità supposto costante del terreno. Il metodo FDM, che si avvale di una discretizzazione per punti di valori medi integrati lungo dei lati di dimensione sensibile, approssima la superficie freatica in una spezzata. Il metodo FEM fornisce valori continui, con linee equipotenziali a decrescere. In entrambi i casi è possibile ricavare la portata di acqua che passa da monte a valle nell'unità di tempo. Analoghi risultati si ottengono nei problemi tenso/deformativi.



A) – Modellazione FDM



B) – Modellazione FEM
 Figura 6 – Risoluzioni di problematiche di potenziale idraulico

Bibliografia essenziale:

- AA. VV. (1992) – Applicazione del calcolo automatico in Ingegneria Geotecnica – *Politecnico di Milano – Programma di istruzione permanente 1991 – 1992*
- AA. VV. – FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua – *Itasca Consulting Group - Minneapolis*
- R. Lancellotta (1987) – Geotecnica – *Zanichelli Bologna*
- T.W. Lambe – R.W. Whitman (1979) – Soil Mechanics SI Version – *Wiley*
- I. M. Smith – D.V. Griffiths (1988 - 2004) - Programming the Finite Element Method– *Wiley*
- A. S. Rabuffetti (2013) -L'analisi agli elementi finiti nei problemi geotecnici – *Maggioli Editori*
- G. Toniolo – P. G. Malerba (1981) - Metodi di discretizzazione dell'analisi strutturale - *Masson Italia*
- O. C. Zienkiewicz – R. L. Taylor (1991) - The Finite Element Method, Vol. 2, solid and fluid mechanics, dynamics and non-linearity – *Mc Graw Hill Int. Ed.*



LE FONDAZIONI SPECIALI NEL PROGETTO DI RIMOZIONE DELLA COSTA CONCORDIA

Luigi Domina (ldomina@trevispa.com)
Trevi SpA.
Davide Del Monte
Trevi SpA.

ABSTRACT

L'elaborato ha lo scopo di illustrare da un punto di vista prettamente geotecnico le fondazioni speciali realizzate per consentire la rimozione della Costa Concordia, avvenuta il 17 Settembre 2013 presso l'Isola del Giglio (IT).

1. Introduzione

Il progetto interamente svolto all'interno del parco Marino Protetto dell'Arcipelago Toscano, è stato caratterizzato da fondamentali fattori, condizionanti le scelte progettuali e le tecnologie :

- Fattori logistici

- Operazioni condotte in un ristretto specchio d'acqua (≈ 40 mt tra il relitto e la costa dell'isola del Giglio)
- Limitati tempi esecutivi a disposizione, in special modo durante la prima fase di progetto per la messa in sicurezza del relitto

- Fattori ambientali

- Tutela del Parco Marino Protetto dell'Arcipelago Toscano
- Preservare l'integrità dei fondali e dei luoghi

- Fattori geomorfologici

- Fondali costituiti da formazioni granitiche
- Presenza di discontinuità, cavità e/o vuoti nell'ammasso roccioso

L'ambizioso progetto di ribaltamento e quindi rimozione finale del relitto è stato suddiviso in due macrofasi: la prima fase è consistita nell'installazione del "Sistema di ritenuta" per evitare lo scivolamento del relitto stesso (Hold Back System) lungo gli scoscesi fondali (30° - 40°) con batimetriche molto ravvicinate tra loro. La seconda fase ha comportato la realizzazione delle ulteriori fondazioni speciali che unitamente alle opere di prima fase, tutte dimensionate in funzione delle sollecitazioni indotte durante le fasi di rotazione del relitto, hanno consentito il Parbuckling.

2. Campo prove: validazione delle scelte progettuali

Al fine di validare le ipotesi ed i parametri progettuali sono stati installati 3 tiranti a barra verticali (Fig.1) ed eseguite altrettante prove di carico a rottura, seguendo le raccomandazioni AICAP "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce". Vengono di seguito illustrate le modalità esecutive ed i risultati raggiunti, tenuto conto che il tiro massimo applicato è stato pari a circa 300 Ton/barra (Fig.2).

Confermate le ipotesi progettuali, si è dato corso alla fase di installazione sul fondale marino (≈ 15 mt di profondità) di 11 grossi blocchi d'ancoraggio (Anchor Blocks), seguita dalla fase di installazione delle barre d'ancoraggio (Anchor bars), che hanno permesso e garantito la perfetta adesione delle strutture atte al ribaltamento del relitto alla roccia granitica in situ. Per ogni anchor blocks sono state installate $10 \div 14$ barre (dipendentemente dal tipo di Anchor Block).

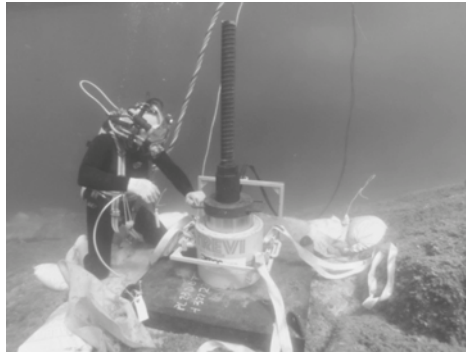

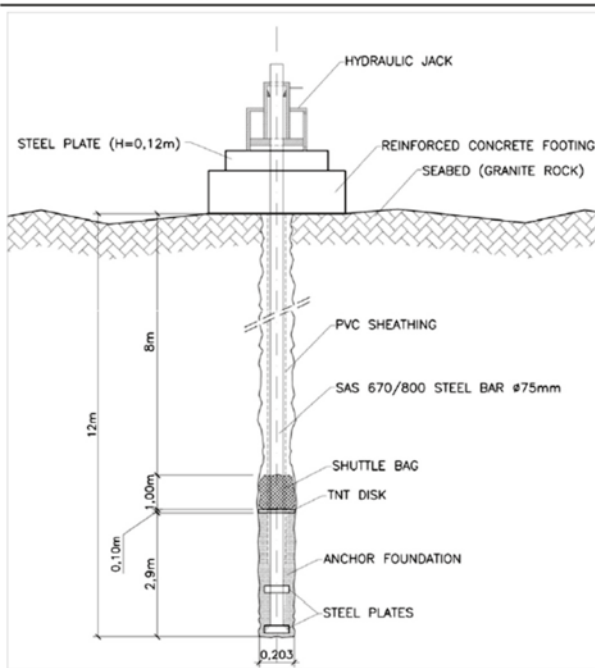


Figura 1 – Test su ancoraggio

Gruppo **TREVI** Campo prove – schema prova di carico ancoraggio TDP1 



Caratteristiche principali:

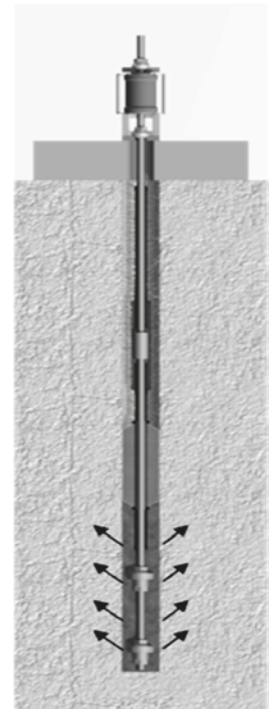
- d.75,0 mm;
- f_{yk} 670 N/mm² (snervamento = 2960 kN);
- f_{tk} 800 N/mm² (rottura = 3535 kN);
- lunghezza di perforazione = 12,0 m;
- diametro del foro = 0,203 m;
- lunghezza parte attiva ancoraggio = 1,5 m;
- altezza cemento oltre parte attiva = 1,4 m;
- lunghezza sacco otturatore = 1,0 m;
- lunghezza parte libera ancoraggio = 8,0 m;
- Tiro massimo applicato = 2667,84 kN

Step di carico eseguiti:

- carico d'allineamento pari a 285,84 kN;
- incremento di carico fino al tiro massimo;
- decremento di carico in 3 step fino al carico di allineamento.

Cicli di carico:

- Ancoraggio TDP1: 3 cicli



ANCHOR BAR TDP1 - TRIAL TEST

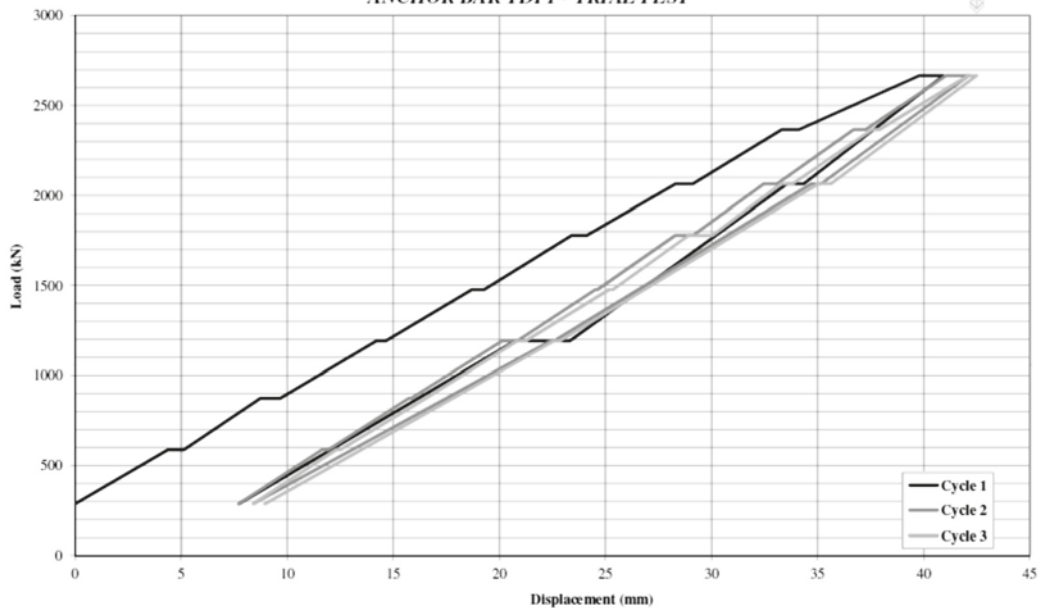


Figura 2 - Schema prova di carico e test su ancoraggio di prova

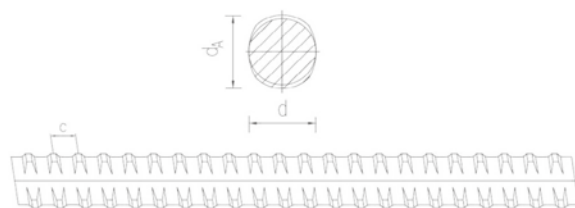


Lo scopo delle prove di carico relative ai primi due ancoraggi TDP1 (Fig.2) e TDP2 è stato quello di valutare l'aderenza limite tra il bulbo di iniezione ed il terreno di fondazione, mentre la prova di carico sull'ancoraggio TDP3 ha consentito di valutare la risposta viscosa del sistema d'ancoraggio. Tutte le prove hanno dato esito positivo, confermando e validando le ipotesi di progetto:

$$T_{\max \text{ mobilized}} = 1442,5 \text{ kN/m}^2 > 1300 \text{ kN/m}^2 = T_{\text{lim progetto}}$$

3. Materiali e tecnologie: la scelta progettuale

La scelta progettuale è ricaduta sull'utilizzo di fondazioni realizzate con strutture scatolari in acciaio (**Anchor Blocks**), dimensione 4,0 x 2,4 x 4,0m (Fig.4), al fine di minimizzare l'impatto ambientale ed essere rimosse al termine del progetto. L'ancoraggio al fondale è stato realizzato mediante tiranti a barra (**Anchor Bar**) eseguiti mediante perforazioni di piccolo diametro. Tali ancoraggi consistono in barre filettate 670/800 N/mm², in acciaio, ad elevata resilienza e duttilità (> 5%), predisposti con guaine in polietilene iniettate, sacchi otturatori e tubi di iniezione (sacco –bulbo –guaina). (Fig.3)



d	mm	63,5	75
max d_A	mm	70	82
c	mm	21	24

Figura 3 – Caratteristiche geometriche barra d'ancoraggio

Ancoraggi di fondazione (Anchor bars)

Le barre di ancoraggio utilizzate per il progetto di rimozione del Relitto Costa Concordia sono composte da due sezioni: sezione parte attiva e sezione parte libera. Al fine di isolare le due sezioni e garantire al contempo maggiore adesione e tenuta dell'ancoraggio al fondale marino, è stato installato un sacco otturatore in geotessuto, iniettato immediatamente dopo l'installazione in foro del tirante. Tale sacco ha altresì garantito l'isolamento della parte attiva e conseguentemente il raggiungimento, in essa, del livello di pressione di progetto.

Infine, la parte libera dell'ancoraggio è stata interamente protetta con guaina in HDPE, al fine di garantire il perfetto scorrimento della barra al suo interno e quindi assicurare un comportamento perfettamente elastico del materiale in acciaio.

Per garantire la continuità delle sollecitazioni ovvero al fine di creare un ancoraggio continuo e di lunghezza massima pari a 16m è stato utilizzato un manicotto anch'esso protetto da guaina in HDPE.

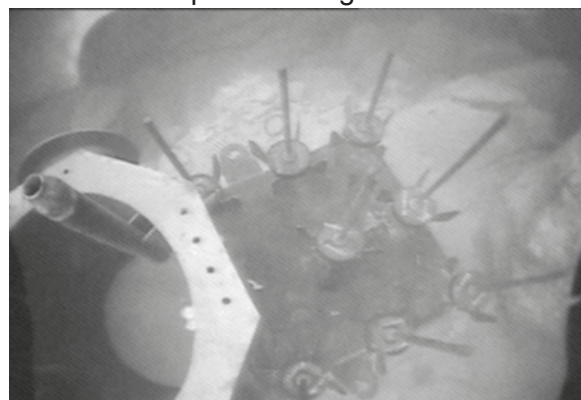
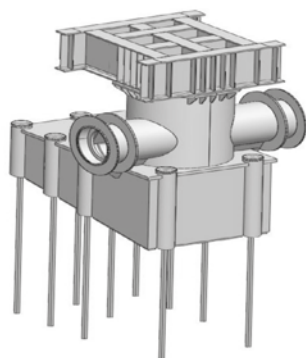


Figura 4 - Particolare Anchor Block

4. Bibliografia

Raccomandazioni AICAP

Documenti di progetto

- √ Tecon - costa concordia wreck removal - specification for the small diameter anchors - tmcc-tc-spe-50-2203-03
- √ Tecon - costa concordia wreck removal – interpretation of the results of the trial anchor tests - tmcc-tc-rep-50-2108-00
- √ Soil - costa concordia wreck removal – hold back system – remediation measures - 1855-x-a0-re-013-c-11



ADEGUAMENTO SISMICO POLI INDUSTRIALI PRODUTTIVI ESISTENTI

Gian Vito De Masi (gianvito_d@libero.it)
Ing. Civile- IPE Progetti- Torino.

ABSTRACT.

Il presente lavoro descrive gli interventi strutturali e geotecnici di fondazione svolti per adeguare staticamente e sismicamente due importanti poli produttivi automobilistici in Italia, in seguito all'esigenza della Committente di installare linee di montaggio con carichi notevolmente superiori a quelli del progetto originario.

L'intervento è stato progettato in modo da aver il minor impatto possibile sulla produzione, mantenendo le linee operative durante tutta la durata del cantiere.

Nello specifico si sono svolte analisi di tipo statico non lineare (push-over in regime di controllo degli spostamenti), effettuate sia su modelli completi che semplificati della struttura, finalizzati a verificare la distribuzione della plasticità, le riserve plastiche del complesso strutturale, e la definizione del fattore di struttura (q).

Successivamente si sono poi svolte analisi modali, applicando il fattore q trovato allo spettro elastico e si sono computate le sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico sismiche previste dell'NTC 08 e le conseguenti reazioni vincolari con cui dimensionare le fondazioni.

1. Introduzione

I seguenti lavori e i dettagli costruttivi dell'intervento sono stati progettati dalla società di ingegneria IPE progetti di Torino e SINT scarl, secondo le vigenti Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008 e seguendo le indicazioni degli Eurocodici 2, 3, 7 ed 8.

2. Adeguamento capannone montaggio veicoli commerciali

Trattasi principalmente di un intervento atto a migliorare i livelli deformativi della struttura del fabbricato di montaggio (porzione di circa 20'000 m²) dello stabilimento di produzione di veicoli commerciali sito in Val di Sangro (CH).

La struttura del fabbricato presenta uno schema a telaio in acciaio monopiano e pianta con maglie di 24x12 m. Le colonne sono costituite da due IPE 330 tralicciate a distanza di 60 cm ed hanno un'altezza complessiva di circa 10 m. Su di esse poggiano le travi reggi capriate, reticolari ed accoppiate, con interasse longitudinale di 24 m. Le capriate reticolari poggiano, a loro volta, sulle travi reggicapriate con un interasse trasversale di 4 m; ogni maglia 24x12 è quindi costituita da 4 capriate (fig. 1).

Ai nodi delle aste delle capriate sono poi appese le catene di montaggio e i relativi carichi tecnici.

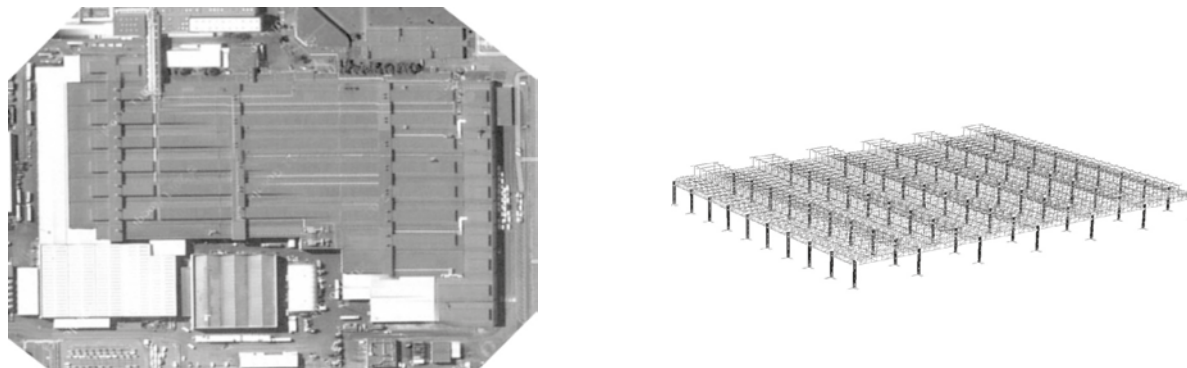


Figura 1. Pianta capannone e modello FEM.

L'intervento di miglioramento della deformabilità proposto consiste nel realizzare in copertura delle strutture triangolari in acciaio che riducono la luce libera della capriata da 24 m ad un terzo (luce = 8 m). Nello specifico si tratta di pennoni in acciaio di altezza pari a circa 5 m oltre l'attuale piano finito della copertura, incernierati al di sopra di ogni colonna. Ad ogni pennone saranno poi collegati n°6 tiranti e 6 puntoni (in modo da creare 6 triangoli equilibrati) che terminano in punti di appensione per le capriate. Vi è poi un meccanismo di tesatura delle barre di collegamento per compensare l'attuale deformazione della struttura. L'intervento avrà luogo prevalentemente in copertura e consentirà una totale flessibilità futura nella movimentazione dei carichi appesi delle linee (fig. 2).

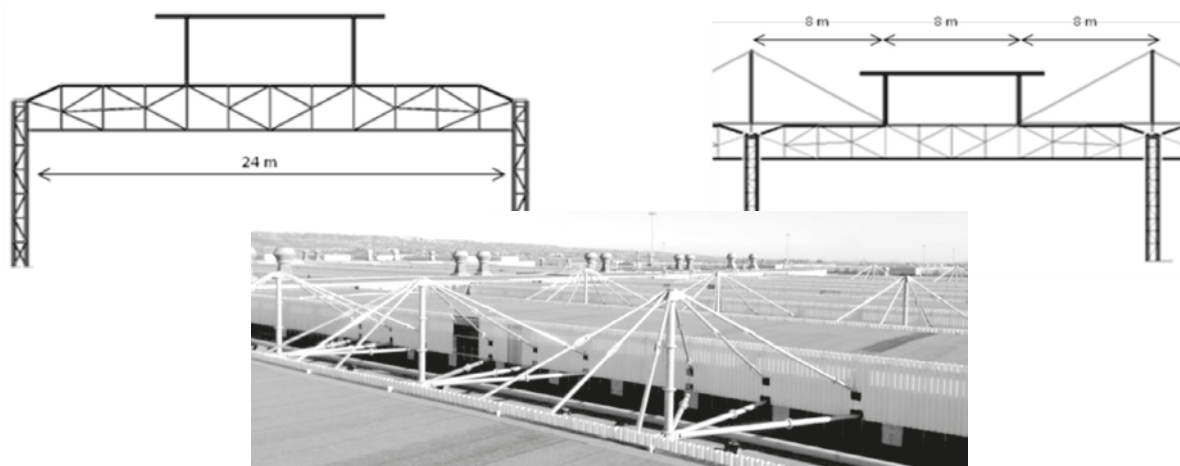


Figura 2. Modello capriate e foto copertura intervento eseguito.

Per adeguare simicamente il capannone, in seguito all'incremento dei carichi nodali (da 1500 a 3000 Kg/nodo), sono stati progettati i rinforzi sui seguenti elementi strutturali.

-*Colonne e piastra di base*: rinforzo in acciaio per incremento dello sforzo normale e dell'azione di taglio dovuta al sisma (fig. 3).

-*Fondazioni e pavimentazione industriale*: installazione di nuovi micropali per sopportare le sollecitazioni di trazione del sisma e ricucitura dei giunti a pavimento con tondini d'acciaio.

-*Capriate, reggi capriate, controventi nodi*: per effetti locali o d'instabilità e per rendere la copertura rigida.

In modo particolare per le fondazioni sono previsti nuovi micropali che assorbano tutte le sollecitazioni di trazione (la cui testa è collegata alle fondazioni esistenti per mezzo di un cordolo in c.a), e la pavimentazione dovrà essere ricucita laddove siano presenti giunti di dilatazione superficiali.

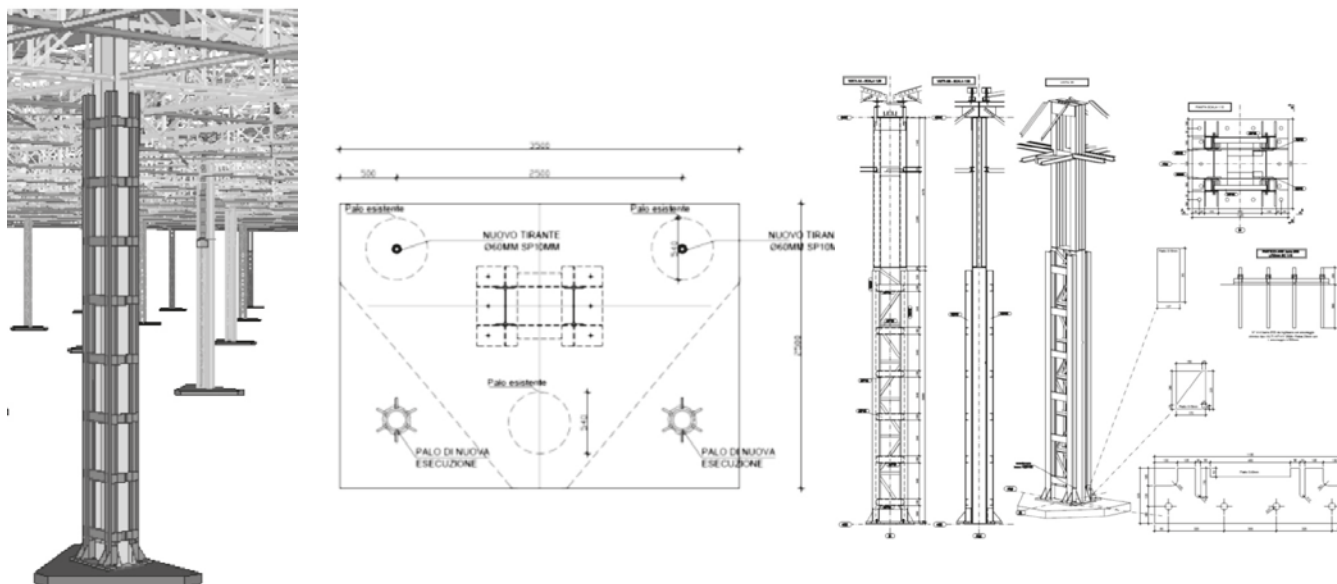


Figura 3. Da sinistra: Rinforzi colonna, piastra di base e fondazione, dettagli ancoraggi.



3. Adeguamento antisismico capannone montaggio sito a MELFI

Trattasi di un intervento atto ad adeguare la struttura esistente del capannone di montaggio dello stabilimento automobilistico di Melfi (PZ) (circa 200'000m²) per l'alloggiamento delle nuove linee produttive che comportano un incremento carichi da 2000 a 5500 Kg/nodo.

La struttura del fabbricato ha uno schema simile allo stabilimento di Val di Sangro, ma con maglie di dimensioni 28x14 m e colonne IPE 400 tralicciate, di altezza sottocattana pari a 8m.

L'intervento di adeguamento riguarda i seguenti elementi strutturali.

-Fondazioni. La fondazione standard delle colonne del fabbricato è costituita da una base larga 3,50x3,50 m e alta 50 cm, al di sopra della quale è collocato un plinto di lati 1,40x1,80m, e alto 1.50m. Attorno a tal plinto verrà realizzato un anello in c.a. a copertura della base, in cui vengono alloggiati i ferri di ripresa che discendono dalla colonna in acciaio verso la fondazione e la testa dei nuovi micropali (4 od 8 micropali ϕ 320 mm armati con tubo in acciaio ϕ 240 sp 12 mm) munita di robuste maniglie di ancoraggio. Il complesso realizza quindi la continuità fra colonna e fondazione con i nuovi micropali. Il numero delle fondazioni su cui si è intervenuti è di 214 su 432 totali .

-Colonne. E' previsto di realizzare l'adeguamento delle colonne in acciaio eseguendo un getto integrativo di sez.150x150 cm in c.a. attorno alle IPE 400, a partire dell'estradosso del plinto sino in sommità (h=8,00m) o per metà altezza (h= 4.00 m circa). Il getto sarà armato con una forte armatura costituita da staffe e barre verticali che dovranno essere vincolate alla base mediante ammarro delle stesse nella fondazione esistente (fig. 4). Il totale delle colonne rinforzate è pari a 195 su 432.

-Pennoni: strutture triangolari in acciaio in copertura per sostenere le capriate (simili a quelle descritte per lo stabilimento precedente). Il numero di pennoni installati è pari a 212 per un totale di circa 1300 ton di acciaio (fig. 5).

-Controventi e shock transmitter. Creazione di un piano rigido orizzontale a livello di catena e di falda per trasmettere le azioni orizzontali alle colonne in c.a e posizionamento di dispositivi shock transmitter lungo i giunti.

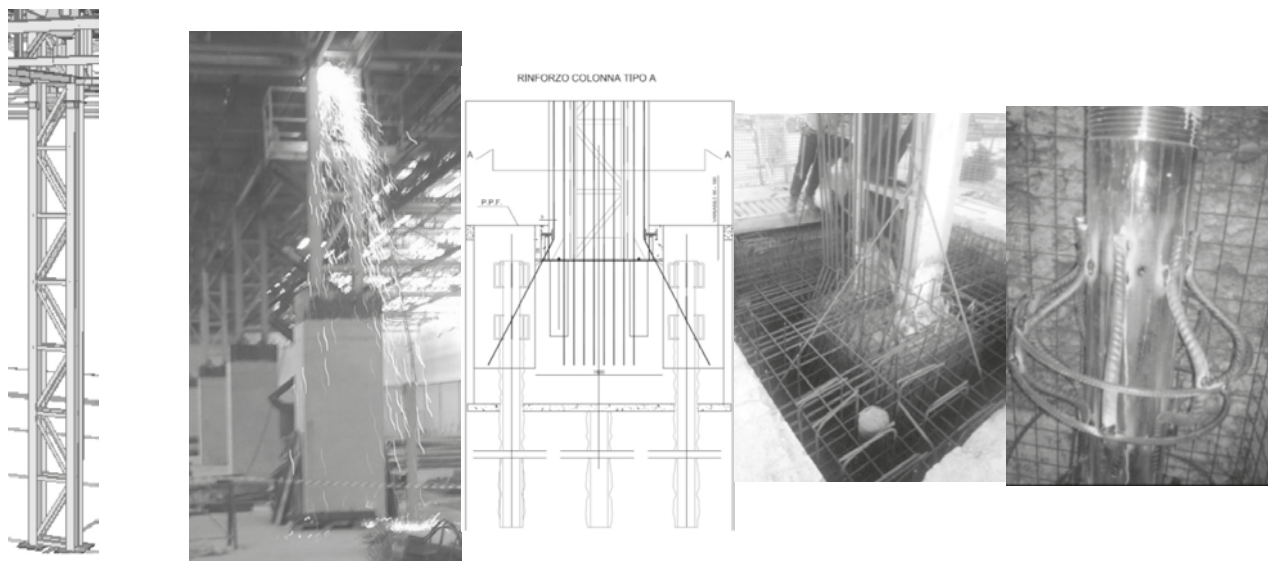


Figura 4. Rinforzi colonne, ed interventi in fondazione.

Criticità interventi

Le maggiori criticità riscontrate riguardano l'approvvigionamento di cantiere ed il deposito temporaneo dei materiali, le interferenze con gli impianti, linee elettriche, antincendio etc.. le interferenze con i sottoservizi a livello delle fondazioni, ed il ripristino dell'impermeabilità delle aree di lavoro.

Al fine di consentire la mobilitazione degli elementi in acciaio, essi sono stati progettati in pezzi da assemblare, ciascuno con peso inferiore a 100 kg.

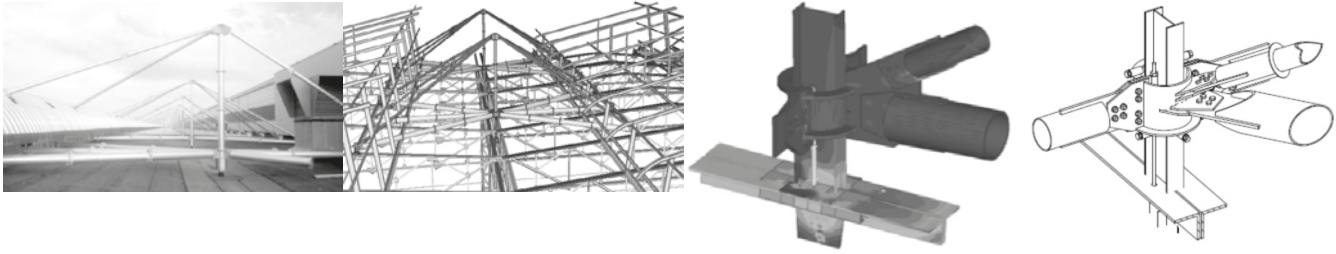


Figura 5. Pennoni e dettagli appensioni.

4. Bibliografia di riferimento

- Casile M, (2010). Quaderno tecnico acciaio-Progetto di edificio in acciaio in zona sismica.
Cordova B. (2008). *Manuale pratico per la progettazione delle strutture in acciaio.*



ANALISI DEGLI EFFETTI DI CAVITÀ IPOGEE SULLA RISPOSTA SISMICA IN SUPERFICIE

Anna Chiaradonna (anna.chiaradonna@unina.it)

Università degli Studi di Napoli Federico II

Luigi Landolfi (luigi.landolfi@unina.it)

Università degli Studi di Napoli Federico II

ABSTRACT

A seguito dell'evento sismico aquilano del 6.IV.2009, il centro abitato di Castelnuovo ha mostrato risentimenti associabili prevalentemente all'amplificazione topografica e stratigrafica. Anche la presenza di un sistema di cavità ipogee che sottende gran parte dell'edificato ha probabilmente inciso sulla risposta sismica del colle in superficie; per valutarne l'influenza, è stato eseguito uno studio, finalizzato all'individuazione dei parametri geometrici e meccanici che condizionano significativamente il fenomeno. Si è pertanto ricorso ad un modello con geometria, azione sismica e legame costitutivo semplificati, che ha consentito di limitare il numero delle variabili in gioco e controllarne l'influenza. E' stata valutata la sensibilità della risposta in superficie alle dimensioni della cavità ed allo spessore di ricoprimento, al variare del rapporto tra la frequenza dominante del segnale sismico propagato e la frequenza fondamentale di vibrazione del banco; nonché l'influenza della forma e del numero delle cavità.

1. Introduzione

A seguito dell'evento sismico aquilano del 6.IV.2009, il colle di Castelnuovo (comune di S. Pio delle Camere), distante oltre 20 km dall'epicentro, ha mostrato risentimenti associabili ad una intensità maggiore di 3-4 gradi rispetto a quella rilevata in altri centri posti alla stessa distanza epicentrale. L'intenso danneggiamento ha trovato giustificazione nella peculiare risposta sismica del colle (Lanzo et al., 2011; Landolfi et al., 2013), così come nella vulnerabilità dell'edificato (Borghini et al., 2011). Inoltre, la distribuzione del danneggiamento ha evidenziato la presenza di cavità ipogee in corrispondenza degli edifici che hanno subito maggiori danni (Gruppo di lavoro MS-AQ, 2010).

Lo studio parametrico preliminare riassunto in questa nota (Chiaradonna A., 2012), ha avuto lo scopo di quantificare, attraverso opportuni parametri adimensionali, i fattori geometrici e meccanici che influenzano il meccanismo di propagazione del segnale sismico quando quest'ultimo incontra una cavità naturale non rivestita, ossia un particolare elemento di discontinuità.

Lo studio parametrico è stato condotto attraverso analisi lineari elastiche bidimensionali, eseguite utilizzando il codice di calcolo alle differenze finite FLAC 2D (v.5.0, ITASCA 2005).

2. Modello di sottosuolo ed input sismico

La geometria e le proprietà dei materiali del modello di sottosuolo adottato nelle analisi sono state definite in base alle caratteristiche medie dei terreni della zona interessata dalle cavità nel centro abitato di Castelnuovo (cfr. Landolfi L., 2013).

Il modello di sottosuolo è costituito da un banco di limi carbonatici di spessore $H = 150$ m, prossimo a quello massimo (130 m) in corrispondenza della cima del colle. Nel banco di limi è ipotizzata la presenza di una cavità cilindrica a sezione circolare, con diametro, D , e copertura, c , variabili (Figura 1a). Il bedrock è costituito da una formazione calcarea, introdotta nel modello con uno spessore pari a quello del terreno sovrastante.

Entrambe le formazioni sono state modellate come mezzi omogenei ed isotropi a comportamento visco-elastico lineare. I parametri fisici e meccanici adottati nel modello sono stati ottenuti da prove in sito ed in laboratorio eseguite per gli studi di microzonazione della conca aquilana (Gruppo di Lavoro MS-AQ, 2010; Lanzo et al., 2011). Al substrato calcareo è stato attribuito uno smorzamento costante; lo smorzamento nel banco di limi è stato invece espresso secondo l'approccio alla *Rayleigh* a singola frequenza

di controllo implementato nel codice di calcolo, reso però artificiosamente equivalente a quello a doppia frequenza di controllo (cfr. Landolfi et al., 2011).

Il diametro della cavità è stato fatto variare tra 7.5, 15, 30 e 60 m, tenendo conto che in diversi studi precedenti (Roesset J.M., 1977; Sanò T., 2010) è stato mostrato che la dimensione minima della cavità, D_{min} , in grado di influenzare significativamente la propagazione di un segnale sismico in superficie, dipende dalla velocità V_s del banco e dalla frequenza massima caratteristica dell'input, f_{max} .

Il dominio è stato suddiviso in elementi di dimensioni conformi al criterio suggerito da Kuhlemeyer R.L. e Lysmer J. (1973) per un'accurata modellazione della propagazione di onde in un continuo discretizzato.

Lungo i contorni del dominio, sono state imposte condizioni *free-field* ai lati e *quiet boundaries* alla base (Landolfi et al., 2011).

L'input sismico utilizzato nelle analisi è un *wavelet* tipo Ricker, con frequenza caratteristica, f_c , assunta di volta in volta pari a 0.625, 1.25, 2.5, 5, 10 e 20 Hz, ed applicata al bordo inferiore del dominio come storia temporale delle tensioni tangenziali.

3. Risultati delle analisi

I risultati delle simulazioni sono le storie temporali delle accelerazioni in superficie, dalle quali è stata determinata, per integrazione, l'intensità di Housner (1952), H_I . Per valutare l'effetto della presenza della cavità, i risultati sono stati espressi in termini di fattore di amplificazione F_{HI} , definito come il rapporto tra intensità di Housner in presenza e assenza della cavità nel sottosuolo.

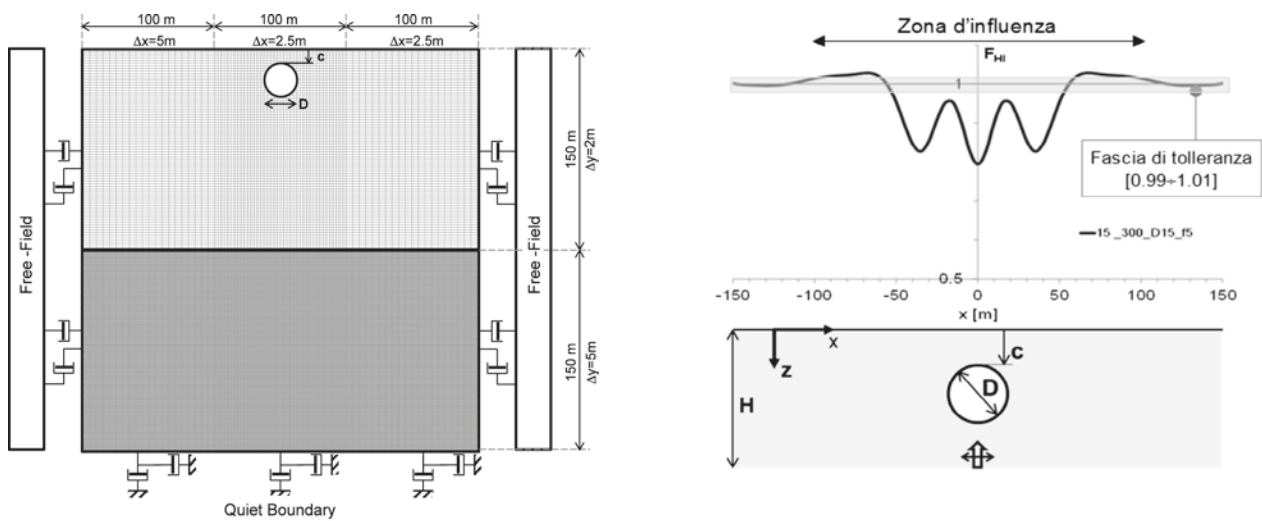


Figura 1. (a) Modello di sottosuolo utilizzato nelle analisi; (b) Andamento tipico del fattore di amplificazione dell'intensità spettrale F_{HI} lungo la superficie del modello.

Si osserva che in corrispondenza della cavità il moto in superficie è mediamente attenuato (Figura 1b), e che esiste una zona all'interno della quale la risposta è significativamente influenzata dalla presenza della cavità. L'estensione della zona d'influenza, L_i , è stata definita come la lunghezza oltre la quale le oscillazioni del fattore F_{HI} sono sempre comprese nell'intervallo 1 ± 0.01 (cfr. Figura 1b).

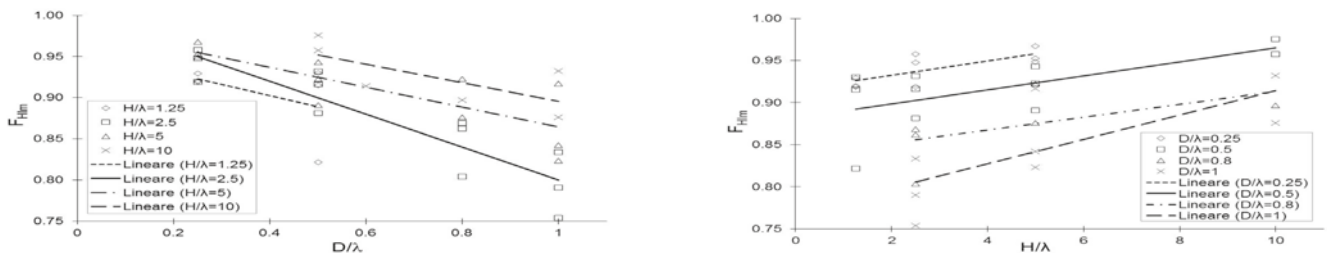


Figura 2. Andamenti del fattore di amplificazione medio $F_{HI,m}$ con: (a) il diametro D , normalizzato rispetto alla lunghezza d'onda λ , per diversi valori del rapporto H/λ ; (b) lo spessore H del banco deformabile, normalizzato rispetto alla lunghezza d'onda λ , per diversi valori del rapporto D/λ (caso $c/D=1$).



In Figura 2a sono rappresentati i valori di F_{Hlm} in funzione di D/λ , per diversi valori del rapporto, H/λ , tra lo spessore dello strato deformabile e la lunghezza d'onda con la quale si propaga il segnale sismico; i risultati confermano le indicazioni sopracitate di Roesset J.M. (1977) e Sanò T. (2010), in quanto l'attenuazione appare sensibile solo per D/λ superiore a 0.25, dopodiché si osserva un andamento decrescente del fattore di amplificazione, che evidenzia come l'effetto schermo prodotto dalla cavità è tanto più vistoso quanto più la sua dimensione approssima la lunghezza d'onda caratteristica del segnale propagato. La Figura 2b mostra invece che l'entità dell'attenuazione, a parità di D/λ , è tanto più significativa quanto minore è il rapporto H/λ .

In successive analisi è stato fatto variare lo spessore del ricoprimento, c , lasciando invariate le altre assunzioni del modello. I risultati ottenuti risultano poco dipendenti dal rapporto c/D . Le analisi sull'influenza della forma della cavità sull'attenuazione in superficie hanno evidenziato il ruolo predominante rivestito dall'area della sezione trasversale più che dalla forma; mentre, a parità di area, si osserva una maggiore attenuazione per cavità con prevalente sviluppo in larghezza.

Il confronto tra l'andamento del fattore di amplificazione per il caso di tre cavità poste ad un interasse pari a 2 volte il diametro e quello di cavità singola di pari diametro (Figura 3a), evidenzia un ampliamento della zona di attenuazione ed un marcato incremento dell'attenuazione nel caso di tre cavità.

Infine in Figura 3b sono riportati gli stessi andamenti del fattore di amplificazione ottenuti considerando sempre tre cavità poste a interasse, i , variabile tra 2 e 5 volte il diametro. Come atteso, all'aumentare dell'interasse tra le cavità, aumenta la lunghezza della zona d'influenza, mentre le oscillazioni sono caratterizzate da un'irregolarità sempre più marcata.

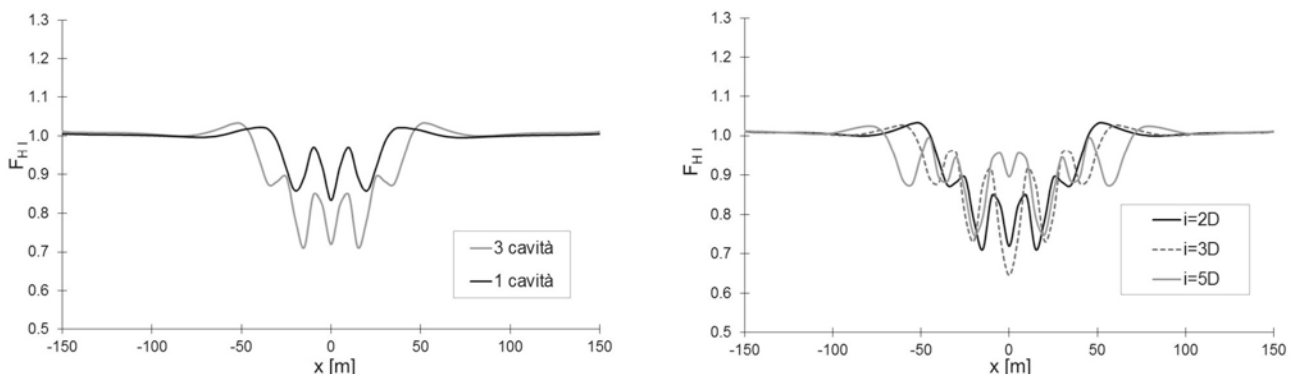


Figura 3. (a) Andamenti del fattore di amplificazione in superficie al variare del numero delle cavità; (b) Confronto tra gli andamenti del fattore di amplificazione in superficie in presenza di tre cavità, al variare della distanza reciproca

4. Bibliografia

- Borghini A., Del Monte E., Ortolani B., Vignoli A. (2011). Studio degli effetti del sisma del 06/04/2009 sulla Frazione di Castelnuovo, Comune di San Pio delle Camere (AQ). *Atti del XIV Convegno Nazionale ANIDIS "L'ingegneria sismica in Italia"*, Bari.
- Chiaradonna A. (2012). *Effetti di cavità sulla risposta sismica del sottosuolo: uno studio parametrico*. Tesi di Laurea Specialistica in Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Napoli Federico II.
- Gruppo di Lavoro MS-AQ (2010). *Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana*. Regione Abruzzo – Dipartimento della Protezione Civile, L'Aquila, 3 and Cd-rom.
- Housner G.W. (1952). *Intensity of ground motion during strong earthquakes*, California Institute of Technology.
- ITASCA (2005). *FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua – Version 5.0. User's Guide*, Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.
- Kuhlemeyer R.L., Lysmer J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 99, n. SM5, 421-427.
- Landolfi L. (2013). *Analisi della risposta sismica locale in condizioni complesse di sottosuolo: il caso di Castelnuovo (AQ)*. Tesi di Dottorato in Ingegneria Geotecnica, Università di Napoli Federico II.
- Landolfi L., Evangelista L., Chiaradonna A., d'Onofrio A., Silvestri F. (2013). *Analisi 3D della risposta sismica locale del colle di Castelnuovo all'evento del 6.IV.2009. Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, Perugia*.
- Landolfi L., Silvestri F., Costanzo A. (2011). Effetti di cavità nel sottosuolo sulla risposta sismica locale: uno studio pilota ispirato al caso di Castelnuovo. *Atti del XIV Convegno Nazionale ANIDIS "L'ingegneria sismica in Italia"*, Bari.
- Lanzo G., Silvestri F., Costanzo A., d'Onofrio A., Martelli L., Pagliaroli A., Sica S., Simonelli A. (2011). Site response



studies and seismic microzoning in the Middle Aterno valley (L'Aquila, Central Italy), *Bull. Earthquake Eng.*, 9(5), 1417-1442.

Roesset J.M. (1977). *Soil Amplification of Earthquakes, Numerical methods in geotechnical Engineering*, Desai C.S. Christian J.T., McGraw-Hill book company.

Sanò T.(2011). Risposta sismica locale in presenza di cavità sotterranee, *Ingegneria Sismica*, 2.



CONSIDERAZIONI SU POSSIBILI INTERVENTI PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO PER EDIFICI ESISTENTI

Daniele Lombardi (daniele.lombardi@unina.it)
Università degli Studi di Napoli Federico II.

ABSTRACT

Questa nota presenta alcuni risultati di un lavoro di ricerca in corso presso l'Università degli Studi di Napoli Federico II volto a comprendere l'efficacia di un approccio innovativo per mitigare il rischio sismico attraverso la realizzazione in profondità di strati molto deformabili di terreno trattato. Si presentano alcuni risultati di analisi statiche e dinamiche volte a verificare l'efficacia del trattamento.

1. Introduzione

Uno dei problemi di maggiore attualità nel campo dell'ingegneria civile consiste nella difesa dal rischio sismico degli edifici esistenti. Negli edifici da adeguare sismicamente spesso s'interviene con approcci volti all'aumento della duttilità o alla variazione della rigidità degli elementi strutturali, con interventi sul corpo di fabbrica che possono rivelarsi eccessivi per edifici di rilevanza storico-artistica, di cui va garantita l'integrità complessiva (ICOMOS, 1964). Sembra opportuno sperimentare approcci che allontanino l'intervento dalle strutture e concentrino i propri effetti nei terreni di fondazione. Un approccio interessante potrebbe essere quello di intervenire sulla risposta sismica locale, modificando artificialmente la stratigrafia e quindi cambiare il modo in cui le onde sismiche si propagano attraverso gli strati di terreno più vicini al piano campagna (Lombardi, 2012; Lombardi, 2013). Il problema da risolvere riguarda sia la ricerca delle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno trattato più adatte a tal fine, sia l'individuazione di schemi geometrici realizzabili ed efficaci.

2. Approccio

L'idea è di inserire uno strato trattato a un'adatta profondità nel terreno di fondazione, iniettando un materiale fortemente deformabile a taglio, con impedenza dinamica $h (=r \times V_s)$, dove r è la densità del materiale e V_s la velocità delle onde di taglio) molto più bassa di quella del terreno circostante, in modo che la maggior parte degli effetti indotti dalla sollecitazione sismica si concentri nello strato trattato.

Si riporta una singola configurazione geometrica bidimensionale realizzata con iniezioni disposte in modo da realizzare una "scatola" di terreno di fondazione completamente separata dal sottosuolo.

Un parametro sintetico utilizzato nella nota per considerare l'effetto combinato di ampiezza e contenuto in frequenza sul danno strutturale (Kramer, 1996) è l'intensità spettrale di Housner (Housner, 1952), spesso chiamata "Intensità di Housner", definita come:

$$SI(\xi) = \int_{T_1}^{T_2} S_v(\xi, T) d(T) \quad (1)$$

dove $S_v(x, T)$ è la velocità spettrale per un dato valore del rapporto di smorzamento strutturale x e $[T_1, T_2]$ è un intervallo di riferimento per i periodi strutturali. Gli estremi di integrazione T_1 e T_2 proposti in questa nota sono rispettivamente 0.1-0.5 s, in riferimento a un intervallo che includa i periodi naturali T_B (s) di strutture in muratura di altezza H_B (m) $\approx 3,20$ m (Lombardi, 2013).

Le analisi dinamiche sono state svolte col programma alle differenze finite FLAC7, considerando il terreno elastico lineare. Le analisi statiche sono invece state condotte col programma agli elementi finiti PLAXIS 2D, considerando per il terreno non trattato il modello a incrudimento Hardening Soil (Schanz e Vermeer, 1999), e per il terreno trattato il modello elastico perfettamente plastico assumendo un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

3. Caratteristiche geometriche dell'intervento, proprietà dei materiali e segnali.

In questo studio parametrico è stato considerato un banco di terreno omogeneo di spessore $H=60$ m (Figura 1), con peso dell'unità di volume pari a $\gamma=20$ kN/m³ e velocità delle onde di taglio costante con la profondità ($V_s=300$ m/s). Il rapporto di smorzamento utilizzato nelle analisi dinamiche per il banco di terreno è $x_t=3$ %; il periodo proprio del banco in assenza di trattamento è pari a $T_s=4H/V_s=0.8$ s.

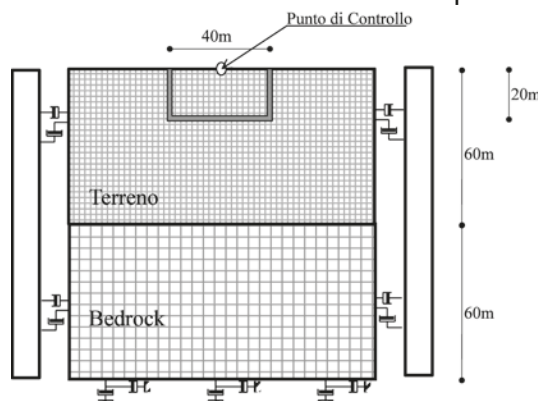


Figura 1. Schema geometrico dell'intervento proposto, con indicazione del punto di controllo.

Il terreno è posto, per le analisi dinamiche, sopra a un banco rigido di altezza pari a quella del banco di terreno, velocità delle onde di taglio $V_s=1000$ m/s e peso dell'unità di volume $\gamma=20$ kN/m³. La scatola di terreno trattato è costituita da uno strato orizzontale e due diaframmi soffici, a smorzamento nullo, con spessori di 1 m, e velocità delle onde di taglio V_g pari a 10, 20 o 30 m/s e peso dell'unità di volume $\gamma=10$ kN/m³. In Figura 1 si indica il punto di controllo rispetto a cui si riferiscono i confronti.

Le analisi dinamiche, svolte considerando il terreno elastico lineare, sono state sviluppate col programma alle differenze finite FLAC7, applicando alla base dello strato rigido segnali di forma Ricker (Ryan, 1994) con frequenza fondamentale f variabile (rispettivamente: $f=0.1, 0.5, 1, 2, 3, 5$ Hz), mentre l'accelerazione di picco (a_{max}) è stata tenuta costante e pari a 0.5 g.

4. Risultati delle analisi.

Tabella 1 riporta una sintesi delle analisi dinamiche effettuate, considerando per ognuna i diversi valori di frequenza fondamentale del segnale, così come descritto nel paragrafo precedente.

Stratigrafia	Analisi	$V_{s,s}$ (m/s)	$V_{s,g}$ (m/s)
Terreno Naturale	$V_{s,s}$ 300	300	
Con Terreno Trattato	$V_{s,s}$ 300 $V_{s,g}$ 10	300	10
	$V_{s,s}$ 300 $V_{s,g}$ 20	300	20
	$V_{s,s}$ 300 $V_{s,g}$ 30	300	30

Tabella 1. Sintesi delle analisi dinamiche, con indicazione delle V_s del terreno naturale ($V_{s,s}$) e trattato ($V_{s,g}$).

Nelle Figure 2 si nota come, al variare della frequenza fondamentale f del segnale, l'accelerazione massima a_{max} (Figura 2 a) e l'intensità spettrale SI (figura 2 b) nel punto di controllo al piano campagna si riducano al ridursi dell'impedenza dinamica dello strato trattato. Per bassi valori di frequenza, in alcuni casi il trattamento peggiora la risposta del sistema. Tale evidenza può essere spiegata osservando la Figura 2 c, in cui è riportato il valore dei rapporti di amplificazione fra base e sommità dello strato di terreno, al variare dello schema adottato (con una linea nera doppia si riporta la risposta del terreno privo di trattamento). Si comprende che, se da un lato l'introduzione dello strato isolante abbatte il contenuto energetico delle frequenze più alte, è possibile d'altro canto ottenere peggioramenti nella risposta del sistema a causa di possibili fenomeni di risonanza fra il periodo fondamentale del segnale propagato e il periodo fondamentale del banco modificato dall'intervento.

In Figura 3 sono riportati, insieme ai parametri meccanici considerati, i risultati delle analisi statiche



effettuate, in termini di cedimenti assoluti massimi (w_{max}) e distorsioni angolari (b). Il valore del cedimento assoluto nel punto di controllo dipende dalla rigidezza e dalla resistenza al taglio del terreno trattato, mentre la distorsione angolare massima osservata dipende anche dalla rigidezza del banco; in particolare, le distorsioni crescono passando da un terreno più rigido a uno più deformabile. La distorsione angolare è inferiore a quella che può determinare danni alle strutture in muratura, dell'ordine di 1/500 (Bjierrum, 1973), mentre potrebbero esserci problemi legati a un eccessivo valore dei cedimenti assoluti (Viggiani, 2000).

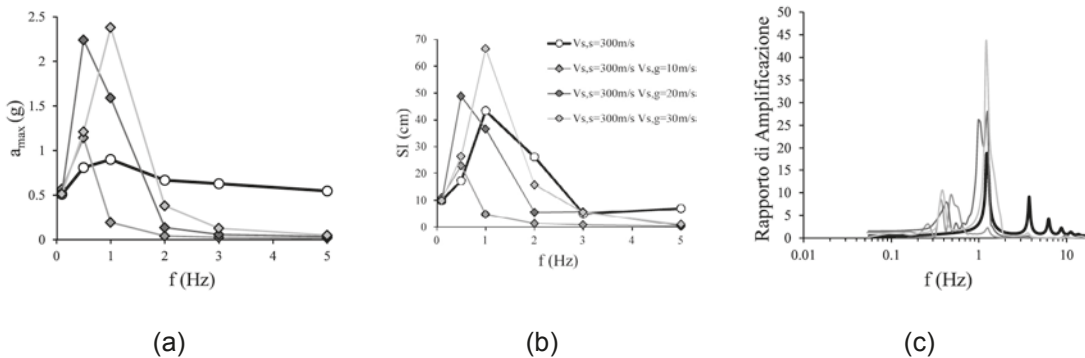


Figure 2. Variazioni di accelerazione massima (a); variazioni di intensità di Housner (b) al variare della frequenza fondamentale del segnale di ingresso; rapporto di amplificazione fra sommità del bedrock e piano campagna, nel punto di controllo, per assenza di intervento (linea doppia nera) e interventi caratterizzati da diversi valori della velocità delle onde di taglio (c).

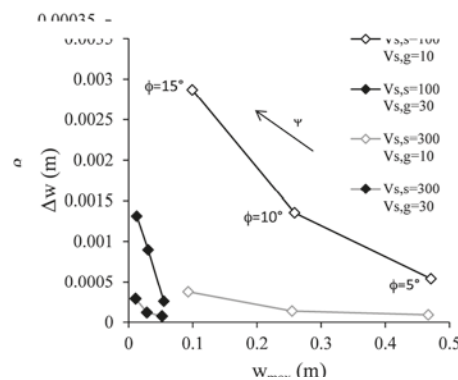


Figura 3. Cedimenti massimi e distorsione angolare b a piano campagna al variare di j_g .

5. Conclusioni

Le analisi hanno mostrato che l'iniezione di strati a bassa impedenza dinamica in un banco di terreno può ridurre gli effetti a piano campagna in termini di accelerazioni massime e intensità spettrale. La variazione della risposta del sistema dipende dal rapporto di impedenza fra gli interventi e il terreno. L'introduzione di una scatola isolante riesce a garantire un miglioramento delle condizioni di sicurezza in funzione dalla rigidezza degli strati trattati e della frequenza fondamentale del segnale trasmesso pur potendo causare importanti cedimenti assoluti.

6. Bibliografia

- Bjierrum L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on softs clays: state of the art report. *Proc. 8th ICSMFE, Moscow*, 1-53.
- Housner G. W. (1952). Spectrum intensity of strong-motion earthquakes. *Proc. Symp. on Earthquakes and Blast Effects on Structures, EERI, Univ. of California at Los Angeles, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland*, 26-36.
- ICOMOS 1964. The Venice Charter (1964) - International charter for the conservation and restoration of monuments and sites. *Proc. II Int. Congress of Architects and Technicians of Historic Monuments, Venice. ICOMOS, Int. Council on Monuments and Sites. internet: www.icomos.org/charters/venice_e.pdf*
- Lombardi D., Flora A., Lirer S. (2012). A new approach for reducing seismic hazard on existing buildings by unusual deep soil grouting. *Proc. Int. Conf. on Ground Improvement and Ground Control (ICGI 2012), University of Wollongong. Spec. Pub. in Ground Improvement.*
- Lombardi D., Flora A. (2013). Considerazioni su possibili interventi dper l'isolamento di edifici esistenti. *Incontro*



Annale dei Ricercatori di Geotecnica – IARG 2013, Perugia.

Kramer S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, 653 pp.

Ryan H. (1994). Ricker, Ormsby, Klauder, Butterworth- A choice of wavelets. CSEG.

Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. (1999). Formulation and verification of the Hardening-Soil Model. SR.B.J. Brinlgreve, *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, 281-290.

Viggiani C. (2000). *Fondazioni*. Hevelius Edizioni, Benevento.



ANALISI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE DURANTE IL TERREMOTO EMILIANO DEL 20 MAGGIO 2012 MEDIANTE INTERFEROMETRIA DIFFERENZIALE SAR

Matteo Albano (matteo.albano@ingv.it)

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Michele Saroli (michele.saroli@unicas.it)

Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica – Università di Cassino e del Lazio Meridionale

Giuseppe Modoni (modoni@unicas.it)

Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica – Università di Cassino e del Lazio Meridionale

Marco Chini (chini@lippman.lu)

Centre de Recherche Public – Gabriel Lippman

Luca Pulvirenti (pulvirenti@diet.uniroma1.it)

Dipart. di Ingegneria dell'Informazione, Elettronica e Telecomunicazioni – La Sapienza Università di Roma

Marco Moro (marco.moro@ingv.it)

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

Christian Bignami (christian.bignami@ingv.it)

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

Emanuela Falcucci (emanuela.falcucci@ingv.it)

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

Stefano Gori (stefano.gori@ingv.it)

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

Nazzareno Pierdicca (pierdicca@diet.uniroma1.it)

Dipartimento di Ingegneria dell'Informazione, Elettronica e Telecomunicazioni – La Sapienza Università di Roma

Salvatore Stramondo (salvatore.stramondo@ingv.it)

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

ABSTRACT

Nella presente nota si riporta lo studio dei fenomeni di liquefazione verificatisi nella fase cosismica del terremoto emiliano del 20 Maggio 2012. A tale scopo, si sono utilizzate 4 immagini SAR COSMO SkyMed in banda X ad alta risoluzione nel periodo compreso tra il 1 Aprile ed il 6 Giugno 2012. Nel campo di deformazione del terremoto si sono identificate aree affette da subsidenza localizzata, probabilmente associata alla compattazione di strati sabbiosi per liquefazione. Lo studio geologico-geotecnico delle aree suddette ha confermato la presenza di uno strato sabbioso profondo potenzialmente liquefacibile. Il cedimento dovuto al liquefazione, calcolato tramite back-analysis dei dati ottenuti da prove penetrometriche statiche, risulta in buon accordo con i valori osservati tramite telerilevamento, a meno di discrepanze legate alla variabilità locale dello strato sabbioso o alla sottostima dei cedimenti misurati a causa della decorrelazione del dato SAR.

1. Introduzione

L'interferometria differenziale radar ad apertura sintetica (DInSAR) è una tecnica ampiamente utilizzata per l'identificazione delle deformazioni al suolo a seguito di eventi sismici particolarmente intensi (Massonet et al., 1993). La tecnica DInSAR è stata applicata con successo anche per lo studio di fenomeni quali movimenti lenti di grandi frane a cinematismo profondo (Moro et al., 2011).

Nella presente nota, la tecnica DInSAR è stata utilizzata per analizzare gli effetti di subsidenza per liquefazione indotti dal terremoto emiliano del 20 Maggio 2012.

Il terremoto (MI 5.9) ha colpito una vasta area, compresa tra le province di Ferrara, Reggio-Emilia, Modena, Bologna, Mantova e Rovigo. Uno degli effetti cosismici maggiormente rilevanti è stato il fenomeno della liquefazione causato dall'aumento della pressione dell'acqua interstiziale contenuta all'interno di

strati sabbiosi confinati, le cui manifestazioni (vulcanelli di fango, fratture con fuoriuscita di acqua mista a sabbia) si sono osservate nelle frazioni di San Felice sul Panaro, San Carlo, Sant'Agostino e Bondeno (Emergeo Working Group, 2013).

2. Fenomeni identificati tramite interferometria SAR

Gli effetti indotti dal terremoto sono stati analizzati tramite l'elaborazione dei dati SAR ad alta risoluzione della missione COSMO-SkyMed. Il set di dati acquisito è focalizzato sull'area colpita dal terremoto e comprende due immagini prima del mainshock (presismico) e due immagini dopo il mainshock (post-sismico), in un periodo di tempo compreso tra il 1 Aprile ed il 6 Giugno 2012. Il risultato principale ottenuto dall'elaborazione dei dati SAR è dato dall'interferogramma cosismico dell'intera area analizzata, all'interno del quale è stato possibile distinguere delle frange localizzate (aree A, B e C in figura 1) in cui si sono osservati e misurati fenomeni di subsidenza localizzati, i cui profili di cedimento sono riportati in figura 1. I cedimenti massimi riscontrati sono compresi tra i 2.5 ed i 6 cm.

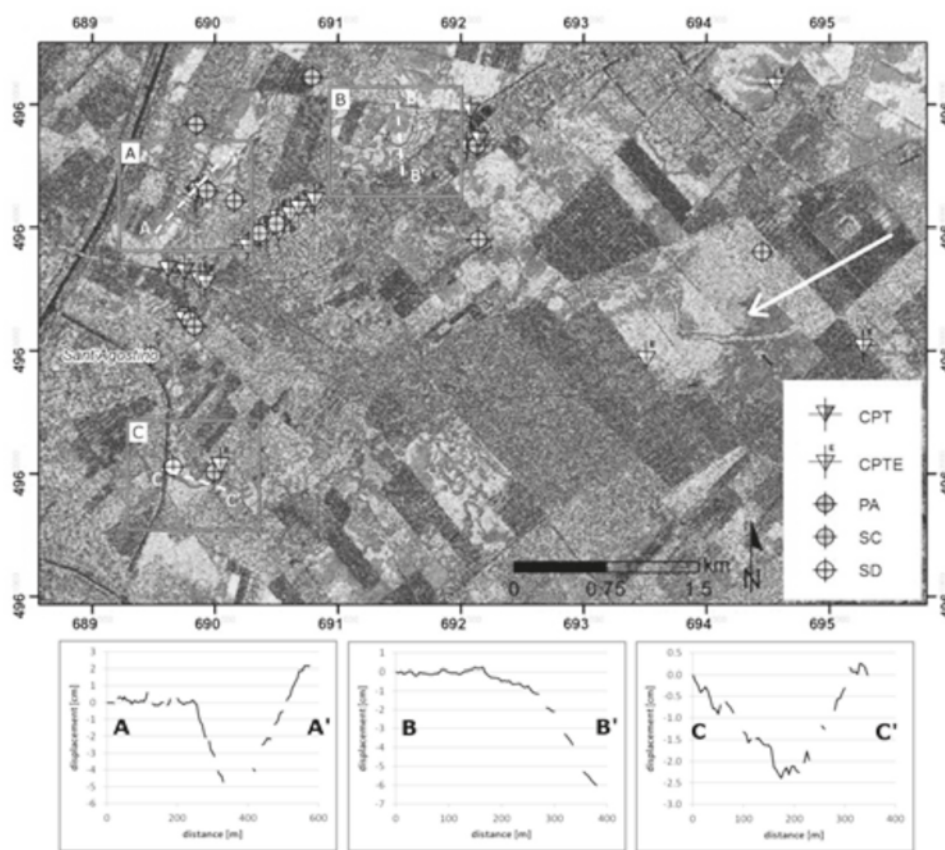


Figura 1. Dettaglio dell'interferogramma ottenuto dall'analisi dei dati COSMO-SkyMed. I tre rettangoli individuano le aree dove sono stati identificati i fenomeni di subsidenza localizzati. La freccia bianca identifica la presenza di un paleocanale.

3. Back-analysis del fenomeno di liquefazione

Si è condotta una back-analysis del fenomeno analizzando la suscettibilità a liquefazione dei terreni caratterizzanti le aree subsidenti.

Dal database online della regione Emilia Romagna si sono raccolte una serie di indagini geotecniche, consistenti in prove penetrometriche statiche meccaniche (CPT) ed elettriche (CPTE), sondaggi a carotaggio continuo (SC) e a distruzione di nucleo (SD) e stratigrafie di pozzo (PA) (figura 1). Tali indagini hanno permesso di ricostruire la stratigrafia del sottosuolo per i primi 20 metri, caratterizzata dalla presenza di alternanze di sabbie, sabbie limose e argille sabbiose, con locali presenze di terreni organici (figura 2c). L'indice di classificazione I_c di Robertson (1990) (figura 2a), calcolato su 13 prove CPTE, evidenzia la presenza di uno strato sabbioso continuo a profondità variabile tra i 9 ed i 13m dal piano campagna. La suscettibilità a liquefazione di tale strato sabbioso è stata valutata calcolando il fattore di sicurezza a liquefazione espresso tramite la seguente relazione:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (1)$$

Il CSR (Cyclic Stress Ratio) è stato valutato tramite la relazione proposta da Seed & Idriss (1971) mentre il CRR (Cyclic Resistance Ratio) è stato calcolato in funzione della resistenza alla punta dalle 13 prove CPTE raccolte utilizzando il metodo proposto da Robertson & Wride (1998). La falda è stata con-



siderata a circa 3,5 m dal piano campagna. I profili di FS calcolati per ogni CPT (figura 2b) evidenziano coefficienti di sicurezza inferiori all'unità in prossimità dello strato sabbioso suddetto, la liquefazione di tale strato ha quindi probabilmente provocato i cedimenti rilevati dal SAR.

I cedimenti indotti dalla liquefazione, calcolati tramite le relazioni empiriche proposte da Zhang et al. (2002), risultano compresi tra 13 e 16 cm per le aree A e B e circa 3 cm per la C. Per l'area C, dove è presente una prova CPT esattamente all'interno dell'area, gli spostamenti misurati (2,4 cm) sono comparabili con quelli calcolati; per le aree A e B, in cui non sono direttamente ubicate le indagini, i valori misurati (circa 6cm) sono in disaccordo con quelli calcolati; tale discrepanza può essere imputabile, alla variabilità in spessore e profondità del livello sabbioso o all'aliquota di deformazione non rilevata a causa della decorrelazione del dato SAR.

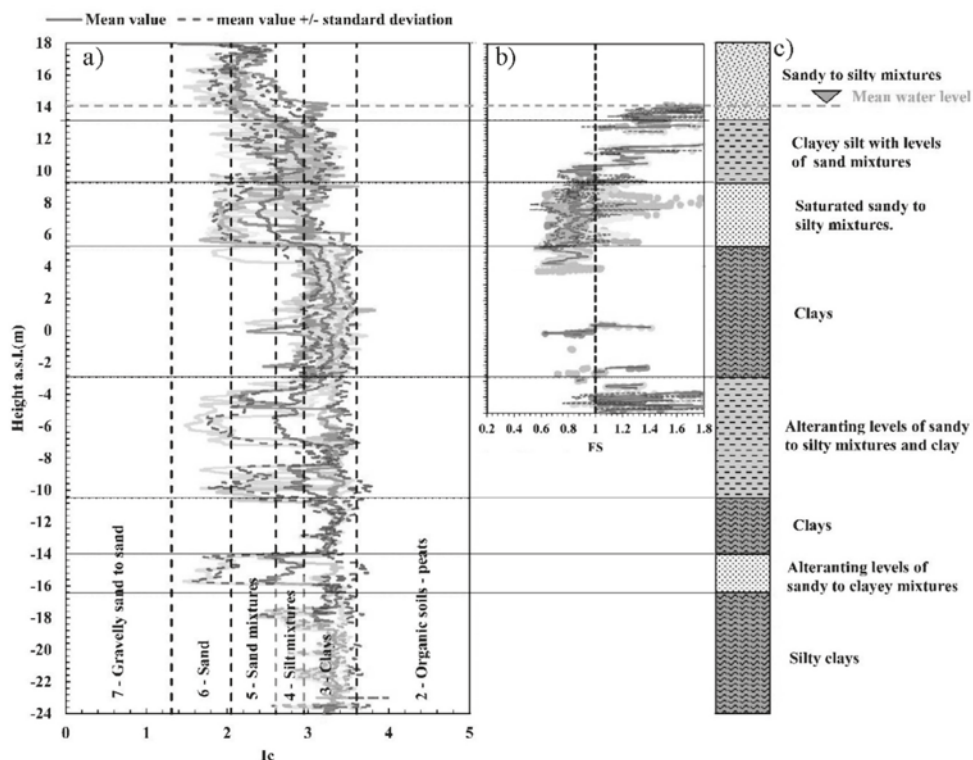


Figura 2. (a) Profili dell'indice di classificazione I_c di Robertson (1990) ottenuti dalle prove CPT; (b) fattore di sicurezza a liquefazione secondo il metodo di Robertson & Wride (1998-2009); (c) stratigrafia tipo del sottosuolo dell'area investigata.

4. Conclusioni

Si sono analizzati i fenomeni locali prodotti dal terremoto emiliano del 20 Maggio 2012 mediante un approccio multidisciplinare (telerilevamento e analisi geologico-geotecniche). I cedimenti locali rilevati sono stati associati al compattamento indotto dalla liquefazione di strati sabbiosi profondi. Le analisi geologico-geotecniche condotte hanno mostrato che i cedimenti osservati possono essere attribuiti alla liquefazione di uno strato sabbioso ubicato tra i 9 ed i 13 metri dal piano campagna. I cedimenti verticali calcolati tramite back-analysis hanno fornito valori compatibili con i cedimenti misurati, a meno di discrepanze indotte dalla variabilità in spessore e profondità dello strato sabbioso o alla sottostima del cedimento rilevato a causa della de-correlazione del dato SAR.

5. Bibliografia

- Emergeo Working Group (2013). Liquefaction phenomena associated with the Emilia earthquake sequence of May-June 2012 (Northern Italy). *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 13, 935-947.
- Massonnet, D., Rossi, M., Carmona, C., Adragna, F., Peltzer, G., Feigl, K., & Rabaute, T. (1993). The displacement field of the Landers earthquake mapped by radar interferometry. *Nature*, 364, 138-142.
- Moro, M., Chini, M., Saroli, M., Atzori, S., Stramondo, S., & Salvi, S. (2011). Analysis of large, seismically induced, gravitational deformations imaged by high resolution COSMO-SkyMed SAR. *Geology*, 39 (6), 527-530.
- Robertson, P.K. (1990). Soil classification using CPT. *Canadian Geotechnical Journal*, 27 (1), 151-158.
- Robertson, P.K., & Wride, C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442-459.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *J. Geotech. Engrg. Div.*, 97 (9), 1249-1273.
- Zhang, G., Robertson, P.K., & Brachman, R. (2002). Estimating Liquefaction Induced Ground Settlements from the CPT. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 1168-1180.



EFFETTI TERMOMECCANICI INDOTTI DAL FUNZIONAMENTO DI PALI ENERGETICI

Federica Ronchi (federica.ronchi@strutture.unipg.it), Diana Salciarini, Claudio Tamagnini
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia.

ABSTRACT

In questo lavoro sono state condotte una serie di analisi termo-meccaniche 3D agli elementi finiti, per la valutazione degli effetti di interazione termo-meccanica indotti in una fondazione profonda equipaggiata con pali energetici, durante il funzionamento di un sistema di condizionamento GSHP. In particolare, è stata posta l'attenzione su: i) la ridistribuzione del carico assiale tra i diversi elementi della fondazione a seguito delle dilatazioni termiche differenziali che si verificano nei pali e nel terreno durante il processo transitorio di conduzione del calore, e ii) gli effetti di interazione termica che potrebbero influenzare il processo di scambio termico quando i pali energetici sono posizionati con un interasse ridotto tra loro.

1. Introduzione

Gli impianti geotermici a bassa entalpia equipaggiati con pompe di calore (sistemi GSHP, Ground Source Heat Pump) rappresentano un'alternativa efficiente, rinnovabile e sostenibile ai tradizionali sistemi di condizionamento degli edifici. Una delle caratteristiche che rende i sistemi GSHP particolarmente interessanti dal punto di vista della sostenibilità ambientale, è la possibilità di ottenere elevate prestazioni tecnico-funzionali attraverso lo sfruttamento dell'energia geotermica naturalmente presente nel sottosuolo a basse profondità ed a basse temperature, in maniera continua e duratura.

Le fondazioni energetiche, in particolare, sfruttano la struttura di fondazione stessa per creare degli scambiatori di calore profondi contenenti le tubazioni del circuito primario di un sistema GSHP (Figura 1). Essendo la fondazione già richiesta per motivi strutturali, si possono limitare gli scavi e/o le perforazioni a quelle strettamente necessarie alla sua realizzazione senza dover ricorrere a lavorazioni addizionali per la messa in opera del sistema geotecnico a pompa di calore riuscendo, così, ad ottenere notevoli risparmi economici (Brandl H., 2006).

Nonostante il numero considerevole di installazioni esistenti al mondo (soprattutto nel nord Europa), le fondazioni energetiche rappresentano una tecnologia nuova che necessita ancora di essere studiata e sperimentata. Ad oggi, la progettazione dei pali energetici dal punto di vista strutturale e geotecnico si basa essenzialmente su considerazioni di carattere empirico, che molto spesso conducono ad un significativo sovradimensionamento delle strutture di fondazione. Si è ritenuto necessario, quindi, attraverso il presente lavoro, approfondire alcuni degli aspetti più critici ed ancora poco investigati del comportamento delle fondazioni energetiche, ovvero:



Figura 1. Palo energetico: dettaglio dell'installazione dei tubi del circuito primario di un sistema GSHP alla gabbia d'armatura dell'elemento strutturale.

- gli effetti meccanici indotti nel sistema terreno/fondazione dalle variazioni di temperatura associate al normale funzionamento del sistema GSHP;
- l'influenza che può avere la presenza di molti pali energetici all'interno della struttura di fondazione sull'efficienza del processo di scambio termico.



2. Il problema esaminato: un serbatoio per la produzione di energia

La struttura considerata nello studio è un serbatoio idraulico con vasca sospesa tronco-conica avente una capacità massima di poco superiore a 900 m³.

La struttura di fondazione adottata, considerati gli elevati carichi trasmessi dal serbatoio pensile, è costituita da una piastra su 17 pali trivellati di grande diametro, alcuni dei quali sono equipaggiati con i tubi scambiatori di calore di un sistema geotermico GSHP.

Il profilo stratigrafico scelto per il terreno di fondazione è quello tipico delle zone alluvionali del centro Italia caratterizzate da strati superficiali con proprietà fisico-meccaniche più scadenti rispetto agli strati profondi. E' stata ipotizzata, in particolare, la presenza di 3 diversi terreni: sabbia debolmente addensata nei primi 4 metri di profondità dal piano campagna, argilla mediamente consistente da 4 a 15 metri di profondità e sabbia addensata mista a ghiaia a profondità maggiori.

3. Modello agli elementi finiti

Il comportamento del sistema di fondazione è stato studiato sotto le seguenti ipotesi: i) terreni isotropi e totalmente saturi; ii) fasi liquida e solida incompressibili; iii) spostamenti e deformazioni dello scheletro solido ridotti (cinematica lineare) ed effetti inerziali trascurabili (condizioni quasi-statiche); iv) flusso di calore convettivo trascurabile; v) terreni in condizioni drenate durante l'intero processo; vi) terreni a comportamento elastico-lineare. Con le suddette ipotesi, il sistema accoppiato di PDEs (*Partial Differential Equations*) governante il problema termo-meccanico in esame, è stato integrato *numericamente* con le relative equazioni costitutive mediante il metodo agli elementi finiti (utilizzando il codice di calcolo *Comsol Multiphysics v4.2*) una volta definite le opportune condizioni iniziali e al contorno (termiche e meccaniche). Il modello è stato implementato in condizioni di: deformazione piana, assialsimmetria e tridimensionalità. Per la semidiscretizzazione spaziale delle funzioni incognite sono state impiegate funzioni di forma quadratiche per le componenti di spostamento e lineari per la temperatura. Il sistema di PDEs risultante dalla semidiscretizzazione è stato integrato nel tempo ricorrendo ad un algoritmo implicito di tipo BDF (*Backward Differentiation Formulae*) del 5° ordine, implicito ed incondizionatamente stabile. Il modello implementato è riportato in figura 2.

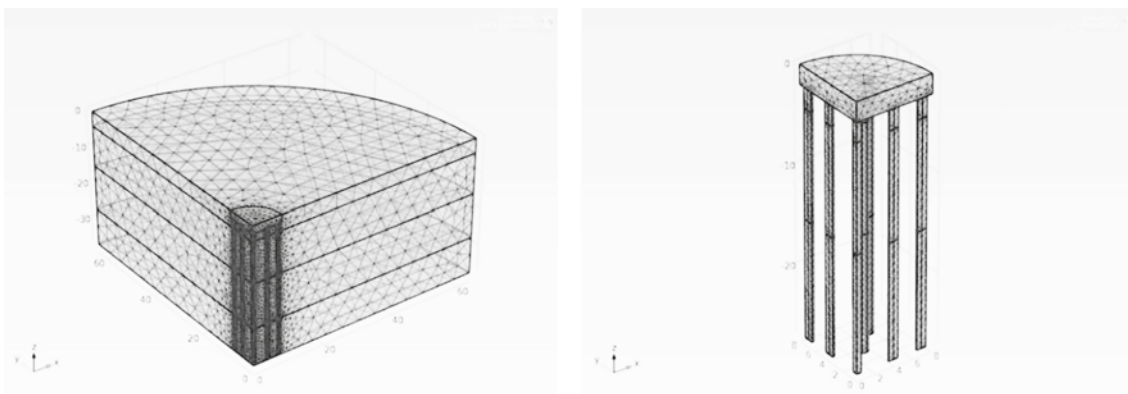


Figura 2. Modello agli elementi finiti della fondazione del serbatoio pensile: a) vista completa; b) dettaglio della piastra su pali (tutte le unità sono in m).

Per simulare le normali condizioni di operatività del sistema GSHP, la temperatura dei pali energetici è stata fatta variare linearmente nell'arco di un periodo di un giorno e poi tenuta costante fino al raggiungimento delle condizioni stazionarie. Al fine di valutare, inoltre, gli effetti dalla presenza di diversi pali energetici su una relativamente piccola fondazione, in termini di variabilità dell'efficienza del sistema geotecnico, sono stati studiati 4 modelli differenti come mostrato in figura 3. Per il problema termico sono stati considerati due differenti regimi operativi; il riscaldamento dei pali scambiatori con una variazione di temperatura, mantenuta uniforme per tutta la lunghezza dell'elemento, pari a 20°C (condizione estiva) ed il raffreddamento degli stessi con una variazione di temperatura, anch'essa uniforme, pari a -15°C (condizione invernale). L'ipotesi che la temperatura lungo il palo scambiatore possa essere considerata costante è confermata da numerosi risultati sperimentali come, per esempio, quelli di Bourne-Webb et al. (2009).

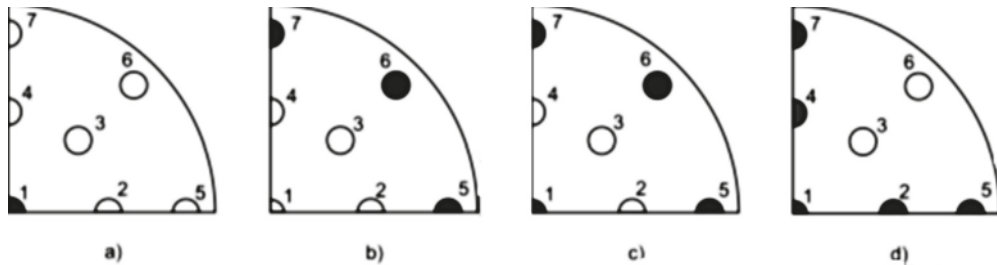


Figura 3. Configurazione geometrica dei pali energetici: a) Caso I(1); b) Caso II(8); c) Caso III(9); d) Caso IV(9).

4. Discussione dei risultati

In quanto segue, sono descritti i risultati ottenuti dalle analisi in riscaldamento condotte sul terzo dei quattro modelli implementati, ovvero il III(9) (palo centrale e pali del perimetro esterno riscaldati), selezionato come caso particolarmente significativo.

La figura 4 mostra la variazione con la profondità del carico assiale N per tutti i pali del modello III(9) (la convenzione dei segni adottata è quella tipica della meccanica dei terreni). I risultati sono stati estrapolati a $t=1$ mese (istante temporale in corrispondenza del quale sono stati evidenziati gli incrementi di carico massimi e ricadente nei tempi di funzionamento tipici dei sistemi GSHP di circa 5-6 mesi) e $t=30$ anni (condizioni stazionarie). A $t=1$ mese (figura 4 a) il carico assiale nei pali energetici aumenta in maniera significativa, fino a raggiungere un incremento massimo ΔN di circa 1 MN per i pali più esterni e di circa 2 MN per il palo centrale.

Nell'istante finale (figura 4 b), quando la temperatura in tutti i pali e nel terreno circostante è più omogenea, e le dilatazioni termiche sono ridotte al minimo, (ad eccezione del palo centrale n.1) i carichi assiali su tutti i pali del "gruppo" sono vicini ai loro valori iniziali nello strato superiore di argilla, e leggermente inferiori nello strato profondo di sabbia con ghiaia.

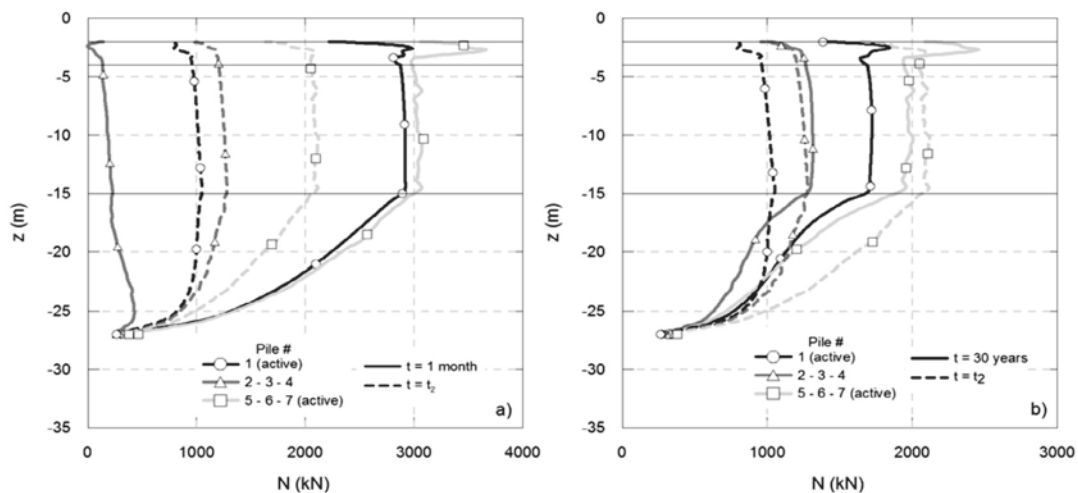


Figura 4. Caso III(9), riscaldamento. Carico assiale N sui pali: a) $t=1$ mese; b) $t=30$ anni.

L'efficienza del processo di scambio termico tra i pali energetici ed il terreno, invece, può essere valutata considerando l'evoluzione nel tempo del flusso di calore specifico:

$$q = \sum_{k=1}^{n_{ep}} Q_k / A_k$$

dove Q_k è il flusso di calore totale attraverso la superficie del "k-esimo" palo energetico ($k=1,2,\dots,n_p$) o attraverso quella della resistenza termica specifica, definita come:

$$p = \frac{\Delta T}{q}$$

I valori della resistenza specifica p valutata per i 4 modelli esaminati, sono mostrati in figura 5 in funzione del tempo. I risultati mostrano chiaramente che all'inizio del processo e fino a circa 1 mese il comportamento dei 4 sistemi in termini di resistenza specifica è lo stesso. Al procedere del processo, al contrario, la resistenza specifica dei sistemi con 8-9 pali energetici aumenta significativamente rispetto a quella del sistema con un solo palo energetico (caso I(1)).



Tali risultati sono in accordo qualitativo con quelli ottenuti dalle sperimentazioni su pali in vera grandezza da Bourne-Webb et. al. (2009) e da Laloui et. al. (2006).

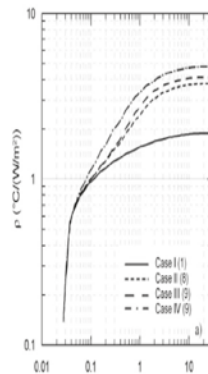


Figura 5. Evoluzione nel tempo di p nei 4 modelli in riscaldamento.

5. Bibliografia

- Bourne-Webb P. J., Amatya B., Soga K., Amis T., Davidson C., Payne P. (2009). Energy pile test at Lambeth college, London: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles. *Géotechnique* 59, 237248.
- Brandl H., (2006). Energy foundations and other thermo-active ground structure. *Géotechnique* 56, 81122.
- Laloui L., Nuth M. L. V., (2006). Experimental and numerical investigations of the behaviour of a heat exchanger pile. *Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 30, 763781.



APPROCCIO PROGETTUALE PER LA REALIZZAZIONE DELLE PISTE DI COLLEGAMENTO INTERNE AD UN PARCO EOLICO MEDIANTE IL METODO DELLA STABILIZZAZIONE A CALCE

Luca Carosielli (luca.carosielli@carosielli.it)

Libero professionista

ABSTRACT

L'approccio progettuale adottato per la realizzazione delle piste di collegamento all'interno di un parco eolico mediante il metodo della stabilizzazione a calce al posto della realizzazione della "classica" sezione stradale (scotico, fondazione in materiale arido, ecc.) ha garantito, di fatto, la piena funzionalità delle piste al passaggio dei mezzi eccezionali che hanno trasportano le componenti degli aerogeneratori in loco e, al contempo, ha generato un forte risparmio economico e, senza alcun dubbio, maggiore salvaguardia e rispetto del contesto ambientale nel quale è ubicato il parco eolico stesso.

La seguente presentazione ha ad oggetto i vari aspetti progettuali e realizzativi dell'opera, a partire dalla caratterizzazione preliminare in laboratorio sui campioni di terreno prelevati per quantificare il quantitativo di calce ottimale fino alle prove di collaudo in sito mediante prova di carico su piastra dinamica.

1. Introduzione

La stabilizzazione con calce delle terre consiste nella miscelazione meccanica di terre argilloso e/o limoso-argillose con variabili quantità di calce ed eventualmente con l'aggiunta di acqua. Tale trattamento rende il terreno argilloso insensibile all'azione dell'acqua, trasformando l'argilla in un materiale permanentemente compatto, consentendone l'utilizzo sia come piano di appoggio di strutture stradali sia come materiale per rilevati.

Detto sistema consente di procedere alla bonifica del piano di posa senza dover effettuare l'asportazione e il trasporto in discarica del terreno naturale di sottofondo (terreno humitico) e senza dover provvedere alla sua sostituzione con materiali ghiaiosi per la formazione della fondazione della sede stradale, garantendo al contempo gli standard meccanici e di funzionalità richiesti per le specifiche lavorazioni.

Alla luce di tali benefici, tenuto conto della velocità di esecuzione delle lavorazioni, del risparmio economico, del rispetto dell'ambiente, evitando movimenti terra e trasporti a discarica mediante l'ausilio di camion e autoarticolati, e non per ultimo, considerato che la committenza deve realizzare una *windfarm* per la produzione di energia elettrica da fonte eolica, si è proceduto alla realizzazione di circa 10 Km di piste di collegamento mediante la stabilizzazione a calce, sulle quali transiteranno trasporti eccezionali con carichi medi per asse pari a 12 tonnellate.

2. Caratterizzazione geologica e prove di laboratorio

La stabilizzazione delle terre con calce necessita di uno studio preliminare in laboratorio al fine di poter definire il quantitativo ottimale di calce da miscelare con il terreno e la percentuale ottimale di acqua che il terreno deve presentare al momento della miscelazione.

Per verificare la compatibilità del terreno al trattamento con calce sono stati prelevati 3 campioni in corrispondenza di punti strategici (definiti T4, T8 e T15) e, da un punto di vista litologico, omogenei, come riportato sinteticamente in Tab. 1.

prova	parametro	T4	T8	T15
Proprietà indice	w [%]	25,8	32,5	18,3
	γ [KN/m ³]	26,56	26,45	26,59
	Contenuto in sostanza organica [%]	4,38	1,7	1,93
	CIC [%]	5,63	6,2	5

Analisi granulometrica	Ghiaia [%]	8	2	18
	Sabbia [%]	12	14	20
	Limo [%]	56	50	52
	Argilla [%]	24	34	10
Limiti di Atterberg	LL [%]	52	43	34
	LP [%]	27	23	16
	IP [%]	25	20	18
Classificazioni CNR UNI 10006)	CNR UNI 10006	A6-7	A6-7	A6
Prova di compattazione	w, opt [%]	18,29	18,88	10,16
	γ , dry [KN/m ³]	16,46	16,25	18,65
	CBR index [%]	5	5	6
Prova di taglio diretto	c' [KPa]	18,99	40,34	18,99
	φ [°]	24,61	17,64	24,61

Tabella 1. Risultati sintetici delle prove di laboratorio

Una seconda analisi mediante prove di laboratorio è stata condotta miscelando i singoli campioni con tre differenti quantitativi crescenti di calce e, comunque, pari almeno al valore di CIC. Si riportano di seguito i principali grafici comparativi tra i valori meccanici e fisici, derivanti dalle prove sui campioni “tal quale” e sulle tre miscele con tenori di calce crescenti:

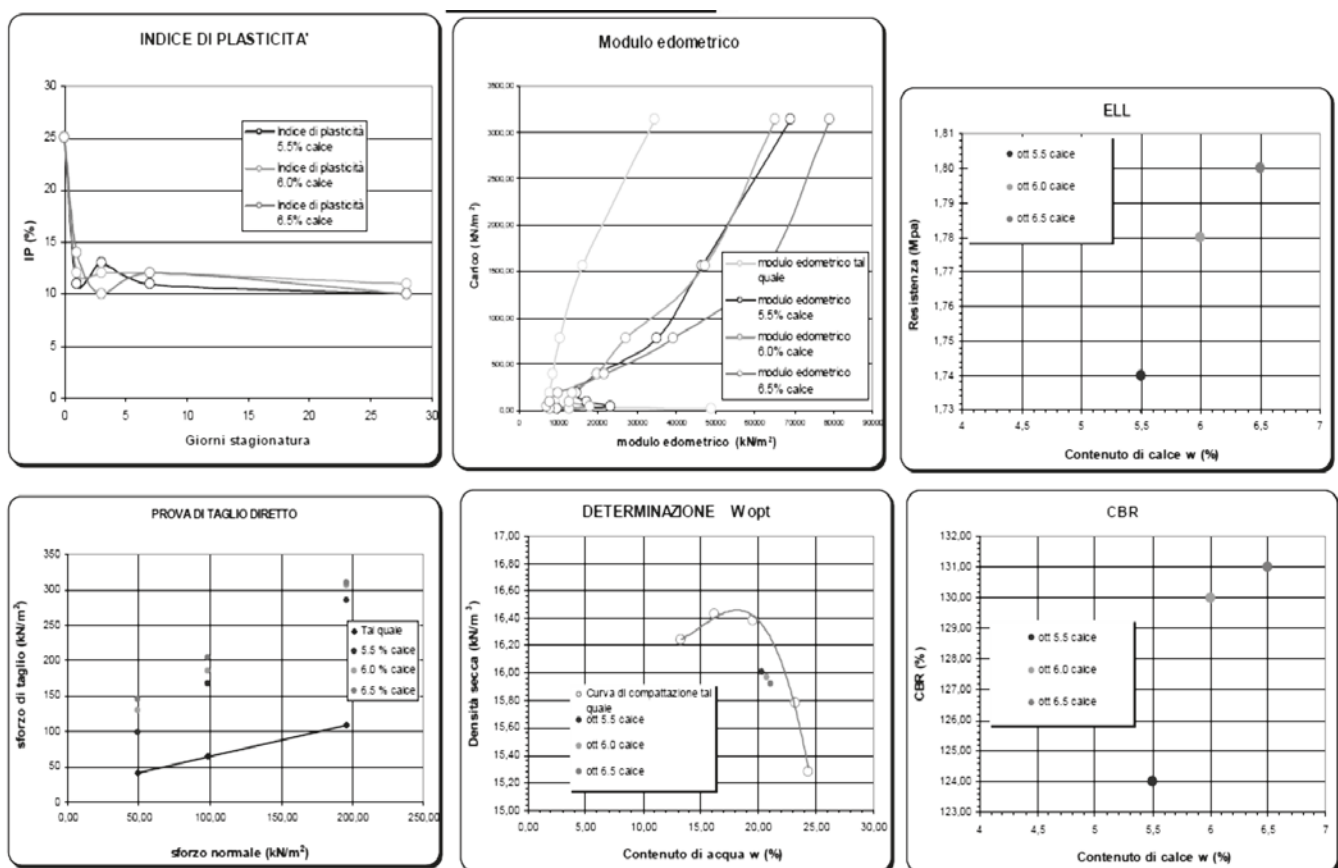


Figura 1. Grafici comparativi output Laboratorio

Dai suddetti grafici si evincono subito gli effetti della stabilizzazione in termini di modifica della curva granulometrica con diminuzione delle particelle fini, abbattimento dell'IP, incremento della resistenza a compressione (ELL), incremento dell'indice CBR, incremento dei parametri di resistenza a taglio di picco e incremento del valore del modulo edometrico.

3. Fase progettuale

A seguito delle analisi delle prove di laboratorio, si è proceduto alla progettazione della sezione stradale tipo. Il dimensionamento dello spessore minimo (definito “stab”), che garantisce un cedimento compatibile con il tipo di trasporti (12 ton per asse), è stato quantificato in circa 80 cm come riportato nella Tab. 2.

stratigrafia	H [m]	γ [KN/m ³]	γ_{sat} [KN/m ³]	ϕ [°]	d [°]	c' [KPa]	c_a [KPa]	E [KPa]	ν [-]
stab	0,8	17,5	18,1	30	20	35	24	30000	0,45
soil	6	17,6	18	17	12	20	13	15000	0,35

Tabella 2. Parametri geotecnici sezione stradale tipo

La scelta dei parametri geomeccanici in termini di resistenza e deformabilità è stata condotta in modo cautelativo rispetto ai forti incrementi rilevati dalle prove di laboratorio sulle miscele analizzate (si sono registrati anche incrementi del 200% sulla coesione apparente e un +50% per l'angolo di resistenza al taglio e modulo edometrico) e ipotizzando un quantitativo di calce minimo del 4%. Quindi, correlando i risultati del campione tal quale e quelli delle tre miscele, si è condotta un'analisi in campo elastico, con calcolo delle tensioni indotte tramite il metodo di Boussinesq, e si è evinto un potenziale cedimento non superiore a 0,23 cm (vedasi Fig.2) e un sostanziale comportamento a piastra dello strato di terreno stabilizzato.

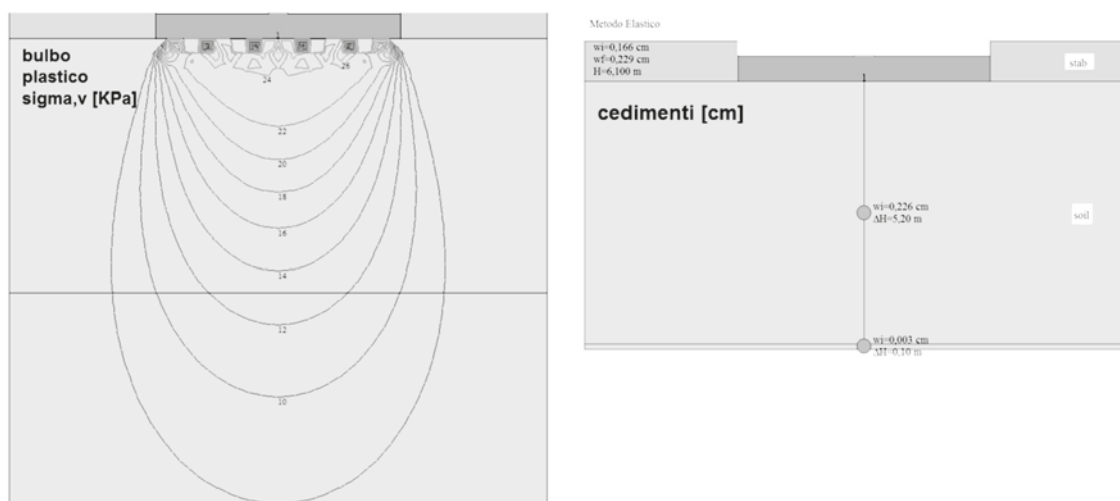


Fig.2. Bulbo plastico delle tensioni e cedimenti

4. Collaudo delle opere

Nonostante non si siano verificati cedimenti e/o punzonamenti nella sede stradale durante il transito dei mezzi eccezionali e durante il montaggio degli aerogeneratori, si è proceduto ad eseguire una serie di prove di carico su piastra dinamica (ai sensi della norma TP Bf-Stb Teil B 8.3). Ciascuna prova ha consentito di individuare la curva di deflessione delle tre singole misurazioni e, ai fini della determinazione del valore E_{vd} , è stata utilizzata solo la deflessione fino al cedimento massimo. Per condizioni di buona compattazione, come nei numerosi casi qui analizzati, le tre curve registrate tendono a sovrapporsi al fine di indicare una sostanziale stabilità del piano indagato.

In aggiunta a ciò, si è registrato un rapporto del cedimento massimo rispetto alla velocità massima del cedimento (grado di compattazione) inferiore ai 3,5 ms (vedasi Fig. 3); si segnala che il cedimento registrato è in linea con le previsioni numeriche (Fig. 2).

5. Conclusioni

Si è evidenziato come tale approccio concilia la domanda di tipo prestazionale, in termini di capacità portante e cedimenti massimi ammissibili, con le tempistiche realizzative e di inserimento ambientale.

In ultimo, ma non in termini d'importanza, l'ulteriore beneficio derivante dall'adozione del metodo illustra-

to, fermo restando la esecuzione di un'adeguata campagna geognostica e relative prove di laboratorio, è sicuramente di natura economica.

Infatti, effettuata un'analisi costi/benefici e confrontati i due differenti metodi, a parità di opere da eseguire, la scelta di adottare il metodo della stabilizzazione a calce è risultata vincente, determinando, come meglio sintetizzato nella Tab. 3, un notevole risparmio sia in termini di incidenza lavori che in termini di economie di spesa.

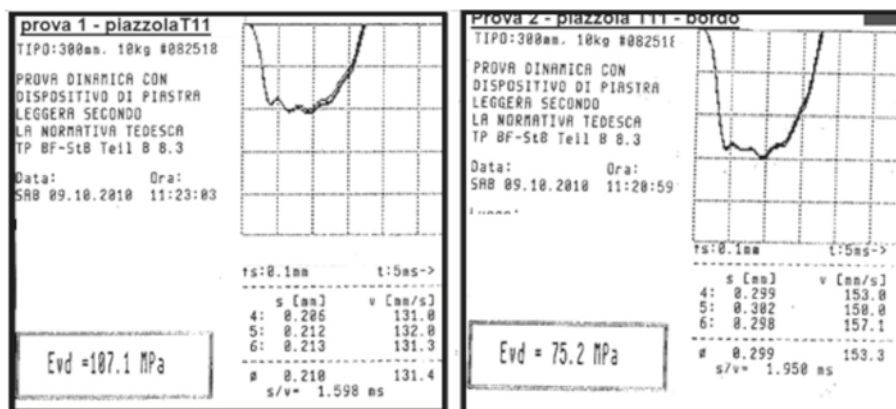


Fig.3. Output prova di carico su piastra dinamica

Tabella comparativa	metodo A "METODO TRADIZIONALE"	metodo B "STABILIZZAZIONE A CALCE"
Totale importo lavori [€]	3.638.628,80	3.187.481,35
Incidenza lavori [€/m]	342,29	299,85
Differenza metodi (A-B) [€]		451.147,48
Economia di spesa metodo B rispetto al metodo A		12,40%

Tabella 3. Tabella comparativa – Analisi costi/benefici tra i due metodi

6. Bibliografia

- Bowles J. E. (1988) - *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill.
- Lancellotta R. (1987) - *Geotecnica*. Zanichelli, Bologna.
- Lancellotta R., Calavera J - *Fondazioni*. McGraw-Hill.
- Cestelli Guidi C. (1973) - *Meccanica del terreno, fondazioni, opere in terra*. Hoepli.
- De Simone P. (1981) - *Fondazioni*. Liguori Editore, Napoli.
- Viggiani C. (1996) - *Fondazioni*. CUEN, Napoli.
- WGFSE – Technical Test Code for Soil and Rock Mechanics in Road Construction TP Bf-Stb Teil B 8.3
- Norme tecniche per le costruzioni, D.M. 14.01.2008 e smi
- F.Garbin, S.G. Ridolfi (2010) – *Geologia e geotecnica stradale*, Collana SIGEA, Dario Flaccovio Editore
- M. Pierro (2012) – *Progettazione geotecnica dei rilevati stradali*, Dario Flaccovio Editore
- Norma CNR UNI 10006



ANALISI DEL RISCHIO TECNICO - GALLERIA NATURALE “CALTANISSETTA”

Ing. Alessandro Focaracci (a.focaracci@prometeoengineering.it)
Direttore Tecnico di Prometeo Engineering.it S.r.l. , Roma, Italia

Ing. Alessia Fattorini (a.fattorini@prometeoengineering.it)
Dipendente di Prometeo Engineering.it S.r.l. , Roma, Italia

ABSTRACT

La realizzazione di un'opera in sotterraneo è sempre fortemente influenzata dal contesto geologico-ambientale ed il verificarsi di un “imprevisto geologico”, può causare consistenti incrementi dei tempi e costi di realizzazione. Il metodo di Analisi di rischio tecnico si pone l'obiettivo di definire le alee d'incertezza del progetto, quantificandole in termini di tempi d'esecuzione, in modo da stabilire, già in fase di contrattualizzazione, i limiti di reciproca responsabilità fra Stazione Appaltante e Impresa. In particolare, nell'articolo s'illustra l'applicazione del metodo ART al progetto della galleria naturale “Caltanissetta”, confrontando la soluzione del Progetto Esecutivo con quella di una Variante Tecnica Migliorativa.

1. Introduzione

L'analisi dell'opera mediante il metodo ART può anche essere vista come un supporto tecnico della fase di valutazione del progetto poiché rispetta pienamente alcune delle principali finalità e modalità dell'attività di verifica riportate nell'articolo 27 dell'allegato XXI al D.Lgs. n°163, il quale fa riferimento, oltre alla coerenza e completezza del quadro economico e alla qualità dell'opera, anche alla “*minimizzazione dei rischi di introduzione di varianti e di contenzioso*” e alla “*possibilità di ultimazione dell'opera entro i termini previsti*”. Nella realizzazione di opere geotecniche, ed in particolare di opere in sotterraneo, è sentita la necessità di conciliare due esigenze contrapposte: di certezza dei tempi e dei costi di realizzazione, commisurata all'impegno finanziario che l'opera comporta e di flessibilità nella fase attuativa, a causa delle forti incertezze sulla natura del sottosuolo su cui insiste l'opera.

Per tener conto di tale esigenza è stato emanato il DM 14/10/2008 “Norme Tecniche di Costruzione” che, nel Capitolo 6 dedicato alla normativa geotecnica delle opere in sotterraneo, specifica:

- Paragrafo 6.2.4 : “*Nei casi in cui, a causa della particolare complessità della situazione geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, ... la progettazione può essere basata sul Metodo Osservazionale....si deve dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti e devono essere previste soluzioni alternative e definiti i relativi oneri economici*”.
- Paragrafo 6.7.1 : “*Con l'approccio progettuale adottato devono essere specificati e adeguatamente giustificati eventuali interventi di stabilizzazione (compresi il miglioramento e il rinforzo dei terreni e delle rocce) che dovranno essere definiti e quantificati con riferimento alle condizioni medie di progetto previste, indicando altresì le relative variabilità*”.

Di seguito si presenta un caso pratico di impiego dell'ART nell'ambito del progetto della galleria naturale “Caltanissetta”, inserita lungo la S.S. n° 640 “di Porto Empedocle”, confrontando la soluzione del Progetto Esecutivo con quella di una Variante Tecnica Migliorativa in termini di variabilità dei tempi e costi di realizzazione.

2. Metodologia d'analisi

La metodologia di analisi del rischio, attraverso l'analisi dei suoi principali fattori di rischio fornisce uno strumento per la scelta fra più ipotesi progettuali, per individuare i parametri geologico-geomeccanici o di tipo tecnologico da precisare o approfondire per far rientrare la possibile variazione in termini di tempi e di costi entro campi accettabili, sia per la stazione appaltante che per l'esecutore.

Il metodo proposto si sviluppa nelle seguenti fasi:

- a) Acquisizione e valutazione dei dati geologico-geomeccanici;
- b) Individuazione e valutazione dei fattori di rischio;

- c) Analisi statistica dei singoli parametri geotecnici più significativi per ogni singola zona;
- d) Attribuzione, ad ogni tratta omogenea, della categoria di comportamento tenso-deformativo più probabile;
- e) Scelta delle sezioni tipo più probabili con la relativa variabilità;
- f) Rappresentazione grafica dei risultati in uno scattergram tempi-costi.

3. Descrizione delle due ipotesi progettuali analizzate

Il progetto esecutivo della galleria Caltanissetta (Fig.1) prevede l'esecuzione mediante scavo meccanizzato utilizzando una TBM di diametro 13,40 m. La sezione stradale di progetto esecutivo (PE) prevede una piattaforma larga 9,75 m, costituita da due corsie da 3,75 m ciascuna, una banchina in sinistra da 0,50 m ed una banchina in destra della larghezza di 1,75 m. Ogni 600 m sono previste le piazzole di sosta, da realizzare mediante l'allargo della galleria, già realizzata con la TBM, previo consolidamento radiale a partire dalla sezione circolare rivestita dai conci in CLS armato.

Nella soluzione di variante proposta (Fig.2) prevede di utilizzare una TBM con diametro di scavo da 15,08 m, così da avere una piattaforma di larghezza totale pari a 11,25 m suddivisa in 2 corsie larghe 3,75 m, affiancate da una banchina in sinistra da 0,50 m e da una banchina in destra da 3,25 m (corsia di emergenza), continua per tutta la lunghezza della galleria. Inoltre la variante, garantendo le condizioni di sicurezza previste dalla normativa vigente, prevede l'eliminazione delle piazzole di sosta a fronte dell'ampliamento della piattaforma stradale.

Figura 1. Sezioni trasversale corrente TBM con diametro 13,4m



Sezione allargata del camerone
(scavo in tradizionale e consolidamenti)

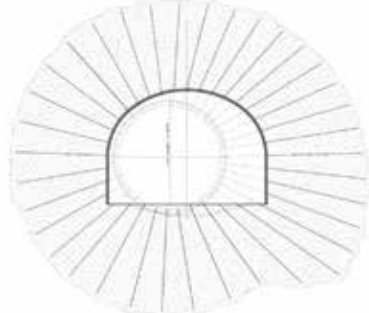


Figura 2. Sezione di scavo meccanizzato con TBM di diametro 15,8m
Variante proposta



4. Analisi del comportamento deformativo dell'ammasso nelle due ipotesi di progetto

Per valutare la risposta più probabile dell'ammasso allo scavo, considerando la variabilità dei parametri geomeccanici, è stato ricostruito un fascio di curve caratteristiche. Tale fascio di curve, sia in prossimità del fronte che a distanza, sono state realizzate adottando la tecnica Monte Carlo e introducendo nella formulazione analitica delle curve le funzioni di probabilità che meglio approssimano le distribuzioni dei parametri degli ammassi. Attraverso lo studio probabilistico è possibile individuare le combinazioni di parametri di resistenza e deformabilità che determinano le condizioni più favorevoli o sfavorevoli in termini di risposta tenso-deformativa dell'ammasso. Alle diverse risposte deformative vengono associate diverse velocità di avanzamento della fresa e i conseguenti costi.

5. Analisi delle alee di rischio

Per entrambe le ipotesi progettuali di realizzazione della galleria Caltanissetta è stato implementato un modello di rischio facendo variare in maniera probabilistica i parametri d'ingresso. In particolare, è stato condotto un approfondimento dello studio geomeccanico per individuare le variabilità della risposta deformativa dell'ammasso allo scavo, derivante dalla variabilità dei parametri geomeccanici dedotta dalle indagini geognostiche condotte.

Sulla base di tali analisi sono state determinate le variabilità sulle tratte di applicazione delle sezioni tipo di progetto nonché le variabilità sulle velocità di avanzamento previste nelle due ipotesi di progetto. Le incertezze sopra descritte sono state inserite in un modello di rischio, già utilizzato in contesti analoghi



che, attraverso il metodo Monte Carlo simulando 1000 possibili situazioni tutte a priori non escludibili, consente di valutare l'effetto delle suddette incertezze in termini di costi e tempi di esecuzione dell'opera (Fig. 4).

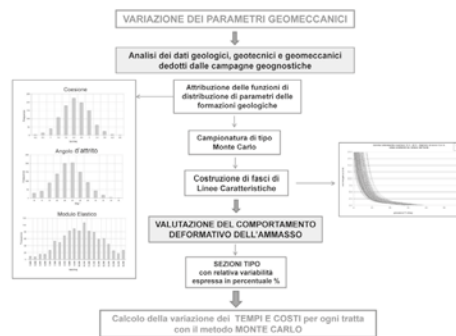


Figura 4. Schema del procedimento

L'analisi statistica ha fornito un insieme di coppie di valori tempi/costi di esecuzione corrispondenti ad un insieme di possibili scenari alternativi a quello più probabile. I risultati delle simulazioni svolte sono stati rappresentati su un diagramma tempi/costi (Fig.5), che consentono di evidenziare il progetto medio e le due situazioni estreme: il progetto "pessimo" (quello che richiede maggiori tempi e costi) ed il progetto "ottimo" (quello che richiede minori tempi e costi). Il metodo inoltre consente di verificare l'effetto sulla dimensione della nuvola della riduzione di alcuni fattori di rischio, la cui considerazione determina la non escludibilità degli scenari più lontani dal valore medio.

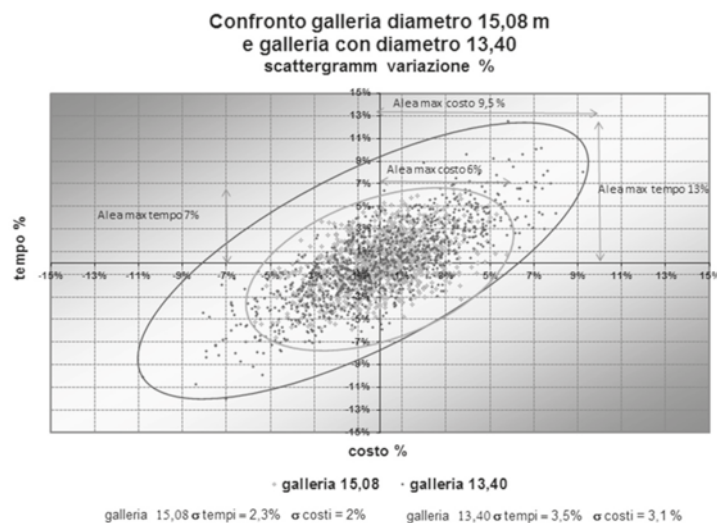


Figura 5. Confronto dei progetti in termini di variazione tempi-costi in valore assoluto

6. Conclusioni

In tale contesto, l'analisi del rischio tecnico rappresenta uno strumento di supporto tecnico finalizzato ad analizzare l'opera dal punto di vista sia contrattuale e che del controllo dei tempi e dei costi di un progetto, fornendo un'ottica più concreta alla progettazione delle opere interagenti con il terreno. Tale analisi permette di legare la gestione del rischio in fase realizzativa alle alee che sono insite nella realizzazione delle infrastrutture, specie per quanto attiene l'imprevedibilità geologica e geomeccanica.

Con tale analisi, svolta mediante un approccio probabilistico, è possibile valutare e quantificare le incertezze che più incidono nella determinazione dei tempi e dei costi dell'opera (dalla variabilità dei parametri geotecnici, ai diversi interventi di stabilizzazione utilizzati), ottenendo come risultato una "nuvola" di valori tempi-costi corrispondenti alle combinazioni dei possibili scenari progettuali, da quelli più sfavorevoli a quelli più favorevoli.

Mediante l'applicazione dell'analisi di rischio tecnica si possono quindi definire le alee d'incertezza



del progetto, quantificandole in termini di tempi e costi d'esecuzione, in modo da stabilire, già in fase di contrattualizzazione, i limiti di reciproca responsabilità fra Stazione Appaltante e Impresa.

In generale, un'adeguata metodologia di progettazione e costruzione delle opere geotecniche ed in sotterraneo, basata sull'analisi di rischio tecnico, permette di definire dettagliatamente la qualità dell'opera e consente di evitare l'apertura di numerose "non conformità", ovvero diversità tra il costruito ed il progettato, che comportano sempre costi aggiuntivi anche di notevole entità.

Solo l'attenta analisi dei fattori di rischio in fase di progettazione può rendere minimo il rischio residuo caratterizzante la fase di costruzione, garantendo così, anche per questo tipo di opere, garantire certezze ai capitali investiti e assicurati.

7. Bibliografia

Focaracci A., Murrone F. (2013): "Analisi del Rischio Tecnico – Galleria naturale Caltanissetta".

Lunardi P., Bindi R., Focaracci A., (1993): "Technical and financial planning of underground works", Act of 6th European on Cost Engineering. Milan, May 13-14.

Lunardi P., Focaracci A. (1998): "Quality assurance in the design and construction of underground works", International congress on Underground construction in modern infrastructure, Stockholm, 7-9 June 1998.

Focaracci A., Fiammenghi G. (2008): "Analisi del rischio tecnico; il metodo ART nelle opere in sotterraneo". Rivista "STRADE & AUTOSTRADE".

Focaracci A. (2009): "NTC 2008 per le opere in sotterraneo analisi del rischio tecnico". Convegno SIG "Adeguamenti normativi per le opere in galleria e in sotterraneo" Expo Edilizia 2009 – Fiera di Roma – 12 novembre 2009.

Codice degli Appalti – Decreto Legislativo n° 163 del 2006

Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 2008.



L'INTEGRAZIONE DEGLI ASPETTI SISMOLOGICI, GEOTECNICI E STRUTTURALI NELLA RICOSTRUZIONE DELLA CHIESA DI SAN GREGORIO MAGNO A L'AQUILA

Diego Casertano (sas78@mclink.it - www.analisistrutturale.it)
Società di Analisi Strutturale s.r.l.

ABSTRACT

Nell'ambito di un concorso di idee per la ricostruzione della chiesa di San Gregorio Magno, monumento del '300 della frazione di San Gregorio (AQ) è stata presentata una proposta per la realizzazione di una nuova fondazione rigida, dimensionata coniugando le necessità derivanti dalla eccezionale sismicità dell'area, suscettibile di amplificazione e instabilità tra le più colpite di tutto il cratere sismico, con le complessità legate al recupero di un bene culturale fortemente danneggiato dal sisma del 2009. I criteri progettuali per tenere conto dei possibili effetti cosismici sono stati definiti sulla base di riferimenti di letteratura, non essendo esplicitamente regolamentati nella normativa vigente. La proposta complessiva del gruppo di lavoro è risultata vincitrice e l'opera è attualmente in fase di realizzazione.

1. Introduzione

Nel terremoto Aquilano del 6 Aprile 2009 la frazione di San Gregorio ha subito danni tra i massimi rilevati in tutto il cratere. La chiesa di San Gregorio Magno, con nucleo originario del '300, è stata quasi totalmente distrutta. Restano superstiti, oltre che pochi lacerti murari delle navate, soltanto l'area absidale e le due cellule adiacenti. Tra gli effetti cosismici nella valle dell'Aterno è stata osservata la comparsa di fratture al suolo che hanno interessato sia il terreno che manufatti quali strade asfaltate, pavimentazioni ed opere in muratura e cemento armato. Tali fratture sono state osservate anche presso l'abitato di San Gregorio ed in particolare nel piazzale antistante la chiesa, in alcuni casi con dislocazioni dell'ordine di alcuni centimetri. Le indagini eseguite per la microzonazione sismica dell'abitato di San Gregorio hanno individuato una faglia sepolta al di sotto dei colluvi recenti poco a sud-ovest dell'abitato e definito una larga fascia, in cui ricade la chiesa in esame, suscettibile di instabilità ed amplificazioni sismiche locali.

Nell'ambito di un concorso di idee per la ricostruzione della chiesa, finanziata dal Governo Russo, è stata proposta una soluzione che, oltre a rispondere ai temi propri posti dal concorso di idee, ha affrontato la problematica della costruzione di un nuovo edificio in un sito nel quale possono verificarsi significativi effetti di fagliazione superficiale. La proposta complessiva del gruppo di progettazione è poi risultata vincitrice del concorso di idee e la soluzione progettuale è in corso di realizzazione.

Il contesto progettuale ha richiesto una estesa integrazione multidisciplinare, anche per la complessità del tema a base del concorso di idee per il recupero della chiesa, che esigeva la coniugazione di diversi aspetti: il rispetto dei principi del restauro, il riutilizzo dei materiali e delle tecniche storiche, l'efficienza tecnica economica delle soluzioni, la durabilità e la manutenibilità delle strutture. Inoltre la doverosa necessità di avviare il processo di ricostruzione nel più breve tempo possibile ha dettato una ristrettissima disponibilità dei tempi a disposizione delle fasi progettuali.

Infine la sicurezza sismica, relativa ad una struttura "rilevante" per le conseguenze in caso di collasso, ha assunto rilievo particolare per la già citata possibilità di fagliazione superficiale, l'elevata amplificazione sismica locale e il livello dell'azione sismica di progetto.

2. Il progetto e i criteri di analisi delle fondazioni della chiesa di San Gregorio

Nelle fasi preliminari di progettazione sono state prese in considerazione diverse ipotesi per la riedificazione dell'aula principale e delle navate, interamente crollata, della chiesa. L'alta sismicità dell'area ne ha sconsigliato fortemente la ricostruzione con una struttura in muratura tradizionale. Tale tipologia strutturale, intrinsecamente iperstatica, è molto sensibile a spostamenti differenziali del terreno, che determinerebbero la scomposizione in più parti della fabbrica e la perdita del comportamento scatolare, elemento imprescindibile per assicurare una adeguata resistenza di queste strutture. Il rispetto delle prescrizioni di norma per le nuove costruzioni in muratura sarebbe risultato incompatibile con le esigenze architettoniche e di integrazione delle parti superstiti. Tecniche innovative di protezione sismica, basate sull'isolamento



sismico alla base o sulla dissipazione energetica, non risolvono i problemi connessi a forti cedimenti differenziali cosismici.

Partendo da questi assunti, oltre a quello del limite di spesa, si è scelto di differenziare la riparazione delle parti superstiti della chiesa dalla ricostruzione delle navate, prevedendo tipologie strutturali differenti, tra loro giuntate.

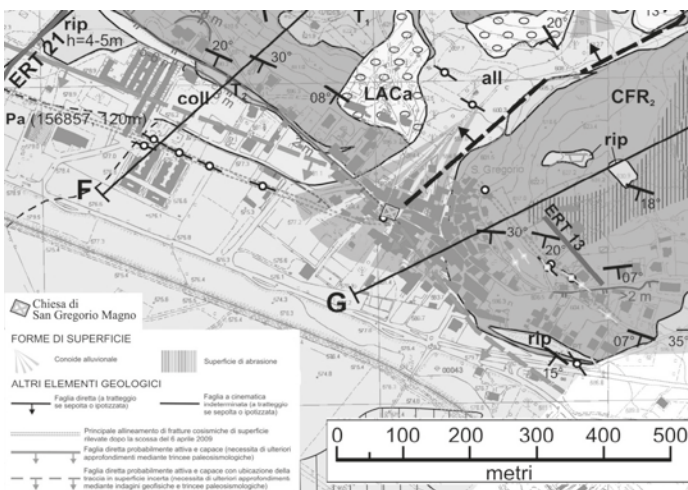


Figura 1. A sinistra: Carta geologica di San Gregorio (Microzonazione sismica area aquilana, 2010);
A destra: I resti della chiesa di San Gregorio Magno dopo l'evento sismico del 2009

Per la porzione da ricostruire è stata quindi scelta una struttura in acciaio da integrare con pannelli innovativi in acciaio e muratura con riuso delle pietre originarie. Dapprima è stata ipotizzata una soluzione che limitasse le sollecitazioni nella struttura in elevazione con la realizzazione di uno schema isostatico, idealmente insensibile a spostamenti differenziali. Tale soluzione avrebbe tuttavia comportato il “sacrificio” degli elementi non strutturali, con possibili danni elevati in caso di spostamenti differenziali tra parti dell'edificio.

L'opportunità di proteggere maggiormente anche queste parti è stata soddisfatta impiegando una soluzione di fondazione continua e rigida che affida il ruolo di “assorbimento” degli spostamenti differenziali all'interfaccia terreno-struttura, comportando i seguenti vantaggi:

- 1) una maggiore economia di spesa rispetto alla soluzione isostatica che avrebbe comportato la realizzazione di micropali.
- 2) una maggiore integrazione con i pannelli architettonici, fornendo un naturale appoggio continuo
- 3) una ottimizzazione della struttura in elevazione, passando da schemi isostatici a schemi a telaio dotati di maggiori capacità dissipative e soggetti a minori sollecitazioni.

Questa soluzione garantisce l'adeguatezza sismica della nuova struttura, con assenza di danni alle strutture per sismi di moderata intensità, che non sono in grado di determinare fagliazione superficiale, mentre garantisce la salvaguardia della vita per sismi severi. In sostanza la fondazione della struttura in acciaio costituisce un perimetro di elevata rigidità, in grado di rispondere agli spostamenti differenziali in diversi punti con un moto quanto più vicino a quello di corpo rigido. La struttura è costituita da telai trasversali a portale e telai laterali irrigiditi da travi intermedie, che hanno anche la funzione di fare da rompitratta per ridurre la luce verticale dei pannelli di tamponatura e garantirne quindi la resistenza per azioni fuori dal piano.

Nella fase di progettazione esecutiva l'azione sismica di progetto è stata determinata con analisi di risposta sismica locale specifiche con approccio lineare equivalente (Schnabel et al., 1972). Ciò si è reso necessario sia per la presenza di un profilo stratigrafico non facilmente riconducibile a quelli standard di normativa, sia per necessità di stimare con accuratezza i carichi e non assumere margini di cautela eccessivi ed incompatibili con le disponibilità economiche del progetto.

Per il dimensionamento della fondazione si è utilizzato un approccio semplificato basato sui lavori di Anastasopoulos et al. (2008). In Figura 2 – A sinistra: Possibili modi d'interazione tra faglia e struttura (Anastasopoulos et al, 2008) A destra: Schemi di analisi strutturale della fondazione (Anastasopoulos et



al, 2008)2 (a sinistra) sono indicati schematicamente i possibili modi d'interazione tra l'emergenza superficiale di una faglia (in figura una faglia normale, come quella del caso d'interesse) ed una struttura ivi fondata. I meccanismi d'interazione sono influenzati dalle rigidità e resistenze relative del complesso struttura-fondazione e del terreno e dallo stato tensionale indotto dalla struttura nel terreno. In figura è rappresentato il caso (heavy structure) in cui la struttura è sufficientemente pesante, rigida e resistente da modificare l'andamento della superficie di rottura indotta nel terreno di fondazione, fino a portarla ai margini della fondazione. In questo caso gli spostamenti differenziali del piano di fondazione sono più rilevanti e verosimilmente anche la perdita di contatto tra terreno e fondazione è più estesa.

Nel caso della chiesa di San Gregorio, sia per la tipologia della struttura (relativamente leggera, con telai in acciaio, priva di solai intermedi), sia per cautela rispetto alle incertezze insite nel fenomeno, si è fatto riferimento al caso in cui l'emergenza della rottura non venga significativamente modificata dalla presenza dell'edificio.

Si è quindi ipotizzata una perdita di contatto ai bordi o in mezzeria delle travi di fondazione. Gli schemi di analisi strutturale corrispondenti a questa ipotesi sono riportati in Figura 1 (a destra). Si tratta in pratica, come usuale per le travi di fondazione, di schemi di trave su suolo elastico in cui parte della trave, per effetto dello spostamento differenziale del terreno di appoggio, perde contatto con il terreno.

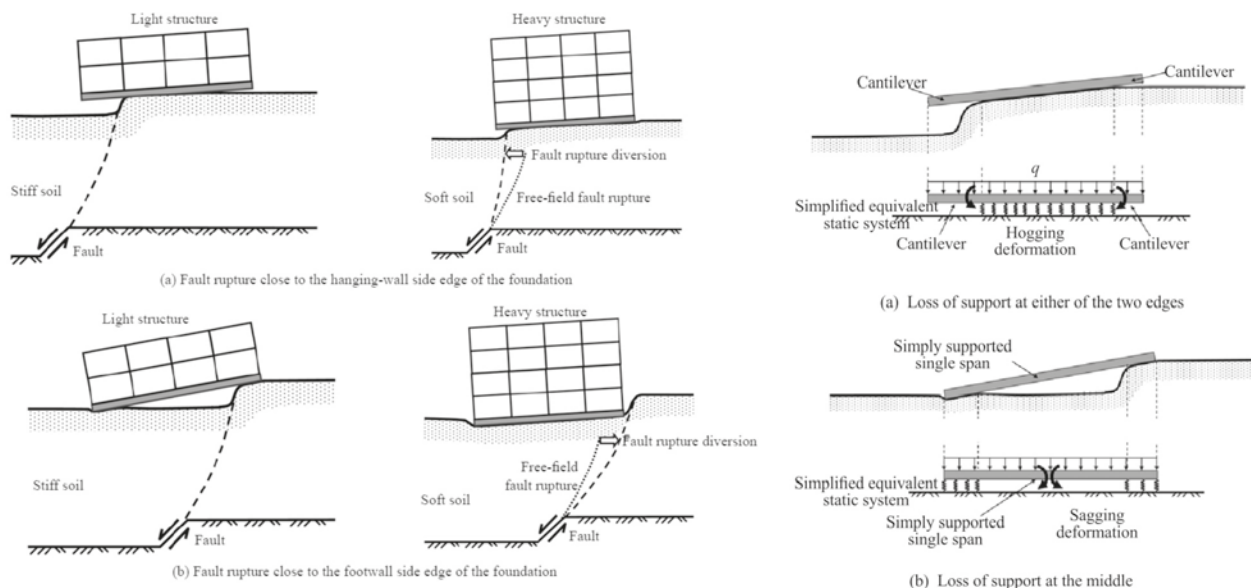


Figura 2 – A sinistra: Possibili modi d'interazione tra faglia e struttura (Anastasopoulos et al, 2008)
A destra: Schemi di analisi strutturale della fondazione (Anastasopoulos et al, 2008)

La trave è quindi dimensionata per resistere alle sollecitazioni corrispondenti a tale schema statico e limitare gli spostamenti dei vincoli della struttura in elevazione a valori compatibili con la loro resistenza. In definitiva il criterio di progetto è basato sulla realizzazione di un sistema di fondazione che sia sufficientemente rigida da ridurre gli spostamenti differenziali del terreno ed una struttura in elevazione poco sensibile alla quota residua di spostamenti differenziali che la fondazione comunque subisce.

Un dimensionamento preliminare è stato effettuato su uno schema estremamente semplificato riducendo il caso (b) di Figura 1 (a destra) ad una trave semplicemente appoggiata agli estremi soggetta ai relativi carichi. In fase di progetto esecutivo, oltre alle condizioni sismiche previste dalla normativa, è stata esaminata anche quella corrispondente ad uno spostamento differenziale del terreno di fondazione associato a fenomeni di fagliazione superficiale, come illustrato in precedenza. Gli schemi visti hanno consentito di trattare il problema con l'impiego di un programma di calcolo automatico commerciale modificando opportunamente i vincoli della trave di fondazione. Ciò si è ottenuto impiegando un modello di suolo alla Winkler e modificando opportunamente la rigidità dei vincoli elastici, fino a valori trascurabili nelle zone corrispondenti alle ipotesi di perdita di contatto. Sono state esaminate 4 ipotesi, corrispondenti ognuna ad una perdita di contatto su uno dei 4 lati della fondazione e disponendo le armature delle travi in modo che fossero soddisfatte tutte le verifiche di resistenza corrispondenti all'involuppo delle sollecitazioni.

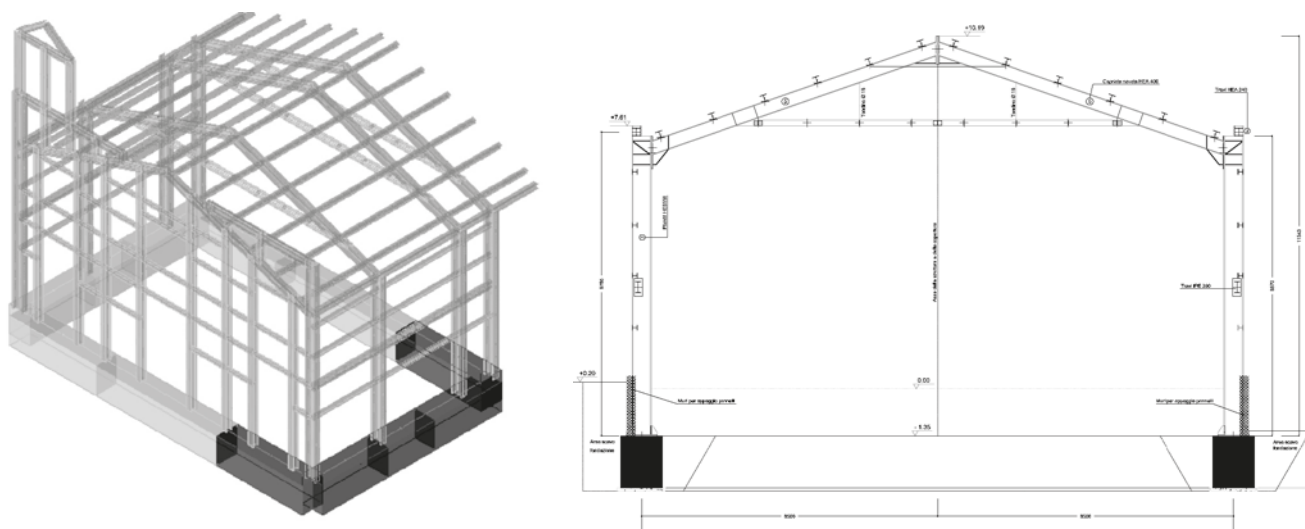


Figura 3. A sinistra: Modello FEM, perdita di contatto sul lato destro per la simulazione della dislocazione
A destra: Sezione tipologica di progetto

3. Conclusioni

Il progetto strutturale del recupero post-sisma della chiesa di san Gregorio ha costituito una sfida sotto diversi punti di vista. La complessità geologica del sito ed i requisiti ed i vincoli posti al progetto dalle preesistenze sono stati superati grazie ad un approccio integrato tra tutte le discipline che concorrono alla definizione dell'azione sismica, alla concezione delle fondazioni, al progetto ed alle verifiche di dettaglio delle strutture. Tutte le specializzazioni che hanno concorso al progetto sono state interessate, dalle prime fasi e sino al completamento del progetto, con diverse interazioni, revisioni e verifiche di congruenza tra definizione dell'inquadramento geologico e sismologico, indagini in situ, analisi di risposta sismica locale, definizione delle azioni in fondazione e progetto delle strutture.

L'approccio utilizzato ha consentito di ottenere una soluzione progettuale di impatto contenuto sotto il profilo dell'interferenza con le preesistenze archeologiche. Il confronto con altre soluzioni ne ha mostrato l'efficienza in termini di costo, sia delle fondazioni che delle strutture in elevazione. Il dimensionamento di quest'ultime ha risentito in misura limitata dell'entità dei cedimenti differenziali connessi alla fagliazione superficiale. La semplicità concettuale ha permesso di minimizzare i tempi di progettazione e dare avvio ai lavori in tempi molto brevi.

4. Bibliografia

- Presidenza del Consiglio dei Ministri - Dipartimento della Protezione Civile; Regione Abruzzo Gruppo di Lavoro "Microzonazione sismica area aquilana" - A cura di S. Castenetto & G. Naso (2010) *Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana*, Roma.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1970). *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis*. Report No. UCB/EERC-70/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- I. Anastasopoulos, N. Gerolymos, G. Gazetas and M. F. Bransby (2008). Simplified approach for design of raft foundations against fault rupture. Part I: free-field; *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Volume 7, Number 2, 147-163.
- I. Anastasopoulos, N. Gerolymos, G. Gazetas and M. F. Bransby (2008). Simplified approach for design of raft foundations against fault rupture. Part II: soil-structure interaction. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* Volume 7, Number 2, 165-179
- Schnabel, Per B.; Lysmer, John; Seed, H. Bolton. (1972) UCB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley



EFFETTO DEI TERRENI DI TRANSIZIONE SUL PROGETTO DI PALI BATTUTI

M.C. Todisco (ctodisco2-c@my.cityu.edu.hk)

City University of Hong Kong

M.R. Coop (mrcoop@cityu.edu.hk)

City University of Hong Kong

ABSTRACT

La definizione dello stato critico di sabbie ed argille permette di legare lo stato del materiale *in situ* a criteri di progettazione per opere geotecniche, come per esempio le fondazioni profonde. Prove edometriche e triassiali sono state svolte su tre sabbie limose, al fine di modellare il comportamento meccanico in relazione alla Teoria dello Stato Critico (CSSM). La sabbia Leighton Buzzard, proveniente dal Regno Unito, è una sabbia quarzosa, caratterizzata da particelle sub-sferiche e molto resistenti. Le restanti due sono sabbie calcaree, provenienti dalla Cina e dalle Filippine. Dallo studio emerge una localizzazione non univoca della linea di normalconsolidazione (NCL) e della linea di stato critico (CSL) nel piano della compressibilità, $v\text{-log}p'$.

Introduzione

La capacità portante dei pali battuti è stata identificata mediante metodi empirici e/o numerici e dipende dallo stato del materiale *in situ*, il cui comportamento può essere descritto attraverso la Teoria dello Stato Critico (CSSM, Schofield & Wroth, 1968), la quale esprime la dipendenza dello stato tenso-deformativo del materiale dal suo volume specifico. Poiché il funzionamento dei pali battuti è dovuto al contributo della resistenza alla punta e a quello dell'attrito laterale lungo il fusto, i due fattori di capacità portante N_q e β sono le incognite di progetto, che possono essere determinate per mezzo dell'applicazione della CSSM.

Un modello di calcolo delle citate incognite di progetto, basato sulla quantificazione delle proprietà *in situ* del materiale mediante l'uso della CSSM, è stato proposto da Klotz & Coop (2001).

L'esistenza di un'unica CSL, per materiali puramente sabbiosi e argillosi, è stata largamente verificata mediante prove di laboratorio condotte in passato. Tuttavia, i terreni naturali sono generalmente costituiti da granulometrie e mineralogie complesse. Negli ultimi decenni, tale complessità è stata studiata in laboratorio, al fine di caratterizzare il comportamento meccanico in relazione alla CSSM. Nel suolo italiano, sono presenti diversi esempi di tali terreni complessi, alcuni dei quali sono stati studiati da Santucci et al. (1998), Nocilla et al. (2006) e Nocilla & Coop (2008). Tali terreni hanno presentato una divergenza del comportamento meccanico, sia in compressione sia a taglio, da quello teoricamente descritto e sperimentalmente verificato dalla CSSM.

Il corrente studio ha lo scopo di presentare i risultati preliminari di prove sperimentali di compressione edometrica e triassiale condotte su sabbie limose, ben assortite e costituite da un unico minerale (quarzo o calcare). Lo stato attuale del lavoro di ricerca ha mostrato che, per tali materiali, l'esistenza di un'unica NCL o CSL non è di facile definizione nel piano della compressibilità.

1. Materiali e attrezzature di prova

Tre diverse sabbie sono state testate; la relativa curva granulometrica con immagini SEM è mostrata in Fig.1. Si tratta di una curva di un materiale ben assortito con circa il 40% di materiale limoso.

Leighton Buzzard Sand (LBS) è una sabbia quarzosa proveniente dal Regno Unito, caratterizzata da particelle molto resistenti, dalla forma sub-sferica. Crushed Limestone (LMS) è una sabbia calcarea proveniente dalla Cina. La terza è una sabbia calcarea biogenica proveniente dalle Filippine (PHS) costituita da fossili di corallo, gastropodi e bivalve. Le sabbie calcaree oggetto di studio sono caratterizzate da particelle angolari o sub-angolari, non sferiche e poco resistenti.

I provini sono stati preparati mediante compattazione a secco oppure variando il contenuto d'acqua iniziale; le prove sono state condotte in condizioni sature. Le attrezzature utilizzate per le prove edome-

triche variano da edometri a base fissa a edometri del tipo *floating ring*. Prove di compressione triassiale sono state condotte in due diversi tipi di attrezzature: la cella triassiale del tipo Bishop & Wesley (1975) e l'altra fornita dalla G.D.S.. Dei trasduttori locali (LVDTs) sono stati montati su ciascun provino, al fine di misurare con accuratezza le deformazioni assiali e radiali (Cuccovillo & Coop, 1997). Le tensioni agenti sul provino sono state corrette tenendo conto dell'influenza della rigidità della membrana (La Rochelle, 1988 ; Fukushima & Tatsouka, 1984).

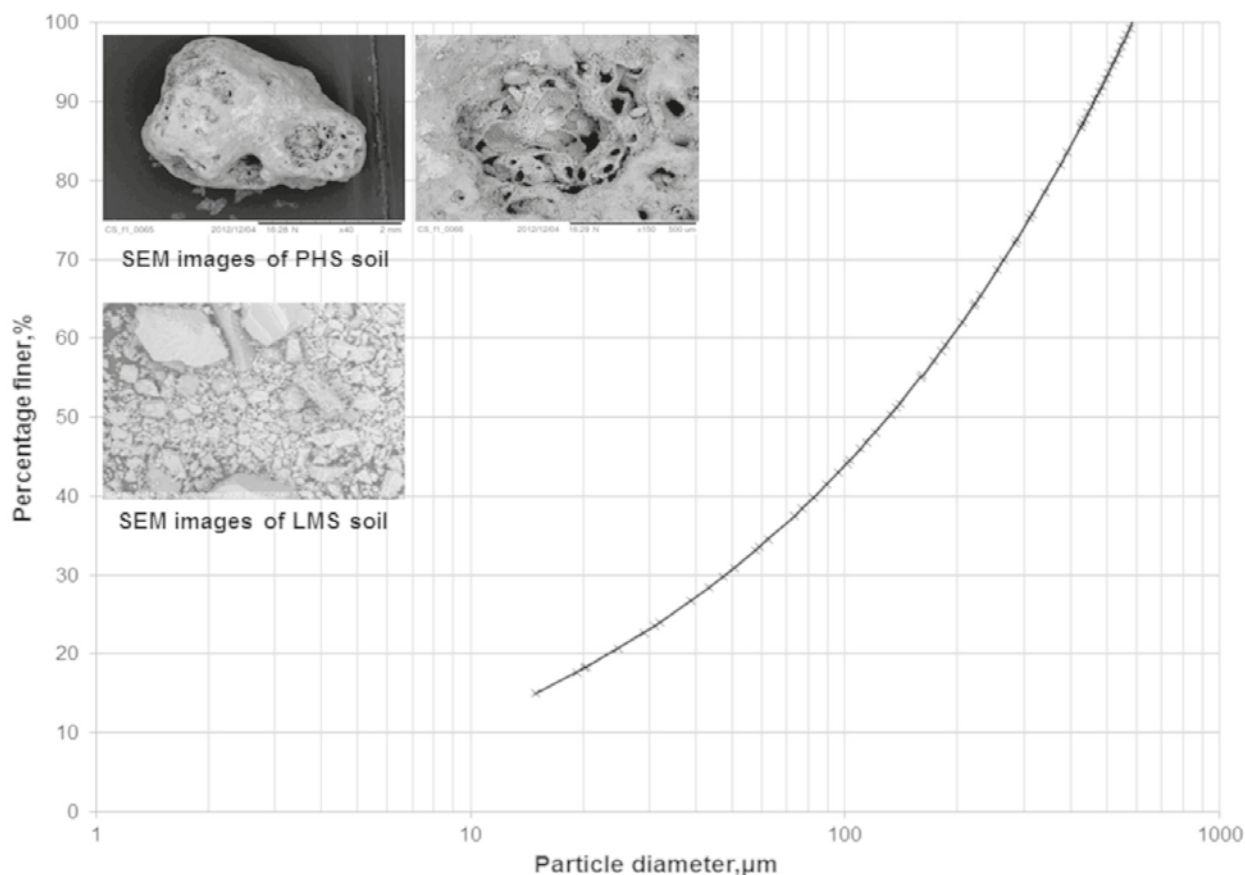


Figura 1. Curva granulometrica delle sabbie oggetto dell'indagine

2. Risultati

Prove edometriche

I campioni della sabbia delle Filippine sono stati testati ad una pressione verticale massima di 15MPa. Dalla Fig.2c, emerge che, essendo l'intervallo dei volumi specifici molto stretto, è possibile definire la localizzazione univoca della NCL sul piano della compressibilità, sebbene il punto di snervamento (il punto di flesso della curva che ne individua il cambio di pendenza) non è chiaramente definito.

Le prove edometriche sulla sabbia LBS (Fig.2a), sebbene non coprano il range dei volumi specifici iniziali possibili, mostrano che le linee di normalconsolidazione, relative a ciascun stato iniziale del provino, non convergono in un'unica NCL persino ad elevate pressioni verticali e ad un volume specifico finale prossimo all'unità.

La sabbia limosa LMS è stata testata su un più ampio range di densità iniziali. Tuttavia, così come per la LBS, le prove non presentano un chiaro punto di snervamento, né una localizzazione univoca della NCL. Infatti, si nota che, persino a pressioni verticali pari a circa 50MPa e ad un volume specifico finale pari a circa 1.1, le curve di normalconsolidazione di ciascuna prova non convergono in un'unica. Se si ammettesse l'esistenza di un'unica NCL, questa sarebbe definita soltanto su un range limitato nel piano v - $\log p'$ (Fig.2b).

Le sabbie LMS e PHS sono entrambe sabbie calcaree ma di diversa provenienza e pertanto sono caratterizzate da una diversa morfologia delle particelle. L'effetto della differente morfologia dei grani tra queste due sabbie calcaree è rappresentato nella Fig.2d, nella quale i dati delle prove edometriche sono



messi a confronto. Si nota che la pendenza della NCL della sabbia PHS è maggiore rispetto a quella della LMS, poiché le particelle della prima sono più angolari e meno resistenti di quelle della seconda.

Prove triassiali

In questa sezione, sono presentate le prove triassiali relative alla sabbia LMS. La maggior parte dei campioni ha subito una deformazione a botte, mentre altri localizzazioni con uno o più piani di taglio. Nel piano della compressibilità, le linee di compressione sono indicate attraverso linee continue mentre i percorsi di taglio con linee tratteggiate. L'accuratezza di ciascuna prova è rappresentata dalle *error bars*. Dall'osservazione del comportamento meccanico dei campioni, emerge che i punti di stato critico, sebbene dispersi, non definiscono un'unica CSL bensì una famiglia di CSLs, come mostrato in Fig.3. Infatti, le prove del gruppo A dovrebbero subire deformazioni volumetriche troppo elevate per raggiungere lo stato tenso-deformativo descritto dal gruppo B o C.

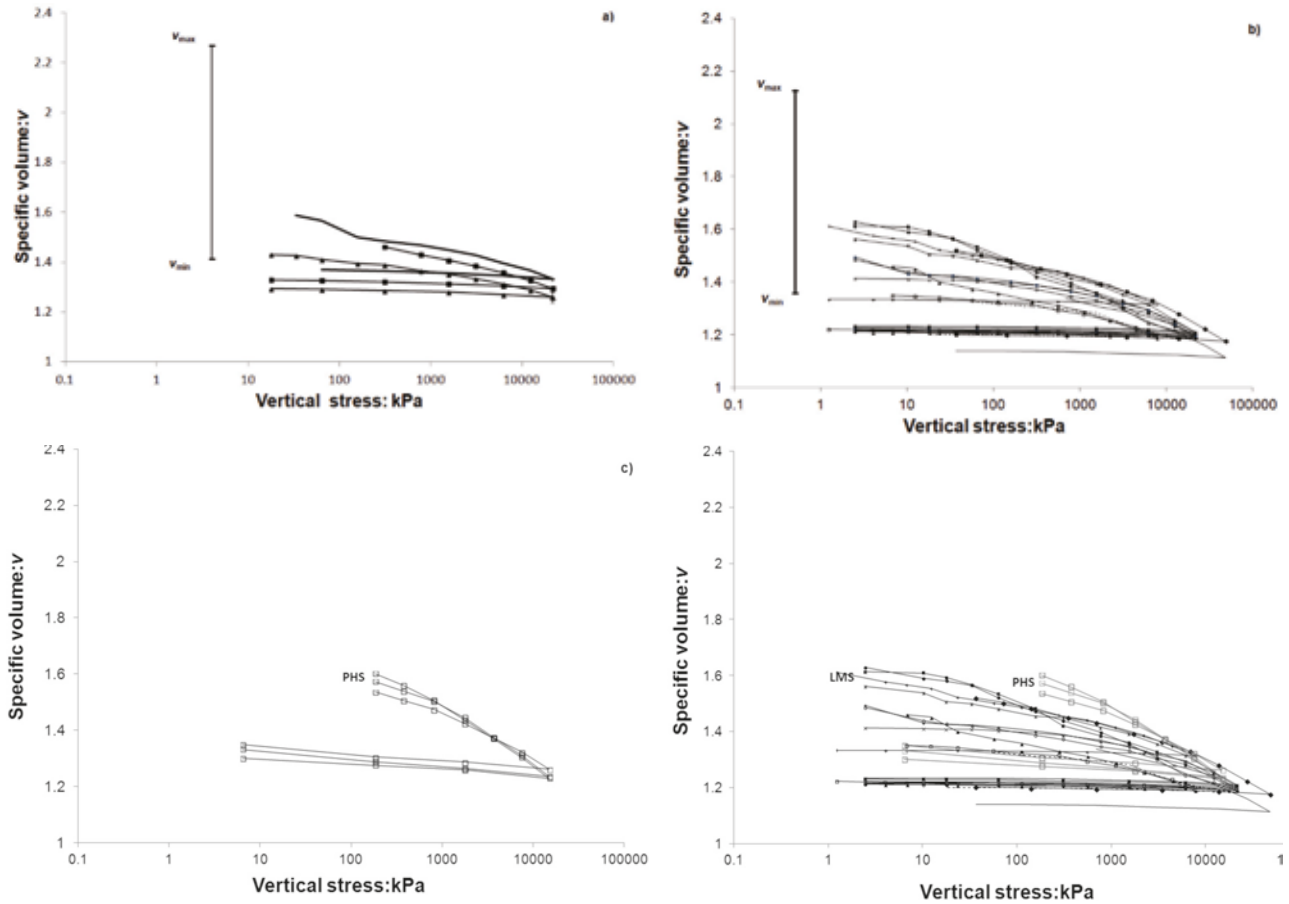


Figura 2 Compressione edometrica di: a) sabbia LBS; b) sabbia calcarea LMS; c) sabbia calcarea PHS; d) confronto delle due sabbie calcaree.

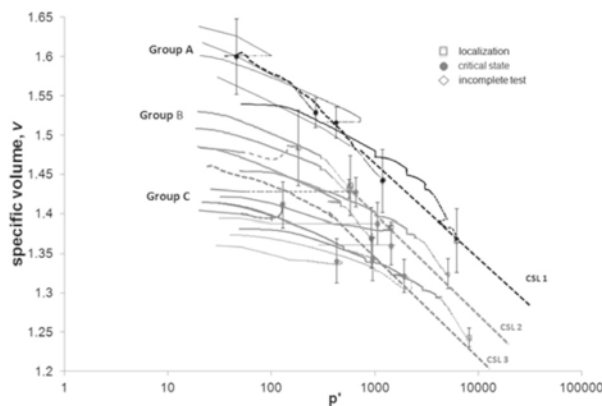


Figura 3 Piano della compressibilità della sabbia LMS.



3. Conclusione

Questa nota ha evidenziato che i terreni naturali possono presentare multiple NCLs and CSLs nel piano della compressibilità, $v\text{-log}p'$. Recentemente, a questi tipi di terreni è stato dato il nome di terreni di transizione, essendo il loro comportamento meccanico classificabile tra quello di una pura sabbia e di una pura argilla. L'accurata definizione dello stato critico può essere correlata alla definizione di parametri progettuali, come ad esempio i fattori di capacità portante delle fondazioni profonde.

Investigazioni a livello macroscopico (i.e. prove di laboratorio) e a livello microscopico (i.e. rottura dei grani in seguito a prove di compressione o taglio, organizzazione delle particelle all'interno del provino, entità delle aree di contatto interparticellari, direzione dei vettori di contatto delle aree di contatto interparticellari, caratterizzazione morfologica e di resistenza della particella) sarebbero opportune per comprendere in modo esaustivo la meccanica di tali terreni.

4. Bibliografia

- Cuccovillo, T. & Coop, M.R. (1997) "Yielding and pre-failure deformation of structured sands." *Géotechnique* 47, No.3, 491-508.
- Fukushima, S. and Tatsuoka, F. (1984) "Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressure." *Soils and Foundations* 24, No.4, 30-48.
- Klotz, E. U. and Coop, M.R. (2001) "An investigation of the effect of soil state on the capacity of driven piles in sands." *Géotechnique* 51, No.9, 733-751.
- La Rochelle, P., Leroueil, S., Trak, B., Blais-Leroux, L. and Tavenas F. (1988) "Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests." *Advanced triaxial testing of soil and rock*, Donaghe, Chaney Silver eds.
- Nocilla, A., Coop, M.R. and Colleselli, F. (2006) "The mechanics of an Italian silt: an example of 'transitional' behaviour." *Géotechnique* 56, No.4, 261-271.
- Nocilla, A., and Coop, M.R. (2008) "The behaviour of sub-soils from the Po river embankments: an example of transitional behaviour in natural soils." *Rivista italiana di geotecnica*, Gennaio-Marzo, 49-58.
- Santucci, F., Silvestri, F. and Vitale, F. (1998) "The influence of compaction on the mechanical behaviour of a silty sand." *Soils and Foundations* 38, No.4, 41-56.
- Schofield, A.N. and Wroth, P. (1968) *Critical state soil mechanics*. McGraw-Hill.



INDAGINE SPERIMENTALE SUL PROCESSO FESSURATIVO IN UN MATERIALE ARGILLOSO INDOTTO DA ESSICCAMENTO

Chiara Grisanti (chiara.grisanti88@gmail.com)

Luca Giovanni Rossi (lucagiovannirossi@gmail.com)

ABSTRACT

Lo studio, condotto presso il Politecnico di Milano come tesi di laurea magistrale, si propone di indagare il fenomeno della fessurazione nei materiali argillosi indotta da essiccamento. Essa infatti può incidere in maniera significativa sulle opere in terra, in particolare quando si tratta di barriere impermeabili, e sulla stabilità dei pendii. L'indagine sperimentale ha previsto una parte di caratterizzazione del limo argilloso olandese utilizzato, attraverso prove standard e non standard, e una parte di osservazione del fenomeno della fessurazione in una geometria rettangolare bidimensionale – progettata ad hoc - per concentrarsi sull'effetto dell'altezza del terreno sul processo. Il monitoraggio è stato eseguito tramite un sistema di webcam che acquisiva regolarmente fotografie dei modelli in piccola scala. In seguito, è stato messo a punto un sistema di elaborazione delle immagini per ottenere dei filmati di evoluzione del processo e delle informazioni quantitative riguardanti il pattern di fessurazione.

1. Introduzione

La fratturazione dei terreni coesivi, dovuta all'evaporazione dell'acqua in essi contenuta, è un fenomeno che può avere numerose implicazioni sia dal punto di vista ambientale che dal punto di vista della sicurezza delle strutture. Peron et al., 2009, in particolare, sottolineano come le fratture generino percorsi preferenziali di filtrazione, compromettendo la funzionalità di barriere impermeabili in argilla, finalizzate ad esempio alla protezione di discariche di rifiuti tossici e scorie nucleari, e come incrementino la compressibilità del terreno di fondazione di opere civili. Un altro effetto associato all'apertura di fratture nel terreno è quello del possibile rigonfiamento di strati sottostanti, dovuto alla penetrazione di acqua proprio attraverso le discontinuità presenti in superficie. Anche quella dei rilevati arginali e delle dighe in terra è una categoria di opere che risente fortemente degli effetti del ritiro dei materiali argillosi (Zandarìn et al., 2009), in quanto sia le azioni sollecitanti sia la resistenza meccanica di queste strutture evolvono con i cicli di imbibizione ed essiccamento a cui sono periodicamente sottoposte.

Lo studio dell'evoluzione del processo fessurativo di materiali argillosi ha origine intorno alla metà del novecento: nel 1960 Corte & Higashi condussero una campagna sperimentale volta a indagare quali siano le variabili più significative che governano questo problema, eseguendo prove su modelli 2D in piccola scala dotati di diverse dimensioni.

Negli anni successivi, da una parte, furono condotte ulteriori prove di laboratorio finalizzate ad approfondire la conoscenza del comportamento meccanico dei terreni non saturi sottoposti a essiccamento, dall'altra furono proposti modelli (basati su diversi approcci, come ad esempio quello negli sforzi totali, negli sforzi efficaci, e della meccanica della frattura lineare) che riuscissero a riprodurre alcune delle fasi salienti di tale processo.

Sia nella definizione di un modello rappresentativo, sia nell'osservazione del comportamento meccanico, Konrad & Ayad hanno offerto importanti contributi. In particolare, in Konrad & Ayad, 1997, gli autori descrissero un modello finalizzato alla valutazione della massima profondità raggiungibile dalle fratture e della conseguente redistribuzione degli sforzi all'interno del dominio studiato. Gli stessi osservarono su campo il comportamento di un deposito argilloso sottoposto a essiccamento, evidenziando in particolare la possibilità che si formino fessure non solo verticali, ma anche orizzontali, le quali possono portare al distacco di interi blocchi di terreno (come riportato in figura 1)

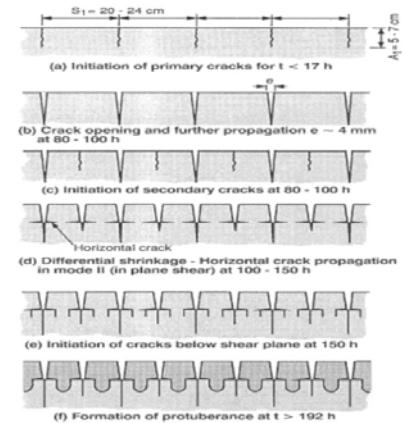


Figura 1. Disatcco di blocchi fratturati e loro meccanismo di formazione.

2. Indagine sperimentale

Sul materiale scelto per la sperimentazione, un'argilla illitica commerciale proveniente dall'Olanda, sono state eseguite una serie di prove sperimentali standard (classificazione del materiale, porosimetrie ad intrusione di mercurio, prova edometrica, prova con estrattore e carta da filtro) e non standard (prova per la costruzione della curva di ritiro e delle curve di evaporazione, prova con soft-œdometer).

Le prime hanno consentito di identificare il materiale utilizzato come un limo argilloso, costituito solo da materiale fine e con un valore di gravità specifica pari a 2.74. Sono state ottenute, inoltre, informazioni sulle proprietà di ritenzione, sul modulo edometrico, sul coefficiente di compressibilità verticale e sulla permeabilità in funzione di diversi stati di sforzo, e il coefficiente di compressione vergine e di ricompressione. I risultati hanno evidenziato che il terreno è caratterizzato da una permeabilità molto bassa, dell'ordine di 10^{-11} m/s.

Le prove non standard, invece, hanno avuto lo scopo di indagare aspetti del materiale particolarmente importanti in vista dello studio della fratturazione. Il limite di ritiro individua una soglia di contenuto d'acqua oltre cui il materiale smette di ritirarsi. Le curve di evaporazione forniscono gli andamenti, necessari in fase di modellazione, della storia di variazione di contenuto d'acqua medio all'interno del volume dei campioni. La prova con soft-œdometer, infine, consente di conoscere il coefficiente di spinta a riposo di questo terreno.

Lo studio dell'innesco e dell'evoluzione della fratturazione in campo bidimensionale in funzione dell'altezza del campione è stato condotto tramite modelli in piccola scala progettati e realizzati ad hoc, in modo tale da soddisfare le esigenze dell'indagine sperimentale. Essi sono costituiti da quattro scatole rettangolari in plexiglass le cui dimensioni in pianta sono pari a 30x3 cm e le altezze a 6, 12, 24, 30 cm. Il monitoraggio dei test eseguiti sui modelli ha consentito di individuare analogie e differenze tra i comportamenti dei campioni di diversa altezza.

In linea generale, per ciascun modello, in un primo momento si è assistito ad una sedimentazione del materiale con la comparsa di una lama d'acqua in superficie, più o meno pronunciata, e di uno strato molto sottile più chiaro in superficie, demarcato da una linea scura. In seguito si è registrato un abbassamento omogeneo della superficie superiore. Una volta terminata questa fase, è comparsa una prima frattura in corrispondenza di una delle due pareti laterali piccole, seguita, a qualche ora di distanza da una frattura in corrispondenza dell'altra parete di chiusura. Un comportamento comunemente osservato è stato la comparsa di una frattura longitudinale sulla superficie del campione, dalla quale hanno avuto origine le prime fratture verticali interne. A partire da queste si sono originate le fratture orizzontali, che hanno spezzato le "colonne" di terreno, individuate dalle fratture verticali. Con la progressiva evaporazione dell'acqua, i blocchi, a partire da quelli superficiali, hanno iniziato a distaccarsi dalle pareti di plexiglass, in maniera omotetica dai bordi del blocco verso il suo centro.

Le differenze più marcate sono state riscontrate tra i due modelli di altezza minore (6 e 12 cm) e i due modelli di altezza maggiore (24 e 30 cm). I primi presentano un andamento sigmoidale della fessura longitudinale superiore, mentre nei secondi la sua propagazione è rettilinea. È poi importante osservare che l'innesco e la propagazione delle fessure nei modelli di altezza maggiore richiede molto più tempo, sia per l'intero sviluppo del processo, sia per la creazione di una nuova fessura, e che dà origine a un numero minore di blocchi di area maggiore.

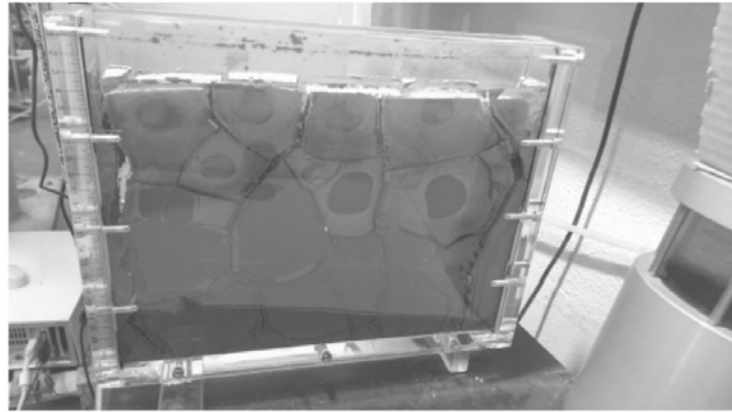


Figura 2. Sistema di prova (a), pattern completo di fessurazione del modello di altezza 24 cm (b).

3. Analisi delle informazioni ottenute dalle prove sperimentali

Nel caso dei due modelli di altezza inferiore, le prime informazioni (quantità, dimensioni, peso e w dei blocchi) sono state ottenute dallo smontaggio dei campioni, eseguito al raggiungimento di uno stato stazionario dell'evoluzione del pattern di fessurazione per il modello di altezza 6 cm, e durante il transitorio per il modello di altezza 12 cm. L'acquisizione regolare di immagini con la stessa inquadratura, invece, ha consentito di elaborare, tramite software, le fotografie e ottenere informazioni quantitative sul ritiro indotto dall'essiccamento.

In figura 3a sono riportati gli andamenti dei cedimenti superficiali nel tempo, caratterizzati da un tratto lineare seguito da un plateau. Per ogni modello il termine della crescita lineare dei cedimenti coincide con il tempo di prima fessurazione. Per i punti campionati durante le prime 50 ÷ 100 ore, si nota una maggiore velocità di abbassamento della superficie libera: questo processo è associato alle fasi di consolidazione del terreno e di evaporazione della lama d'acqua. Anche per quanto riguarda l'evoluzione del processo di fratturazione ci si è serviti delle fotografie scattate durante il corso della prova, valutando l'andamento dell'area fratturata su una parete per ciascuno dei quattro test eseguiti. Si distinguono nettamente il comportamento di fratturazione dei modelli m6 ed m12 da quello dei modelli m24 e m30. Ciò è vero per quanto riguarda sia le osservazioni visive delle caratteristiche delle singole aperture (più numerose ma di dimensioni più ridotte nei due modelli di altezza inferiore), sia l'analisi delle curve che descrivono l'evoluzione dell'area delle fratture. Unendo infine le informazioni su cedimenti e fratturazione ricavate dalle analisi delle immagini, si osserva come il volume perso dal campione aumenti progressivamente durante una fase di transitorio; tale processo rallenta poi rapidamente fino al raggiungimento del limite di ritiro del materiale (figura 3b).

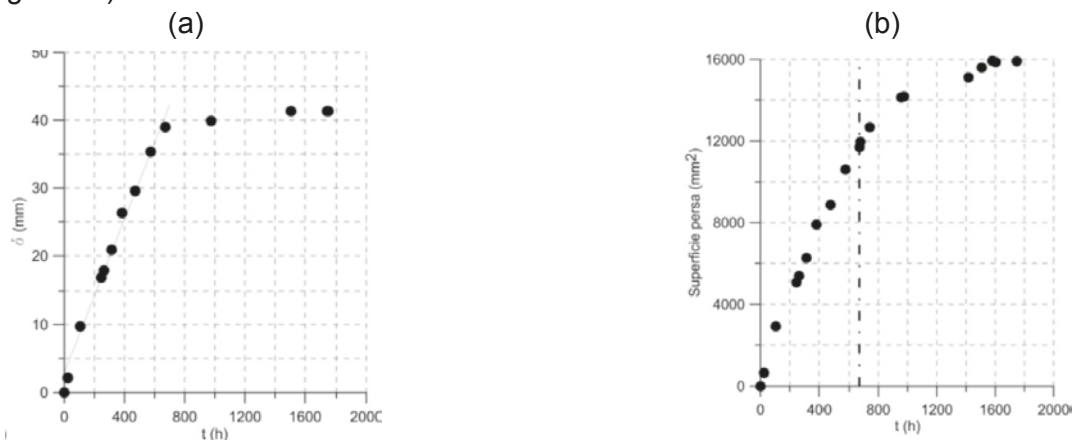


Figura 3. Cedimento nel tempo (a) superficie persa nel tempo (b)



4. Bibliografía

- H. Péron, T. Hueckel, L. Laloui, and L. Hu, "Fundamentals of desiccation cracking of fine-grained soils: experimental characterisation and mechanisms identification," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 46, no. 10, pp. 1177–1201, 2009
- J.-M. Konrad and R. Ayad, "A idealized framework for the analysis of cohesive soils undergoing desiccation," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 34, no. 4, pp. 477–488, 1997.
- M. T. Zandarín, L. A. Oldecop, R. Rodríguez, and F. Zabala, "The role of capillary water in the stability of tailing dams," *Engineering Geology*, vol. 105, no. 1, pp. 108–118, 2009.



CEDIMENTI DI CASSONI CELLULARI IN FASE COSTRUTTIVA

Giuseppe Iorio (iorio@agisingegneria.it)
AGiS Ingegneria S.r.l.

Ignazio Paolo Marzano (paolo.marzano@uniroma1.it)
Sapienza Università di Roma

Maurizio Mazzola (m.mazzola@cidonio.it)
Cidonio S.p.A.

ABSTRACT

Nella presente nota sono state preventivamente raccolte ed interpretate le prime serie di misure sistematiche di spostamenti eseguite nel corso dei lavori di realizzazione del Prolungamento dell'Antemurale Colombo del Porto di Civitavecchia attualmente in fase di avanzata realizzazione.

Grazie alla disponibilità di dati meteomarini diretti e continui, è risultato possibile interpretare l'effetto dell'azione del moto ondoso ordinario e di alcune importanti mareggiate sugli spostamenti registrati per i vari manufatti, consentendo di distinguere i cedimenti legati ai "carichi statici" da quelli indotti dall'azione ciclica del moto ondoso stesso. Le misure hanno consentito utili applicazioni in fase costruttiva e possono essere utilmente impiegate per la previsione degli assestamenti attesi di opere di difesa a mare su alti fondali.

1. Premesse

È attualmente in avanzata fase di realizzazione il nuovo prolungamento dell'Antemurale Colombo del Porto di Civitavecchia. L'opera si estende da Est verso Ovest, per circa 413 m ed ha la funzione di proteggere dal moto ondoso la darsena per i traghetti, consentendo una adeguata operatività degli accosti, e di assicurare idonee condizioni di sicurezza nelle fasi di ingresso e di uscita delle navi dal porto. Il progetto prevede complessivamente la realizzazione di n.13 cassoni cellulari, numerati a partire dal molo di sopraflutto esistente dal n°1 al n° 13. Da un punto di vista geometrico i cassoni cellulari sono disposti secondo due sezioni tipo (A e B): nel caso del cassone Tipo A (PAC00 e 01) il solettone di base ha lunghezza pari a 29.9 m e larghezza pari a 20.0 m, comprese le due mensole di larghezza di 1.5 m; la quota di imbasamento è -18.5 m; i cassoni dal n.2 al n.12 (PAC02 - PAC12, Tipo B, Figura 1) sono imbasati alla -22.0 m slm, mentre il solettone di base ha lunghezza pari a 32.9 m e larghezza pari a 20.0 m. Il cassone di testata n.13 ha dimensioni in pianta simili al cassone n.1, ma risulta imbasato alla -22.0 m slm. In tutti i casi l'intradosso del solettone è ad "aderenza migliorata" con dentellatura bidirezionale di dimensioni 10 cm x 30 cm, opportunamente orientata e distanziata, al fine di aumentare la resistenza all'interfaccia solettone-scanno di imbasamento. Lo spessore complessivo del solettone (comprensivo della dentellatura) è pari a 0.80 m.

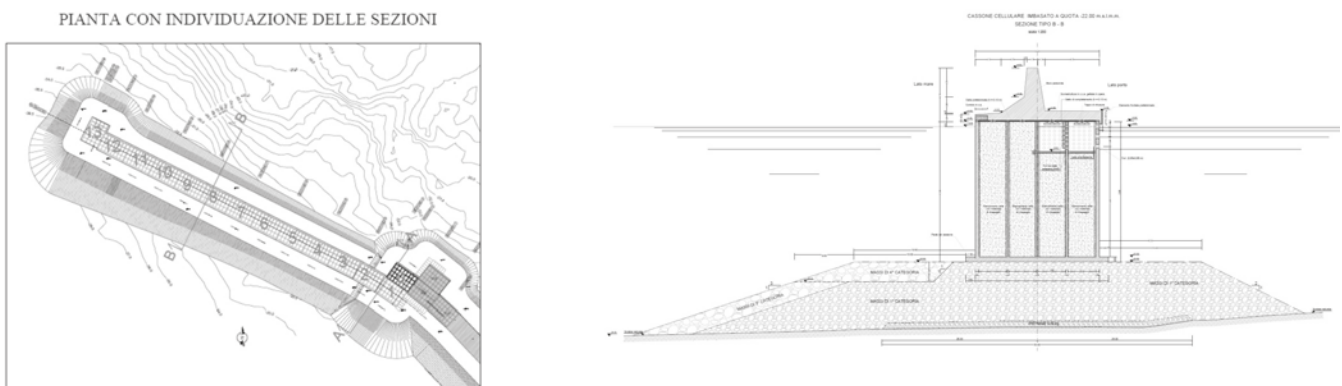


Figura 1. Cassone Antemurale (imbasato a quota -22,00 m) - Sezione tipo B



I cassoni saranno imbasati sopra uno scanno di fondazione costituito da massi naturali di prima categoria (peso singolo da 50÷1.000 kg) che in fase di esercizio verrà protetto lato mare da una mantelata di massi naturali di terza categoria e da massi naturali di quarta categoria disposti in doppio strato orizzontale. Sul paramento interno lo scanno avrà una scarpa pari a 1/2. Lo spessore medio dello scanno tende ad aumentare in funzione del progressivo approfondimento dei fondali (Figura 2): nel tratto iniziale è mediamente nell'ordine di 8.0 m, ed aumenta linearmente da 9.0 m a 13.0 m in direzione della testata. Il cassone di raccordo con il tratto esistente è in gran parte impostato sul materiale di imbasamento dei cassoni esistenti opportunamente integrato e livellato con massi di prima categoria alla quota di progetto (-18.5 m slm), per uno spessore complessivo nell'ordine di 12.0 m.

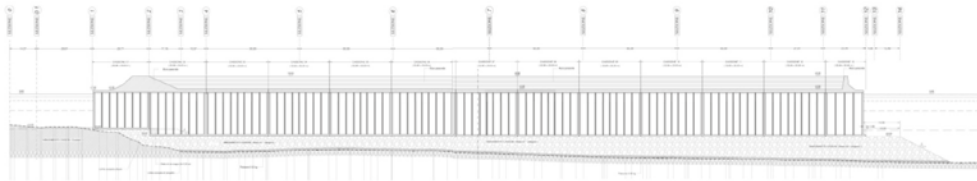


Figura 2. Prolungamento Antemurale Colombo – Profilo longitudinale dei cassoni

Le caratteristiche geotecniche medie dei terreni sono nel complesso buone e tali da non comportare problemi di stabilità. Il quadro stratigrafico di riferimento è caratterizzato dalla presenza di due livelli stratigrafici sovrapposti: un primo livello, più superficiale di spessore compreso tra 6 e 8 m, appartenente alla cosiddetta “Formazione della Panchina” estesamente presente nella zona, costituito da livelli di sabbie medie e grosse da addensate a molto addensate a luoghi moderatamente cementate fino a presentare caratteri di una arenaria tenera, intercalati a rari sottili livelli limosi. A profondità maggiori, e per tutta lo spessore indagato, i terreni appartengono al complesso dei “Limi argillosi grigi” consistenti, a luoghi debolmente marnosi ed intercalati a sottili livelli di sabbie fini limose.

2. Sistema di monitoraggio e misure dei cedimenti dei cassoni cellulari

Il sistema di monitoraggio prevede, per ogni cassone, la misura delle quote altimetriche assolute di quattro punti posizionati ai corrispondenti vertici e, contestualmente, degli eventuali scostamenti planimetrici di due punti materializzati sull'asse medio longitudinale dei manufatti, eseguiti in entrambi i casi mediante rilevamento delle coordinate direttamente sul posto con sistema GPS.

In fase costruttiva sono state raccolte ed interpretate le misure di spostamenti eseguiti sui cassoni collocati in opera disponibili a partire dalla fase di zavorramento con acqua. Le misure eseguite seguono sistematicamente il procedere delle fasi di posa in opera e riempimento dei cassoni e di avvenimenti significativi quali, ad esempio, eventuali forti mareggiate. La disponibilità di dati meteomarini continui, registrati da due boe ubicata al largo in una zona antistante l'antemurale, ha inoltre consentito di interpretare l'effetto del moto ondoso sugli abbassamenti. Ciò anche in concomitanza di alcune mareggiate avvenute nel periodo in esame.

Riferendo le misure degli abbassamenti dei cassoni in funzione del tempo, ottenute rapportando la media delle letture di quota dei capisaldi alla prima misura corrispondente alla loro collocazione, sono stati desunti gli andamenti dei cedimenti medi per ciascun cassone (Figura 3).

I cedimenti medi totali dei “primi” cassoni collocati in opera sono risultati compresi tra circa 60 e 80 cm; valori superiori ($w \approx 100$ cm) sono stati ottenuti per i primi cassoni di raccordo con l'antemurale esistente. La sostanziale equivalenza delle condizioni geometriche e stratigrafiche tra i diversi tratti di antemurale ha consentito di estrapolare interessanti dati sugli abbassamenti registrati nelle varie fasi di lavoro e, più in generale, con il tempo. A tal fine, i cedimenti medi misurati sono stati quindi ricondotti alle seguenti fasi:

- a) collocazione in opera e zavorramento con acqua e riempimento celle;
- b) assestamenti associati all'effetto del moto ondoso ordinario ($H_s < 2.0$ m);
- c) assestamenti associati ad importanti mareggiate ($H_s > 2.0$ m).

Il cedimento avvenuto tra la posa in opera del cassone stesso ed il suo riempimento, collegabile alla com-



pressione per addensamento del materiale granulare costituente lo scanno di imbasamento nonché alla aliquota dei soli cedimenti iniziali dei terreni naturali costituenti il fondale marino, è risultato generalmente compreso tra circa 25 e 35 cm. Il materiale costituente lo scanno, per le modalità stesse della sua posa in opera, è infatti inizialmente caratterizzato da un elevato indice dei vuoti e, avendo uno spessore medio di diversi metri, concorre in misura importante all'abbassamento del cassone.

I cedimenti sono stati rapportati agli eventi meteomarinari significativi contraddistinti da una altezza d'onda H_s maggiore di 2.0 metri, registrati nello stesso periodo dal sistema di boe, confermando l'evidente correlazione tra incremento dei cedimenti e mareggiate. Per i primi cassoni sono state confermate le principali evidenze sull'effetto di progressivo, in alcuni casi anche repentino, addensamento dello scanno di imbasamento indotto dal manifestarsi di mareggiate di entità e durata significativa. A prescindere dalle incertezze nella interpretazione delle misure, i cedimenti competenti sono risultati mediamente compresi tra circa 20 e 35 cm, fatta eccezione per il cassone n.4 per il quale è stato misurato un valore dell'ordine di 48 cm associato a eventi continui che hanno interessato il cassone non ancora riempito.

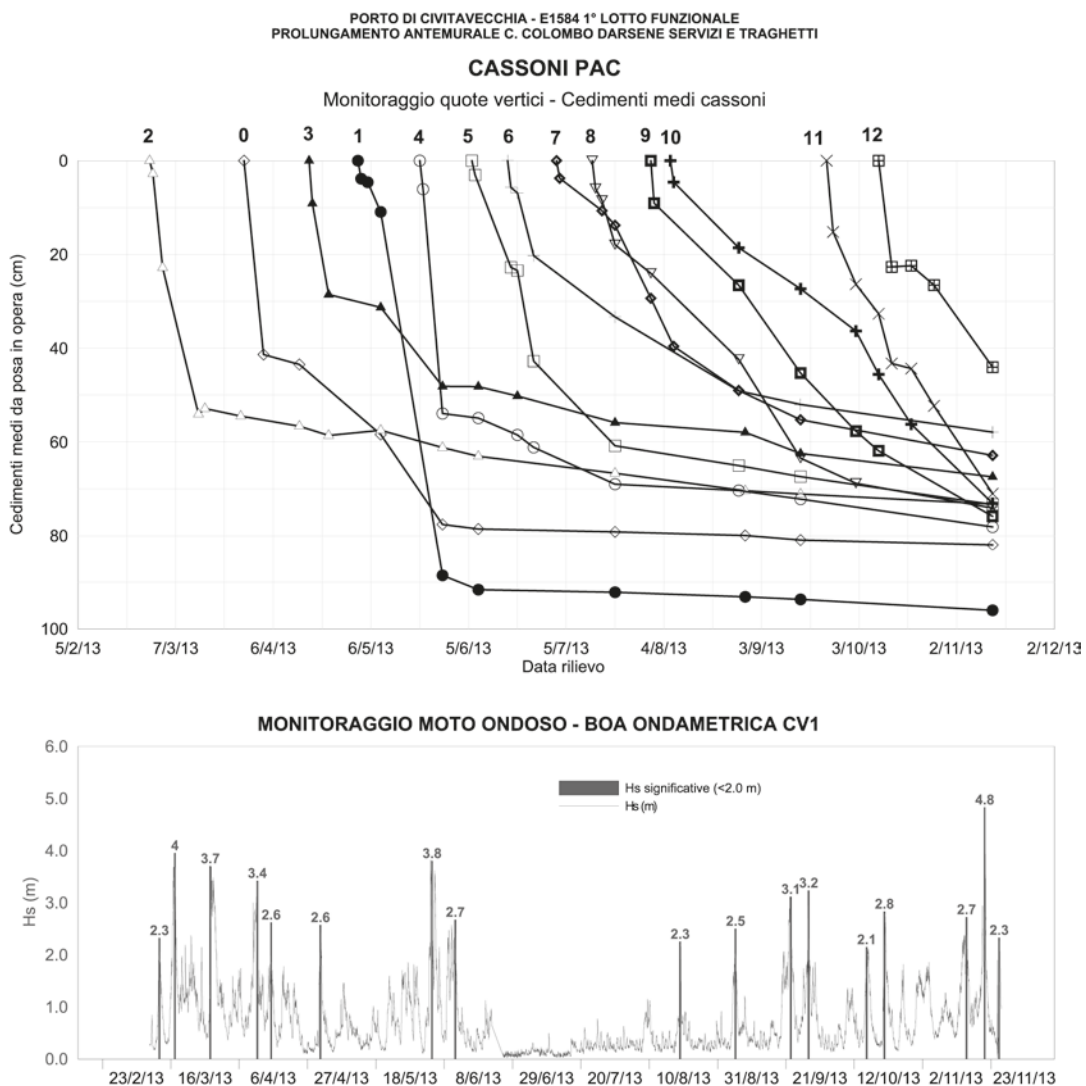


Figura 4. Quote medie cassoni cellulari in funzione del tempo

3. Considerazioni conclusive

I dati relativi ai nuovi cassoni confermano, di fatto, come il “pratico” effetto di una mareggiata di forte intensità possa variare fortemente in funzione del momento in cui essa avviene rispetto al tempo di costruzione dell'opera e del fatto che essa sia preceduta o meno da altre mareggiate (Grisolia e Maccarini, 2004). In particolare, l'effetto sui cedimenti misurati è risultato più evidente quando:

- a) le mareggiate sono avvenute quando non si sono ancora smaltiti i cedimenti indotti dal sovraccarico del cassone collocato in opera o completamente riempito e gli effetti associati alla concomitante azione del moto ondoso ordinario;



b) si tratta dei “primi” eventi importanti ai quali sono sottoposti i terreni di imposta, per cui l’effetto di mareggiate successive, anche se di intensità comparabile o al più maggiore, si è rilevato praticamente trascurabile (effetto di “pre-cycling” indotto nei terreni granulari dal primo evento).

Le ultime misure disponibili confermano come gli assestamenti da moto ondoso ordinario risultino ancora in atto, ancorchè con velocità modeste: così come riportato in letteratura, la velocità media di abbassamento dovrebbe diminuire col tempo fino ad annullarsi dopo un periodo dell’ordine dei 4 - 6 mesi dalla collocazione e comunque dopo aver raggiunto valori medi dell’ordine dei 10-15 cm.

Interessante è infine la correlazione tra gli spessori medi dei materiali di scanno e i cedimenti totali registrati. Il rapporto ottenuto, compreso tra circa 7 e 9 cm/m, può essere utilmente utilizzato come riferimento per le previsioni dei cedimenti attesi per i rimanenti cassoni.

4. Bibliografia

Grisolia M., Maccarini F., 2004. Settlements of Vertical Caisson Breakwaters. International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, 31 March-02 April 2004, Bochum, Germany



CONFRONTO FRA L'AZIONE DI TRINCEE E PALI DRENANTI

Ferdinando Aloï (ferdinando.aloi@unina.it)

Marianna Pirone (marianna.pirone@unina.it)

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università degli Studi di Napoli Federico II.

ABSTRACT

L'obiettivo del presente lavoro è investigare l'efficienza dei sistemi di drenaggio per la stabilizzazione di frane profonde. In particolare è stata confrontata l'efficienza delle trincee profonde disposte nella direzione delle curve di livello (assunta quale soluzione di riferimento, anche se di scarso interesse ingegneristico) con quella relativa ai pali drenanti, allineati nella stessa direzione, e ne è stata valutata l'efficienza al variare dell'interasse fra i pali. L'effetto dei differenti sistemi di drenaggio è stato analizzato in condizioni stazionarie mediante un codice numerico agli elementi finiti (FEM) adottando uno schema geometrico tridimensionale. Il software utilizzato per le analisi è SVFlux del pacchetto Soil Vision 2009. Intanto è in corso di scrittura un software ad hoc in ambiente Matlab.

1. Introduzione

I sistemi di drenaggio sono largamente utilizzati per la stabilizzazione delle frane in argilla. La loro progettazione è eseguita facendo riferimento alla distribuzione stazionaria di pressioni neutre che si instaura al completamento della fase transitoria di ingresso in esercizio del sistema drenante. Le prestazioni del drenaggio sono di norma quantificate attraverso una funzione adimensionale delle coordinate del punto e del tempo detta *efficienza* (E), definita dal rapporto fra la variazione di pressione neutra indotta (Δu) dal drenaggio e il valore iniziale della pressione neutra (u_0). Allo stato attuale i drenaggi più utilizzati per la stabilizzazione dei pendii sono le trincee "a braccio di escavatore", ossia trincee superficiali che raggiungono la profondità massima di 5,6 m e che vengono scavate con la benna dell'escavatore. E' questa una tecnica consolidata ed economica.

E' ben noto che una trincea realizzata a profondità sensibilmente minore di quella della superficie di scorrimento della frana esercita un effetto talvolta irrilevante; quindi per la stabilizzazione di frane profonde devono essere realizzati drenaggi profondi. Per superfici di scorrimento non raggiungibili dal braccio dell'escavatore si pongono problemi tecnologici relativi sia alle tecniche di scavo (si deve ricorrere a benne mordenti o a idrofrese) sia al sostegno delle pareti (di solito garantito attraverso l'uso di fanghi polimerici). Queste complicazioni limitano notevolmente la realizzazione delle trincee profonde nella pratica tecnica. Ciò premesso nel presente lavoro sono stati analizzati sistemi di drenaggio profondo costituiti da pali drenanti (di diametro $d \leq 800$ mm), noti anche come pozzi di piccolo diametro, che hanno i vantaggi di ridurre i volumi di scavo (rispetto alle trincee), di poter essere realizzati con macchine di comune uso nella pratica (trivelle) e soprattutto di richiedere tecniche di sostegno del cavo semplici.

Nell'ingegneria geotecnica tradizionale l'alternativa alle trincee profonde era costituita dai pozzi di medio diametro ($1200 \leq d \leq 1800$ mm), di grande diametro ($1800 < d \leq 5000$ mm) o dai cassoni ($d > 5000$ mm) all'interno dei quali si possono calare le macchine perforatrici per realizzare lo scarico di fondo. Attualmente grazie alla possibilità di eseguire perforazioni teleguidate (HDD = horizontal directional drilling) è possibile operare dalla superficie del pendio, realizzando in tal modo lo scarico di fondo senza accedere al pozzo; ciò ha accresciuto notevolmente l'interesse tecnico dei pali drenanti.

2. Modello

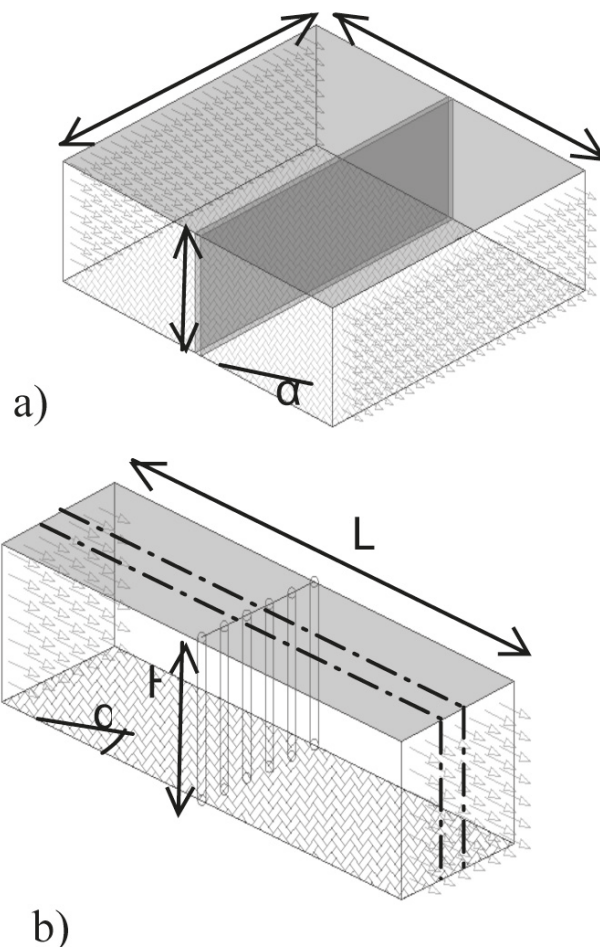
I calcoli sono stati condotti con riferimento a schemi geometrici tridimensionali ed in condizioni stazionarie, investigando la condizione di equilibrio a lungo termine delle pressioni neutre prodotta dai dreni e trascurando la fase di consolidazione e quindi il calcolo del tempo di ingresso in esercizio del sistema. E' stato analizzato un dominio parallelepipedo costituito da materiale omogeneo, inclinato di un angolo $\alpha=20^\circ$ sull'orizzontale, la cui condizione iniziale (prima della realizzazione dei drenaggi) consiste in: falda a piano campagna e flusso di acqua parallelo alle linee di massima pendenza (tale condizione deriva dall'assun-

zione di piano campagna impermeabile). Si osservi che il calcolo viene avviato da una condizione iniziale idrodinamica e non idrostatica, come avviene in altre trattazioni già disponibili in letteratura.

Le condizioni idrauliche al contorno del dominio analizzato e le sue dimensioni sono riportate in tab.1.

Per operare il confronto fra i diversi sistemi drenanti è stato in primo luogo risolto il caso in cui il suddetto volume è drenato da una trincea profonda. La trincea è stata disposta lungo la direzione ortogonale alla direzione del flusso [caso a), trincea trasversale al pendio] calcolando le pressioni neutre e l'efficienza idraulica su piani a differenti profondità dal p.c. (5, 10 e 15 m). Tali risultati sono stati in seguito confrontati con quelli ottenuti per lo stesso dominio drenato da un sistema di pali drenanti disposti lungo le curve di livello [caso b)], allineati cioè in direzione ortogonale al flusso.

	a)	b)
Sistema Drenante	Trincea	Pali
Condizioni al contorno		
Superficie verticale monte	$V_n = k \cdot \text{sen} \alpha \cdot \text{cos} \alpha$ [m/s]	$V_n = k \cdot \text{sen} \alpha \cdot \text{cos} \alpha$ [m/s]
Superficie verticale valle	$V_n = -k \cdot \text{sen} \alpha \cdot \text{cos} \alpha$ [m/s]	$V_n = -k \cdot \text{sen} \alpha \cdot \text{cos} \alpha$ [m/s]
Piano campagna	$u_w = 0$ [kPa]	$u_w = 0$ [kPa]
Piano inferiore	$V_n = 0$ [m/s]	$V_n = 0$ [m/s]
Superfici laterali	$V_n = 0$ [m/s]	$V_n = 0$ [m/s]
Superficie drenante	$u_w = 0$ [kPa]	$u_w = 0$ [kPa]
Geometria dominio		
Lunghezza	L = 50 [m]	L = 50 [m]
Altezza	H = 15 [m]	H = 15 [m]
Larghezza	B = 50 [m]	B = 2, 3, 5 [m]
Inclinazione	$\alpha = -20^\circ$	$\alpha = -20^\circ$
Geometria sistema drenante		
Spessore trincea	b = 1 [m]	
Diametro Palo		d = 1 [m]
Interasse tra i pali		S = 2, 3, 5 [m]
Analisi numeriche		
Metodo numerico	FEM 3D	FEM 3D
Tipologia di analisi	Analisi stazionaria	Analisi stazionaria



Tab 1. Geometria, condizioni al bordo per i due sistemi drenanti analizzati.

3. Confronto tra trincea profonda e pali drenanti.

In questo paragrafo sono riportati i risultati relativi ad un sistema di drenaggio costituito da pali drenanti profondi 15 m disposti secondo una curva di livello, ad interasse di 2, 3 e 5 m; l'efficienza sui piani a 15 m di profondità è stata confrontata con quella relativa alla trincea continua.

Dai risultati ottenuti si evince che per interassi modesti (2-3 volte il diametro) il comportamento del sistema di pali drenanti è assimilabile a quello della trincea; si osservi infatti in fig. 1b che le curve di uguale pressione neutra (dello stesso colore) calcolate su una superficie planare parallela al piano campagna non si avvolgono intorno al palo drenante già a breve distanza da esso, ma piuttosto si dispongono parallelamente alla cortina di pali, con andamento simile a quello calcolato per la trincea (fig. 1a).

L'efficienza ottenuta nel caso di pali drenanti è inferiore a quella relativa alla trincea a parità di superficie drenata considerata, ma tale riduzione è di scarsissima rilevanza per valori dell'interasse fino a 3 volte il diametro del palo. In particolare in fig. 2 è diagrammata l'efficienza in funzione del volume di scavo del palo, adimensionalizzato rispetto a quello della trincea.

Realizzando una fila di pali ad interasse pari a 3 volte il diametro, e quindi scavando una quantità di materiale pari a circa il 25% di quello necessario a realizzare una trincea continua, si verifica una riduzione



dell'efficienza di appena il 2%. Inoltre dalla stessa figura si osserva che la superficie drenante dei pali ad interasse pari a $3d$ è il 60% circa di quella relativa alla trincea.

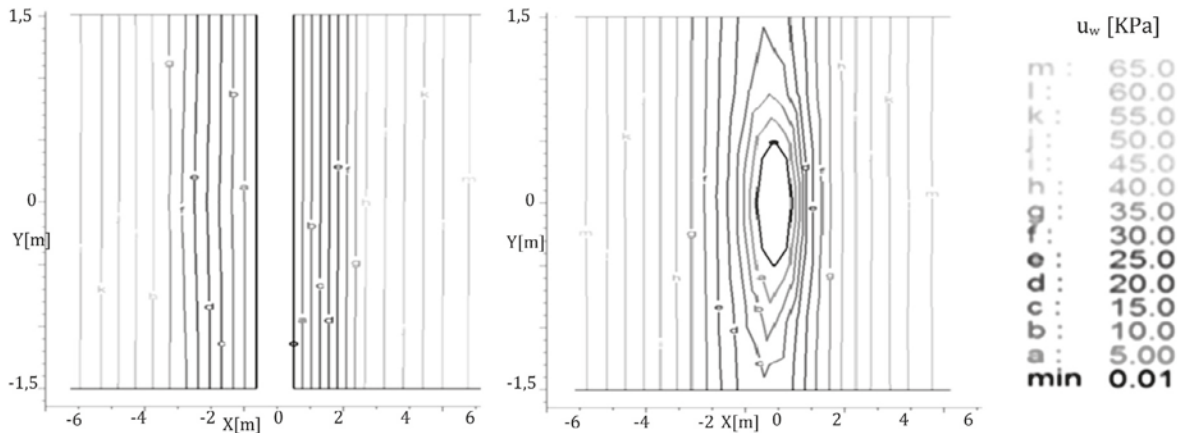


Fig 1. Contorni di pressione calcolati sulla superficie piana a 15 m di profondità, per i casi: a) trincea drenante; b) pali drenanti.

Conclusioni e sviluppi futuri

Sulla base dei risultati delle analisi di filtrazione condotte in condizioni stazionarie su un dominio tridimensionale è possibile affermare che il sistema di pali drenanti disposti lungo file ortogonali al flusso comporta una perdita di efficienza di tale sistema (rispetto alla trincea continua) trascurabile fino ad un valore dell'interasse tra i pali di 3 volte il diametro. Si ottiene quindi un vantaggio notevole in termini di masse di terreno scavate e materiale drenante posto in opera.

La ricerca effettuata non ha tenuto conto del fenomeno della consolidazione e quindi nulla è stato chiarito riguardo ai tempi di ingresso in esercizio associati alla consolidazione e ai fenomeni deformativi causati dall'intervento di drenaggio. A tal fine è in corso di redazione un software che, operando in ambiente MatLab, integra numericamente l'equazione della consolidazione tridimensionale con la tecnica delle differenze finite. Questo, unito all'analisi di diverse condizioni geometriche, costituisce il prossimo obiettivo della ricerca per consolidare i risultati già ottenuti nella presente fase.

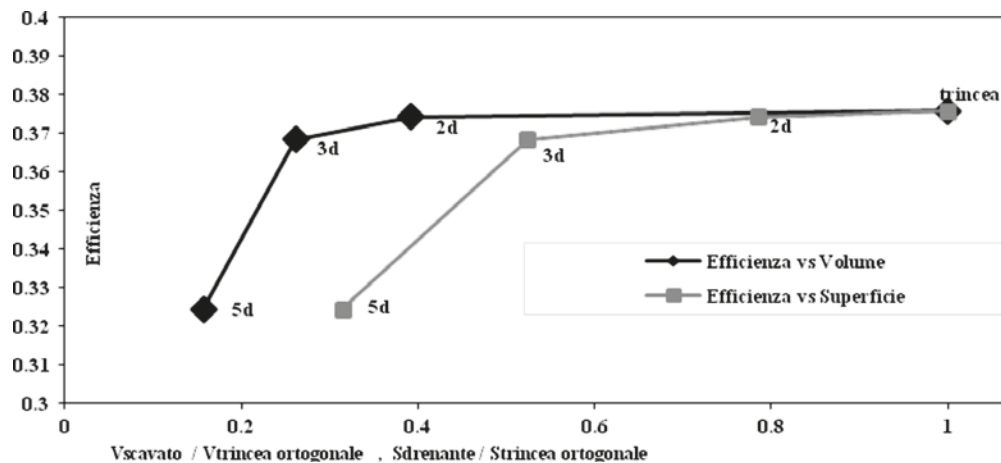


Fig 2. Efficienza calcolata sulla superficie piana a 15 m di profondità, al variare dell'interasse fra i pali, in funzione di: a) volume scavato per la realizzazione del palo rispetto al volume scavato per la trincea; b) superficie drenante del palo rispetto alla superficie drenante della trincea.

Bibliografia

- D'Acunto B., Urciuoli G. (2006). "Groundwater regime in a slope stabilised by drain trenches. Mathematical and Computer Modelling". *Pergamon-Elsevier Science LTD*, 43(7-8), 754-765.
- Desideri A., Miliziano S., Rampello S. (1997). "Drenaggi a Gravità per la Stabilizzazione dei Pendii". Hevelius Edizioni, Benevento.
- Aloi F. (2012). "Valutazione dell'efficienza di un sistema di pali drenanti per la stabilizzazione dei pendii". Tesi di Laurea, Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale. Università degli studi di Napoli Federico II.
- Murray Fredlund, (2012). "SVOoffice Overview". Murray Fredlund.



UN APPROCCIO INNOVATIVO PER LA MODELLAZIONE DI PALI DI FONDAZIONE GEOTERMICI

Francesco Cecinato (francesco.cecinato@unitn.it)

Università di Trento, Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Meccanica, Trento.

Fleur Loveridge (Fleur.Loveridge@soton.ac.uk)

University of Southampton, Faculty of Engineering, Southampton (UK).

ABSTRACT

I pali di fondazione geotermici, che assolvono la doppia funzione di sostegno all'edificio e scambio di calore col terreno, stanno emergendo come una delle soluzioni più convenienti per sfruttare l'energia rinnovabile del sottosuolo per la climatizzazione. Solitamente, nella progettazione termica di scambiatori di calore nel terreno (inseriti in fori di sondaggio) si fa riferimento ad un approccio analitico semplificato, assumendo condizioni stazionarie. Tuttavia, se tale approccio può ritenersi accurato per il dimensionamento di sonde geotermiche di piccolo diametro (15-20cm), diventa impreciso con l'impiego dei pali. All'interno di questi, dato il diametro tipicamente maggiore, i fenomeni transitori di scambio di calore diventano rilevanti per la performance energetica a breve e lungo termine. Questo problema viene affrontato con un modello numerico agli elementi finiti, la cui efficacia è stata validata tramite il confronto sia con misure in sito che con la soluzione analitica applicabile in regime stazionario.

1. Introduzione

Le sonde geotermiche, costituite da fori di sondaggio di piccolo diametro in cui sono inseriti tubi ad "U" ove viene fatto circolare un fluido per lo scambio di calore, sono da qualche decennio impiegate con successo per sfruttare il calore naturale del terreno, riducendo i consumi energetici legati alla climatizzazione di edifici. Più recentemente, soprattutto in Europa settentrionale, c'è stato un aumento nell'impiego dei pali di fondazione (tipicamente trivellati) come strutture geotermiche. In questo caso, i tubi scambiatori di calore sono fissati alla gabbia di armatura del palo prima del suo inserimento in foro.

Solitamente, nel dimensionamento delle sonde geotermiche si fa riferimento ad un approccio analitico semplificato, assumendo condizioni stazionarie e considerando il palo una sorgente di calore lineare e infinita (cf. Carlslaw e Jaeger, 1959). L'applicazione di queste metodologie ai pali non sempre sortisce esiti soddisfacenti, allorché all'aumentare del diametro del palo diventa fondamentale riprodurre il fenomeno transitorio di scambio di calore, che si compone di (i) convezione nel fluido in movimento all'interno dei tubi, accoppiata con (ii) la conduzione attraverso il calcestruzzo del palo. Il tempo necessario perché un elemento geotermico raggiunga condizioni stazionarie, ammesso che la sorgente (o il dissipatore) di calore cui esso è collegato eserciti una potenza costante (cosa che raramente avviene per il riscaldamento di edifici civili), aumenta con il diametro dell'elemento stesso. Durante questo transitorio, la superficie del palo non assume temperatura costante, né su una circonferenza né tantomeno in senso longitudinale. La diffusione di calore, attraversato lo spessore di calcestruzzo, prosegue quindi nel terreno.

In questa nota si espongono i tratti salienti di un modello numerico in grado di descrivere accuratamente i fenomeni sopra esposti ed eseguire quindi previsioni sull'entità degli scambi energetici nel tempo in funzione della geometria, delle proprietà dei materiali e delle esigenze di climatizzazione. Il modello è applicabile a terreni saturi a grana fine oppure terreni secchi, ma può essere generalizzato per materiali saturi grossolani o parzialmente saturi, così come può essere esteso ad altre tipologie emergenti di strutture geotermiche (tunnel, diaframmi, ecc.).

2. Descrizione del modello

Dal momento che non esistono software commerciali in grado di svolgere l'analisi accoppiata in regime transitorio sopra descritta, il modello numerico è stato costruito partendo dal codice agli elementi finiti ABAQUS e apportandovi le necessarie modifiche, tramite la scrittura di user subroutines, affinché riuscis-

se a riprodurre i fenomeni di interesse.

La mesh nel dominio tridimensionale è stata creata con input manuale, per assicurare un numero di nodi sufficiente a fornire risultati accurati ma non sovrabbondante, e minimizzare quindi l'onere computazionale. Si sono impiegati elementi diffusivi 3D a prisma triangolare a 6 nodi e a parallelepipedo a 8 nodi (Figura 1).

L'aspetto più importante del modello risiede nell'accoppiamento tra lo scambio termico di natura convettiva tra il fluido in circolazione nel tubo e la parete del tubo stesso, per poi trasmettersi per diffusione nello spessore di calcestruzzo all'interno del palo. Solo la componente diffusiva della trasmissione di calore è modellabile con gli strumenti standard di ABAQUS, mentre gli aspetti convettivi del fluido sono stati modellati su subroutine scritte in linguaggio Fortran, testate separatamente e poi incorporate nel modello ABAQUS.

Il modello è in grado di simulare l'andamento del flusso di calore e della temperatura nel tempo in un dominio 3D che comprende scambiatori di calore, palo e terreno, in funzione di qualunque input termico e di portata di fluido. Ad esempio (cf. paragrafo 3) si può impostare sia il controllo della temperatura del fluido in ingresso che (in alternativa) il controllo della potenza termica in ingresso.

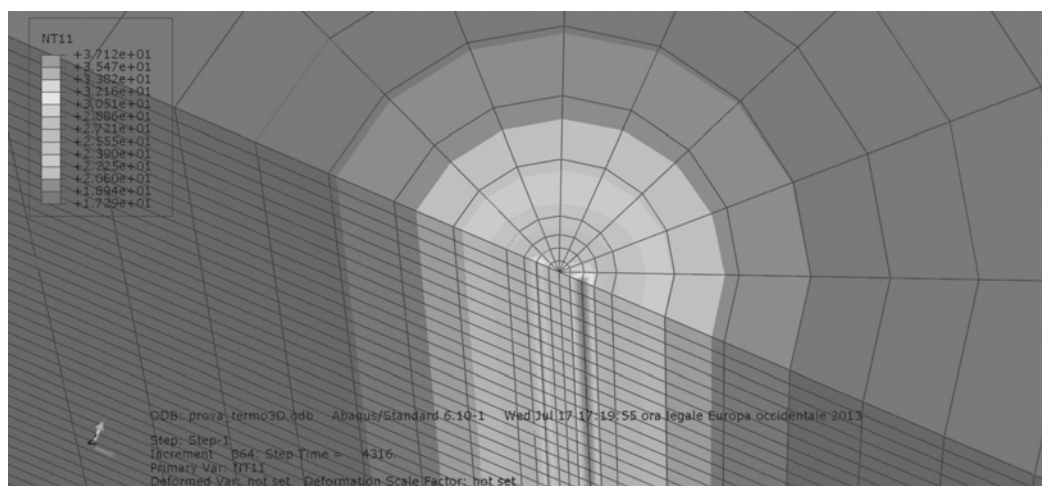


Figura 1. Mesh del modello numerico, con esempio di contour lines di temperatura al termine di una fase di test termico di 5 giorni (il tubo con fluido caldo in ingresso è situato a destra nel palo).

3. Validazione del modello

Simulazione di test insitu

Il modello geotermico è stato validato in primis riproducendo i risultati misurati durante un test di risposta termica (*thermal response test, TRT*) eseguito nel Regno Unito su argilla di Londra (Loveridge et al., 2014), su un palo di fondazione di diametro 30cm (Figura 2) e lunghezza 27m dotato di uno scambiatore di calore a tubo ad "U" per tutta la sua lunghezza ed equipaggiato con sensori di misura della temperatura sia a corda vibrante che a fibre ottiche. Noto l'input di temperatura, molto variabile nel tempo per le esigenze del TRT, note le proprietà geometriche, fisiche e termiche del problema, abbiamo simulato l'evoluzione temporale della temperatura del fluido in uscita dal palo. I risultati suggeriscono un'ottima capacità del modello di riprodurre le misure (Figura 3).

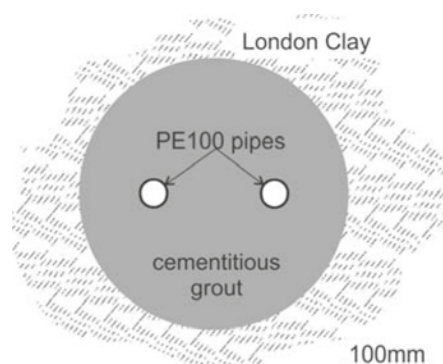


Figura 2. Schema del palo geotermico in sezione trasversale (da Loveridge et al., 2014).



Confronto con modello analitico

Come ulteriore validazione del modello geotermico, si è impostata una simulazione a potenza termica in ingresso costante, per confrontarne i risultati con quelli ottenuti dalla soluzione analitica per sorgente di calore lineare e infinita, a parità di proprietà dei materiali.

I risultati sono riportati in Figura 4, in un diagramma log-lineare. Si osserva che, adeguatamente, la simulazione numerica nel range temporale di medio termine è in buon accordo con la curva analitica, mentre sia a breve che a lungo termine tende a discostarsene, essendo il modello numerico in grado di riprodurre sia gli effetti del transitorio che quelli legati alla tridimensionalità del problema.

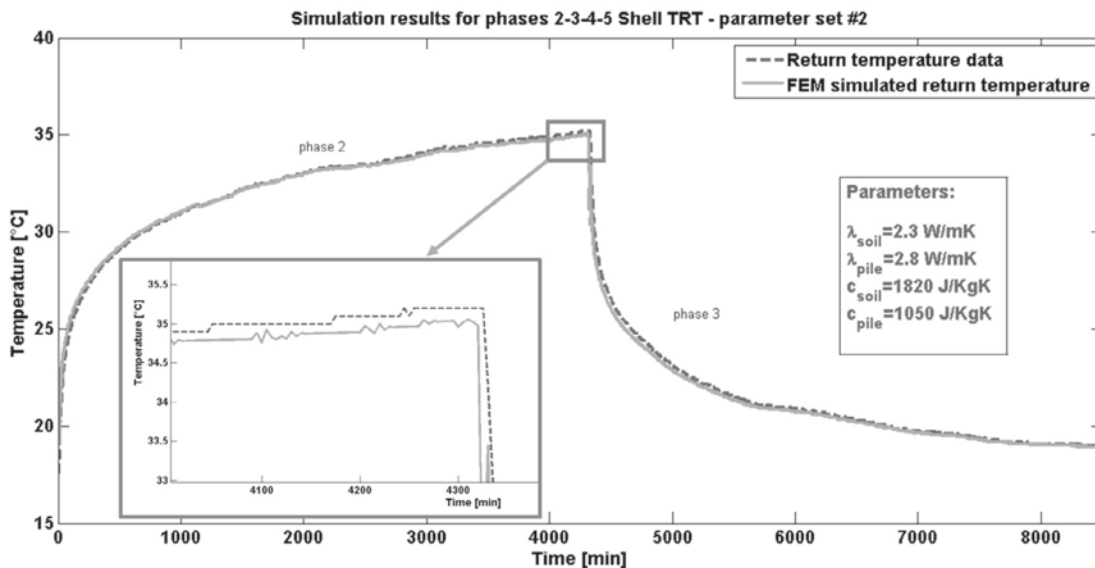


Figura 3. Confronto tra misure (linea tratteggiata) e simulazioni (linea solida) di temperatura del fluido in uscita nel tempo, per un profilo variabile di temperatura del fluido in ingresso durante il TRT di Londra.

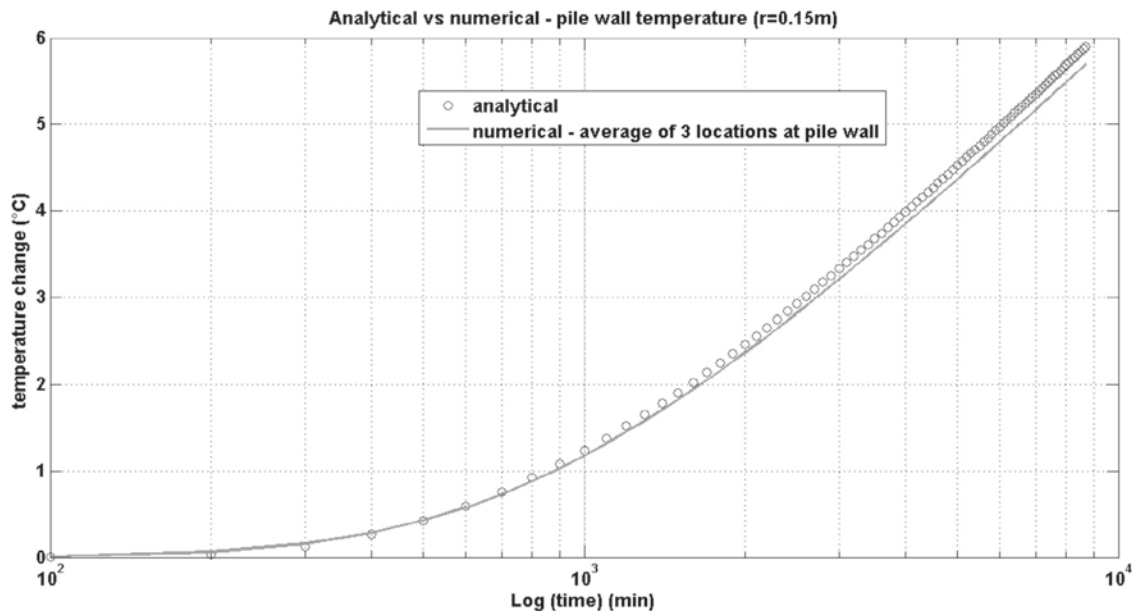


Figura 4. Cambiamento di temperatura in funzione del tempo, calcolato sia con modello analitico (cerchi) che numerico (linea) per potenza in ingresso costante.

4. Bibliografia

- Carlsaw, H. S. & Jaeger, J. C. (1959) *Conduction of Heat in Solids*. Second Edition, Oxford University Press.
- Loveridge F., Powrie W. e Nicholson, D. (2014). Comparison of Two Different Models for Pile Thermal Response Test Interpretation. In corso di pubblicazione su *Acta Geotecnica*.



CALIBRAZIONE DELLE SONDE DI DISSIPAZIONE IN TERRENI PIROCLASTICI

Alfredo Reder (alfredo.reder@unina.it)

DICEA - Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, Università degli studi di Napoli "Federico II"

ABSTRACT

Il monitoraggio in sito della risposta idrologica di coltri piroclastiche rappresenta probabilmente l'approccio più efficace ai fini dell'implementazione di sistemi d'allarme e di mitigazione delle frane. In quest'ambito, i dispositivi adottati devono garantire affidabilità e robustezza e richiedere sforzi minimi in fase di manutenzione. Questi requisiti sono riscontrabili nelle "sonde di dissipazione termica", sensori adottati per la misura indiretta della suzione, il cui impiego a larga scala è tuttavia fortemente limitato dalla necessità di articolate procedure di calibrazione.

In questo sommario saranno brevemente descritti i pro e i contro derivanti dall'impiego delle sonde e i risultati di una procedura di calibrazione realizzata per un terreno piroclastico.

1. Introduzione

Le coltri piroclastiche parzialmente sature della Campania, generate dall'attività eruttiva dei Campi Flegrei e del Somma Vesuvio, sono spesso soggette a frane superficiali indotte da precipitazioni. Negli strati più superficiali, infatti, l'incremento di contenuto d'acqua e la conseguente riduzione o perdita di suzione possono generare processi di deformazione e riduzione di resistenza, capaci di destabilizzare le coltri e di attivare movimenti di massa. Rispetto a tali fenomeni, la vulnerabilità del territorio campano è stata di recente portata alla ribalta dagli eventi occorsi nelle zone del salernitano e nel napoletano: Nocera Inferiore e Pozzano, 1997; Sarno e Quindici, 1998; Cervinara, 1999; Nocera Inferiore, 2005; Ischia, 2006 e 2009; Atrani, 2010.

Negli ultimi anni, le autorità locali e i ricercatori sono stati fortemente impegnati in numerose attività (prove di laboratorio, sviluppo di modelli fisici a diversa scala, analisi interpretative di casi studio, monitoraggio in sito) finalizzate allo sviluppo di sistemi d'allarme e, più in generale, di misure di mitigazione. Tra le varie attività intraprese, il monitoraggio in sito rappresenta sicuramente uno strumento molto efficace, sebbene la sua diffusione sia ostacolata dagli elevati costi sia economici (acquisto di dispositivi e necessità di personale qualificato) sia in termini di tempo (installazione e manutenzione delle apparecchiature).

Tali problematiche hanno di recente dato il via allo sviluppo di tecniche caratterizzate da bassi costi, alta affidabilità e limitata manutenzione. Una tecnica che soddisfa questi criteri è la sonda di dissipazione termica, un dispositivo adottato per la misura indiretta della suzione. La sonda di dissipazione, fornendo misure di tipo indiretto, richiede tuttavia una fase preliminare di calibrazione, funzione sia di alcune caratteristiche del dispositivo sia, principalmente, del terreno monitorato. Questa fase cruciale necessita alcune considerazioni e approfondimenti.

Il sommario ha l'obiettivo di descrivere sinteticamente il sensore e di riportare una procedura di calibrazione adottata per un tipico terreno piroclastico della Campania.

2. Sonda di dissipazione termica

La sonda di dissipazione termica è un dispositivo che fornisce una misura indiretta della suzione sulla base delle differenti proprietà termiche esibite dalle diverse fasi che costituiscono il terreno. Questa tecnica fu descritta per la prima volta da Phene et al. (1971), anche se lavori pionieristici (Shaw & Baver, 1939; Bloodworth & Page, 1957; DeJager & Charles-Edwards, 1969) avevano già mostrato come il tasso di calore dissipato in un mezzo poroso, caratterizzato da conducibilità ridotta, sia fortemente sensibile al suo contenuto d'acqua.

Il sensore, riportato in Figura 1, è formato da un elemento riscaldante e da una termocoppia collegata ad una pietra porosa di forma cilindrica. Sia l'elemento riscaldante sia la termocoppia sono fissati all'interno di un ago ipodermico.

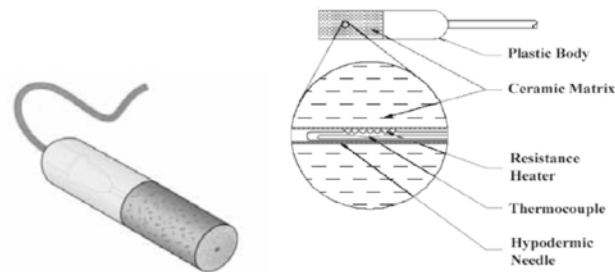


Figura 1. Sonda di dissipazione Campbell Scientific 229.

Attraverso un sistema di alimentazione è trasmessa all'elemento riscaldante una corrente di 50 mA per un tempo di 30 s: se la pietra è in uno stato molto secco (suzione del terreno elevata), l'incremento di temperatura ΔT è elevato (nell'ordine di 3°C); al contrario, se la pietra è in uno stato saturo (suzione del terreno bassa), l'incremento di temperatura ΔT è ridotto (nell'ordine di 0.7°C).

L'elevato campo di misura delle sonde (10/1000 kPa) rappresenta un vantaggio garantendo il loro funzionamento ai fini del monitoraggio per gran parte dell'anno; ciononostante, nel periodo più piovoso, le sonde vanno integrate con strumenti tradizionali (tensiometri) in grado di misurare livelli di suzione fino a 0 kPa ma che risultano inefficaci nel periodo secco (il loro intervallo di funzionamento è 0/70 kPa). La presenza di un comune intervallo di operatività tra sonde di dissipazione e tensiometri (10/70 kPa) ha suggerito la possibilità di calibrare in sito le sonde a patto che entrambi i dispositivi siano installati in punti vicini (Pagano et al., in stampa). In particolare, tale metodo è stato adottato in riferimento ad un modello fisico costituito da un campione di terreno piroclastico esposto a condizioni meteorologiche naturali interamente monitorate (Rianna et al., in stampa). Il terreno monitorato è una sabbia con limo non plastica proveniente dal sito di Monteforte Irpino (Papa et al., 2008) e caratterizzata da proprietà intrinseche molto simili a quelle del terreno coinvolto nella frana avvenuta a Nocera Inferiore il 4 marzo 2005.

Confrontando alla stessa profondità (15-50-70 cm) le misure ΔT fornite dalle sonde con le misure s fornite dai tensiometri nella finestra temporale 1/3/2012-31/5/2012, sono stati estratti tre differenti set di dati (ΔT - s) (Reder et al., sottomesso).

Benché diversi studi di letteratura abbiano mostrato come sia possibile ottenere un'unica funzione di calibrazione per tutti i sensori adimensionalizzando ΔT (Reece, 1996; Flint et al., 2002), in questo lavoro tale approccio non ha fornito risultati soddisfacenti e quindi per ciascun dispositivo è stata realizzata una calibrazione *ad hoc*. La funzione di calibrazione adottata è la seguente:

$$s = \exp(\alpha \Delta T^3 + \beta \Delta T^2 + \gamma \Delta T + \delta) \quad (1)$$

Poiché la risposta del sensore si è dimostrata sensibile non solo al contenuto d'acqua del terreno, ma anche alla sua temperatura, in fase di calibrazione si è tenuto conto dell'effetto indotto su ΔT dalla temperatura del terreno attraverso l'approccio iterativo suggerito da Flint et al. (2002).

In Figura 2 sono rappresentate le evoluzioni di suzione, stimata e misurata, alle tre profondità. I risultati ottenuti sono soddisfacenti, anche se va rilevato che il principale limite del metodo proposto è legato proprio all'intervallo di suzione indagabile (10-70 kPa).

Per testare la bontà delle calibrazioni per valori di suzione maggiori di 70 kPa, in Figura 3 sono riportate le coppie contenuto d'acqua θ (acquisite a mezzo di sonde TDR) e suzione s (acquisite a mezzo di sonde di dissipazione) misurate alle tre profondità di riferimento, estendendo la finestra temporale di indagine al periodo estivo (giugno, luglio e agosto 2012). I tre set di coppie (s - θ) sono stati confrontati con le curve di ritenzione ottenute attraverso prove di laboratorio sullo stesso terreno piroclastico (Papa et al., 2008).

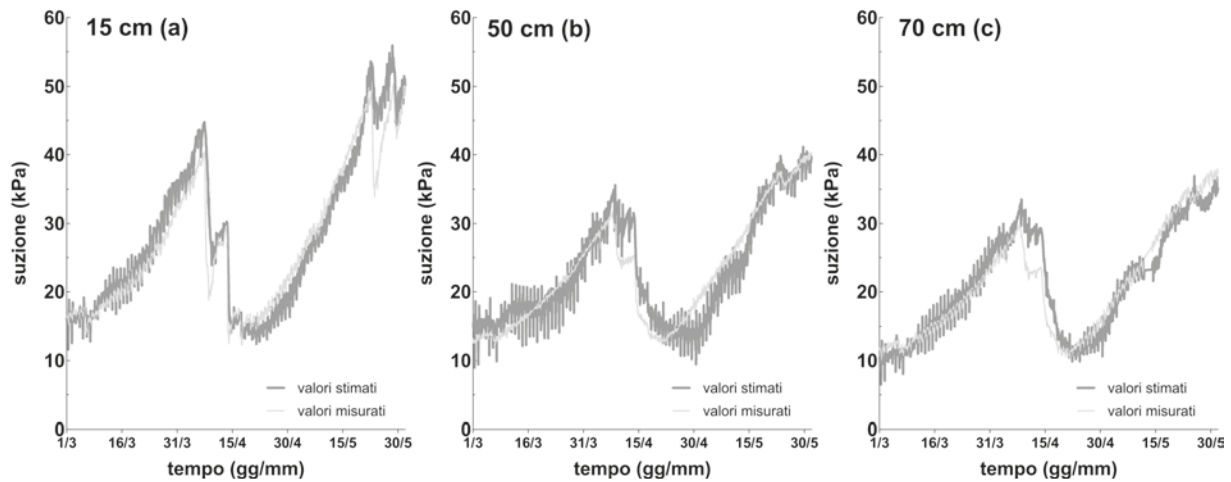


Figura 2. Evoluzioni di suzione, stimata e misurata, alle profondità di 15-50-70 cm.

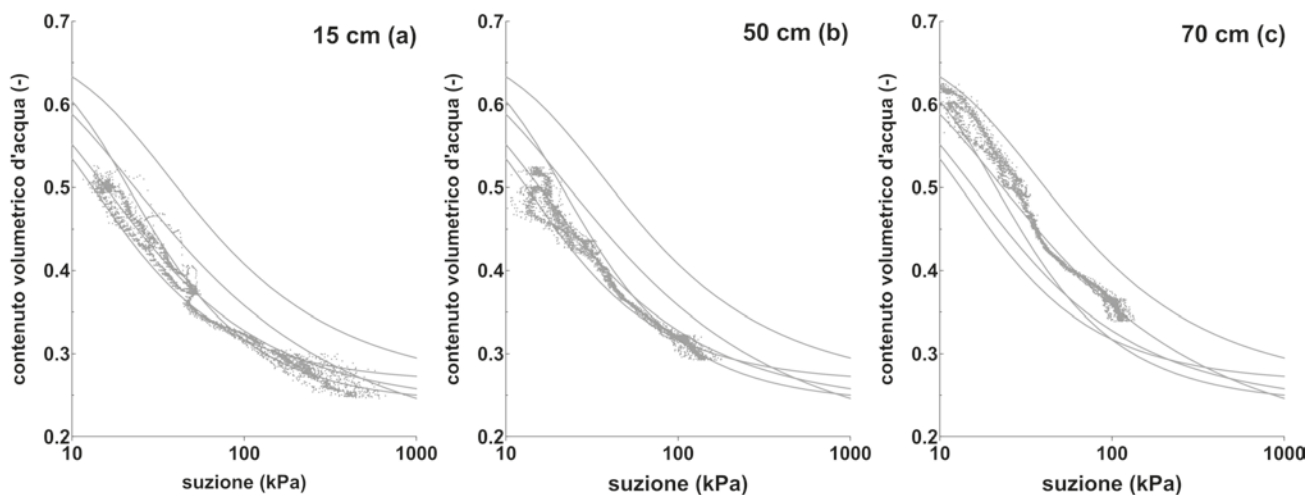


Figura 3. Coppie di valori ($s-\theta$) confrontate con le curve di ritenzione di laboratorio alle profondità di 15-50-70 cm.

3. Bibliografia

- Bloodworth M.E., Page J.B. (1957). Use of thermistors for the measurement of soil moisture and temperature. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.* 21:11-15.
- Campbell Scientific LTD (Revision:5/09). *229 Heat Dissipation Matric Water Potential Sensor*: Instruction Manual.
- DeJager J.M., Charles-Edward J. (1969). Thermal conductivity probe for soil-moisture determinations. *J. Exp. Bot.* 20:46-51.
- Flint A.L., Campbell G.S., Ellett K.M., Calssendorff C. (2002). Calibration and Temperature Correction of Heat Dissipation Matric Potential Sensor. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 66:1439-1445.
- Pagano L., Reder A., Rianna G. (2014). Processi di infiltrazione ed evaporazione nei terreni piroclastici illustrati attraverso la selezione di alcuni eventi rappresentativi. *Rivista Italiana di Geotecnica, RIG.* (in stampa).
- Papa R., Evangelista A., Nicotera M.V., Urciuoli G. (2008). Mechanical properties of unsaturated pyroclastic soils affected by fast landslide phenomena. *Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering - Proceedings of the 1st European Conference on Unsaturated Soils, E-UNSAT 2008, Durham, UK.* pp. 917-923.
- Phene C.J., Rawlins S.L., Hoffman G.J. (1971). Measuring soil matric potential in situ by sensing heat dissipation within a porous body: I. Theory and sensor construction. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.* 35:27-33.
- Reece C.F. (1996). Evaluation of a line heat dissipation sensor for measuring soil matric potential. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, 35:27-33.
- Reder A., Rianna G., Pagano L., (sottomesso, 2014). Calibration of TDRs and heat dissipation probes in pyroclastic soils.
- Rianna G., Pagano L., Urciuoli G. (2014). Investigation of soil-atmosphere interaction in pyroclastic soils. *J. Hydr.* (in stampa)
- Shaw B., Bayer L.D. (1939). An electrothermal method for following moisture changes of the soil in situ. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.* 4:78-83.



EFFETTI DELL'INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA SUL COMPORTAMENTO SISMICO DEL CAMPANILE DEL CARMINE A NAPOLI

Filomena de Silva (filomena.desilva@unina.it)
Università di Napoli Federico II, Napoli

ABSTRACT

Nell'articolo sono stati valutati gli effetti dell'interazione terreno-struttura sul comportamento sismico di un edificio monumentale di snellezza elevata, il campanile del Carmine (Napoli). La struttura in muratura è dotata di fondazione diretta su un deposito di riporti e sabbie alluvionali. La simulazione del comportamento dinamico del sistema terreno - struttura è stata effettuata attraverso un approccio semplificato ed analisi dinamiche lineari su un modello più complesso. Entrambi i metodi sono stati applicati considerando sia le azioni sismiche di Normativa sia quelle determinate attraverso analisi di risposta locale. Il confronto tra i risultati delle analisi sulla struttura a base fissa e sul sistema terreno – struttura evidenzia un sensibile effetto della deformabilità dei terreni in termini di aumento del periodo e riduzione dello smorzamento equivalente della struttura.

1. Introduzione

L'Italia vanta un cospicuo patrimonio edilizio monumentale, caratterizzato sia da alto rischio sismico, sia dalla limitata possibilità di interventi di mitigazione idonei a conservarne inalterato il valore storico ed artistico. L'ottimizzazione degli interventi antisismici richiede pertanto analisi su modelli che conducano a simulazioni più realistiche del comportamento del sistema terreno-fondazione-struttura. Il tema della ricerca è la valutazione degli effetti dell'interazione terreno-struttura, con riferimento al caso di studio del campanile del Carmine (Napoli). Verranno presentati e confrontati risultati di analisi, svolte con approcci semplificati e più complessi, del modello di torre a base fissa e del sistema terreno-struttura sottoposto sia alle azioni sismiche di Normativa sia a quelle determinabili con analisi di risposta locale.

2. Il caso studio del Campanile del Carmine

Il complesso monumentale del Carmine (Fig.1a), situato nella città di Napoli, è composto dalla Chiesa del Carmine, dall'adiacente Campanile, da un chiostro, dalla Congrega di S. Maria dell'Angelo e dal Monastero. L'attuale Campanile (Fig.1b-c), risale al 1631 e fu costruito sull'originario basamento del XIV secolo a seguito del crollo causato dal terremoto del 1456 con epicentro nel Sannio. Lungo la considerevole altezza di 68 m della struttura, si distingue la parte inferiore, fino a circa 41.4 m, a sezione rettangolare in muratura a sacco di tufo giallo napoletano, rivestita in piperno per i primi 8 m, e la parte superiore a sezione ottagonale in muratura piena di mattoni rossi di argilla. Gli spessori dei muri variano con l'altezza da 4m a circa 1m. Nonostante l'apparente continuità tra chiesa, campanile e congrega, indagini storiche (Ceroni et al., 2009) hanno evidenziato che i tre edifici sono strutturalmente separati. In questo studio, pertanto, l'interazione con gli edifici circostanti è stata trascurata, assimilando il campanile a una mensola. Il modello strutturale (Fig.1d), costruito con gli elementi *beam* del programma SAP 2000, è quello di un prisma cavo alto 68 m, a sezione quadrata, dotato di spessore e materiale variabili, in funzione delle caratteristiche rilevate alle diverse quote (Ceroni et al., 2009).

3. Analisi di risposta sismica locale

Con il programma Rexel (Iervolino et al., 2009) sono stati selezionati sette accelerogrammi compatibili con lo spettro di Normativa per categoria A di sottosuolo (roccia), in condizioni ordinarie di fruibilità dell'edificio e stato limite di salvaguardia della vita. Con tali accelerogrammi, sono state effettuate analisi monodimensionali di risposta sismica locale con il codice calcolo EERA (Bardet et al., 2000). Sondaggi geognostici, effettuati in piazza del Carmine (AGI, 1967) hanno consentito la ricostruzione del sottosuolo (Fig. 2a),



Figura 1. Foto aerea (a), facciata (b), prospettiva (c) e modello strutturale (d) del Campanile del Carmine.

costituito, a partire dal piano campagna, da riporti, sabbie alluvionali, tufo giallo napoletano, assunto come *bedrock* alla profondità di 60 m, e sabbie marine (de Silva et al., 2014).

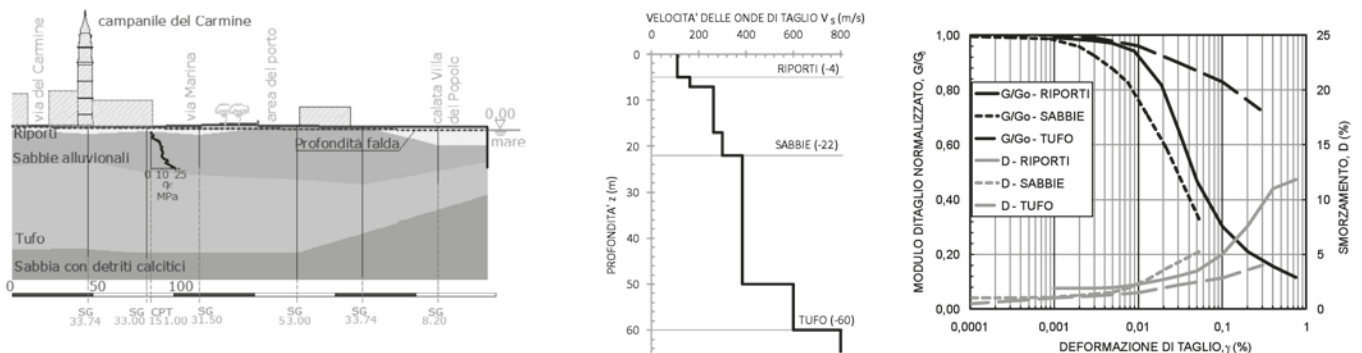


Figura 2. Sezione geologica di piazza del Carmine (a), stratigrafia e profilo V_s di calcolo (b), curve $G-\gamma$ e $D-\gamma$ (c).

In mancanza di misure dirette, il profilo di velocità delle onde di taglio, V_s (Fig. 2b) è stato costruito sia in base a prove MASW e Down Hole effettuate nella zona orientale di Napoli, sia attraverso correlazioni empiriche con la resistenza alla punta, q_c , misurata da prove CPT. Le curve di variazione del fattore di smorzamento (D) e del modulo di taglio (G), con la deformazione tangenziale γ (Fig. 2c) sono state desunte da dati di letteratura (Bilotta et al., 2013). La Figura 3 riporta gli spettri per fattore di smorzamento strutturale pari a 5% (a), 3% (b), 2% (c) delle analisi di risposta sismica locale (RSL) che superano significativamente gli spettri di Normativa (NTC), calcolati per categoria C di sottosuolo.

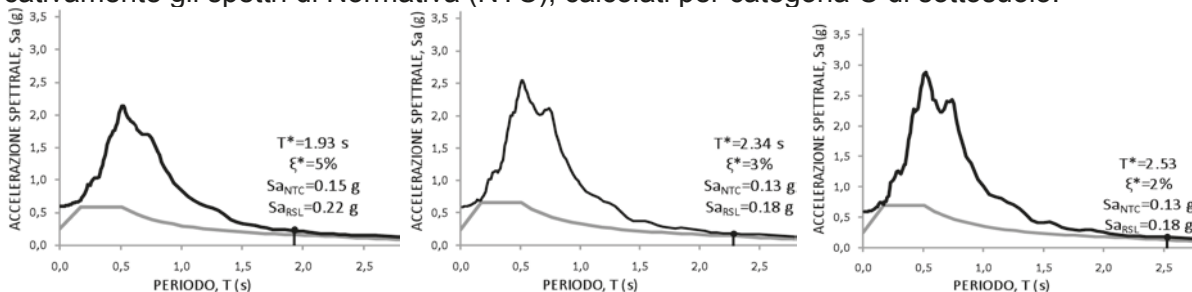


Figura 3. Confronto tra lo spettro di accelerazione NTC 2008 e lo spettro medio RSL per $\xi^* = 5\%$ (a), 3% (b), 2% (c).

4. Valutazione dell'interazione terreno-struttura attraverso un metodo semplificato

Il comportamento dinamico del Campanile (de Silva et al., 2014) è stato considerato equivalente a quello di un oscillatore semplice (SDOF) di altezza $h=68\text{m}$, periodo a base fissa $T=1.93\text{ s}$ e rigidità $k=12048\text{ kN/m}$, corrispondenti al periodo fondamentale e alla rigidità laterale del modello SAP (Fig.1d). Al sistema SDOF è stata attribuita una 'massa consistente' $m^*=1138\text{ Mg}$, pari alla massa di un oscillatore semplice di rigidità k e periodo T . L'interazione con la struttura di fondazione è stata approssimata, lungo ciascun piano verticale, ad una coppia di molle traslazionali e rotazionali, con rigidità rispettivamente K_u e K_θ , dipendenti



dalla rigidità iniziale equivalente dei terreni di fondazione $G_0=164$ MPa. Seguendo le indicazioni delle norme FEMA 450-1 (2003), la non linearità del comportamento del terreno è stata introdotta considerando la riduzione del modulo di rigidità a taglio fino al 64% del suo valore iniziale, pari a $G_{deg}=107$ MPa.

In tali ipotesi, seguendo l'approccio di Veletsos A.S. e Meek J.W. (1974), si possono calcolare il periodo T^* e lo smorzamento ξ^* equivalenti del sistema terreno – struttura. Con T^* e ξ^* sono state calcolate le accelerazioni spettrali agenti sulla struttura, considerando sia gli spettri RSL che gli spettri NTC. In figura 3 si riportano i risultati per il caso a base fissa (a) e con interazione, per i due livelli deformativi del terreno (b-c). Nonostante lo smorzamento diminuisca, l'aumento del periodo legato alla deformabilità del sottosuolo comporta la riduzione dell'accelerazione rispetto al sistema a base fissa.

5. La risposta della struttura

Valutazioni più accurate sul comportamento sismico del sistema torre-sottosuolo sono state ottenute attraverso analisi dinamiche lineari sul modello SAP, condotte con lo spettro di accelerazione NTC e RSL. Per simulare la deformabilità del terreno, alla base del modello sono inserite molle rotazionali e traslazionali (Fig. 4a) nei piani xz e yz, dotate delle rigidità K_u e K_θ , (del metodo semplificato). La variazione di smorzamento, legata all'interazione, è stata introdotta assumendo come azione sismica lo spettro corrispondente allo smorzamento calcolato con il metodo semplificato. I casi analizzati sono:

- struttura a base fissa (FB) sottoposta a spettro di accelerazione con $\xi=5\%$;
- struttura su molle con rigidità calcolata in funzione di G_0 , sottoposta a spettro con $\xi=3\%$;
- struttura su molle con rigidità calcolata in funzione di G_{deg} , sottoposta a spettro con $\xi=2\%$.

Dal confronto tra i risultati ottenuti (Fig. 4b-c) emerge che gli spostamenti ottenuti dalle analisi con spettri RSL superano sempre quelli ottenuti dalle analisi con spettri NTC, e che con il ridursi della rigidità del sottosuolo da G_0 a G_{deg} tutti gli spostamenti aumentano (de Silva et al., 2014). Si osserva che i periodi del primo modo di vibrare della struttura a base deformabile, calcolati con l'analisi modale, eguagliano quelli ottenuti con il metodo semplificato (cfr. Fig. 3).

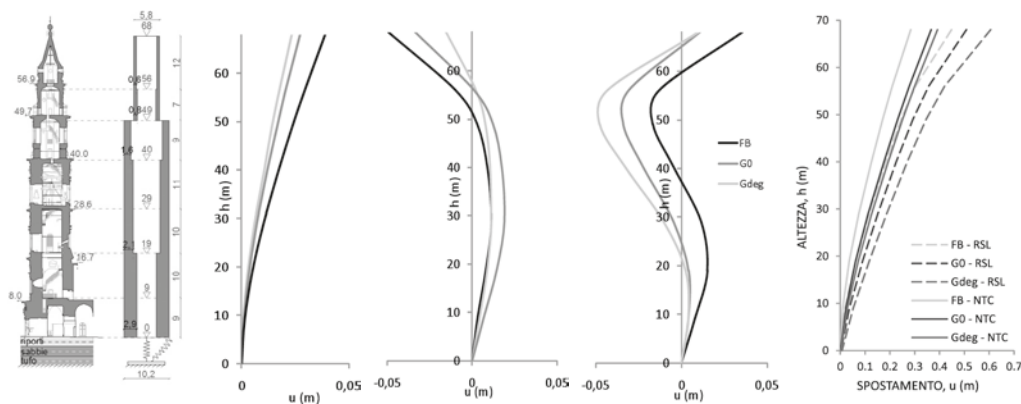


Figura 4. Sezione e modello strutturale (a) 1°, 2° e 3° modo di vibrare (b) e deformate (c) del Campanile.

Conclusioni

I risultati ottenuti con il metodo semplificato e con le analisi sul modello SAP evidenziano gli effetti dell'interazione terreno-struttura nell'incremento del periodo e nella riduzione dello smorzamento. I due metodi forniscono gli stessi periodi della struttura a base deformabile, purché l'oscillatore semplice a base fissa sia assimilato al modello complesso attraverso la massa consistente, a parità di rigidità e periodo a base fissa. Da entrambi i metodi emerge che l'azione sismica prevista con l'analisi di risposta locale richiede una *performance* dinamica superiore alla struttura rispetto alle previsioni delle NTC. A parità di input, l'effetto dell'interazione riduce l'accelerazione spettrale, ma incrementa gli spostamenti.

Bibliografia

- Associazione Geotecnica Italiana.(1967). *Il sottosuolo di Napoli*. VIII Convegno Nazionale di Geotecnica, Cagliari. Edizioni Scientifiche Italiane, Napoli.
- Bardet J.P., Ichii K., Lin C.H. (2000). *EERA a Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits*. Univ. of Southern California, Dep. of Civil Eng.



- Bilotta E., Bilotta A., Del Prete I., d'Onofrio A., Nigro E., Silvestri F., 2013. *Influenza delle condizioni locali di sottosuolo sulla risposta sismica di un edificio pubblico di notevole altezza*. Atti XV Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Padova.
- Ceroni F., Pecce M., Manfredi G..(2010). *Seismic Assessment of the Bell Tower of Santa Maria del Carmine: problems and solutions*. Journal of Earthquake Engineering, 14(1), 30-56.
- DM 14/1/2008. *Norme Tecniche per le Costruzioni*. S.O. n. 30 - G. U. della Repub. Italiana, No. 20 - 4/2/2008.
- de Silva F., Ceroni F., Sica S., Pecce M.R., Silvestri F.,(2014). *L'interazione terreno-struttura sotto azione sismica: il caso di studio del Campanile del Carmine a Napoli*. Atti del XXV Convegno Nazionale di Geotecnica "La geotecnica nella difesa dl territorio e delle infrastrutture dai rischi naturali", in fase di stampa.
- FEMA 450-1, 2003. *NEHRP Recommended Provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Part I – Provisions*. BSSC, Washington.
- Iervolino I., Galasso C., Cosenza E., (2009). *REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis*. Bulletin of Earthquake Engineering, 8, 339-362.
- Veletsos A.S., Meek J.W.. (1974). *Dynamic behaviour of building-foundation systems*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 3, 121-138.



LOCAL RESPONSE ANALYSIS AT “SANTA MARIA DI COLLEMAGGIO BASILICA” (L’AQUILA, ITALY)

Sara Amoroso (sara.amoroso@ingv.it)
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, L’Aquila.
Iolanda Gaudiosi (iolanda.gaudiosi@ingv.it)
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Cosenza.

ABSTRACT

The Basilica of Santa Maria di Collemaggio the Basilica was strongly damaged during the April 6, 2009 L’Aquila earthquake. The paper shows the preliminary results of seismic response analyses carried out by 1D and 2D numerical modeling.

1. Introduction

The Basilica of Santa Maria di Collemaggio is an important cultural heritage site, considered as an extraordinary example of Romanic Art in the Abruzzo Region (Italy). Erected in the second half of the XII century, during the April 6, 2009 L’Aquila earthquake ($M_w = 6.3$) the Basilica was strongly damaged and in particular the area of the transept collapsed causing the fall of the dome.

This work wants to illustrate the preliminary results of seismic response analyses carried out at Santa Maria di Collemaggio Basilica, by using EERA (Bardet et al., 2000), a monodimensional (1D) code, and QUAD4M (Hudson et al., 1994), a bi-dimensional (2D) software. In this respect, Eni (Italian oil and gas company) is financing the project “Ripartire da Collemaggio” for the restoration of this historical building. The project includes deep geological, geotechnical and geophysical investigations, still ongoing (AA.VV., 2013), that build on the information on L’Aquila subsoil already provided by numerous studies undertaken in downtown L’Aquila.

The approach followed in this work may be divided in two parts. Initially, 1D and 2D analyses were performed in order to validate the proposed geotechnical model and to verify the presence of local site effects by comparing simulated vs experimental transfer functions. Then, several seismic input motions were introduced into the model to find a suitable elastic response spectrum to use in the restoration of the Basilica.

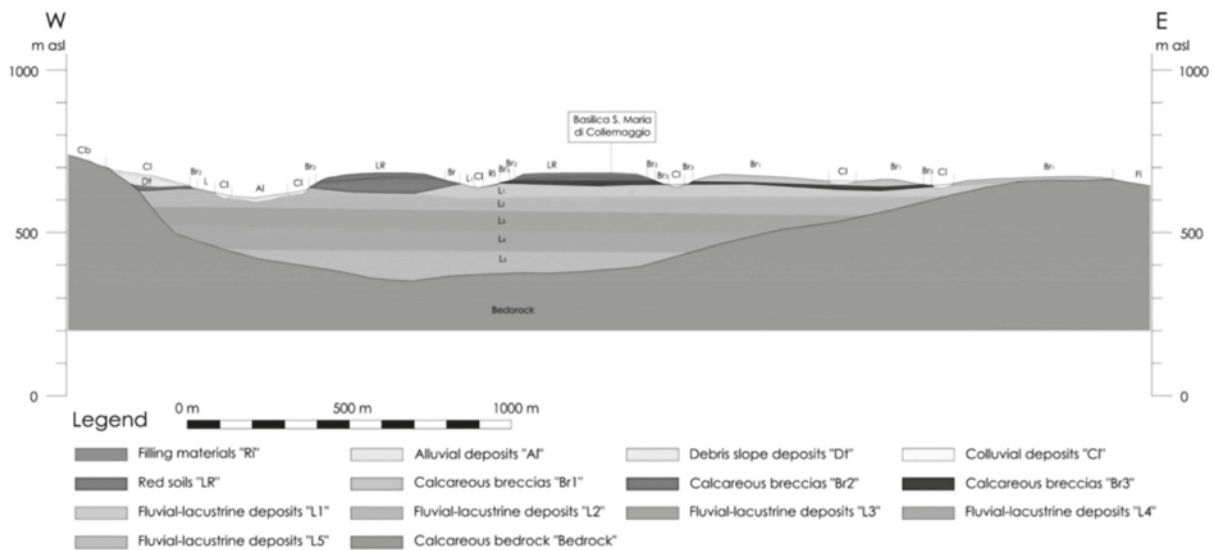


Figure 1. Geotechnical model used for 1D and 2D seismic response analyses.

2. Geotechnical characterization

The 2D seismic response analyses were performed by considering the geotechnical cross section shown in Figure 1. Geotechnical model used for 1D and 2D seismic response analyses., while the 1D numerical analyses were focused along the vertical in correspondence to Santa Maria di Collemaggio Basilica. Table 1 summarises the mechanical and dynamical soil parameters of each geotechnical unit *GU*, by including unit weight γ , Poisson coefficient ν , shear wave velocity V_s , stiffness decay curves G/G_0 and damping ratio D curves. The model was based on the geological, geotechnical and geophysical investigations already provided by numerous previous studies produced in L'Aquila downtown (MS–AQ Working Group, 2010; Amoroso et al., 2010; Cardarelli and Cercato, 2010; Amoroso et al., 2014; Monaco et al., 2013; Monaco et al., 2012; Milana et al., 2011). A refined model for the Basilica subsoil will be supplied once all the investigations supported by Eni are available.

GU	γ (kN/m ³)	ν	V_s (m/s)	G/G_0 and D curves
Ri	17	0.2	250	MS–AQ Working Group (2010)
Al	19	0.2	200	MS–AQ Working Group (2010)
Dt	19	0.2	300	MS–AQ Working Group (2010)
Cl	19	0.2	350	Amoroso et al. (2014)
LR	19	0.2	350	Amoroso et al. (2014)
Br1	20	0.2	600	Modoni and Gazzellone (2010)
Br2	20	0.2	800	Modoni and Gazzellone (2010)
Br3	21	0.2	1200	Linear elastic behavior ($G_0 \sim 9000$ MPa, $D_0 \sim 0.5$ %)
L1	19	0.2	550	Monaco et al. (2012)
L2	19	0.2	600	Monaco et al. (2012)
L3	19	0.2	670	Monaco et al. (2012)
L4	19	0.2	740	Monaco et al. (2012)
L5	19	0.2	810	Monaco et al. (2012)
Bedrock	22	0.2	2000	Linear elastic behavior ($G_0 \sim 9000$ MPa, $D_0 \sim 0.5$ %)

Table 1. Mechanical and dynamical soil parameters of each geotechnical unit.

3. Local response analysis

Simulations were run using the five accelerograms as defined in the Microzonation Studies (MS–AQ Working Group, 2010): DET1, DET2, DET3, NTC and PROB. In particular, DET1 DET2 and DET3 are compatible with the deterministic spectrum obtained from the Sabetta and Pugliese (1996) attenuation relationship for the moment magnitude M_w – epicentral distance R_{epi} pair ($M_w = 6.7$, $R_{epi} = 10$ km) was established by means of disaggregation analysis. NTC is compatible with the UHS spectrum indicated in the NTC (2008). PROB is compatible with the UHS spectrum obtained for L'Aquila area by using LADE1 model and the Sabetta and Pugliese (1996) attenuation relationship at the Goriano Sicoli site.

Figure 2a depicts the transfer functions computed by considering 1D (cyan line) and 2D (black line) linear equivalent models obtained using DET1 as the seismic input. Both numerical analyses detected about 0.7 Hz as the first fundamental frequency, which is in good agreement with the fundamental frequency of the Standard Spectral Ratio (SSR) at AQ11 station (blue line). AQ11 is a temporary station installed after the April 6, 2009 within the microzonation activities area, that recorded earthquakes from 28 May 2009 to 2 July 2009 (MS–AQ Working Group, 2010; Milana et al., 2011). SSR is evaluated using station AQ12 (Poggio di Roio) as reference site. QUAD4M showed a slight lower-amplification value at about 0.7 Hz compared to the SSR transfer function, while 1D modeling strongly underestimated the am-



plitude value. The 1D transfer function presented a secondary natural frequency at about 6 Hz, while SSR provides a unique secondary peak centred around 4 Hz.

Figure 2b illustrated the 2D linear-equivalent results, in terms of spectral acceleration, obtained using the aforementioned five accelerograms as the input motions. The results obtained using NTC are less conservative. While response spectra provided by DET1, DET2, DET3 and PROB show a stronger amplification over a wider period range, up to 2 sec.

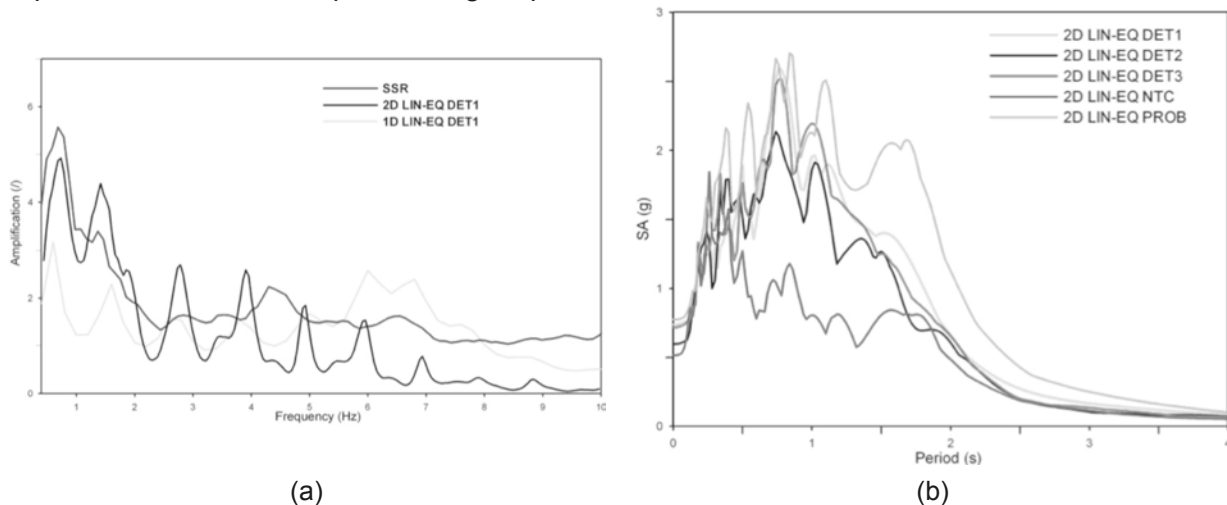


Figure 2. Transfer functions from 2D numerical modeling obtained by using DET1 as input motion in linear approximation, compared with SSR at AQ11 station (a). Response spectra from 2D numerical modeling in linear equivalent approximation obtained using DET1, DET2, DET3, NTC, PROB (b).

4. Conclusions

In conclusion, 2D analysis seems to be able to reproduce the site response better than 1D modelling. The proposed geotechnical model appeared to be reliable, confirming the presence of 2D effects in downtown L'Aquila. Moreover, the significant variability of the elastic response spectra obtained from numerical modelling confirms the choice of the seismic input motion is one of the most crucial phases in these numerical analyses.

5. References

- AA.VV. (2013) "Caratterizzazione geologica, geofisica e geotecnica del sito della basilica di Collemaggio", Report Consorzio Sperimentazione Edilizia. University of L'Aquila. (In Italian)
- Amoroso S, Totani F, Totani G, Monaco P (2014) "Local seismic response in the Southern part of the historic centre of L'Aquila", IAEG XII Congress, Torino, Italy, 15-19 September (abstract submitted)
- Amoroso S, Del Monaco F, Di Eusebio F, Monaco P, Taddei B, Tallini M, Totani F, Totani G (2010) "Campagna di indagini geologiche, geotecniche e geofisiche per lo studio della risposta sismica locale della città dell'Aquila: la stratigrafia dei sondaggi giugno-agosto 2010", Report CERFIS 1/10 (in Italian)
- Bardet JP, Ich II, Lin CH (2000) "EERA – A computer program for Equivalent-linear site Response Analysis of Layered Soil Deposits", University of Southern California, August 2000
- Cardarelli E, Cercato M (2010) "Relazione sulla campagna d'indagine geofisica per lo studio della Risposta Sismica Locale della città dell'Aquila. Prova crosshole sondaggi S3-S4", Rapporto DICEA – Università di Roma La Sapienza per CERFIS – Università dell'Aquila, 13 pp. <www.cerfis.it> (in Italian)
- Hudson M, Idriss IM, Beikae M (1994) "QUAD4M - A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base", University of California, Davis
- Milana G, Azzara RM, Bergamaschi F, Bertrand E, Bordoni P, Cara F, Cogliano R, Cultrera G, Di Giulio G, Duval AM, Fodarella A, Marcucci S, Pucillo S, Régnier J, Riccio G (2011) "The contribution of seismic data in microzonation studies for downtown L'Aquila" Bull. Earthquake Eng., 9: 741-759, DOI 10.1007/s10518-011-9246-6
- Modoni G, Gazzellone A (2010) "Simplified theoretical analysis of the seismic response of artificially compacted gravels" Proc. V Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dyn., San Diego, Paper No. 1.28a
- Monaco P, Totani G, Amoroso S, Totani F, Marchetti D (2013) "Site characterization by seismic dilatometer (SDMT) in the city of L'Aquila", Rivista Italiana di Geotecnica, Anno XLVIII, n. 3 (in press)
- Monaco P, Totani G, Barla G, Cavallaro A, Costanzo A, D'Onofrio A, Evangelista L, Foti S, Grasso S, Lanzo G, Madiati C, Maraschini M, Marchetti S, Maugeri M, Pagliaroli A, Pallara O, Penna A, Saccenti A, Santucci de Magistris



- F, Scasserra G, Silvestri F, Simonelli AL, Simoni G, Tommasi P, Vannucchi G, Verrucci L (2012) "*Geotechnical aspects of the L'Aquila earthquake*", M.A. Sakr & A. Ansal (eds), Special Topics in Earthquake Geotechnical Engineering, Series Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, 16, 1-66 pp
- MS-AQ Working Group (2010) "*Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana*", Regione Abruzzo – Dipartimento della Protezione Civile, L'Aquila, 3 vol. & CD-Rom, (in Italian)
- Sabetta F, Pugliese A (1996) "*Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions*", *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 86: 337-352



UN CONFRONTO TRA I METODI ALL'EQUILIBRIO LIMITE (LEM) E ALLE DIFFERENZE FINITE (FDM) NEL PROGETTO DI PENDII RINFORZATI CON GEOGRIGLIE AL VARIARE DELLA GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Lorenzo Frigo (lfrigo@geosintex.com)
Geosintex srl, via Pacinotti 9, 36066 Sandrigo (VI)

ABSTRACT

La seguente nota, prendendo spunto da quanto indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2008 (D.M. 14/1/08), propone un confronto tra due codici di calcolo per lo studio della stabilità agli SLU di pendii rinforzati. Il primo codice (ReSSA 3.0) è all'equilibrio limite con superfici di rottura predefinite. Il secondo è alle differenze finite con sviluppo naturale della superficie di rottura. Entrambi sono 2D. Verranno esaminati tre pendii con configurazioni diverse: una semplice balza, balza con rilevato, due balze. Si determinerà la differenza percentuale tra i fattori di sicurezza, determinati con i due metodi, in condizioni statiche, sismiche-up e sismiche-down.

1. INTRODUZIONE: PERCHÉ UN CONFRONTO?

Nella prassi di progettazione ci si trova di fronte a problemi geotecnici complessi, in particolare con riferimento allo studio della stabilità di pendii rinforzati, da analizzare con l'ausilio di affidabili codici di calcolo in tempi congrui con le aspettative del cliente. Per quanto riguarda l'impiego dei codici di calcolo le Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14/1/08, dedicano il paragrafo 10.2 "Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo" del capitolo 10 proprio a questo tema. Due punti risultano particolarmente importanti: *Affidabilità dei codici utilizzati* e *Validazione dei codici*.

Occorre pertanto prestare attenzione agli strumenti che si utilizzano nella progettazione in riferimento sia alle basi teoriche che agli algoritmi implementati nei codici ed effettuare confronti tra codici diversi.

Nel seguito verranno confrontati due codici di calcolo utilizzabili per valutare la stabilità dei pendii, che presentano un diverso approccio teorico: il primo (ReSSA 3.0) implementa il metodo dell'equilibrio limite (largamente utilizzato nel calcolo geotecnico), il secondo (FLAC 7.0) discretizza il continuo con la tecnica delle differenze finite, cercando di mettere in luce i vantaggi di ciascun metodo.

2. IL METODO ALL'EQUILIBRIO LIMITE NEL CODICE ReSSA 3.0

Il codice di calcolo ReSSA 3.0 è sviluppato dall'ADAMA Engineering, fondata nel 1988 dal professor Dov Leshchinsky del Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale dell'Università del Delaware (USA). Esso permette la verifica di pendii con o senza rinforzi (geosintetici o barre metalliche), in condizioni statiche e sismiche, con o senza falda, in termini di tensioni totali, efficaci o miste. Esegue il calcolo della stabilità con metodo dell'equilibrio limite, molto utilizzato nell'analisi della stabilità delle strutture geotecniche. L'algoritmo implementato nel programma è ben descritto nella documentazione che accompagna lo stesso: viene utilizzato il metodo di Bishop (Alan W. Bishop, 1954) nel quale vengono aggiunte le forze stabilizzanti esercitate dai geosintetici presenti. Quindi viene impostata una superficie di scorrimento circolare e il terreno all'interno di essa viene suddiviso in conci (Figura 1). Una volta determinate le forze agenti su ogni concio, con le dovute considerazioni per le forze interconci, si impone l'equilibrio alla rotazione e alla traslazione verticale. Considerando il criterio di rottura del terreno alla Mohr-Coulomb la corretta definizione del fattore di sicurezza F_s , coerentemente a quanto indicato nei metodi di Bishop, applicato ai parametri c_i e φ_i del terreno, sarà:

$$S_i = (c_i \Delta x_i / \cos \alpha_i + N_i \tan \varphi_i) / FS \quad (1)$$

Dove con S_i si intende la resistenza al taglio mobilitata. In base alle NTC 2008 i parametri c_i e φ_i sono da considerarsi di progetto ed F_s , per Opere di materiali sciolti e fronti di scavo, pari a $\gamma_R=1.10$.

Omettendo i passaggi intermedi, che sono puntualmente descritti nella documentazione del codice di calcolo, si riporta solo la relazione finale che porta a determinare il fattore di sicurezza del pendio rinforzato:



$$FS = \frac{\sum \{ [c_i \Delta x_i + (W_i - T_{\max} \sin \theta) \tan \varphi_i] / m_{ci} \}}{\sum [W_i \sin \alpha_i - T_{\max} \cos(\alpha_i - \theta)]} \quad (2)$$

$$\text{dove: } m_{ci} = \cos \alpha_i + (\sin \alpha_i \tan \varphi_i) / FS \quad (3)$$

Per quanto riguarda la resistenza T_{\max} del geosintetico, il programmatore consiglia di utilizzare la resistenza a lungo termine dello stesso. Tale valore può essere opportunamente ridotto se non vi sono dati disponibili per passare dalla resistenza a breve termine alla resistenza a lungo termine. In condizioni sismiche (accelerazione orizzontale e verticali verso il basso e verso l'alto) si introducono le azioni sismiche con il metodo pseudostatico. E' scritto con il linguaggio C++.

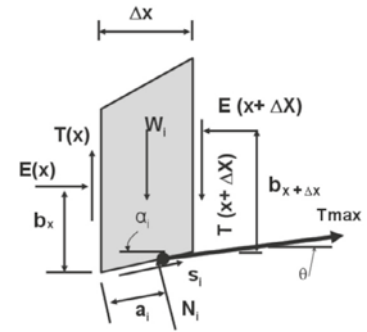


Figura 1. Il Metodo Comprehensive Bishop (Leshchinsky, D.)

3. IL METODO ALLE DIFFERENZE FINITE NEL FLAC 7.0: “STRENGTH REDUCTION TECHNIQUE”

Il codice di calcolo FLAC è stato scritto e diffuso nel 1986 dall'ITASCA Consulting Group, società sviluppata da membri del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università del Minnesota (USA). Esso risolve le equazioni del moto e dei legami costitutivi del terreno con la tecnica delle differenze finite di tipo esplicito. Risulta particolarmente adatto per lo studio di materiali con comportamento plastico, come i terreni. La documentazione allegata al programma risulta esauriente e dettagliata (14 libri per la versione Flac 7.0) e sono innumerevoli le pubblicazioni scientifiche relative all'impiego del FLAC nell'Ingegneria Geotecnica e Mineraria, Oil and Gas, sia a scopo professionale che di ricerca come le opere geotecniche progettate e realizzate con questo codice. Aspetto rilevante è che al suo interno è presente un vero e proprio linguaggio di programmazione con struttura sequenziale, selettiva e iterativa, il FISH, che permette la scrittura di programmi suddivisi in funzioni in modo analogo ad altri linguaggi di programmazione (C++, Fortran...). Così si associa un solutore numerico e un linguaggio di programmazioni con librerie di funzioni già presenti. E' scritto con il linguaggio Fortran, poi ampliato con il C++ e l'interfaccia grafica in Java. Tutto ciò che può essere eseguito con l'interfaccia grafica può venire programmato con il FISH.

Il ciclo di calcolo eseguito è ben rappresentato dalla Figura 2.

Per la determinazione del fattore di sicurezza del pendio, da confrontare con quello derivante dal metodo dell'equilibrio limite, si utilizzerà la tecnica “strength reduction” con la quale si riducono progressivamente i parametri di resistenza al taglio del terreno (c e j se si utilizza il criterio di rottura alla Mohr-Coulomb) fino a portare il pendio in una condizione di incipiente rottura (Zienkiewicz et al. 1975, Naylor 1982, Donald e Giam 1988, Matsui e San 1992, Ugai 1989, Ugai e Leshchinsky 1995). Con il criterio di rottura di M-C le relazioni utilizzate sono:

$$c^{trial} = \frac{1}{F^{trial}} c ; \varphi^{trial} = \arctan \left(\frac{1}{F^{trial}} \tan \varphi \right) \quad (4)$$

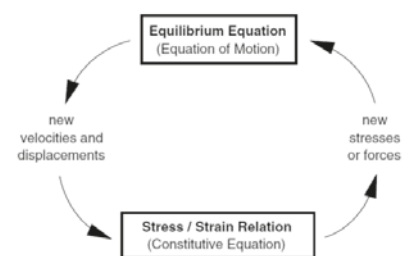


Figura 2. Schema di calcolo

4. LA RICERCA DEL FATTORE DI SICUREZZA NELLO STUDIO DELLA STABILITA' DEI PENDII RINFORZATI: CONFRONTO TRA LEM E FDM-Strength Reduction Technique

Si esegue ora un confronto tra tre pendii, aventi geometrie diverse, rinforzati mediante l'utilizzo di geogriglie in poliestere rivestite in PVC tipo Ibergrid 80/30.

La Tabella 1) riporta le geometrie dei rilevati e la Figura 3) le sezioni dei pendii. Il primo presenta un'unica scarpata inclinata di 60° sull'orizzontale e sommità terreno piano. Il secondo presenta un'unica scarpata sempre inclinata di 60° sull'orizzontale che sostiene un rilevato alto tre metri inclinato a 34° sull'orizzontale. Il terzo presenta due balze, sempre inclinate di 60° , con altezza di tre metri ciascuna e distanziate di due metri. La spaziatura tra le geogriglie è pari a 60 cm.



Geometria del pendio	altezza totale	inclinazione	n. balze	altezza singola balza	inclinazione pendio sovrastante	altezza pendio sovrastante	Lunghezza ancoraggio geogriglie
	[m]	[°]	-	[m]	[°]	[m]	[m]
Pendio 1	6.00	60	1	-	-	-	5.00
Pendio 2	6.00	60	1	-	34.00	3.00	7.00
Pendio 3	6.00	60	2	3.00	-	-	3.50/5.50

Tabella 1. Configurazione pendii e rinforzi

La Tabella 2) riporta le proprietà meccaniche del terreno rinforzato, a tergo e di fondazione. Per quanto riguarda il rilevato n. 3, il terrapieno sovrastante allo stesso, inclinato di 34°, è modellato con terreno con angolo di resistenza al taglio pari a $j=30^\circ$. Il fronte di tale terrapieno non risulta stabile, ma per il confronto che si vuol fare conviene trascurare i cerchi relativi a tale fronte, e considerare la stabilità della terra rinforzata sottoposta al carico del rilevato superiore. Con il metodo LEM si ottiene questo definendo opportunamente i punti di partenza e di fine dei cerchi di scorrimento, con il metodo FDM si può creare una sottile zona, su tale fronte, con elevata resistenza al taglio (es. mantenendo $j=30^\circ$ ed aggiungendo una coesione pari a $c=50$ kPa).

Proprietà meccaniche terreno	γ	ϕ'_k	c'_k	ϕ'_d	c'_d
	[kN/m3]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]
Terreno rinforzato	20	30	0	24.8	0
Terreno a tergo	20	30	0	24.8	0
terreno di fondazione	20	34	0	28.4	0

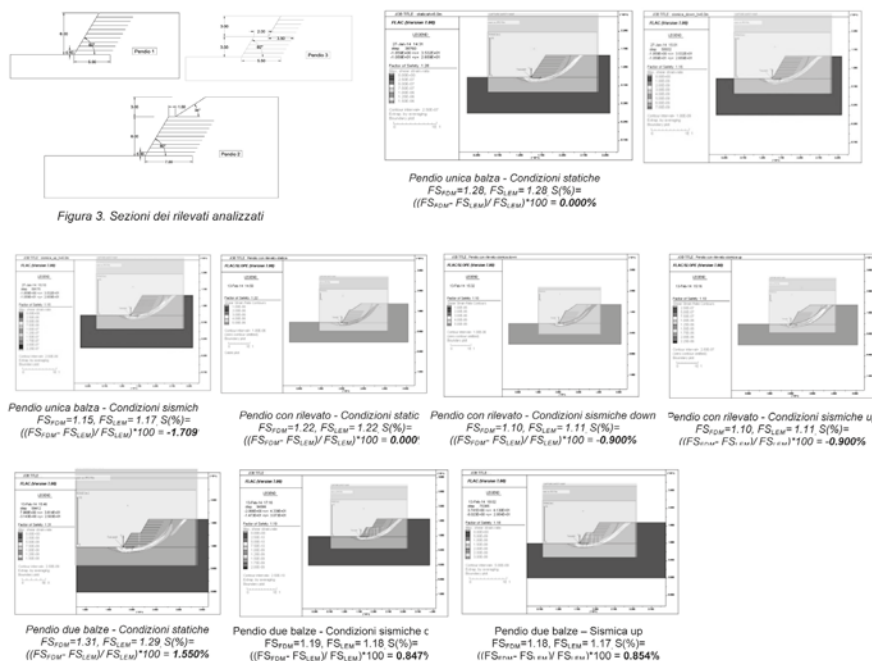
Tabella 2. Parametri

La Tabella 3) riporta la resistenza ultima e ammissibile della geogriglia, dove: Le verifiche sono state condotte sia in campo statico che in campo dinamico con coefficiente sismico orizzontale pari a $k_h=0.05$ e verticale, come previsto da normativa, $k_v=\pm 0.5 k_h$; combinazione A2+M2+R2.

Proprietà della geogriglia di rinforzo	T_{ult}	T_{amm}
	[kN/m]	[kN/m]
Ibergrid 80/30	80	36.39

Tabella 3. Caratteristiche

Per il confronto si determinerà lo scarto percentuale tra fattore di sicurezza calcolato con il metodo alle differenze finite e quello all'equilibrio limite e si sovrapporranno, alla stessa scala, le immagini prodotte dall'output dei codici di calcolo, rendendone una semitrasparente (GIMP2.8), in modo da confrontare le superfici di FS minimo determinate. Di seguito si riportano i risultati ottenuti (Figura 4): Possiamo riassumere in grafici i risultati ottenuti (Figura 5). Per ciascun pendio analizzato si confrontano i fattori di sicurezza ottenuti dalle analisi numeriche (FDM-colore blu) e dall'equilibrio limite (LEM-colore rosso) in campo statico, sismico-down e sismico-up. Nell'asse verticale sono riportati i valori del coefficiente di sicurezza.





5. CONCLUSIONE

Il confronto tra il metodo LEM e il metodo FDM, suggerito dalle Norme Tecniche delle Costruzioni che prescrivono di porre attenzione all'affidabilità e alla validazione dei codici, ha dimostrato come, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche, a parità di parametri meccanici, geometria, rinforzi vi sia un

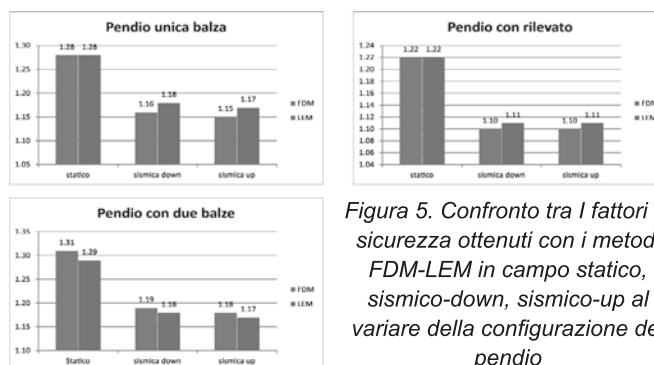


Figura 5. Confronto tra i fattori di sicurezza ottenuti con i metodi FDM-LEM in campo statico, sismico-down, sismico-up al variare della configurazione del pendio

buon accordo tra i fattori di sicurezza determinati attraverso i due metodi. Sono state riscontrate, dall'analisi e dal confronto della posizione delle superfici di rottura, leggere differenze in particolare nelle zone terminali (superiore ed inferiore) di tali superfici, oltre che forma leggermente diversa. Da specificare che con il metodo LEM la superficie scelta per l'analisi è quella circolare mentre con il metodo FDM la superficie di scorrimento si sviluppa naturalmente. E' argomento di ricerca (Leshchinsky, D. et al.) l'estensione del metodo pseudostatico non più solo con superfici rettilinee o circolari, ma anche con spirali logaritmiche uniformando così l'analisi dei pendii rinforzati e dei muri rinforzati. Per la prassi progettuale un utilizzo congiunto dei due metodi di calcolo garantisce una accurata analisi della stabilità del pendio soprattutto con geometrie complesse, stratigrafie difficili e importanti azioni sismiche. Argomento da analizzare e di ulteriore confronto sarà anche come considerare la presenza di elementi tipo paratie al piede della terra rinforzata e la presenza della falda.

Bibliografia

- Baker, R., Leshchinsky, D., 2001. Spatial distribution of safety factors. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 127(2), 135-45.
- Bishop, A.W., 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes. Géotechnique. 5,7 17
- Cuomo, S., Frigo, L., Tedesco, C., 2013. Modelling the displacements of geosynthetic reinforced geosstructures. Proceedings of the International Symposium on Design and Practice of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures, Bologna.
- Dawson, E. M., Roth, W. H., Drescher, A., 1999. Slope Stability Analysis by Strength Reduction. Géotechnique, 49(6), 835-840.
- Han, J.P.E., Leshchinsky, D., 2006. General Analytical Framework for Design of Flexible Reinforced Earth Structures. J. Geotech. Geoenviron. Eng. (132) 1427-1435.
- Itasca c.g., 2011. Flac 7.0 User's Manuals. Volume I-XVI, Minneapolis.
- Leshchinsky, D., Ebrahimi, S., Vahedifard, F., Zhu, F., 2012. Extension of Mononobe-Okabe approach to unstable slopes. Soils and Foundations. 52(2):239-256.
- Leshchinsky, D., Leshchinsky, O., 2012. ReSSA 3.0 User's Guide



ANALISI QUANTITATIVA DELL'EROSIONE SUPERFICIALE IN BACINI MONTANI

Antonio Novità (antonionovita@libero.it), Maria Della Sala, Sabatino Cuomo
Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno.

ABSTRACT

La presente nota riguarda l'analisi quantitativa di processi erosivi superficiali che avvengono in un bacino montano della regione Campania, interessato nel passato da importanti fenomeni di instabilità di versante. L'analisi dell'erosione è stata condotta con il modello fisicamente basato LISEM che, per diversi scenari di pioggia, ha consentito di individuare la distribuzione spaziale delle aree erose, di stimare la portata di acqua e solido nonché la concentrazione volumetrica di detrito che raggiunge la sezione di chiusura del bacino. I risultati mostrano che, in dipendenza delle condizioni di pioggia assunte, possono verificarsi scenari molto differenti. Si indica, inoltre, la concreta possibilità di utilizzare un approccio fisicamente basato per effettuare analisi a ritroso di eventi erosivi occorsi nel passato e per prevedere futuri eventi di instabilità dei versanti e le relative conseguenze per le aree urbane spesso ubicate allo sbocco dei bacini montani.

1. Introduzione

Lungo versanti acclivi costituiti da terreni granulari parzialmente saturi, possono verificarsi sia frane superficiali che processi erosivi in concomitanza di piogge intense. Recenti studi evidenziano che le frane di primo distacco tipicamente si trasformano in flussi di detrito o valanghe di detrito (Hungar et al., 2001), mentre i fenomeni erosivi, generalmente, danno luogo a flussi iperconcentrati (Costa, 1988). Conseguentemente, alla sezione di chiusura di un bacino montano, possono essere convogliate grandi quantità di acqua e detrito, con conseguenze spesso catastrofiche. L'analisi quantitativa degli apporti idrici e di materiale solido riveste una grande importanza, soprattutto al fine di predisporre i più adeguati interventi di mitigazione dei rischi connessi alle suddette fenomenologie tipo flusso. Quest'ultime, tra l'altro, si contraddistinguono per una elevata variabilità spaziale e temporale della portata e della concentrazione di detrito trasportato.

Obiettivo principale del presente lavoro è quello di evidenziare le potenzialità di un modello fisicamente basato per la stima quantitativa delle portate e del volume solido che possono essere convogliati alla sezione di chiusura di bacini montani acclivi a seguito di eventi meteorici intensi. A tal fine, è stato scelto un bacino campione della Costiera Amalfitana (regione Campania) interessato nel passato da fenomeni tipo flusso. Per tale area di studio, si è valutata la concreta possibilità di simulare gli effetti di eventi meteorici realistici valutando le zone erose lungo i versanti e nei canali e computando nel tempo le portate di acqua e solido alla sezione di chiusura del bacino montano.

2. Caso di studio

Il bacino del Sambuco ricade nel comprensorio della cosiddetta Costiera Amalfitana (Figura 1a), dichiarata Patrimonio Mondiale dell'Umanità dall'UNESCO nel 1997. Esso si estende per circa 5,6 km², ha un perimetro di 12,1 km ed è caratterizzato da una lunghezza dell'asta principale di circa 5,3 km. All'interno del bacino montano si raggiunge una quota massima di circa 1000 metri e circa il 70 % dell'intero territorio è caratterizzato da inclinazioni superiori a 30° (Figura 1b).



Figura 1 a) Regione Campania, Costiera Amalfitana, bacino del Sambuco; b) Andamento altimetrico e pendenze del bacino del Sambuco (Dati forniti dall'Autorità di Bacino Campania Sud, ex Destra Sele).

I versanti sono ricoperti da depositi superficiali di terreni piroclastici (Bilotta et al., 2005), originati dall'attività esplosiva del complesso vulcanico Somma-Vesuvio e presentano spessori medi inferiori a 2 m. Tali terreni poggiano su una successione di rocce calcaree e dolomitiche. La sezione di chiusura del bacino corrisponde all'area urbana del Comune di Minori, che nel passato è stata interessata da fenomeni tipo flusso (Cascini et al., 2013) caratterizzati da valori della concentrazione volumetrica di detrito che corrispondono, secondo Costa (1988), a "water flood" (0,4 - 20%), "hyperconcentrated flow" (20 - 47%) e "debris flow" (47 - 77%). Tra gli eventi più catastrofici è doveroso ricordare quello del 25-26 Ottobre 1954 durante il quale una pioggia cumulata di 504 mm in 8 -16 ore determinò, secondo le stime di letteratura (Papa et al., 2012), la mobilitazione di circa 300'000 m³ di materiale solido, con una portata di picco di circa 58 m³/s, causando danni e tre vittime nel centro abitato di Minori.

3. Il modello LISEM

Il modello LISEM (Limburg Soil Erosion Model) è un modello fisicamente basato implementato in ambiente GIS (De Roo et al., 1996; Jetten, 2002) che simula i principali processi fisici, che si verificano in un bacino montano durante un evento di pioggia. Tra questi si annoverano l'intercettazione della pioggia da parte della vegetazione, l'infiltrazione nel terreno e/o l'accumulo di acqua in micro-depressioni superficiali ovvero il ruscellamento dell'acqua piovana; conseguentemente, si innescano processi di distacco di singoli grani solidi del terreno per impatto diretto delle gocce di pioggia ovvero distacco/trasporto/deposizione di solido per azione del deflusso sia lungo i versanti e sia all'interno di canali naturali e/o antropici. A queste informazioni possono aggiungersi quelle relative a strade, uso del suolo, proprietà fisiche, idrauliche e meccaniche dei terreni (Figura 2a).

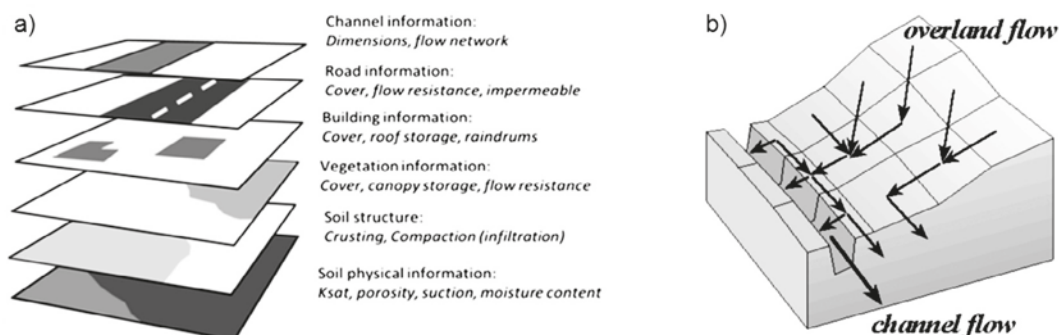


Figura 2 a) Livelli informativi del LISEM (<http://blogs.itc.nl/lisem/basic-theory/>); b) Deflusso superficiale e in canali con la struttura "LDD" (Local Drain Direction) (Jetten, 2002).

A partire dal modello digitale del terreno (DTM) del bacino in esame, con il modello LISEM è possibile calcolare: i) la quantità di pioggia che viene intercettata dalla vegetazione, ii) l'aliquota della pioggia che, in dipendenza anche della pendenza locale, si infiltra nel terreno, iii) l'aliquota della pioggia che si accumula in micro-depressioni della superficie topografica e iv) l'aliquota della pioggia che ruscella sulla superficie topografica. La quantità di materiale eroso per impatto delle gocce di pioggia e per deflusso idrico superficiale nonché la eventuale deposizione di materiale solido, viene ottenuta attraverso la seguente equazione:

$$e = D_s + (D_f - D_p)$$

dove D_s è il distacco per impatto delle gocce di pioggia, D_f e D_p sono rispettivamente il distacco per deflusso superficiale e la deposizione. Con riferimento all'infiltrazione nel terreno, secondo quanto riportato nella letteratura tecnico-scientifica, si può procedere in differenti modi: i) ipotizzando che ruscella la quantità di acqua piovana in eccesso rispetto alla permeabilità dei terreni, oppure ii) ricorrendo al modello di Green-Ampt, che schematizza l'infiltrazione tramite l'avanzamento verticale di un fronte umido parallelo al piano campagna con velocità dipendente dalla permeabilità e dal contenuto d'acqua (iniziale e per condizione di totale saturazione) dei terreni.

Il modello, infine, utilizza una soluzione implicita alle differenze finite dell'onda cinematica insieme con l'equazione di Manning per convogliare alla sezione di chiusura principale del bacino, il deflusso superficiale mediante una rete di drenaggio locale (LDD) ottenuta dal modello digitale del terreno (Figura 2b) che utilizza l'algoritmo D8 per l'identificazione delle direzioni di deflusso.



4. Materiali e metodi

La modellazione è stata effettuata utilizzando un Modello Digitale del Terreno con dimensione della cella di 5 m ed è stato scelto un passo temporale di 5 secondi in accordo con quanto indicato da Jetten (2002). Con riferimento alle caratteristiche della superficie topografica e alle proprietà dei terreni, i dati sono stati opportunamente scelti tra i valori degli intervalli presenti in letteratura (Tabella 1). Per lo scopo delle analisi, gli effetti della vegetazione sui processi analizzati sono stati trascurati.

Con riferimento alle piogge, sono state scelte cinque condizioni (Figura 3): i) una condizione chiamata E_0 corrispondente ad uno scroscio di 100 mm/h in 30 minuti; ii) tre condizioni di pioggia, chiamate E_a , E_b e E_c , cui corrisponde lo stesso valore di pioggia cumulata (112.5 mm) in 3 ore ma caratterizzate da uno scroscio di 100 mm/h in 30 minuti posizionato rispettivamente all'inizio, a metà e alla fine dell'evento meteorico; ed iii) infine la condizione al contorno denominata E_m corrispondente ad una intensità di pioggia costante di 42 mm/h in 3 ore.

Tabella 1 Dati di input del modello LISEM.

Categoria	Variabile	Descrizione	Intervallo valori di letteratura	Valore
Caratteristiche superficie topografica	RR	rugosità random (cm)	0.05-20	0.05
	n	numero di Manning (-)	0.001-10	0.08
	Ksat	permeabilità (mm/h)	0-1000	18
	θ_s	contenuto d'acqua	-	0.51
Proprietà dei terreni	θ_i	contenuto d'acqua iniziale	-	0.29
	ψ	suzione (cm)	-	200
Proprietà dei terreni	Cohesion	coesione del terreno (kPa)	≥ 0.196	0.2
	Cohesion	coesione aggiuntiva delle radici (kPa)	-	0
	Aggregates	stabilità degli aggregati (-)	0.00001-200; -1	-1
	D50	diametro d50 (μm)	25-300	250

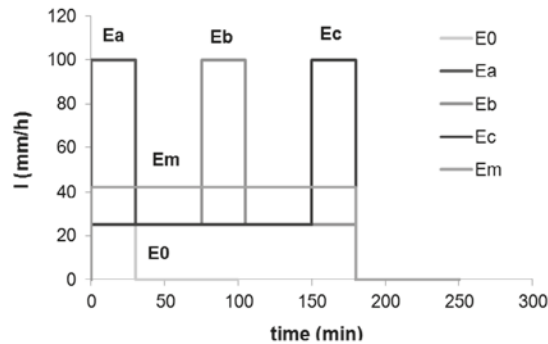


Figura 3 Condizioni di pioggia assunte nelle analisi.

5. Risultati

A partire dalle mappe di erosione ottenute per i diversi scenari di pioggia, è stato determinato lo spessore eroso medio su tutto il bacino, che è risultato pari a 12.1 cm per l'evento Eb e 14.4 cm per l'evento Em. Inoltre, al fine di individuare i sottobacini maggiormente suscettibili all'erosione sono stati valutati gli spessori erosi medi per ogni unità territoriale e per ogni evento. I risultati sono riportati in Figura 4, dove si osserva una netta differenza tra lo scenario E0 e le altre condizioni di pioggia, evidenziando un'erosione maggiore nel sottobacino situato in prossimità della sezione di chiusura.

Con riferimento alla portata totale e alla concentrazione volumetrica di materiale solido (Figura 5) è possibile osservare che: i) le condizioni al contorno E0 ed Ea determinano un analogo picco di portata di acqua e materiale solido in tempi praticamente coincidenti; ii) le condizioni di pioggia Ea, Eb ed Ec pur essendo caratterizzate dallo stesso valore di pioggia cumulata, generano diversi andamenti delle portate e delle concentrazioni nel tempo, con tempi di picco strettamente dipendenti dalle intensità di pioggia più alte; infine, iii) l'evento di pioggia Em genera un picco di portata più basso ma più duraturo nel tempo rispetto ai restanti scenari di pioggia ipotizzati. Inoltre, è stato possibile osservare l'elevata variabilità temporale delle portate e delle concentrazioni solide che fanno presupporre il possibile verificarsi di differenti fenomeni tipo flusso nell'ambito dello stesso evento meteorico (ad es. "water floods", con concentrazioni volumetriche inferiori al 20% e "hyperconcentrated flows" con concentrazioni che superano il 20%; Costa, 1988).

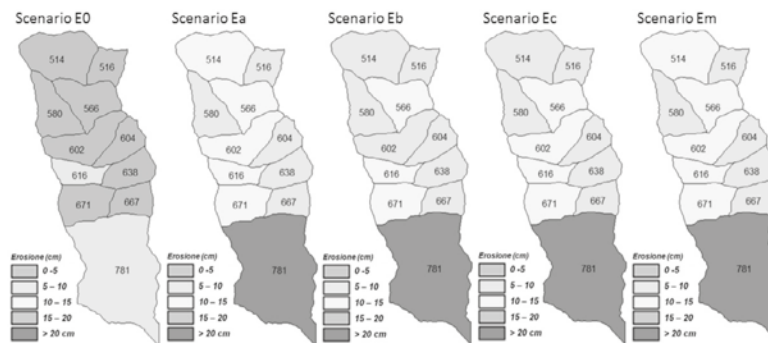


Figura 4 Spessore eroso medio simulato per sottobacini e per diverse condizioni di pioggia.

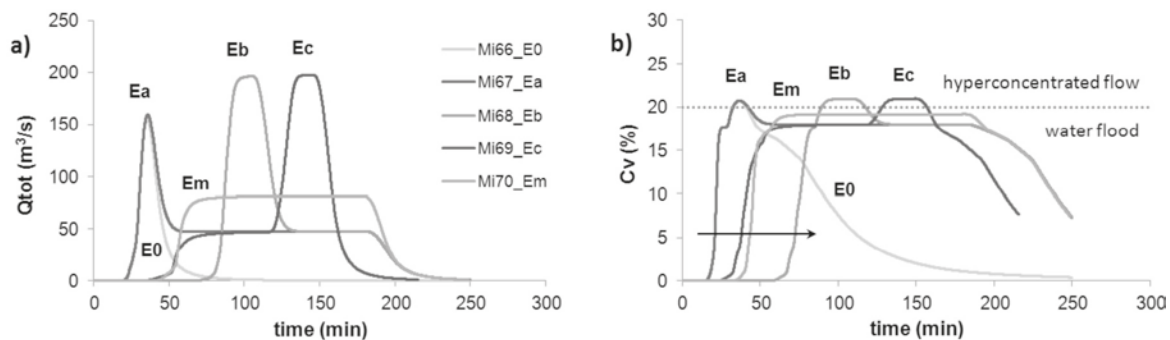


Figura 5 a) Portata totale e b) concentrazione solida volumetrica alla sezione di chiusura del bacino Sambuco per diverse condizioni di pioggia (modificato da Cuomo et al., 2014).

6. Conclusioni

In questa nota sono stati analizzati diversi scenari realistici di pioggia per il bacino oggetto di studio fornendo indicazioni generali sull'uso di un modello fisicamente basato per l'analisi quantitativa dell'erosione superficiale indotta da piogge intense. I risultati conseguiti indicano la concreta possibilità di utilizzare tale approccio ingegneristico per effettuare analisi a ritroso e previsioni di possibili scenari futuri relativamente ai fenomeni in oggetto.

Ringraziamenti

Gli autori desiderano ringraziare l'Autorità di Bacino Campania Sud, per aver fornito i dati cartografici, necessari alla realizzazione della presente nota.

Bibliografia

- Bilotta E., Cascini L., Foresta V., Sorbino G. (2005). Geotechnical characterization of pyroclastic soils involved in huge flowslides. *Geotech Geol Eng* 23:365–402
- Cascini L., Sorbino G., Cuomo S., Ferlisi S. (2013). Seasonal effects of rainfall on the shallow pyroclastic deposits of the Campania region (southern Italy). *Landslides*, 1-14.
- Costa J.E. (1988). Rheologic, geomorphic, and sedimentologic differentiation of water floods, hyperconcentrated flows, and debris flows. *Flood geomorphology*. In: Baker V.R., Kochel R.C. and Patton P.C. (eds.), *Flood Geomorphology*, John Wiley and Sons, New York: 113-122.
- Cuomo S., Della Sala M., Novità A. (2014). Physically-based modeling of soil erosion induced by rainfall on steep slopes. (sottoposto per la pubblicazione su *Geomorphology*).
- De Roo A.P.J., Wesseling C.G., Ritsema C.J. (1996). LISEM: a single event physically-based hydrologic and soil erosion model for drainage basins. I: Theory, input and output. *Hydrol. Proc.*, 10: 1107-1117.
- Hungr O., Evans S.G., Bovis M.J., Hutchinson J.N. (2001). A review of the classification of landslides of the flow type. *Environ. and Eng. Geosci.*, VII (3), 221 – 238.
- Jetten V. (2002). LISEM user manual, version 2.x. Draft version January 2002. Utrecht Centre for Environment and Landscape Dynamics, Utrecht University, The Netherlands, 64pp.
- Papa M. N., Medina V., Ciervo F., Bateman A. (2012). Estimation of debris flow critical rainfall thresholds by a physically-based model. *Hydrology & Earth System Sciences Discussions*, 9(11).



MODELLO DI SOTTOSUOLO E ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE IN TRE SITI A L'AQUILA

Alessandro Di Furia (alessandrodifuria@gmail.com)

Alessandra Ferrante (ferrante.alessandra.10@gmail.com)

Antonella Lucini (antonella.lucini@gmail.com)

Università degli studi dell'Aquila

ABSTRACT

Nel presente lavoro si vuole cogliere la differenza di Risposta Sismica Locale in tre siti dell'area aquilana in termini di spettri di risposta in accelerazione, utilizzando gli stessi accelerogrammi di input.

1. Inquadramento territoriale



Figura 1. Ubicazione dei siti. Sito 1: Via Monte Paradiso; Sito2: sito tra Via XX Settembre e Via San Francesco di Paola; Sito3: Via Iacobucci

2. Analisi di Risposta Sismica Locale: modelli geotecnici di sottosuolo e input sismico

Le analisi di RSL effettuate sono 1D; è stato usato il programma EERA.

Sono stati creati i modelli geotecnici di sottosuolo considerando le campagne di indagine appositamente predisposte per i siti di riferimento e quelle effettuate nelle zone limitrofe, scegliendo appositamente lo spessore delle diverse unità geotecniche mettendosi sempre nelle condizioni peggiori.

Sono state ricostruite le stratigrafie dalla quota del p.c. fino a quella del bedrock, riportando i profili delle V_s e le curve di decadimento $G/G_0(\gamma)$ e $D(\gamma)$.

L'input sismico utilizzato nelle analisi numeriche dei siti in esame, comprende dieci diversi accelerogrammi applicati al bedrock. Cinque di questi accelerogrammi sono stati definiti per lo studio di Microzonazione Sismica dell'area aquilana (Gruppo di lavoro MS-AQ 2010): un accelerogramma compatibile con lo spettro a pericolosità uniforme della normativa (NTC); un accelerogramma compatibile con lo spettro UHS ottenuto in base a valutazione probabilistica della pericolosità dell'area con il modello LADE e la relazione di attenuazione di Sabetta e Pugliese (1996) per il sito di Goriano Sicoli (PROB); tre accelerogrammi compatibili con lo spettro deterministico ottenuto dalla relazione di attenuazione di Sabetta e Pugliese (1996) per una coppia di magnitudo e distanza ricavata da analisi di disaggregazione (DET1, DET2, DET3). Quattro sono invece accelerogrammi naturali selezionati dalla banca dati accelerometrica italiana ITACA (<http://itaca.mi.ingv.it>) considerando come parametri la magnitudo e la distanza epicentrale; la PGA è stata scalata in riferimento all'evento sismico del 6 aprile 2009. L'ultimo accelerogramma (AQG NS) è quello registrato alla stazione AQG il 6 aprile 2009 deconvoluto.

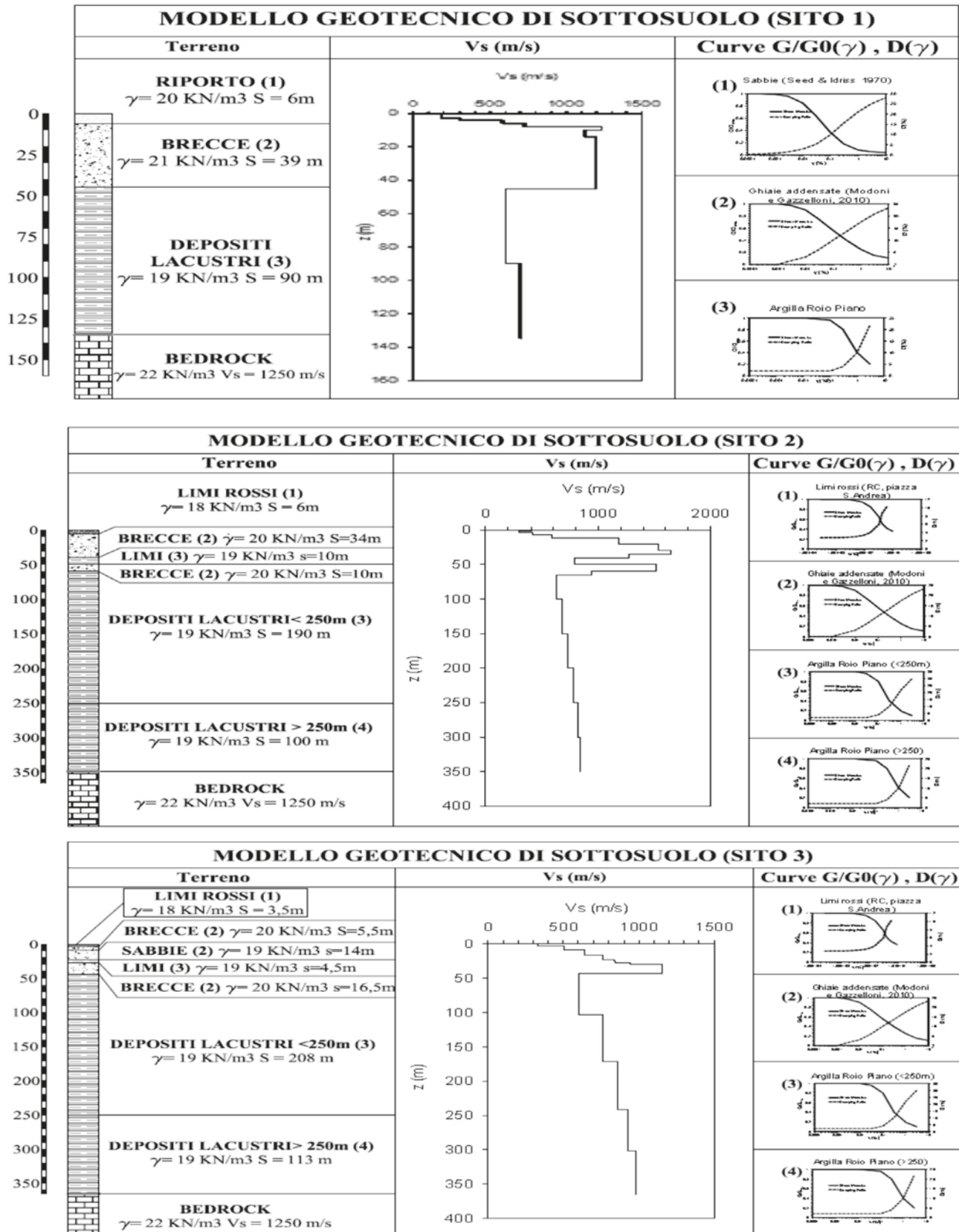


Figura 2. Modelli geotecnici di sottosuolo per i tre siti

3. Risultati

Gli spettri in accelerazione degli accelerogrammi naturali sono riportati con la linea tratteggiata mentre quelli associati agli accelerogrammi sintetici con la linea continua. L'accelerazione spettrale S_a ottenuta dall'analisi di RSL come involuppo dei 10 accelerogrammi di input, risulta sempre maggiore di quella calcolata secondo l'NTC 2008 per tutti e tre i siti di riferimento, mentre considerando il valore medio dell'accelerazione spettrale S_a si può notare come: per il sito 1, S_a , ottenuta dall'analisi di RSL è superiore



a quella calcolata secondo NTC negli intervalli (0-0.19s e 1.64-1s); per il sito 2 è superiore negli intervalli (0.07-0.16s e 0.56-1.35s); per il sito 3 è sempre superiore tranne che negli intervalli (0.31-0.34s e 1.61-4). Dal confronto con lo spettro fornito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (SLV) si evince che le differenze riscontrabili, in particolare le pronunciate amplificazioni ai più bassi periodi, sono dovute alle condizioni di sito che solo un'analisi di Risposta Sismica Locale può rilevare. Più in dettaglio si nota come le accelerazioni riscontrate nel sito 1 sono maggiori rispetto a quelle dei siti 2 e 3, che presentano uno spessore dei depositi lacustri più elevato.

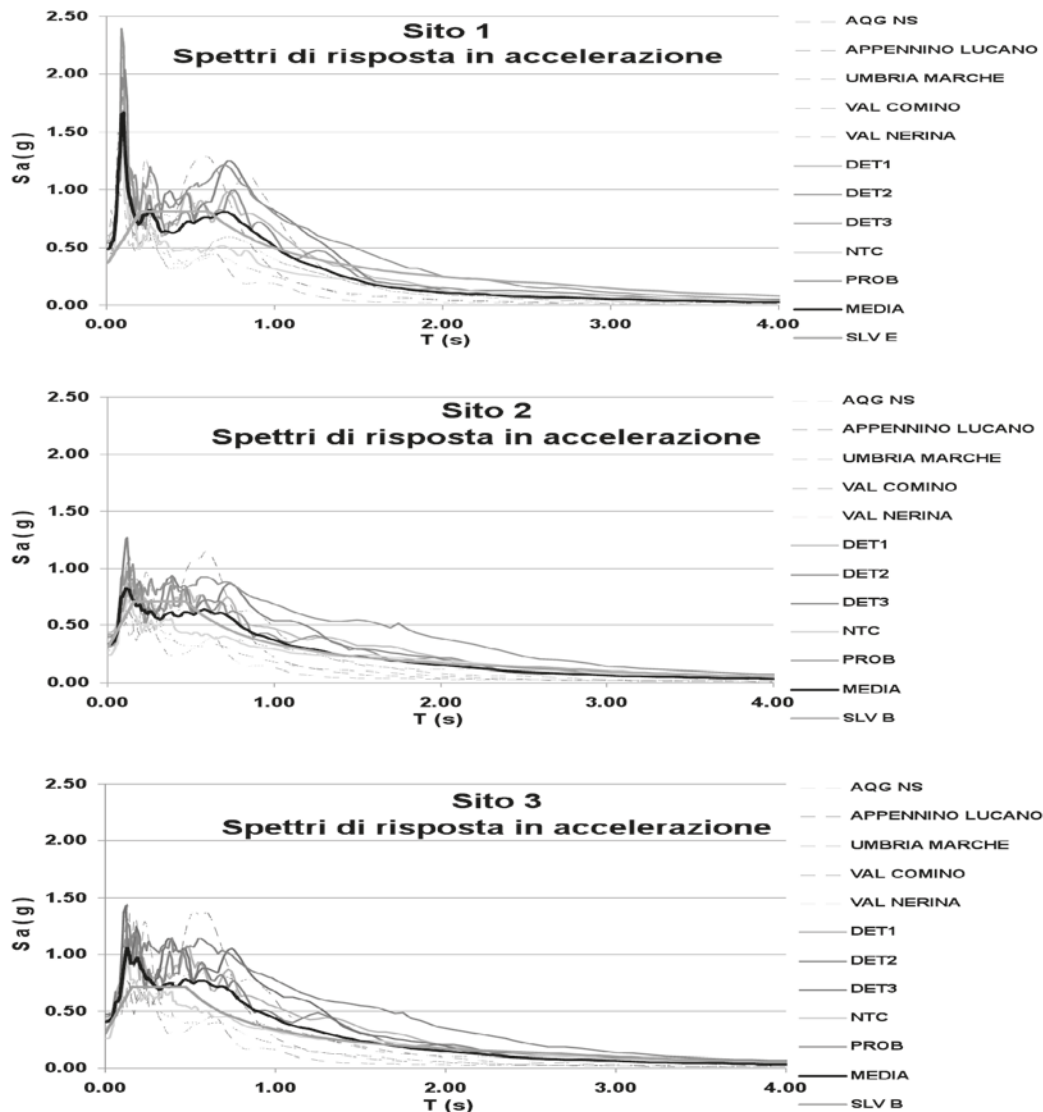


Figura 3. Spettri di risposta in accelerazione nei tre diversi siti

4. Bibliografia

- Seed, H. B. And Idriss, I. M. (1970). *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis*, Report No. UCB/EERC-70/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December, 48p.
- Modoni, G., Gazzellone, A., (2010). *Simplified theoretical analysis of the seismic response of artificially compacted gravels*. Proc. V Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, USA, Paper No. 1.28a.
- Sabetta, F., Pugliese, A., (1996). *Estimation of response spectra and simulation of non-stationary earthquake ground motions*. Bull. Seism. Soc. Am., 86(2), 337-352.
- Gruppo di Lavoro MS-AQ (2010). *Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana*. Regione Abruzzo – Dipartimento della Protezione Civile, L'Aquila, 3 vol. e Cdrom.



PRIME ANALISI NUMERICHE ED OSSERVAZIONI SPERIMENTALI PER LO SCAVO DELLA STAZIONE SAN PASQUALE A NAPOLI

Silvia Autuori (silvia.autuori@unina.it)

Dipartimento di Ingegneria, Civile Edile e Ambientale. Università di Napoli Federico II.

Gianpiero Russo (pierusso@unina.it)

Dipartimento di Ingegneria, Civile Edile e Ambientale. Università di Napoli Federico II.

ABSTRACT

Nella città di Napoli sono attualmente in fase di realizzazione importanti opere di ingegneria civile allo scopo di potenziare il sistema di mobilità urbano. Tra tali infrastrutture spicca lo scavo profondo in terreni sciolti sotto falda della stazione San Pasquale. Tale intervento comporta la soluzione di problemi complessi di natura geotecnica tra i quali certamente l'interazione con il tessuto urbano circostante: per tale motivo è in corso una continua attività di monitoraggio. La presente nota è dedicata al confronto tra il comportamento osservato dell'opera e dell'ambiente urbano circostante e le prime analisi numeriche agli elementi finiti eseguite mediante l'utilizzo del programma di calcolo PLAXIS 2D versione 9.0.

1. Introduzione

Il potenziamento del sistema di mobilità della città di Napoli ha previsto l'ultimazione dei lavori della Linea Metropolitana 6. Quest'ultima può essere scomposta in 3 tratte connotate da diversi stati di attuazione:

- Tratta Mostra – Mergellina attualmente in esercizio;
- Tratta Mergellina – Municipio in fase di costruzione;
- Tratta Mostra –Campegna-Porta del Parco progettata e non finanziata.

La tratta Mergellina – Municipio prevede la costruzione delle stazioni Arco Mirelli, San Pasquale, Chiaia e Municipio. La stazione San Pasquale, ora in fase di completamento, è oggetto del presente lavoro.

2. Stazione San Pasquale

La stazione San Pasquale, appartenente alla costruenda Linea 6 della Metropolitana di Napoli tratta Mergellina – Municipio, è ubicata nel cuore della città di Napoli pressappoco al centro della esistente Villa Comunale lungo la ben nota Riviera di Chiaia. Analisi trasportistiche evidenziano che il bacino di utenza della stazione è caratterizzato da utenza residenziale e commerciale. Il pozzo principale di stazione ha una forma in pianta rettangolare di 82,50 m x 23,60 m e profondità di 27 m dei quali 25 m sotto il pelo libero della falda freatica. Dalla Figura 1 si evince che il lato lungo della stazione è disposto parallelamente all'allineamento dei fabbricati e all'asse della galleria di linea. Lo scavo principale è sostenuto da pannelli perimetrali a T in c.a. spinti ad una profondità di 50 m circa al di sotto del p.c.. In adiacenza ai lati lunghi del pozzo principale sono ubicate le due uscite, profonde circa 10 m e sostenute da diaframmi perimetrali in c.a. di forma rettangolare spinti fino a 22 m circa di profondità.

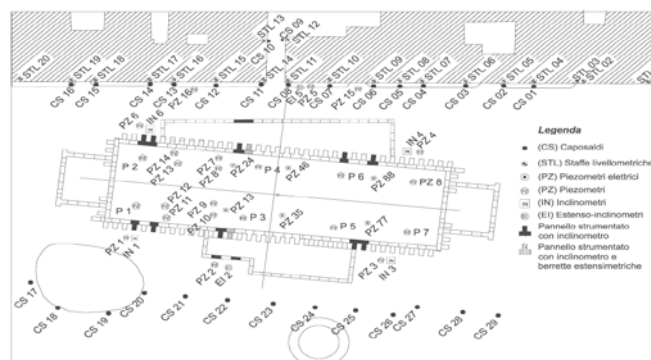


Figura 1. Planimetria della stazione San Pasquale con ubicazione degli strumenti per il monitoraggio.

3. Sottosuolo

Il piano campagna nella zona interessata dallo scavo si trova ad una quota costante e compresa tra +2 m s.l.m. e + 2.30 m s.l.m., il pelo libero della falda freatica si trova in media a circa 1,30 m s.l.m.. con solo piccole oscillazioni stagionali.

La stratigrafia è costituita da una rapida alternanza di sabbia di spiaggia e retroduna con sottili intercalazioni di cineriti e pomici fino ad una profondità di circa 20 m dal piano campagna. In seguito la stratigrafia è caratterizzata da un'alternanza di piroclastiti in sede e rimaneggiate fino alla profondità di circa 40 m. Al di sotto di tale quota si rinviene il tetto della formazione del banco di Tufo Giallo Napoletano che presenta nell'area di stazione una variabilità contenuta nell'ordine di 5 m. (Relazione geologica, Ansaldo, 2010).

La Figura 2 riporta la sezione stratigrafica dalla quale è stato ricavato il modello stratigrafico bidimensionale semplificato utilizzato per l'analisi numerica. Quest'ultimo è costituito da uno strato superiore di terreni incoerenti profondo 17 m che include i riporti e le sabbie marine, seguito da un altro strato di terreni incoerenti che include le piroclastiti in sede e rimaneggiate. Attraverso uno strato dotato di modesta coesione (cappellaccio) si arriva nel modello alla formazione del tufo giallo caratterizzato con un modello di Mohr-Coulomb con presenza contemporanea di coesione ed angolo di attrito. (Relazione geotecnica, Ansaldo, 2010).

La Tabella 1 riassume le principali caratteristiche fisiche e meccaniche (di resistenza) degli strati adottati nel modello. Tali caratteristiche derivano da diverse campagne di indagini che hanno previsto l'esecuzione di sondaggi (in parte a distruzione), prove CPT, prove cross-hole, prove dilatometriche, prove di permeabilità Lugeon e prove di svuotamento del pozzo, con verifica indiretta delle permeabilità delle formazioni interessate (Relazione sull'interpretazione dei risultati delle prove di svuotamento del pozzo di stazione, Ansaldo, 2010).

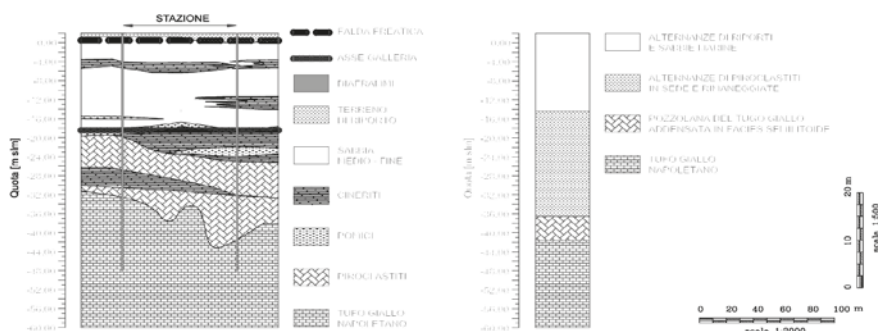


Figura 2. Sezione stratigrafica e modello stratigrafico semplificato in corrispondenza della stazione San Pasquale

	Prof. [m]	γ [kN/m ³]	C [kPa]	ϕ' [°]	k[m/s]	E_s^{ref} [MPa]	E [MPa]	E_u [MPa]	
Alternanza di riporti e sabbie marine	0 - 17	18	0	36	3×10^{-4}	0,3	70	-	210
Alternanza di piroclastiti	17 - 41	16	0	36	3×10^{-4}	0,3	268	-	804
Pozzolana del tufo giallo	41 - 44	16	150	27	3×10^{-5}	0,3	-	2120	-
Tufo giallo napoletano	44 - 50	16	500	27	3×10^{-5}	0,3	-	6360	-
Tufo giallo napoletano	44 - 50	16	500	27	3×10^{-5}	0,3	-	6360	-

Tabella 1. Modello stratigrafico semplificato dedotto dalle campagne di indagini.

4. Monitoraggio

L'opera in esame è soggetta ad una attenta attività di monitoraggio svolta per la gran parte con strumentazione a lettura manuale. In Figura 1 è riportata, insieme alla planimetria della stazione, l'ubicazione degli strumenti principali utilizzati per il monitoraggio con la relativa legenda. In Figura 3 e 4 sono diagrammati i cedimenti nell'intorno dell'area della stazione, dovuti alle principali fasi di esecuzione dell'opera. Si noti che al termine dello scavo del pozzo di stazione il massimo cedimento misurato è di circa 23 mm.

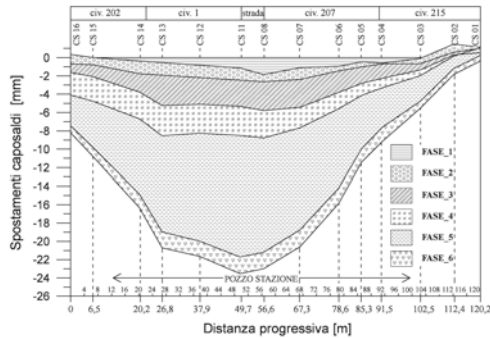


Figura 3. Cedimenti misurati lungo il lato edifici.

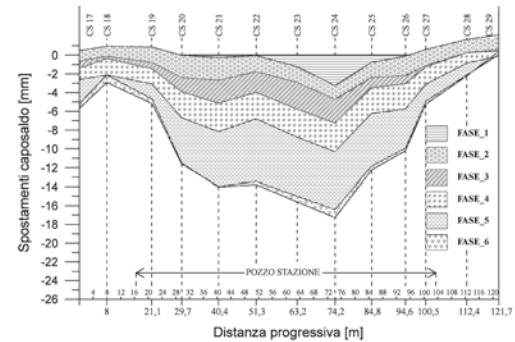


Figura 4. Cedimenti misurati lungo il lato villa.

5. Back analysis

Al fine di riprodurre al meglio gli effetti osservati durante la realizzazione dell'opera, la simulazione dello scavo è stata suddivisa in diverse fasi di calcolo corrispondenti ad attività dedotte dal cronoprogramma di cantiere. Le analisi sono bidimensionali, riferite alla sezione trasversale di mezzeria e sono state effettuate adoperando il programma di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D versione 9.0. Il modello è largo 250 m ed alto 90 m per ridurre al minimo gli effetti di bordo; esso è costituito da circa 8600 elementi, 70800 nodi e la dimensione caratteristica media di ogni elemento finito triangolare utilizzato dal codice è pari a circa 1,6 m. Il modello è stato vincolato con condizioni standard sul contorno. Per i primi due strati del modello è stato utilizzato il modello costitutivo Hardening-Soil, modello elasto-plastico incrudente presente nella libreria del Plaxis. Per gli strati sottostanti (cappellaccio e tufo) si è giudicato idoneo il più semplice modello elasto-plastico perfetto di Mohr Coulomb. Le proprietà utilizzate per caratterizzare i singoli strati sono già state riportate nella menzionata tabella 1.

I diaframmi, viste le loro dimensioni, sono stati modellati come elementi solidi, così come le strutture interne della scatola di stazione. In Figura 5 si riporta la mesh utilizzata per il calcolo. In Figura 6 si riportano gli spostamenti verticali calcolati nell'intero modello al raggiungimento della quota di fine scavo del pozzo centrale, rappresentati a mappa di colori. Da una prima osservazione è possibile notare che la zona di estensione dei cedimenti è pari a circa 3 volte la profondità di scavo confermando le indicazioni riportate in letteratura (Peck, 1969) mentre gli spostamenti a piano campagna sono simili ma non perfettamente coincidenti con quelli osservati.

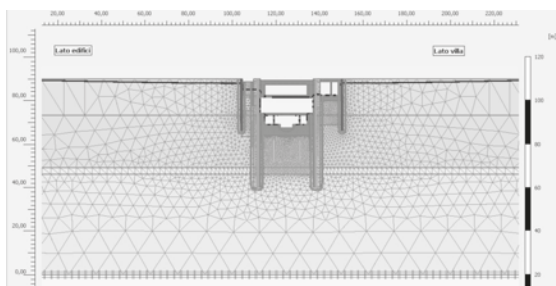


Figura 5. Mesh di calcolo della sezione 2D

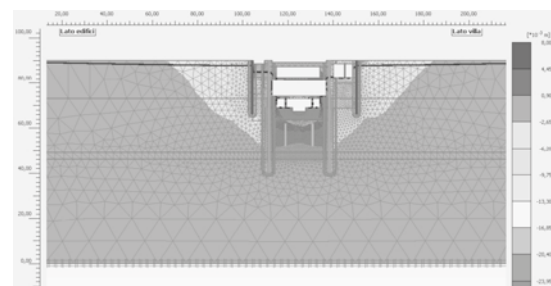


Figura 6. Cedimenti a mappa di colore calcolati a fine scavo del pozzo centrale

6. Bibliografia

- Ansaldo (2010). "Linea 6 della Metropolitana di Napoli - tratta Mergellina - Municipio - Relazione geologica".
- Ansaldo (2010). "Linea 6 della Metropolitana di Napoli - tratta Mergellina - Municipio - Relazione geotecnica".
- Ansaldo (2010). "Linea 6 Metropolitana di Napoli- Stazione San Pasquale – Relazione sull'interazione dei risultati delle prove di svuotamento del pozzo di stazione".
- Autuori S., Russo G., Nicotera M. V. (2013), Studio preliminare degli effetti indotti dallo scavo della stazione San Pasquale, *Incontro Annuale Ricercatori di Geotecnica, Perugia*, ISBN 9788890642135
- L'Amante D.(2012). Displacements induced by the installation of diaphragm panels, *Acta Geotechnica*, 7:203-218.
- L'Amante D. (2009), Comportamento di grandi opere di sostegno in area urbana (tesi di dottorato), *Università di Napoli Federico II*
- Plaxis (2008), Manual Plaxis 2D version 9.0, *Delft University of Technology & PLAXIS b.v., The Netherland*, ISBN-13:978-90-76016-06-1
- Peck R.B. (1969). Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, *Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, A.C., Mexico City*, pp. 225-290.



SISTEMI TECNOLOGICI DI SCAVO IN OPERE INFRASTRUTTURALI STRATEGICHE: PALI 3P PER LE FONDAZIONI DEL VIADOTTO MOLINO DI SETTA SULLA VARIANTE DI VALICO

Davide Nicastro (info@geotunnel.it)

Geotunnel Srl.

Massimiliano Bringiotti (info@geotunnel.it)

Geotunnel Srl.

ABSTRACT

Il palo 3P, acronimo di “Proactive Portant Pile”, è un palo a grande diametro, eseguito in qualsiasi tipologia di materiale con passaggi in terreni anche difficili e spinto, normalmente, a medie oppure elevate profondità.

Le esperienze maturate in campo internazionale arrivano ad esecuzioni di opere di fondazione in graniti alterati con resistenze fino ai 200 - 250 MPa.

Il modello costruttivo del palo 3P viene normalmente utilizzato per realizzare opere di fondazione in situazioni particolari dove ad esempio i carichi da sorreggere sono estremamente consistenti, gli sforzi a taglio potenzialmente elevati e/o lo strato roccioso di appoggio si trova a grande profondità.

1 Introduzione

Il viadotto Molino di Setta è un'opera inserita nella nuova viabilità autostradale dei lotti 6 e 7 della A1 Milano-Napoli nel tratto appenninico compreso tra Sasso Marconi e Barberino di Mugello, denominato “Variante di Valico”. Quest'opera interessa il fondovalle del torrente Setta e si sviluppa prevalentemente sui depositi alluvionali di fondovalle. Il tracciato, che corre al piede del versante in sinistra orografica del Setta con curvatura opposta rispetto all'ansa del torrente, consente di limitare al minimo le interferenze dirette con i depositi di frana quiescente che interessano questa zona. E' importante sottolineare l'interferenza marginale del viadotto con due significativi dissesti di tipo franoso caratterizzati da una vasta estensione areale.

2 Il Progetto Esecutivo

Per le fondazioni delle pile e delle spalle del Viadotto Molino di Setta, in relazione ai carichi verticali ed orizzontali trasmessi dalla struttura in elevazione e alla natura litologico stratigrafica delle formazioni interessate, in sede di progettazione esecutiva si era deciso di adottare fondazioni profonde, costituite da un pozzo in calcestruzzo non armato sotto il plinto in calcestruzzo armato. Il diametro interno dei pozzi, era pari a 11.0 m. La lunghezza dei pozzi delle pile era stata definita, oltre che in dipendenza dell'entità dei carichi applicati, in funzione della stima della quota del tetto del substrato di base, in modo da garantire, sulla base delle informazioni stratigrafiche disponibili, un sufficiente immorsamento della struttura nella formazione litoide non alterata.

Anche per le spalle erano state adottate fondazioni profonde a pozzo, di diametro interno pari a 11.0 m e di lunghezza pari a 15 m in modo da garantire un adeguato immorsamento nello strato di base roccioso, costituito dalla formazione dell'Unità Argilloso-Calcareo (lato Firenze) e dalla formazione delle Argille a Palombini (lato Bologna) (Fig.1).

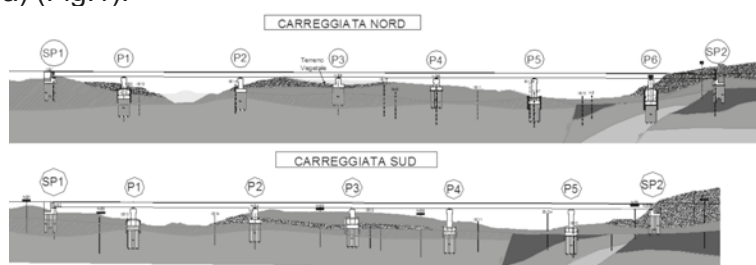




Figura 1. Profilo geologico e sezione longitudinale del viadotto

3 Il Progetto di Variante

Nel Progetto di Variante si sono abbandonate le fondazioni a pozzo classiche, optando per plinti su pali di grande diametro denominati 3P (Proactive Portant Pile), da realizzare gestendo i rivestimenti in assenza di morsa ed operando in totale assenza di fanghi stabilizzanti in condizioni stratigrafiche complesse e rilevanti problematiche di instabilità delle pareti del foro. Per quanto riguarda il sistema fondazione delle pile, la disposizione geometrica dei pali è a simmetria radiale, con centro di simmetria coincidente con l'asse baricentrale della singola pila (Figura 2). La palificata delle pile è composta da 7 pali $\varnothing 2300\text{mm}$, di cui uno centrale e 6 disposti radialmente al primo, con interasse i costante pari a 3,35m (rapporto $i/\varnothing = 1.45$).

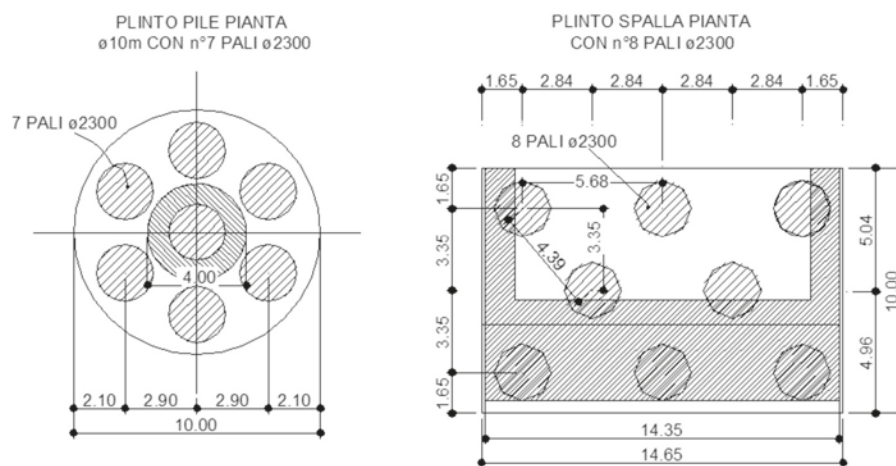


Figura 2. Progetto di Variante: disposizione dei pali $\varnothing 2300\text{mm}$ nei plinti di pile e spalle

4 Attrezzatura e produzione giornaliera

L'esecuzione delle fondazioni è stata resa possibile adottando una Bauer BG40, macchina perforatrice caratterizzata da una elevata potenza disponibile, sia per quanto riguarda la testa di rotazione sia per quanto riguarda la forza di spinta e di tiro applicabile alla colonna dei rivestimenti, il tutto controllato da un sistema informatico di gestione e di monitoraggio dei parametri meccanici e idraulici, in grado di consentire la perfetta calibrazione dei parametri stessi in funzione delle condizioni geologiche locali (Fig.3).



Figura 3. Bauer BG40 – Gestione del rivestimento e fondazione realizzata

La BG40 è una macchina "Top Level" sia per la coppia prodotta, 390 kNm che per le capacità di spinta della argano pull down. Raggiunge profondità di scavo di 80m e diametri di perforazione anche di 3 m. Fornita di un motore da 430 kW è in grado di supportare qualunque tipo di lavorazione, dal soil mixing,



all'idrofresa ai pali a spostamento laterale FDP.

Come in questo caso, attraverso un *case drive adapter*, cioè uno strumento di gestione del rivestimento, riesce a movimentare e ad inserire nel terreno camice anche di 2,5 m di diametro (Fig. 4)

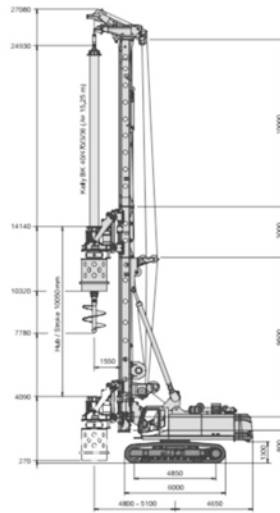


Figura 4. BG40

La produzione giornaliera media è stata di circa 15-17 metri di perforazione al giorno con punte di oltre 30 ml/giorno in corrispondenza delle Spalle 2, a causa delle favorevoli condizioni stratigrafiche (Fig. 5).

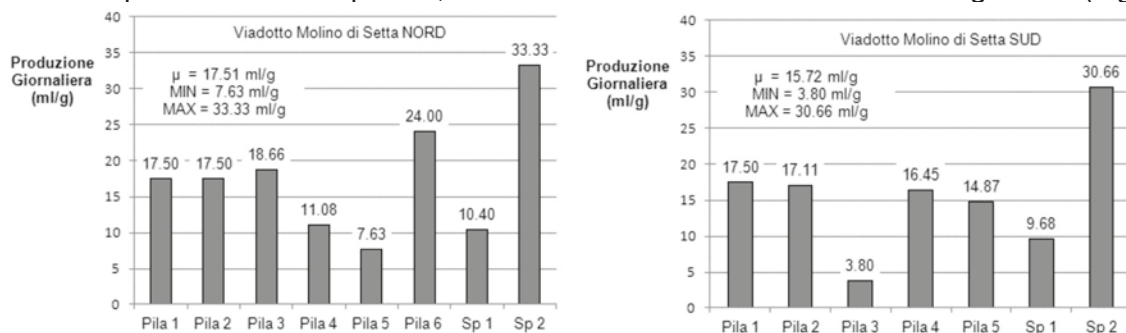


Figura 5. Produzione media giornaliera espressa in metri di perforazione giornalieri

5 Bibliografia

- Bringiotti M., Settembre e Dicembre 2004, Dal Cutter Soil Mix al Triple Auger, Quarry & Construction, Edizioni PEI, Parma
- Bringiotti M., Ottobre 2006, Recenti Cantieri innovativi in Italia, Quarry & Construction, Edizioni PEI, Parma
- Bringiotti M., Sanmartino P., Dicembre 2009, Perforazione di pali a grande diametro – 3P Proactive Portant Pile – ed opere di fondazione (tipo FDP e DK) in condizioni estreme. L'esperienza Bauer a Singapore e Kuala Lumpur (Parte I), GEAM Georingegneria Ambientale e Mineraria, Anno XLVI, n. 3
- Bringiotti M., Sanmartino P., Aprile 2010, Perforazione di pali a grande diametro – 3P Proactive Portant Pile – ed opere di fondazione (tipo FDP e DK) in condizioni estreme. L'applicazione sulla Variante di Valico da parte della Impresa TOTO S.p.A. (Parte II), GEAM Georingegneria Ambientale e Mineraria, Anno XLVII, n. 1
- Bringiotti M., Geotecnica e Macchine da Perforazione - Metodologie ed Innovazioni, Edizioni PEI, Parma, 2010
- Bringiotti, M. 2010. Geotecnica & macchine da perforazione. Parma: Edizioni PEI Srl.



H/V DAL RUMORE SISMICO AMBIENTALE: TOOL EFFICACE PER LO STUDIO DELLE CAVITÀ?

Giuseppe Di Giulio (giuseppe.digiulio@ingv.it)
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, L'Aquila
Maurizio Vassallo (maurizio.vassallo@ingv.it)
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, L'Aquila
Deborah Di Naccio (deborah.dinaccio@ingv.it)
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, L'Aquila
Sara Amoroso (sara.amoroso@ingv.it)
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, L'Aquila
Giuliano Milana (giuliano.milana@ingv.it)
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Roma
Luciana Cantore (luciana.cantore@ingv.it)
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, L'Aquila

ABSTRACT

Si presentano casi studio utilizzando il metodo H/V per lo studio di cavità naturali o antropiche. Misure di rumore sismico sono state effettuate in simultanea all'interno e sopra cavità presenti nel sottosuolo. Lo scopo del presente lavoro è capire sperimentalmente se da misure di rumore sismico in superficie è possibile avere indicazioni sulla presenza di cavità nascoste. Sebbene le misure sopra le cavità spesso abbiano mostrato picchi H/V con ampiezze negative (< 1) ad alte frequenze (> 20 Hz), studi sperimentali e numerici più approfonditi sono necessari per comprendere l'effetto di vuoti nel sottosuolo sulle curve H/V.

1. Introduzione

Il rumore sismico ambientale consente di ricavare la curva H/V (Nakamura 1989) tramite il rapporto degli spettri di Fourier in ampiezza tra la componente orizzontale H e la componente verticale V del moto del suolo. L'informazione tipica dalle curve H/V è la frequenza di risonanza (f_0), il cui valore è connesso alla velocità delle onde di taglio (V_S) e allo spessore (H) degli strati soffici. Il metodo H/V riscuote sempre più interesse sia nel campo della ricerca sia nel campo professionale, attraverso, per esempio, studi di microzonazione sismica. Lo sviluppo di software di analisi finalizzati al calcolo rapido delle curve H/V, e di stazioni che accoppiano digitalizzatore e sensore, ha contribuito ulteriormente alla rapida diffusione dell'utilizzo delle curve H/V nel mondo professionistico. Tuttavia, ancora molte sono le problematiche legate all'interpretazione fisica della natura del rumore sismico, e al ruolo delle onde di volume rispetto alle onde di superficie nel contributo ai picchi H/V. In molti casi pratici poi, i picchi della curva H/V non sono facilmente individuabili ed interpretabili, e di conseguenza è difficile stimare il valore di f_0 . In contesti urbani, i picchi della curva H/V sono poi fortemente connessi ad attività antropiche in prossimità del punto di misura. Inoltre, la curva H/V per misure su siti di riferimento (bedrock) dovrebbe essere piatta, cioè con ampiezze pari ad 1 in tutto l'intervallo di frequenze di interesse ingegneristico. Recenti lavori mostrano picchi H/V anche su bedrock geologico, suggerendo effetti di amplificazione legati alla fratturazione degli ammassi rocciosi e/o alla presenza di faglie (Marzorati et al. 2011). Malgrado queste difficoltà, lo sviluppo del rumore sismico verso nuove frontiere di indagine riscuote sempre più interesse. Castellaro e Mulargia (2009), ad esempio, mostrano le potenzialità del rapporto H/V nell'individuare inversioni di velocità nel sottosuolo (cioè siti che presentano una diminuzione di velocità con la profondità). In questo lavoro il metodo dei rapporti spettrali H/V è stato applicato a misure di rumore sismico in prossimità di cavità differenti per geometria e natura, con lo scopo di testare l'affidabilità delle curve H/V nell'individuazione di cavità nel sottosuolo.



2. Misure H/V nelle cavità

Sono state effettuate per nove casi studio (Tabella 1) misure H/V all'interno, al di sopra e in prossimità delle cavità usando stazioni sismiche Reftek130 connesse a velocimetri triassiali Le3d-5sec. Ogni misura ha avuto una durata di almeno 1 ora, ed è stata processata con il software free geopsy (www.geopsy.org). Cinque casi studio (Tabella 1) si trovano nel centro storico dell'Aquila di cui tre lungo i pendii che delimitano la parte meridionale della città (Via Vincenzo de Bartholomeis, Via Sant'Apollonia, Via Campo di Fossa) e due nei pressi di Palazzo Centi (neviera e cisterna annesse al Palazzo); uno nella frazione di San Gregorio (L'Aquila); uno nei pressi della necropoli di Vulci (Viterbo); uno nel garage della sede dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (Roma) e l'ultimo caso studio nel Parco di Tor Fiscale (Roma). Le cavità naturali si sviluppano in materiali litoidi (brecce cementate, calcare fratturato, tufo e pozzolana) con volumi molto variabili (10-3600 m³) posti a profondità comprese tra 1.3 e 20.0 m (mediamente 2.0 m).

Sito	Ubicazione	Profondità	Volume	Litologia	Range H/V < 1
		(m)	(m ³)		(Hz)
Via Vincenzo de Bartholomeis, L'Aquila	Sopra cavità	2.50	?	Brecce cementate	12-15; 40-70
Via Vincenzo de Bartholomeis, L'Aquila	Fuori cavità	-	-		12-16; 30-40
Via Sant'Apollonia, L'Aquila	Sopra cavità	20.00	-	Brecce cementate	20-30
Fosso Sant'Apollonia, L'Aquila	Dentro cavità	-	9.60		No
Fosso Sant'Apollonia, L'Aquila	Fuori cavità	-	-		No
Via Campo di Fossa, L'Aquila	Sopra cavità	7.00	-	Brecce cementate	No
Via Don Luigi Sturzo, L'Aquila	Dentro cavità	-	30.00		No
Via Don Luigi Sturzo, L'Aquila	Fuori cavità	-	-		19-27
Palazzo Centi, L'Aquila	Sopra neviera	1.30	-	Brecce cementate	20-65
Palazzo Centi, L'Aquila	Dentro bordo	-	774.07		No
Palazzo Centi, L'Aquila	Dentro fondo	-	29.77		No
Piazza Santa Giusta, L'Aquila	Fuori neviera	-	-		No
Via Celestino V, L'Aquila	Fuori neviera	-	-		20-70
Palazzo Centi, L'Aquila	Sopra cisterna	1.30	0.00	Brecce cementate	20-60
Palazzo Centi, L'Aquila	Dentro cisterna	-	75.47		No
Via Rosso Guelfaglione, L'Aquila	Fuori cisterna	-	-		10-15; 25-50
Via Celestino V, L'Aquila	Fuori cisterna	-	-		20-70
Via Nuova, San Gregorio (AQ)	Sopra cavità	2.00	-	Calcare fratturato	< 1.5; 17-25
Via Nuova, San Gregorio (AQ)	Dentro cavità	-	108.00		25-35
Parco di Vulci, Vulci	Sopra cavità	-	24.00	Tufo e pozzolana	5-30
Parco di Vulci, Vulci	Dentro cavità	2.00	-		5-20
Parco di Vulci, Vulci	Fuori cavità	-	-		7-20
Parco di Vulci, Vulci	Fuori cavità	-	-		8-15; 20-30
Parco di Vulci, Vulci	Fuori cavità	-	-		10-40



Garage INGV Roma, Roma	Sopra garage	-	3600.00	Tufo e pozzolana	2-9; 12-18; 20-35
Garage INGV Roma, Roma	Dentro garage	1.50	-		2-15; 20-45
Garage INGV Roma, Roma	Fuori garage	-	-		7-20
Parco di Tor Fiscale, Roma	Sopra tunnel	-	-	Tufo e pozzolana	2-5; 8-15
Parco di Tor Fiscale, Roma	Dentro tunnel	5.00	-		2-9; > 25
Parco di Tor Fiscale, Roma	Sopra/fuori tunnel	-	> 990		28-45
Parco di Tor Fiscale, Roma	Sopra/fuori tunnel	-	-		7-15; > 60

Tabella 1. Misure H/V nelle cavità.

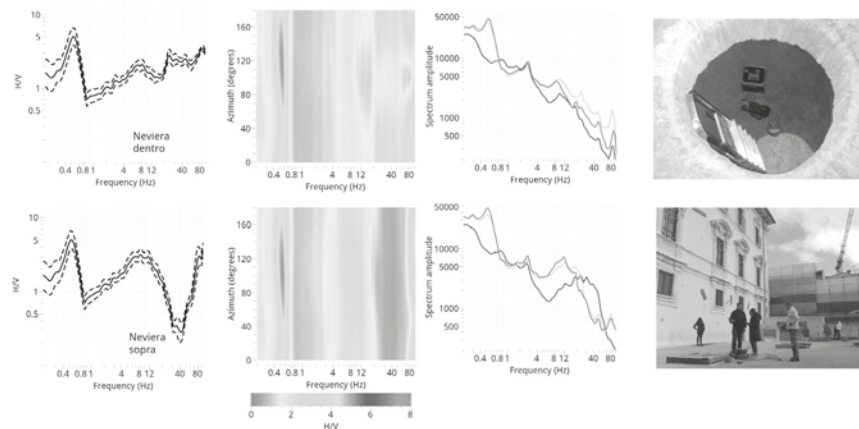


Figura 1. Confronto tra misure di noise eseguite sopra e dentro la cavità nella neviera di Palazzo Centi (L'Aquila). Da sinistra a destra: Curve H/V (media e media +/- 1 standard deviation); analisi direzionale delle curve H/V; spettri di Fourier in ampiezza per le tre componenti del moto; fotografie del sito.

3. Conclusioni

Le misure di rumore sismico eseguite al di sopra delle cavità mostrano, in generale, curve H/V negative, cioè con livelli di ampiezza inferiori all'unità, in una larga banda di frequenza dovute alla maggiore energia dello spettro verticale rispetto alle componenti orizzontali. Gli intervalli di frequenza in cui si osservano H/V negativi sono alti, mediamente tra 20 e 70 Hz (Figura 1). Tuttavia, l'effetto delle cavità sulle curve H/V non è sempre chiaro, in quanto per alcune misure ulteriori picchi negativi sono stati individuati a frequenze più basse, e in un caso al di sopra di una cavità (Via Campo di Fossa, L'Aquila, Tabella 1) non è stato osservato alcun picco H/V negativo. Le misure esterne in prossimità delle cavità alcune volte mostrano picchi negativi, legati presumibilmente a percorsi sotterranei su più livelli non identificabili su mappa (per esempio, Vulci e Parco di Tor Fiscale, Tabella 1). Le misure all'interno delle cavità mostrano anche esse un comportamento non univoco (Tabella 1); in alcuni casi all'interno dei vuoti si osservano H/V negativi (Via Nuova San Gregorio; Parco di Vulci, Garage, Parco di Tor Fiscale) paragonabili alle misure al di sopra dei vuoti, nei rimanenti casi di Tabella 1 le misure all'interno delle cavità non danno ampiezze negative.

I siti analizzati consentono di affermare che, in generale, le curve H/V presentano picchi negativi in una larga banda di alte frequenze. Tuttavia una migliore comprensione del fenomeno richiede studi sia numerici sia sperimentali.

4. Bibliografia

- Castellaro, S., and Mulargia, F. (2009). The effect of velocity inversions on H/V. *Pure and Applied Geophysics*, 166(4), 567-592.
- Marzorati, S., Ladina, C., Falcucci, E., Gori, S., Saroli, M., Ameri, G., & Galadini, F. (2011). Site effects "on the rock": the case of Castelvecchio Subequo (L'Aquila, central Italy). *Bull. Earthquake Eng.*, 9(3), 841-868.
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute, Quarterly Reports*, 30(1).





VALUTAZIONE NUMERICA E SPERIMENTALE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE IN CONTESTI GEOLOGICI COMPLESSI: IL CASO DI CASTEL DI IERI (AQ)

Alessandro Pagliaroli (alessandro.pagliaroli@igag.cnr.it)

Alessandra Avalle (alessandra.avalle@igag.cnr.it)

CNR-IGAG, Roma

Emanuela Falcucci (emanuela.falcucci@ingv.it),

Stefano Gori (stefano.gori@ingv.it)

Fabrizio Galadini (fabrizio.galadini@ingv.it)

INGV, L'Aquila

ABSTRACT

La nota illustra i risultati dell'analisi di risposta sismica locale di Castel di Ieri, severamente colpito dal sisma aquilano del 2009, effettuata integrando rilievi geologico/strutturali di dettaglio, analisi numeriche 2D e misure di rumore elaborate tramite le tecniche HVSR e SSR.

1. Introduzione

Il presente studio si inquadra nell'ambito delle attività per la ricostruzione di alcuni comuni abruzzesi severamente colpiti dal sisma del 6 Aprile 2009 (Mw=6.3) (Pagliaroli et al., 2012). In particolare, lo studio della risposta locale condotto nell'ambito dei piani di ricostruzione è qui illustrato con riferimento all'abitato di Castel di Ieri (AQ), che nonostante una distanza di circa 40 km dall'epicentro, ha riportato un grado di danneggiamento pari a VI-VII (scala Mercalli-Cancani-Sieberg).

2. Inquadramento geologico e geomorfologico

Castel di Ieri sorge a circa 550 m s.l.m., su un rilievo costituito da rocce carbonatiche posto alla base del versante sud-occidentale del M. Urano, dal quale è separato da un'incisione fluviale profonda alcune decine di metri. Indagini di terreno hanno rivelato che tale rilievo è caratterizzato da un complesso assetto strutturale, condizionato da diversi elementi tettonici a cinematica normale, inversa e trascorrente: il rilievo è bordato a NE e SW da due sub-segmenti del sistema di faglie normali attivo della conca Subequana (Falcucci et al., 2011); questi tagliano una complessa zona di taglio traspressiva - ereditata dalla precedente fase tettonica compressiva che è stata attiva nell'area fino al Miocene Superiore-Pliocene Inferiore - che affiora nella porzione meridionale della rupe calcarea. Tale zona di taglio è caratterizzata da piani di taglio inversi a basso angolo, orientati circa E-W, ai quali sono associati elementi strutturali ad alto angolo, a diversa orientazione, caratterizzati da cinematica trascorrente. Il quadro strutturale è inoltre complicato da un elemento tettonico estensionale orientato circa ENE-WSW, che interessa la parte centro-meridionale del rilievo, e compreso fra i succitati sub-segmenti di faglia della conca Subequana.

Tale complesso assetto tettonico-strutturale (Fig. 1) ha fortemente influenzato le caratteristiche geomeccaniche primarie delle rocce, determinando la formazione di *set* di fratture e piani di taglio associati ai principali elementi tettonici. Questo, insieme alla acclività del versante e al progressivo approfondimento dell'incisione fluviale, ha determinato fenomeni di instabilità gravitativa nella porzione meridionale della rupe, causando frane per crollo e ribaltamento, le cui zone di distacco coincidono con le aree a massima deformazione tettonica e dove è stata osservata l'apertura maggiore delle fratture.

3. Misure di rumore ambientale

L'acquisizione di rumore ambientale è stata effettuata mediante un trasduttore Lennartz LE3D-5s a tre componenti di velocità in 42 stazioni quasi tutte ubicate entro la zona rossa (Fig. 2). I dati sono stati elaborati in termini di diagrammi polari del rapporto H/V al fine di individuare l'eventuale polarizzazione del



moto. Nella porzione sud della rupe, corrispondente alla porzione maggiormente danneggiata dal sisma del 6 Aprile 2009, le misure evidenziano generalmente picchi H/V multipli nel campo 1-8 Hz, polarizzati lungo la direzione N-S (Fig. 2), cioè lungo l'asse maggiore della rupe su cui è fondato l'abitato. Questo è in accordo con le caratteristiche topografiche della rupe, vincolata in direzione E-W e invece libera di oscillare in direzione N-S (Fig. 1), e con i succitati caratteri strutturali dell'ammasso roccioso, in particolare con l'orientazione del sistema di faglie normali attivo.

In alcune stazioni selezionate nella porzione nord (#06 e #23) e sud (#05, #15 e #25) si è proceduto inoltre ad ulteriori acquisizioni di rumore ambientale, mediante una coppia di tromografi digitali Tromino®, registrando simultaneamente il moto in corrispondenza di una stazione di riferimento ubicata presso il piede del versante nord (RS in Fig. 2). Questo ha consentito di elaborare le misure in termini di SSR al fine di confermare le frequenze fondamentali ricavate dalla elaborazione HVSR e tentare una valutazione quantitativa dell'amplificazione del moto sismico. L'applicabilità della tecnica SSR ai microtremori è stata testata dagli Autori nell'adiacente sito di Castelvechio Subequo dove sono disponibili elaborazioni SSR applicate a registrazioni di numerosi eventi *weak-motion* (Marzorati et al., 2011). Le curve SSR hanno confermato l'esistenza di maggiori amplificazioni nella porzione sud della rupe con un massimo di ampiezza pari a 4, a frequenze intorno a 5 Hz (Fig. 3).

4. Analisi numeriche

La caratterizzazione geofisica di un ammasso roccioso fratturato è estremamente complessa. Nel presente studio il modello di sottosuolo per le analisi numeriche è stato costruito suddividendo l'ammasso in tre macrozone caratterizzate da diverso grado di fratturazione e apertura delle fratture: ammasso profondo, porzione nord, porzione sud, caratterizzate da rigidità decrescenti (Fig. 3). I campi di variazione dei valori delle V_s da associare a ciascuna porzione sono stati dedotti da due prove MASW eseguite in due zone della rupe. Successivamente sono state eseguite analisi parametriche variando la V_s di ciascuna porzione nel *range* identificato e confrontando le funzioni di amplificazioni numeriche con le informazioni desunte dalle elaborazioni SSR e HVSR, tarando così il modello di calcolo.

Le analisi sono state eseguite sulla sezione B-B' con il codice di calcolo agli elementi di contorno BE-SOIL (Sanò, 1996) che consente di applicare in input sia onde SV inclinate rispetto alla verticale, sia onde di Rayleigh. Sono stati quindi calcolati gli SSR numerici come rapporto tra la funzione di amplificazione nel nodo di interesse e quella valutata nella stazione di riferimento RS. Il confronto tra SSR numerici e sperimentali nella porzione sud della rupe è mostrato in Fig. 3, per i valori di V_s che hanno fornito un maggiore accordo tra dati sperimentali e numerici. Le analisi numeriche mostrano una grande sensibilità all'angolo di incidenza delle onde S ed evidenziano due picchi principali, il più grande a circa 5-6 Hz, il secondo a 3-4 Hz in sostanziale accordo con i dati sperimentali. Il picco attorno 3-4 Hz può essere interpretato come effetto della risonanza bidimensionale della intera rupe ed è più accentuato nella porzione sud del rilievo, resa più deformabile dalla presenza di fratture diffuse ed aperte. Il picco a più alte frequenze, evidente solo per incidenza non verticale delle onde S, potrebbe essere legato ad effetti della morfologia locale alla cresta e nella stazione di riferimento.

5. Considerazioni conclusive

Il caso di studio ha chiaramente evidenziato la compresenza degli effetti locali indotti dalle caratteristiche morfologiche e di quelli legati alla presenza di porzioni fratturate dell'ammasso roccioso. Lo studio della risposta sismica locale in tali contesti è particolarmente complicato sia per la difficoltà di definizione del modello di sottosuolo sia per la difficoltà dei metodi numerici nel rappresentare il comportamento di mezzi discontinui quali gli ammassi rocciosi. In questo studio è stata proposta una metodologia che integra le tecniche sismologiche con la modellazione numerica basata su un modello di sottosuolo vincolato da una accurata caratterizzazione geologico-geomorfologica e strutturale.



Legenda

- Detrito di versante
- Depositi alluvionali recenti
- Depositi fluvio-lacustri (Pleistocene Inferiore-Medio)
- Substrato carbonatico (Meso-Cenozoico)
- Faglia presunta
- Faglia normale
- Faglia inversa
- Orlo di scarpata di frana per crollo e ribaltamento
- Giacitura 270°, 35° (direzione, inclinazione)
- Traccia del profilo geologico

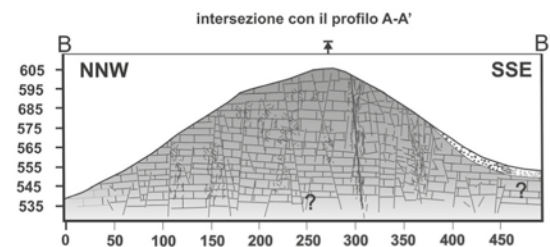
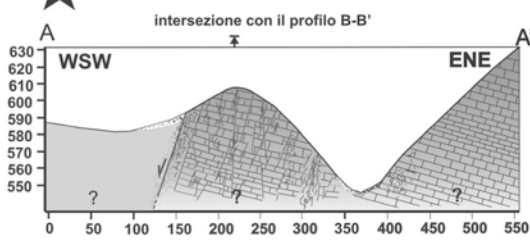


Figura 1. Schema geologico-geomorfologico della rupe di Castel di Ieri e sezioni geologiche semplificate, sui quali sono riportati i principali sistemi tettonici che interessano le rocce carbonatiche che costituiscono il rilievo.



Figura 2. Planimetria con il danneggiamento causato dal sisma del 2009 e ubicazione delle misure di microtremore; in alto a destra sono riportati i diagrammi polari di due misure rappresentative

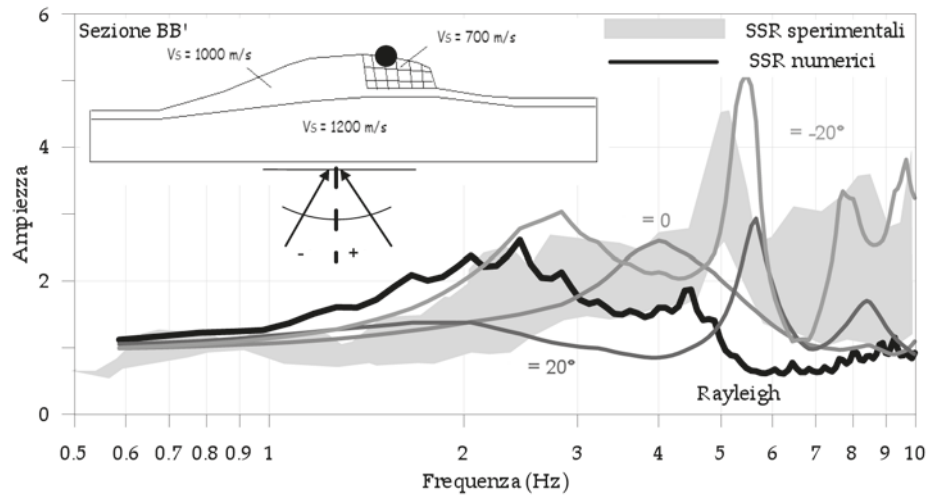


Figura 3. Confronto tra le funzioni di trasferimento cresta/stazione di riferimento calcolate numericamente nella porzione sud della rupe e corrispondenti funzioni misurate sperimentalmente attraverso la tecnica SSR

6. Bibliografia

- Faluccci E., Gori S., Moro M., Pisani A.R., Melini D., Galadini F., Fredi P. (2011). The 2009 L'Aquila earthquake (Italy): what next in the region? Hints from stress diffusion analysis and normal fault activity. *Earth Planet. Sci. Lett.*, 305, 350-358.
- Marzorati S., Ladina C., Faluccci E., Gori S., Ameri G., and Galadini F. (2011). Site effects "on the rock": the case of Castelvechio Subequo (L'Aquila, Central Italy), *Bull. Earth. Eng.*, 9(3): 841-868.
- Pagliaroli A., Avalle A., Galadini F., Faluccci E., Gori S., et al. (2012). Valutazione sperimental e numerica della risposta sismica di rilievi isolati: tre casi di studio in Abruzzo. *31° Conv. Naz. GNGTS*, vol. 2, 199-206.
- Sanò T. (1996). BESOil un programma per il calcolo della propagazione delle onde sismiche, Serv. Sism.Naz.



CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E FINALI DI RILEVATI REALIZZATI IN TERRENO-CALCE: UN CASO DI STUDIO

Marta Di Sante (m.disante@univpm.it), Virginia Brianzoni (v.brianzoni@univpm.it)
Università Politecnica delle Marche – Ancona.

ABSTRACT

Viene descritta un'applicazione di stabilizzazione a calce di un terreno argilloso per la costruzione di un rilevato stradale. Una estensiva ed accurata campagna di controlli in corso d'opera ha consentito di verificare la rispondenza delle prestazioni ottenute in cantiere a quelle di laboratorio (progetto). L'efficacia del trattamento è stata verificata anche mediante analisi di stabilità. Si dimostra che idonee procedure di esecuzione di cantiere, unitamente all'attento svolgimento dei controlli di qualità in fase esecutiva, garantiscono la buona riuscita dell'opera.

1. Introduzione

La pratica di aggiungere calce ai terreni argillosi per migliorarne le prestazioni meccaniche è nota fin dall'antichità. Sono ben noti anche i vantaggi ambientali ed economici della stabilizzazione a calce, che consente il riutilizzo del terreno risultante da scavi in posto anziché la sua sostituzione con materiale idoneo da cava.

Tra i principali fattori che influenzano le proprietà idrauliche e meccaniche delle miscele sono inclusi il tempo di stagionatura e le procedure esecutive (Wintekhorn et al., 1991; Bhattacharja et al., 2003; Fratolocchi et al., 2009). In particolare poiché in cantiere, le condizioni di lavorazione (additivazione, miscelazione e compattazione) sono necessariamente meno controllate rispetto a quelle di laboratorio i controlli in corso d'opera sono fondamentali per garantire la rispondenza delle prestazioni effettive della stabilizzazione in sito a quelle di progetto.

La presente nota descrive un'applicazione reale ponendo in risalto i risultati di una estensiva campagna di controlli in corso d'opera e di analisi di stabilità di un rilevato stradale realizzato in terreno-calce. Per brevità si illustrano solo i risultati ottenuti in campo statico con riferimento alla sezione geometricamente più gravosa.

2. Descrizione del caso di studio

Il caso di studio si inquadra nell'ambito del progetto per il miglioramento dell'accesso e della viabilità dell'area dell'Azienda Ospedaliera Umberto I in località Torrette di Ancona. Tale intervento prevedeva la realizzazione di nuovi tratti stradali di collegamento per una lunghezza complessiva di 1 km e la costruzione di due rotatorie.

Non essendo utilizzabile il terreno degli scavi in sito tal quale si è scelto di stabilizzarlo con calce. Il progetto del trattamento a calce (Fratolocchi et al., 2009) eseguito in laboratorio ha portato all'individuazione del 4% (su peso secco di terreno) di idrato di calcio oppure di ossido, qualora le condizioni meteorologiche avverse lo avessero richiesto. È seguito l'allestimento del campo prova in sito durante il quale sono state messe a punto le modalità esecutive: spessore degli strati messi in opera di 30-40 cm, n.5 passaggi del compattatore con protrusioni del peso di 20 t, esecuzione di strisciate sovrapposte di almeno 0.5 m. Nel campo prova sono state eseguite n.4 prove di carico su piastra e prove di laboratorio su n.3 campioni indisturbati (taglio diretto, compressione edometrica) per individuare i parametri di controllo da verificare con sistematicità nel corso delle lavorazioni, ovvero il range di contenuto d'acqua tra 18% e 28% ed il valore minimo del modulo di deformazione (prove di carico su piastra), pari a 80 MPa (0.15-0.25 MPa di pressione applicata).

È stata indagata la stabilità delle sponde del rilevato stradale in sezioni opportunamente scelte con l'ausilio di un programma di calcolo agli elementi finiti (PLAXIS v.8). Le verifiche sono state condotte in accordo a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 secondo l'Approccio 1 Combinazione 2.

3. Costruzione e controlli in corso d'opera

Il terreno naturale proveniente dagli scavi è stato controllato prima della stesa secondo le modalità e le frequenze definite in Tabella 1.

Parametro	materiale testato	Standard di prova	Frequenza
% di fine	terreno da trattare	ASTM D1140-00	1/2000 mc
Limiti di consistenza	terreno da trattare	ASTM D4318-95	1/2000 mc
Contenuto d'acqua	terreno da trattare	ASTM D2216-92/D4643	1/500 mc
Contenuto d'acqua	terreno trattato	ASTM D2216-92/D4643	1/500 mc
Densità secca	terreno trattato e costipato	ASTM D1556 - 90	1/500 mq/strato
Modulo di deformazione	terreno trattato e costipato	ASTM D 1194-93	1/500 mq/strato

Tabella 1. Parametri monitorati e frequenza dei controlli.

Dopo la preparazione del sottofondo (posa di geosintetico e di 20 cm di materiale granulare anticapillare) è avvenuta la realizzazione del rilevato per strati successivi. Una volta completata la posa dello strato di terreno naturale è stato steso il legante mediante spandicalce, in grado di dosare la quantità di materiale da distribuire. La quantità di calce effettivamente distribuita per m² di superficie è stata saltuariamente controllata. Tranne che per il primo tratto dove si è usato idrato di calcio, per il resto è stata usata calce viva, per fronteggiare eventuale maltempo (inverno).

La fresatura e miscelazione del terreno-calce è avvenuta mediante almeno 3 passaggi di Pulvimixer, in grado di ridurre il terreno in zolle di dimensioni massime di 1-2 cm (Figura 1). Entro 8 ore dalla fresatura sono state eseguite prove per la determinazione del contenuto di calce per verificare, oltre alla effettiva percentuale di calce, anche l'uniformità di miscelazione. Le percentuali di calce misurate nei campioni di miscela testata sono comprese tra il 3.3% ed il 5.1% (Figura 1) in ottemperanza alle indicazioni di progetto, nei limiti delle lavorazioni in grande scala.

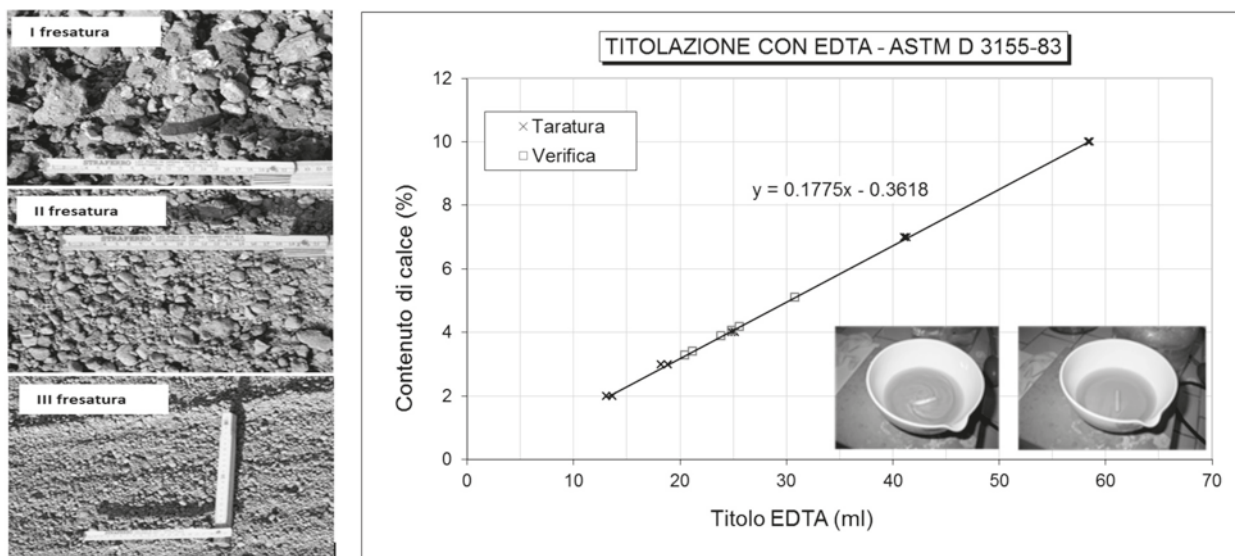


Figura 1 - Fasi di fresatura del terreno additivato e controllo della %di calce tramite titolazione con EDTA

La compattazione si è sempre svolta immediatamente dopo la fresatura (Di Sante et al., 2009). Dopo la compattazione le prove in sito (Tabella 1) hanno riguardato principalmente la verifica del peso di volume del secco (metodo del cono di sabbia) e del modulo di deformazione dello strato addizionato a calce (prova di carico su piastra, dopo 1-3 settimane dal costipamento) i cui risultati sono riportati in Figura 2. Laddove i valori del modulo di deformazione sono risultati significativamente più bassi del valore richiesto (a causa di una aggiunta di legante inferiore al 4%) l'impresa ha realizzato nuovamente la porzione di rilevato. A tali prove si aggiungono quelle di laboratorio eseguite su campioni prelevati in sito (prove di taglio diretto e prove di compressione edometrica) dalle quali sono stati ricavati i parametri utilizzati per le analisi di stabilità.

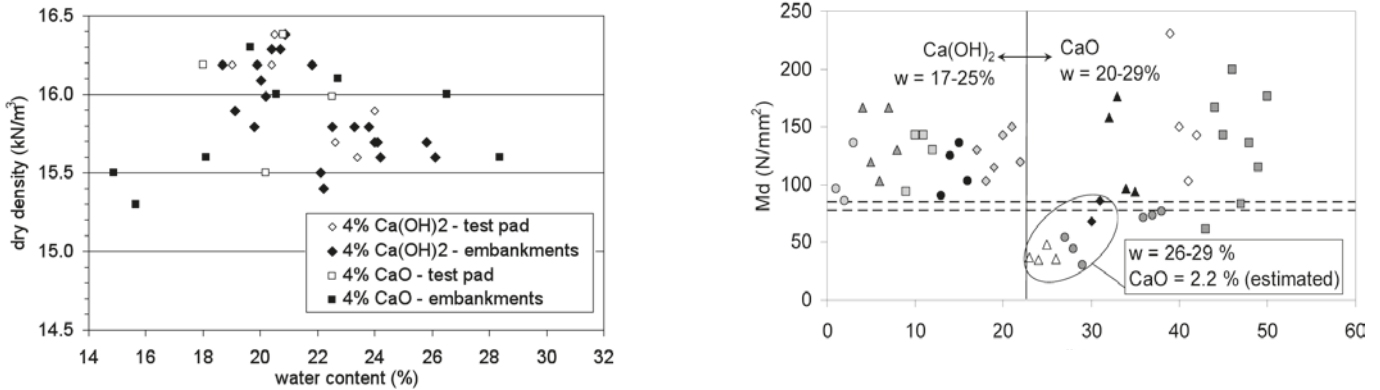


Figura 2 – Densità secca e contenuto d'acqua misurati in sito e risultati delle prove di carico su piastra (Fratolocchi et al., 2009).

4. Verifica di stabilità

Nel seguito sono presentati i risultati di 6 analisi di stabilità delle sponde del rilevato al variare del tipo di calce (idrata o viva) e delle condizioni di lavorazione: laboratorio (progetto) e cantiere. La Figura 3 riporta la geometria della sezione di riferimento adottata nel modello di calcolo. La Tabella 2 riepiloga le principali proprietà dei materiali assegnate ai diversi tipi di cluster in ciascuna delle 6 analisi.

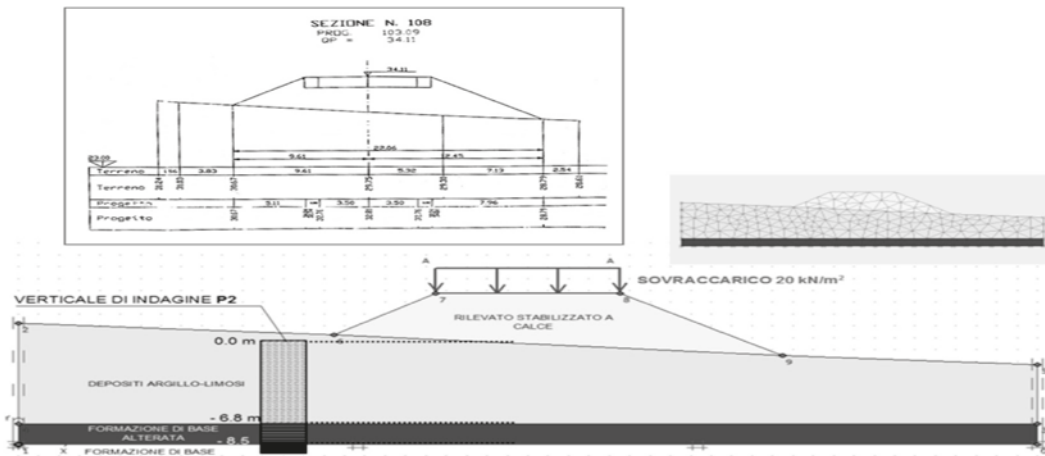


Figura 3. Sezione stradale analizzata e modello geometrico.

Cluster	calce (%)	confezionamento	W (%)	G_{unsat} (kN/m³)	G_{sat} (kN/m³)	c' (kPa)	f' (°)	k (m/gg)	E_{ed} (kPa)	n (-)
Depositi argillo-limosi				15.0	19.8	12	25	8.6E-5	8481	0.3
Formazione di base alterata				15.0	19.8	62	25	8.6E-5	12900	0.3
Rilevato – CASO A	0	Lab	22	15.8	19.3	10	22	3.8E-5	8000	0.3
Rilevato CASO B	4 - Ca(OH) ₂	Cantiere	20	15.7	19.2	70	34	3.5E-2	32700	0.12
Rilevato CASO C	4 - Ca(OH) ₂	Lab	22	15.7	19.2	47	41	3.5E-2	47500	0.12
Rilevato CASO D	4 - CaO	Lab	22	15.5	18.9	51	43	4.3E-3	36500	0.12
Rilevato CASO E	4 - CaO	Lab	27	15.2	19.3	50	45	8.6E-4	29000	0.12
Rilevato CASO F	4 - CaO	Cantiere	27	15.7	19.9	50	38	8.6E-4	25000	0.12

Tabella 2. Proprietà caratteristiche dei materiali nei diversi casi simulati.

Nell'eseguire le analisi di stabilità si è tenuto conto del sovraccarico stradale applicando nel modello un carico uniformemente distribuito pari a 20 kN/m². Le verifiche presentate fanno riferimento ad una condizione di lungo termine. Al termine di ciascuna analisi è stato individuato il meccanismo di rottura associato ed è stata confrontata la resistenza di progetto (Rd) con l'azione di progetto (Ed).

I risultati ottenuti sono riportati in Figura 4 nella quale è possibile osservare che, nel caso di rilevato realizzato con terreno non trattato (Caso A), in condizioni statiche, R_d risulta uguale ad E_d e la relativa superficie di scorrimento è contenuta all'interno del corpo del rilevato. Il trattamento a calce del terreno, indipendentemente dal tipo di lavorazione e di calce (casi dalla B alla F), consente di raggiungere, in media, valori di resistenza pari al doppio della sollecitazione. Si sottolinea inoltre che sia al variare delle condizioni di confezionamento (laboratorio o cantiere) che del tipo di calce utilizzata, non sono state riscontrate significative differenze in termini di stabilità (R_d/E_d risulta in generale compreso tra 1.85 e 1.94). Ciò si deve al fatto che una attenta lavorazione di cantiere accompagnata da una estesa campagna di controlli esecutivi permette di ottenere risultati confrontabili con quelli ottenuti in laboratorio.

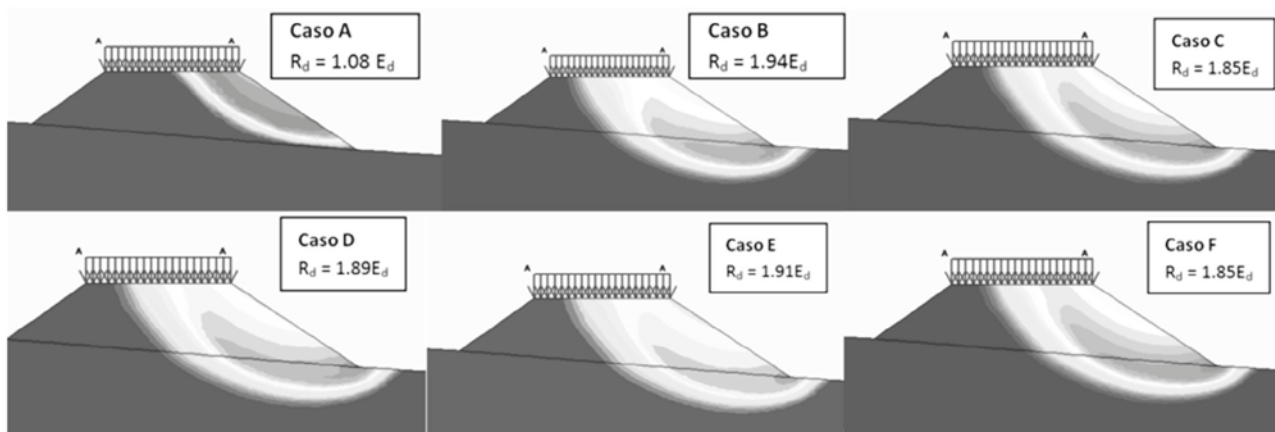


Figura 4. Risultati dei casi simulati

Nel caso in esame è possibile osservare che, con riferimento alla stabilizzazione con calce viva, trattandosi di un legante più reattivo, un aumento del contenuto d'acqua dal 22 al 27% non influenza significativamente la stabilità delle sponde del rilevato.

5. Conclusioni

Il caso di studio presentato sottolinea l'importanza dei controlli in fase esecutiva di opere realizzate in terreno-calce. Un'attenta campagna di controlli in sito permette di ottenere la rispondenza dei parametri ottenuti in cantiere ai requisiti stabiliti in fase di progetto. Nel caso in esame la stabilità delle sponde del rilevato è ampiamente garantita con i parametri ottenuti dai campioni prelevati in sito.

6. Bibliografia

- Bhattacharja S., Bhatta J.I., Todres H.A. (2003). *Stabilization of Clay Soils by Portland cement or Lime – A critical review of literature*, PCA R&D Serial No. 2066, PCA Ass. Skokie, Illinois USA.
- Di Sante M., Fratolocchi E., Pasqualini E. (2009). Il ritardo nella compattazione di miscele terreno-calce: effetti sulle caratteristiche idrauliche e meccaniche. *Atti IARG 2009*, Roma.
- Fratolocchi E., Bellezza I., Di Sante M., Pasqualini E. (2009) Mix-design, construction and controls of lime stabilized embankments. *Proc. 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotech. Eng.*, Hamza et Al Eds) Alexandria, Egypt: 2248-2251.
- Wintekhorn H.F., Pamuku S. (1991) *Foundation Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold, New York.



INNOVAZIONI PROGETTUALI: LA SFIDA DELLA STAZIONE BROOKLIN A SAN PAOLO

R. Agazzoni (rag@geodata.it), V. Floria (vfe@geodata.it),
M. Pescara (mpe@geodata.it), S. Stefanizzi (sst@geodata.it)
Geodata Engineering SpA

ABSTRACT

Il presente articolo riguarda il progetto della stazione Brooklin, che fa parte della linea 5 della metropolitana della città di San Paolo (Brasile) quale esempio di efficienza progettuale e innovazione delle tecniche realizzative. Il layout della stazione prevede cinque pozzi secanti di diametro 36m con estensione complessiva 140m e profondità di scavo 27m. Il progetto di base prevedeva la realizzazione dei pozzi per fasi successive previa esecuzione di diaframmi plastici e drenaggio dell'area. Dalle analisi preliminari questo metodo, consolidato nella realtà brasiliana, si è rivelato inadeguato al contesto della stazione in oggetto (fortemente antropizzato con edifici industriali e potenziali danni all'ecosistema). L'alternativa, prevedendo lo scavo simultaneo dei pozzi previa realizzazione di diaframmi strutturali, ha consentito una riduzione sostanziale dei tempi realizzativi, dei costi e dell'impatto sul contesto urbano.

1. Introduzione

La forte crescita demografica della città di San Paolo (Brasile) ha reso necessario un'importante investimento in termini economici nel settore del trasporto pubblico, attraverso la progettazione di un nuovo tratto di circa 12 km di lunghezza da Largo Treze alla stazione Chacara Klabin per l'ampliamento della Linea 5 della metropolitana.

Il progetto consta di dieci stazioni (di cui cinque realizzate con il metodo cut&cover, tre con il metodo NATM e due con pozzi secanti di grande diametro), dieci pozzi utilizzati per ventilazione o evacuazione, due tunnel di linea scavati con macchine scudate tipo EPB (Earth-Pressure-Balance) nel tratto a doppia canna (Lotto 3, diametro 6.9m) e un tunnel di linea scavato con macchina scudata tipo EPB di diametro 10.5m nel tratto a singola canna (Lotto 7).

Di notevole interesse per la metodologia realizzativa e le innovazioni progettuali è stata la progettazione della stazione Brooklin (Lotto 3, tratto a doppia canna). La stazione è formata da cinque pozzi secanti di grande diametro (36 metri) per una lunghezza totale di 140 metri e profondità di scavo di 27m.



Figura 1. Area del cantiere della stazione Brooklin (Immagine Google Maps).



2. Contesto geologico, idrogeologico e geotecnico

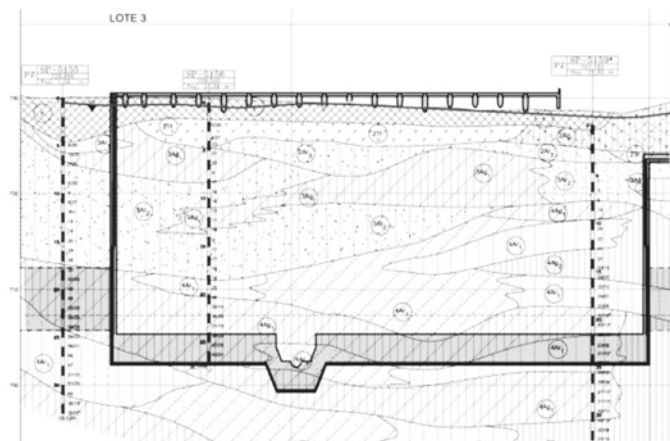


Figura 2. Geologia stazione Brooklin.

Il contesto geologico e idrogeologico della città di San Paolo è piuttosto complesso, presentando intercalazioni di strati sabbiosi e argillosi potenzialmente comunicanti fra di loro. In particolare questo è visibile nella geologia della stazione Brooklin, dove ad uno strato superficiale di terreni sedimentari di formazioni alluvionali del Quaternario (primi 5 m), si sostituisce la formazione San Paolo composta da depositi di sistema fluviale a meandri costituiti prevalentemente da limi e sabbie, di granulometria variabile da fine a grossolana, ai quali seguono stratigraficamente sedimenti argillitici di laguna (da 5 a 15 m). Oltre i 20 m di profondità si trova invece la formazione Resende, che costituisce oltre l'80% del totale della sequenza sedimentaria terziaria.

Il livello di falda è stato ipotizzato a piano campagna con andamento idrostatico benché sia stato successivamente riscontrato un andamento variabile con la profondità (riduzione delle pressioni nella formazione Resende). (U. R. Alonso et al., 1992).

3. Progetto di base

Il progetto di riferimento della stazione posto a base di gara prevedeva lo scavo di pozzi secanti tramite una metodologia largamente utilizzata nel contesto brasiliano. Questo metodo consiste nella realizzazione di diaframmi plastici di spessore variabile con la profondità (35-75cm) e rivestimento di prima fase in calcestruzzo proiettato e rete metallica per lo scavo dei primi 3 pozzi (pozzo 1, 3 e 5) e successivamente il completamento dell'opera con lo scavo dei pozzi 2 e 4.

Durante le fasi di studio preliminare del progetto di base eseguito con analisi idromeccaniche accoppiate bidimensionali e tridimensionali (tramite software commerciali quali SEEP/W 2007, GEO-SLOPE International Ltd, Calgary, Alberta, Canada e FLAC2D/3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua, Itasca Consulting Group Inc.) sono state riscontrate numerose criticità riguardo alla soluzione proposta evidenziando un bacino di subsidenza molto esteso e cedimenti inaccettabili (circa 10cm), per le strutture esistenti intorno alla stazione.

Da evidenziare la presenza di un fabbricato industriale limitrofo, che rendeva potenzialmente impattante l'attività del drenaggio per il possibile inquinamento del suolo e delle falde acquifere.

Inoltre la metodologia costruttiva necessitava di fasi realizzative complesse e tempistiche onerose, per l'esigenza di demolire parte dei rivestimenti nella zona di connessione tra i pozzi e per la realizzazione del rivestimento primario "top-down" durante lo scavo.

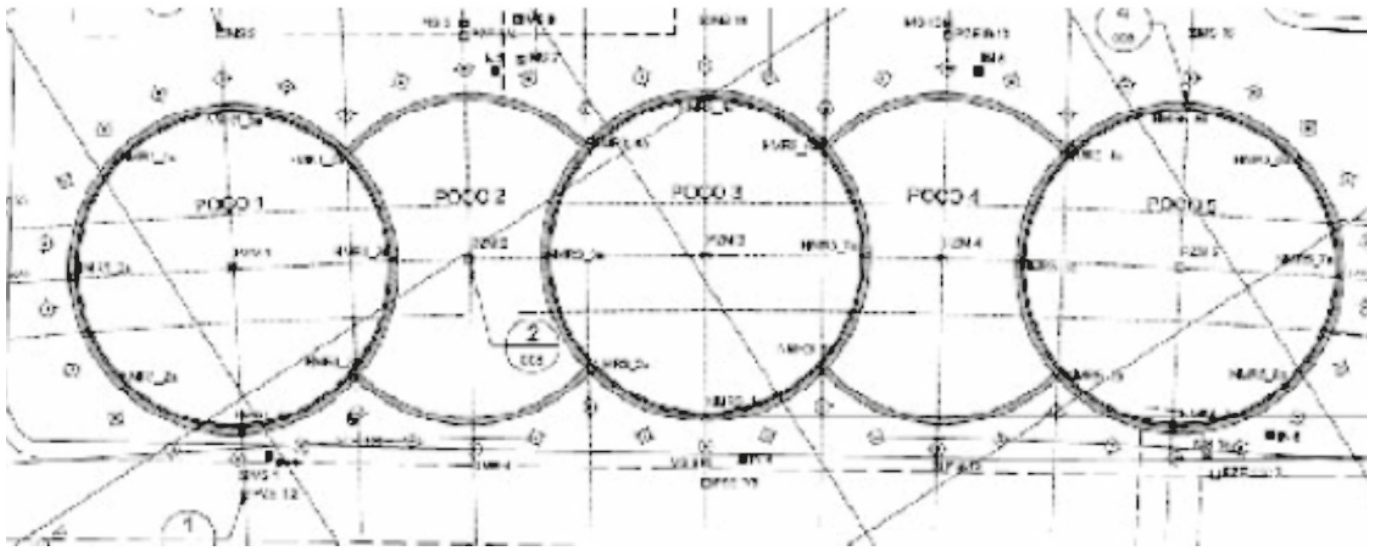


Figura 3. Metodologia esecutiva del progetto di riferimento.

4. Alternativa adottata

L'alternativa proposta da Geodata Engineering e adottata per la realizzazione della stazione prevede lo scavo dei cinque pozzi e consiste nella realizzazione di diaframmi strutturali armati, realizzati con idrofresa e immersi nello strato di argilla della formazione Resende, sfruttando in tal modo la capacità di impermeabilizzazione dell'argilla profonda. Il drenaggio è stato quindi confinato alla sola zona interna alla stazione riducendo i rischi di subsidenze inaccettabili intorno alla stazione.

Le analisi numeriche di interazione terreno struttura, tridimensionali eseguite con FLAC3D hanno dimostrato la fattibilità della soluzione alternativa. Le analisi numeriche strutturali hanno poi consentito il dimensionamento delle fodere interne e della soletta di fondo di spessore variabile tra 3 e 6m.

L'approfondimento dei diaframmi ha consentito di risolvere il problema del sifonamento durante le fasi di scavo, mentre a lungo termine la nuova soluzione si è dimostrata adeguata anche alla soluzione del problema del potenziale galleggiamento della struttura.

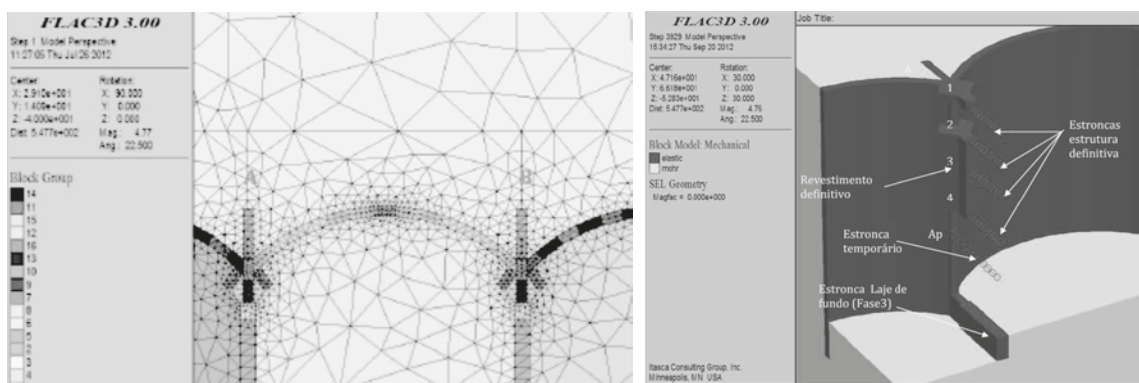


Figure 4 - 5. Mesh e geometria del modello numerico in FLAC3D.

Questa alternativa ha consentito una riduzione sostanziale dei tempi realizzativi rispetto alle previsioni del progetto di base. Le operazioni di scavo della stazione hanno avuto una durata di circa un anno (inizio lavori agosto 2012 – termine lavori ottobre 2013) con conseguente riduzione dell'impatto sul contesto urbano.

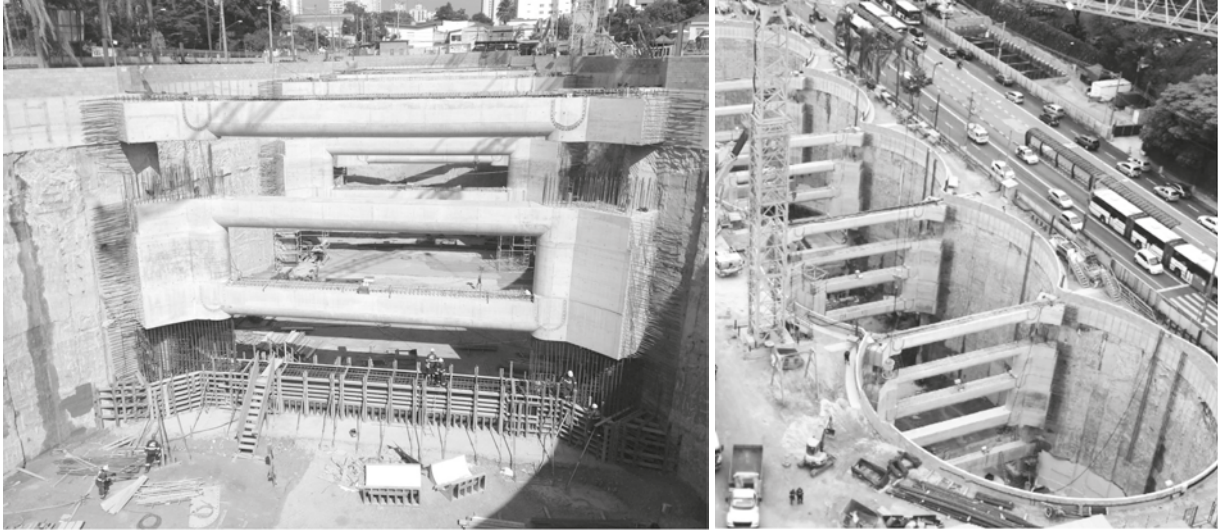


Figure 6 - 7. Fasi realizzative della stazione Brooklin.

5. Bibliografia

U. R. Alonso et al. (1992) "Solos da cidade de São Paulo". Atti del convegno omonimo promosso da Núcleo Regional São Paulo da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS), São Paulo Maggio 1992



APPLICAZIONE DI UN METODO FEM ALL'ANALISI DI STABILITÀ DI VERSANTE

Valentina Aceto, Geostru S.R.L. (v.aceto@geostru.com)
Ingegnere civile-ambientale

ABSTRACT

Lo studio condotto si riferisce al dissesto che ha interessato un'ampia area prospiciente gli edifici del Dipartimento di Ingegneria Meccanica dell'Università della Calabria, località 'Vermicelli' di Rende (CS), in seguito agli eventi piovosi che hanno caratterizzato le stagioni invernali 2009 e 2010. Il lavoro prodotto si apre con la descrizione dettagliata del sito in esame, delle sue varie complessità strutturali e geomorfologiche, per poi proseguire con la modellazione del versante oggetto di studio. Come noto, la modellazione può essere condotta con metodi classici (LEM) oppure con metodi numerici (FDM e FEM) (Smith, Griffiths, 2004; Geostru, 2013). Si pone l'attenzione sui metodi FEM, che, tramite un apposito software (Geostru-GFAS), hanno consentito l'analisi di stabilità del versante oggetto di studio, esaminato nelle sue due sezioni più rappresentative.

1. Introduzione

Il sito, ricadente nel vasto bacino del fiume Crati, presenta litologie, soprattutto negli spessori più superficiali, caratterizzate da bassa resistenza all'erosione, costituite per lo più da prodotti di dilavamento e di erosione che i corsi d'acqua stessi hanno generato incidendo i rilievi che bordano l'intera valle del Fiume Crati (Foto 1) (Critelli, Gabriele, Le Pera, Cozza, 1993; Area Risorse Mobiliari e Immobiliari UNICAL, 2010; Sorriso, Valvo, Tansi, Antronico, 1996).

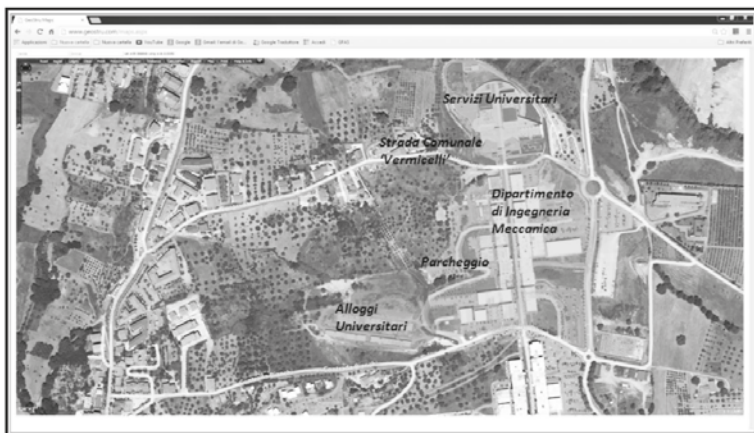


Foto 1. Foto aerea tratta da GeoStru Maps, rilevata ad un'altezza di circa 100 m dal suolo.

Sotto l'aspetto stratigrafico, l'area risulta caratterizzata da argille grigio-azzurre, limo con sabbia argillosa, sabbie grossolane spesso conglomeratiche, depositi alluvionali e prodotti di dilavamento superficiale. La morfologia dell'area risulta strettamente connessa all'azione modellatrice degli agenti esogeni, fenomeni atmosferici ed acque correnti superficiali (fitto reticolo idrografico, dominato dal Fiume Crati e da tutta una serie di corsi d'acqua tributari). Nei dintorni dell'area è facile riconoscere fenomeni di rimobilizzazione dei depositi più superficiali molto accentuati lì dove la frazione argillosa più fine predomina sulle altre litologie presenti. L'alternanza di strati ad bassa ed elevata permeabilità favorisce una circolazione idrica interna attiva e direttamente alimentata dalle precipitazioni atmosferiche: questa inoltre alimenta tutta una serie di falde sospese spesso, come nel caso in esame, molto prossime al piano campagna.

Analizzando i dati di pioggia mensili registrati dalla stazione pluviometrica di Rende (attiva fino al 2001) e quella del vicino Comune di Montalto Uffugo, relativi ai trimestri Novembre-Dicembre-Gennaio, si rileva che, nei due bienni 2008-09 e 2009-10, si sono registrati, rispettivamente, 1442 e 1518 mm di pioggia: considerando che in passato le massime piogge trimestrali non avevano mai superato i 1200

mm (1962-63), si può dire che le suddette stagioni invernali siano state certamente eccezionali sul lungo periodo, e quindi che le condizioni meteorologiche in cui si sono innescati i movimenti franosi di Contrada Vermicelli sono state particolarmente severe (Regione Calabria, Settore Protezione Civile-Centro Funzionale, 2007). Come evidenziano le Carte Inventario PAI, redatte dall'Autorità di Bacino della Regione Calabria, circa il 20,45% del territorio comunale di Rende è da ritenersi esposto a pericolo da frane (Pellegriano, Borrelli, 2005) per lo più rappresentate da rimobilizzazioni di antichi corpi franosi, originatesi, molto probabilmente, durante il periodo post glaciale, e oggi riattivate per le abbondanti piogge e/o per azioni antropiche indiscriminate così come avvenuto per il caso in studio (il sito non risulta perimetrato sulla cartografia PAI). Il dissesto che ha interessato il versante è avvenuto con modalità diversificate: sono state distinte due frane per scorrimento, individuate dai corpi A e B (Foto 2). Questi si differenziano per il diverso cinematismo (il corpo A si è mobilitato con cinematismo di tipo scorrimento rotazionale, mentre la frana B di tipo scorrimento traslazionale), per le diverse direzioni del moto e per le dimensioni. I principali danni si sono registrati in seguito all'attivazione del cinematismo A: danni al parcheggio del dipartimento e alla strada comunale Vermicelli, suscitando preoccupazione sia per la presenza di abitazioni poste a monte del dissesto e sia agli attigui cubi del Dipartimento di Ingegneria Meccanica.

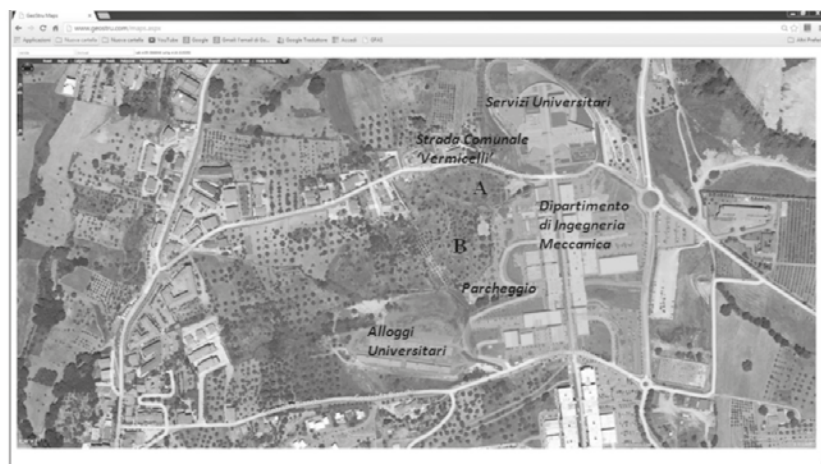


Foto 2. Foto aerea tratta da GeoStru Maps: in evidenza i due corpi di frana A e B.

In seguito al verificarsi del dissesto è stata condotta un'accurata campagna d'indagine geotecnica che ha previsto il rilevamento topografico del fronte di frana (Figura 1) (Spina, 2011) e l'esecuzione di sondaggi meccanici e prove penetrometriche statiche, che hanno consentito di risalire ai parametri geotecnici caratteristici dei terreni indagati.

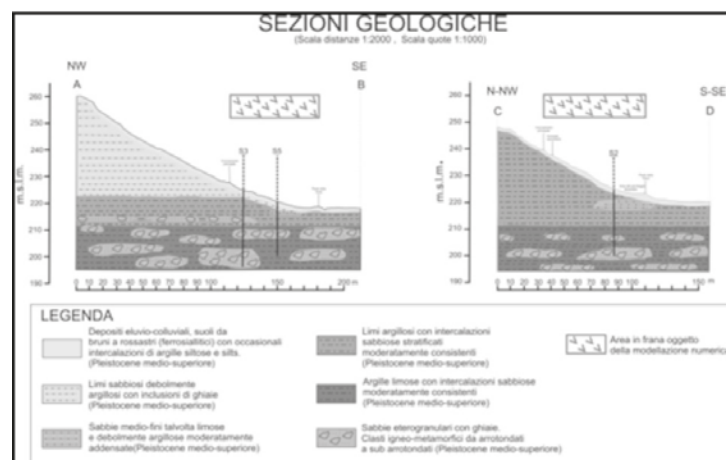


Figura 1. Sezioni A-B e C-D del corpo frana A

Complessivamente gli spessori di roccia coinvolti sono di spessori variabili anche se, nella parte centrale, a valle della pendice, si raggiungono di 7 – 8 m. La larghezza massima del movimento nella zona centrale è di circa 80 m, mentre la lunghezza massima di circa 200 (Foto 3 a e b).



Foto 3. Nicchia di distacco sulla strada comunale (a), arricciatura del piede nel parcheggio del dipartimento (b)

2. La modellazione

La modellazione del fenomeno è stata condotta con il software GFAS sulle due sezioni più rappresentative del versante in frana (Corpo A), sezioni A-B e C-D. Si sono inserite le caratteristiche topografiche delle due sezioni, i parametri geotecnici provenienti da letteratura (per i valori di picco), dalle prove CPT e dalle prove di laboratorio (per i valori residui) per i 3 sottodomini della mesh di calcolo: coltre superficiale, limi argillosi e argille limose. Si sono assegnati i parametri relativi al modello costitutivo dei materiali (modello elastico-perfettamente plastico di Mohr Coulomb). In entrambe le sezioni, la falda è stata posta a circa 5 metri di profondità così da scorrere attraverso il secondo sottodominio per poi coincidere con il piano campagna man mano che si scende lungo il versante. Si ricorda che, l'aumento delle pressioni neutre all'interno del versante, causa innescante del fenomeno di dissesto, è da imputare all'oscillazione del livello di falda verificatasi in seguito alle intense precipitazioni che hanno caratterizzato l'inverno 2010. In ultimo, si sono definite le condizioni al contorno, fondamentali per riprodurre le condizioni reali presenti in sito: si sono vincolati gli spostamenti orizzontali e verticali alle basi delle sezioni, ed esclusivamente orizzontali ai due lati delle stesse (Figura 2). Si è condotta un'analisi di stabilità di pendio di tipo non lineare con la stima del fattore di sicurezza trascurando l'azione sismica (l'innescò della frana non è da imputare ad azioni dinamiche).

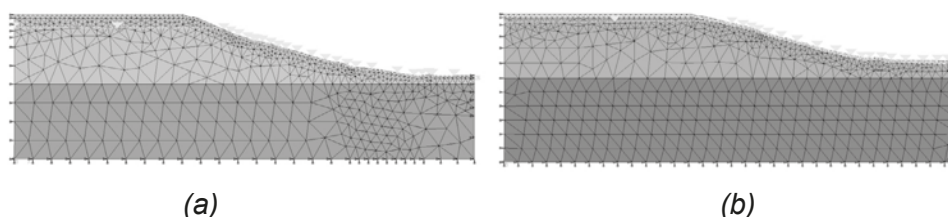


Figura 2 Sezioni A – B con falda a 9 m dal piano campagna (a), C – D con falda a 4 m dal piano campagna (b).

3. I risultati della modellazione

Dai risultati ottenuti con il software ad elementi finiti (GFAS) si evidenzia chiaramente l'instabilità del versante e la condizione di rottura incipiente: per entrambe le sezioni, valutate con i parametri geotecnici di picco, il fattore di sicurezza scaturito dalla simulazione non supera il valore di 1.1, mentre, con l'uso dei parametri residuali, scende al di sotto dell'unità. Per validare i risultati raggiunti sono stati confrontati con quelli derivanti dalle simulazioni, eseguite sempre sulle due sezioni A-B e C-D, sia con l'applicazione di un metodo FDM (attraverso un apposito software) (Spina, 2011) sia con i metodi LEM (Bishop e Morgenstern-Price). Le diverse modellazioni conducono a risultati, in termini di fattore di sicurezza simili (Tabella 1).

	A - B PICCO	A - B RESIDUI	C - D PICCO	C - D RESIDUI
FEM	Fs=0.9 smax=48.43cm	Fs=0.5 smax=46.01cm	Fs=1.1 smax=41.64cm	Fs=0.6 smax=34.49cm
	Fs=1.0 smax=66.45cm	Fs=0.6 smax=646.1cm	Fs=1.2 smax=44.94cm	Fs=0.7 smax=87.12cm
LEM	Fs=0.914 Bishop	Fs=0.501 Bishop	Fs=1.193 Bishop	Fs=0.652 Bishop
	Fs=0.921 M-P	Fs=0.511 M-P	Fs=1.184 M-P	Fs=0.643 M-P
FDM	Fs=1.0 smax=31.23cm	Fs=1 smax=28.56cm	Fs=1 s.max=12.86cm	Fs=1 s.max= 17.24cm

Tabella 1. Risultati raggiunti dalle analisi eseguite



Si può concludere che i metodi agli elementi finiti (FEM) riescono a fornire risultati del tutto accettabili sia in termini di attendibilità che di precisione, di gran lunga preferibili ai tradizionali metodi LEM ed FDM, poiché, nonostante la complessità e il grado di dettaglio a cui è necessario scendere per la costruzione del modello, si riesce a raggiungere una soluzione 'esatta' e non più 'approssimata'.

Bibliografia

- Aceto V., 2013 *'La frana di località Vermicelli di Rende del Marzo 2010: applicazione di un metodo FEM all'analisi di stabilità di versante'*, Tesi di laurea Magistrale in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio, UNICAL.
- Armi, Area Risorse Mobiliari e Immobiliari UNICAL(2010), *'Progetto di Consolidamento del movimento franoso area di ingegneria'*, *'Relazione geologica e geotecnica'*, dott. geol. Pasquale Mendicino.
- Assessorato ai lavori pubblici, autorità di bacino regionale, Regione Calabria (testo aggiornato al 11/05/07), *'Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico. Norme di attuazione e misure di salvaguardia'*.
- Critelli S., Gabriele S., Le Pera E., Cozza C. (1993), *'Il bacino del fiume Crati: evoluzione geologica, idrologica e morfo-strutturale'*, C.N.R.-I.R.P.I. Rende.
- Geostru (2013), *'GFAS, Geotechnical and Finite Element Analysis System, Version 7.0, Theoretical Manual'*.
- Lancellotta R. (2004), *'Geotecnica'*, terza edizione, Zanichelli, Bologna.
- Pellegrino A., Borrelli S. (2005), *'Analisi del dissesto da frana in Calabria'*, Biblioteca ISPRA, Roma.
- Regione Calabria, Settore protezione civile-centro funzionale (2007), *'Relazione sull'andamento dei valori termopluviometrici e della disponibilità di risorsa idrica in Calabria'*.
- Smith I. M., Griffiths D. V. (2004), *'Programming the finite element method'*, 4th edition, WILEY, Hoboken, New Jersey.
- Sorriso, Valvo M., Tansi C., Antronico L. (1996), *'Relazione tra frane, forme di rilievo e strutture tettoniche nella media Valle del Crati-Calabria'*, Biblioteca ISPRA, Roma.
- Spina L., 2011, *'Analisi parametrica della stabilità di un versante in frana: il caso di Arcavacata di Rende (CS)'*, tesi di laurea specialistica in scienze geologiche applicate all'Ingegneria ed alla pianificazione del territorio, Università degli Studi 'G. d'Annunzio'.



MONITORAGGIO DELLE OPERE METROPOLITANE: L'ESPERIENZA DELLA STAZIONE JONIO DELLA LINEA METROPOLITANA B1 DI ROMA

Alessandro Lombardi (a.lombardi@sgsroma.it)

SGS Studio Geotecnico Strutturale s.r.l.

Aldo Capata (a.capata@sgsroma.it)

SGS Studio Geotecnico Strutturale s.r.l.

ABSTRACT

In questa nota si vuole illustrare brevemente il sistema di monitoraggio predisposto per il controllo dei parametri di progetto e del comportamento tenso-deformativo del terreno e delle strutture provvisorie e definitive della Stazione Jonio, capolinea del Prolungamento della Linea B1 della Metropolitana di Roma. Nella parte finale viene fatto un breve cenno alle misure registrate ed alle loro possibili interpretazioni.

1. Descrizione dell'opera e condizioni geotecniche

L'area interessata dalla costruzione della stazione è limitata a nord e ad est da via del Gran Paradiso, ad ovest da via Scarpanto e a sud da viale Jonio, in una zona densamente urbanizzata del quartiere Nuovo Salaria della città di Roma. Considerata la notevole differenza di quota tra via del Gran Paradiso e via Scarpanto/viale Jonio lo scavo della stazione è stato realizzato previo sbancamento dell'area protetta da una paratia a sbalzo di pannelli (dimensioni 1.20 x 3.00 m) disposti "a coltello" (secondo l'inerzia massima) con un interasse di 2.20 m con interposti pali del diametro $\varnothing = 800$ mm infissi al di sotto del fondo scavo per un tratto non inferiore ai 5 m. Lo sbalzo massimo dell'opera di sostegno di monte raggiunge i 16 metri circa. Tale soluzione è stata adottata sia per l'effettiva impossibilità di utilizzo di tiranti (presenza di servitù sui terreni di fondazione dei bulbi) che per ridurre il più possibile le deformazioni dovute al primo scavo di sbancamento che si sarebbero inevitabilmente sommate a quelle dovute allo scavo del pozzo di stazione.

Il manufatto di stazione, situato immediatamente a valle della paratia a sbalzo, è del tipo interrato profondo (massima profondità di scavo pari a 32 m) tra paratie perimetrali, ed è quindi scavato a partire dalla sua sommità fino alla quota finale di scavo (metodo top-down), previa esecuzione del tappo di fondo costituito da colonne in jet grouting (tecnologia bi-fluido) del diametro $\varnothing 2200$ mm/1600 mm. Il trattamento al di sotto del fondo scavo (per uno spessore di 11 m) si è reso necessario sia per ridurre il regime di sollecitazione agente sulle paratie perimetrali, sia per garantire uno scavo all'asciutto in presenza di un carico idraulico notevole (circa 26 m). Al termine della costruzione della stazione è stato realizzato il parcheggio e sono tuttora in corso di ultimazione le opere strutturali per il ripristino della viabilità definitiva su via del Gran Paradiso. Il corpo stazione è lungo complessivamente 156 m e ha larghezza (esterna) variabile tra 28.6 e 37 m in due brevi tratti. La stazione è perimetrata da paratie di diaframmi di lunghezza 46 m e spessore 1.2 m, mentre al suo interno sono presenti diaframmi interni dello spessore di 1.2 m, $L = 57$ m, dei quali 18 sono stati realizzati in prima fase unitamente ai pannelli perimetrali, mentre i restanti sono stati costruiti in risalita a partire dal solettone di fondo per ridurre la luce degli impalcati. Gli impalcati sono stati appoggiati sui diaframmi mediante l'utilizzo di tasche posizionate, salvo casi particolari (presenza di asolature o diaframmi d'angolo), in numero di una ogni due pannelli ovvero esclusivamente sui pannelli secondari poiché dotati di gabbia di armatura da 2.50 m.

La successione stratigrafica della stazione viene riportata sinteticamente in Figura 1. A partire dal piano di campagna, si ritrova una prima unità, quella dei riporti recenti (unità R), il cui spessore raggiunge valori variabili da 1 a 2 metri. Segue un deposito piroclastico (unità V), costituito da sabbie limose e tufo stratificato a grado variabile di cementazione. Tale unità di spessore massimo pari a 12 metri ed è presente esclusivamente nel rilievo di via del Gran Paradiso, essendo stato completamente eroso nelle zone più depresse. Al di sotto delle vulcaniti, è presente uno strato di sabbie limose con concrezioni travertinose di spessore variabile tra 6 e 10 m (unità P2-s) a tratti cementate. Sotto il deposito sabbioso, è stata rinvenuta una sequenza di materiali coesivi intercalati a materiali granulari (sabbie e ghiaie) con frequenti eteropie laterali (depositi continentali di ambiente fluviale, fluvio-lacustre e fluvio-palustre del Paleotevere 2). La componente ghiaiosa di tali materiali è stata oggetto dei trattamenti colonnari in jet grouting.



Figura 1: opera di sostegno di monte (a sinistra); ultimo ribasso e getto del solettone di fondo della stazione (a destra)

2. Analisi e requisiti prestazionali del sistema di monitoraggio predisposto

Il sistema di monitoraggio (Figura 2) è stato progettato in modo da poter fornire i parametri necessari ad effettuare una tempestiva analisi della situazione in corso d'opera e permettere la previsione della sua possibile evoluzione.

Alla luce della complessità ed alla particolarità delle opere da realizzare, il monitoraggio doveva consentire la gestione in maniera rapida e tempestiva di eventuali situazioni impreviste, potenzialmente dannose per la stabilità delle opere stesse. Tale obiettivo è stato raggiunto attraverso la raccolta e l'elaborazione dei dati in "tempo reale", mediante l'utilizzo del sistema GIS in remoto per l'acquisizione delle misure in automatico comunque verificate a posteriori mediante misure di tipo manuale.

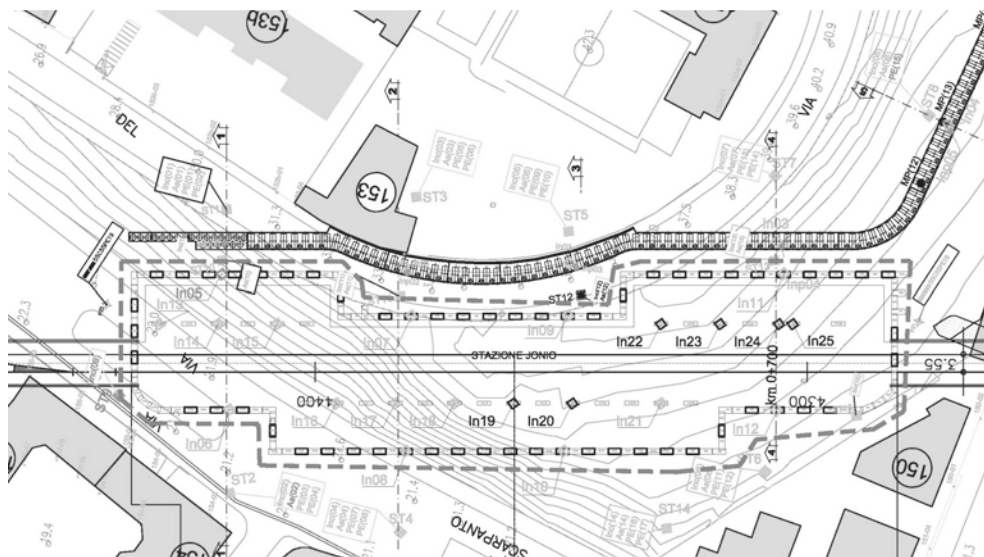


Figura 2: stralcio planimetrico generale del sistema di monitoraggio

3. Breve descrizione della strumentazione utilizzata

La strumentazione installata da piano campagna, raggruppata generalmente in stazioni di monitoraggio (ST) è costituita da: assestimetri multibase (a tre basi di misura), inclinometri, piezometri di tipo Casagrande (all'esterno del manufatto di stazione) ed elettrici (all'interno) e capisaldi topografici. I capisaldi disposti in prossimità delle stazioni di monitoraggio sono stati letti contestualmente all'esecuzione delle misure di inclinometri e assestimetri. Tale operazione si è resa necessaria al fine di "correggere" e riferire a punti fissi le misure ottenute da suddette strumentazioni, in modo da ottenere degli spostamenti assoluti. Per



la misura degli spostamenti orizzontali superficiali e profondi sono stati utilizzati inclinometri attrezzati con sonde biassiali removibili. Nel caso in esame gli inclinometri sono stati installati sia a tergo delle opere di sostegno da realizzare che all'interno dei diaframmi stessi. Attraverso tali strumenti è stato possibile controllare gli spostamenti delle opere, le deformazioni del terreno ed in generale lo stato di sforzo di puntoni e solai. Per il controllo delle condizioni tenso-deformative dei diaframmi sono state invece installate barrette estensimetriche sulle armature.

4. Alcune considerazioni sui risultati delle misure di monitoraggio acquisite

Gli inclinometri installati all'interno dei pannelli e dei pali della paratia di monte hanno mostrato andamenti in linea con quelli calcolati anche se in generale inferiori come valore assoluto. In particolare il massimo spostamento orizzontale in testa alla paratia è stato di circa 20 mm contro i 32 mm previsti. Gli spostamenti della paratia di monte hanno subito modesti incrementi a seguito dello scavo della sottostante stazione. Il monitoraggio topografico degli edifici ha inizialmente mostrato per tutti i fabbricati a ridosso del pozzo di stazione spostamenti assoluti verso l'alto. Anche gli spostamenti paralleli (secondo lo sviluppo longitudinale della stazione) ed ortogonali (trasversali alla stazione) sono concordi con una rotazione dei fabbricati in verso opposto agli scavi. Tale comportamento è stato correlato al trattamento in jet grouting previsti da progetto sull'intera area della stazione sotto il fondo scavo. Questo tipo di fenomeno è stato già osservato anche a seguito della realizzazione del tappo di fondo in jet-grouting della stazione Conca D'Oro – Linea B1 della Metropolitana di Roma (Fontanella *et. al.* 2012), in terreni di simili caratteristiche geomeccaniche. In merito allo scavo del pozzo di stazione gli inclinometri hanno fornito andamenti in accordo con quelli stimati attraverso modelli FEM. Gli andamenti osservati sono anche conseguenza della forte asimmetria di carico presente sui diaframmi di stazione: si noti infatti (Figura 3: andamento degli spostamenti orizzontali misurato mediante inclinometri installati all'interno dei diaframmi di stazione su una sezione strumentata (a destra i diaframmi lato via del Gran Paradiso)) lo spostamento in testa ai diaframmi di circa 10 mm contro terra dell'allineamento di diaframmi situato sul lato opposto a quello della paratia di monte.

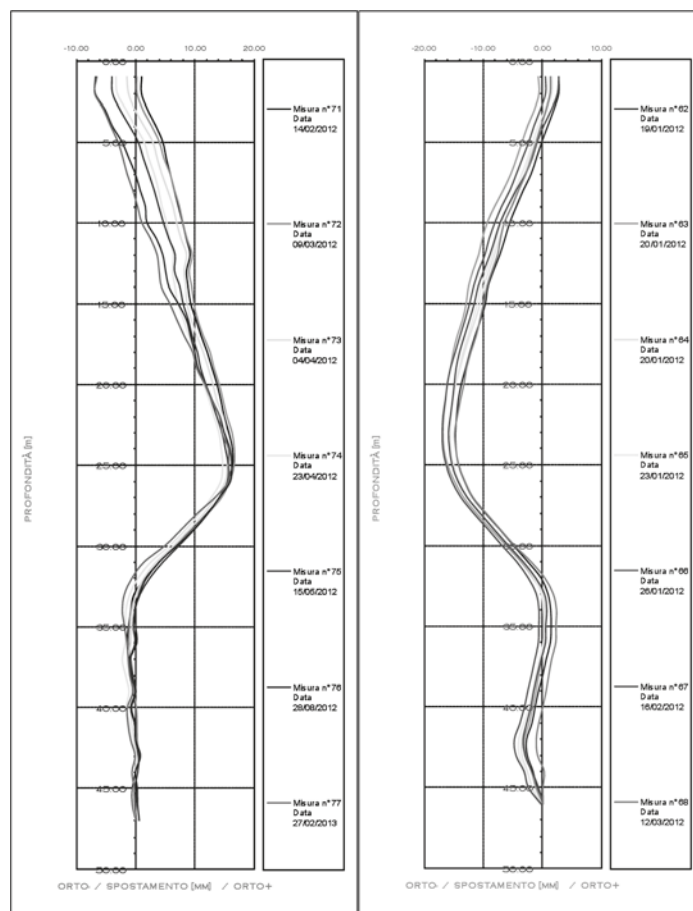


Figura 3: andamento degli spostamenti orizzontali misurato mediante inclinometri installati all'interno dei diaframmi di stazione su una sezione strumentata (a destra i diaframmi lato via del Gran Paradiso)



5. Bibliografia

Fontanella E., Callisto L., Desideri A., Sciotti A., Ottaviani A. (2012). An interpretation of jet-grouting effects on the retaining structures of a deep excavation and on adjacent buildings. In 7th TC28 International Symposium Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground., Publisher: Taylor and Francis, Editor: Giulia Viggiani.



NUMERICAL MODELING OF SUBMARINE FLOWSLIDES: MPM AND FEM APPROACH

Mario Martinelli (mario.martinelli@deltares.nl)
Deltares, Delft, The Netherlands.

Francesca Ceccato (francesca.ceccato@deltares.nl)
University of Padua, Italy

Alexander Rohe (alex.rohe@deltares.nl)
Deltares, Delft, The Netherlands & University of Cambridge, UK

ABSTRACT

In this paper a particular submarine slope, tested in the Deltares laboratory, is studied with two different numerical techniques to simulate its failure: the standard FEM and the Material Point Method.

1. Introduction

The coastal protection is an extremely important challenge for the safety and economic development of in the Netherlands. Zeeland is a region particularly affected by flow slides and liquefaction; it is a province located in the south-west of the country, consisting of a number of islands and a strip bordering Belgium. The security of the environment that lives on this geographic area is directly related to the safety of their coasts affected by the sea.

In fact, several damages due to submarine flow slides have been observed along the shoreline and edges of shelf plates. The observed timescale of failure is significantly short and usually consists of several hours. In practice sliding is often prevented by reinforcement of the whole slope by stone revetments. Stone revetments have proven to be efficient as they prevent further erosion of the slope (in combination with a filter construction) and fix the geometry.

The effect of this solution is basically to increase the effective stress and the soil strength, preventing thereby further erosion of the slope. However, even if this procedure reduces the risk of failure, the global behaviour is not sufficiently understood, especially in the framework of a proper design technique.

The slope under consideration is mainly below sea water level and is representing a common geometry configuration of coastal zones in Zeeland. In fact, slopes in Zeeland got steeper in the past by erosion and the process of deepening/meandering of nearby flow channels. The inclination of the slopes in which flow slides occurred is often in the range 1:7 to 1:2 (dependent on the height) with heights between 10 and 50 m (dependent on the slope angle). The Holocene sand layers are generally loosely packed and the slopes are therefore classified as highly susceptible for liquefaction.

This paper describes only the first preliminary step of this study, in which the submerged slope is analysed without stone revetment. Two numerical techniques are used to simulate the problem: the standard FEM (implemented in PLAXIS software) and the Material Point Method, a code developed at Deltares (named Deltares-MPM for the whole document). Details of the MPM formulation in dry and saturated materials are described in the works of Al-Kafaji I. (2013) and Bandara S. (2013).

2. Geometry, boundary conditions and parameters

The geometry, shown in Figure 1: (a) Geometry of the model according to the set-up of the experiment in the Deltares laboratory. (b) Increment of excess pore pressures applied at the bottom of the mesh.a, is according to the experimental set-up of a series of tests performed in the laboratory of Deltares: the height of the slope is 1.2 m and the thickness of base layer is 0.2 m. The slope is fully saturated and below water level. The loading is represented by an infiltration of water at the bottom of the geometry through the application of a uniformly distributed increase of pore pressure at the lower boundary of the model. The pore pressure increases linearly from 0 to p_{\max} in t_{loading} and then is reset to 0 (Figure 1: (a) Geometry of the model according to the set-up of the experiment in the Deltares laboratory. (b) Increment of excess pore pressures applied at the bottom of the mesh.b). A linear elastic soil model as-

sociate with the Mohr-Coulomb yield criteria is used in the analyses and the list of parameters is shown in Table 1: Parameters used for the analyses.1. The following assumptions are made in first instance: the dilatancy is set equal to zero, and permeability and stiffness are constant in depth and time.

The slope is modelled in PLAXIS assuming two-dimensional plane strain condition (see Figure 2a) with high order triangle elements, 15 nodes and cubic shape function. On the other hand, a quasi plain strain condition is assumed in Deltares-MPM considering only a strip of tridimensional elements, 4 nodes tetrahedrons with linear shape function (see Figure 2b). Figure 2b shows the mesh at the beginning of the calculation that is divided in two parts. The elements filled by dots (Material Points) represents the “active” mesh, in which 4 material points per element are set up. The empty elements are the “non-active” mesh in which no material point is initially assigned. However, any of these elements that initially belong to the “non-active” mesh may become “active” during the calculation if any material point moves into.

In Figure 2a two points (A and B) are selected in which displacements (in point A) and excess pore pressures (in points B) are recorded.

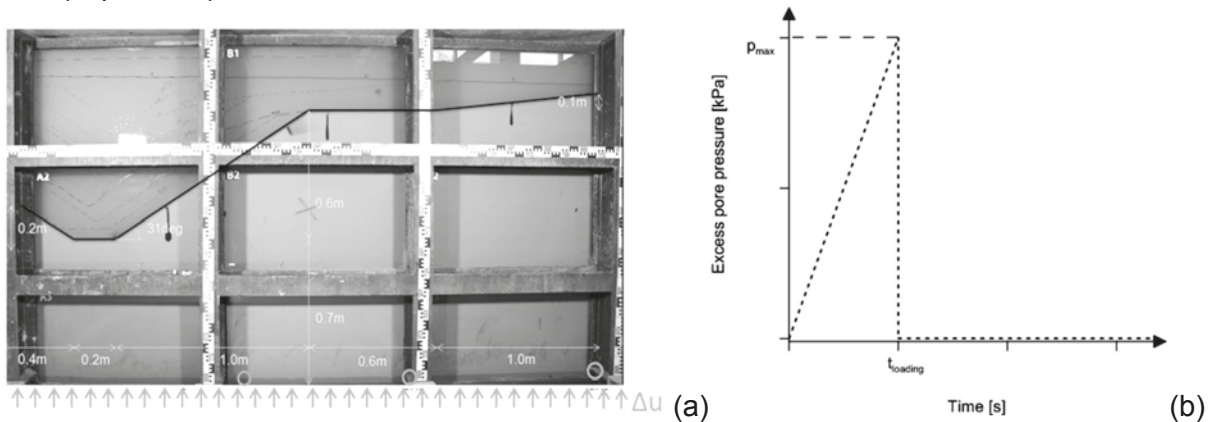


Figure 1: (a) Geometry of the model according to the set-up of the experiment in the Deltares laboratory. (b) Increment of excess pore pressures applied at the bottom of the mesh.

Table 1: Parameters used for the analyses.

Saturated unit weight	g_{sat}	18.71	kN/m^3
Young modulus	E	5000	kPa
Poisson ration	ν'	0.2	-
porosity	n	0.45	-
Soil permeability	k	10^{-4}	m/s
Cohesion	c'	0	kPa
Friction angle	ϕ	32	deg
Dilatancy angle	ψ	0	deg

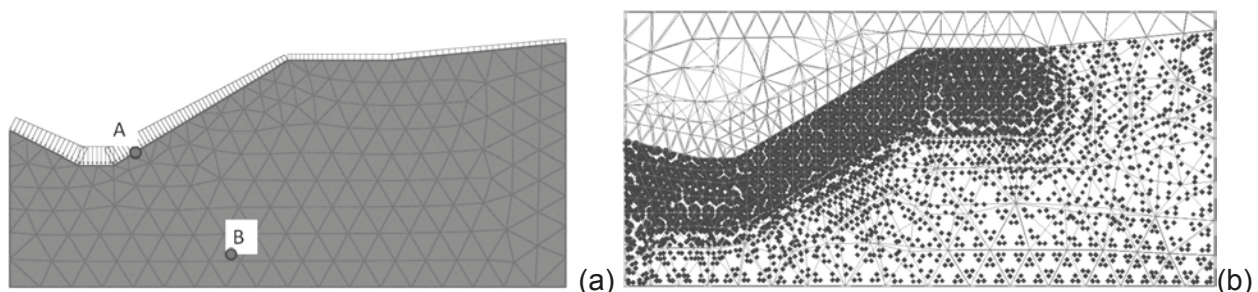


Figure 2: Mesh used in PLAXIS (a) and in Deltares-MPM (b).

3. FEM simulation in PLAXIS

A relatively simple consolidation analysis is performed in PLAXIS, thus no inertia forces are taken into account. The prescribed time-dependent boundary condition (linear pore pressure in time) is not possible to be applied at the base of the model, thus the calculation is set as a sequence of loading steps: the hydraulic head is constant within each step and each increment is equal to 0.25 m from one step to the other.



Figure 3: (a) total displacements in A (blue line) and excess pore pressure in B (red line); (b) contour plot of deviatoric strain after 2.42 s. 3a shows the total displacements of point A located close to the toe of the slope, and the excess pore pressure recorded in point B. It can be observed that as the pore pressure increases into the soil, the slope displacement increases as well, but the quasi-static equilibrium condition is satisfied only up to $t = 2.42$ s. Right afterwards, the slope starts failing with significant mass acceleration but no equilibrium condition can be satisfied with this type of analysis scheme because it does not take into account the contribution of inertia forces. The deviatoric strain contour is plotted in Figure 3: (a) total displacements in A (blue line) and excess pore pressure in B (red line); (b) contour plot of deviatoric strain after 2.42 s. 3b at time $t = 2.42$ s, in which can be observed that only the thin superficial part of the soil starts failing, the one with extremely low effective stress.

It is worth noticing that this analysis cannot provide any additional information regarding the evolution of the process, such as the description of the run out and the final static configuration; this kind of information can only be achieved when performing not only dynamic coupled consolidation analyses but also taking into account large deformations updating the mesh (Updated-Lagrangian formulation). However, in some cases, even the large deformation approach is not enough to properly capture the evolution of the landslide; therefore MPM is a suitable approach that can be used for this purpose, because it can describe the problem from the beginning, where the displacements are small, to the very end after extremely large deformation.

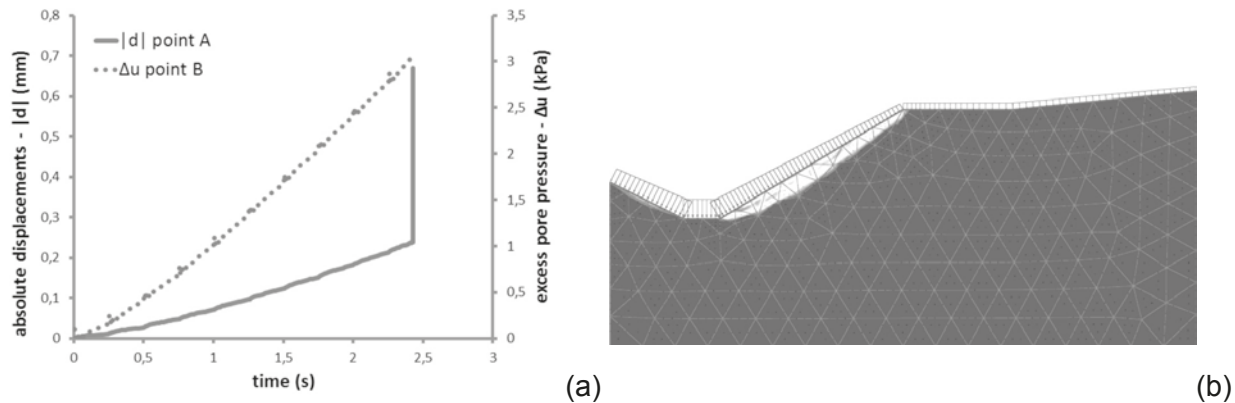


Figure 3: (a) total displacements in A (blue line) and excess pore pressure in B (red line); (b) contour plot of deviatoric strain after 2.42 s.

4. MPM simulation in Deltares-MPM

The MPM is an extension of the Updated-Lagrangian formulation, explicitly formulated to overcome the drawbacks of mesh distortion. The reader can refer to the work of Al-Kafaji (2013) for the details of the formulation used in Deltares-MPM. The following aspects are taken into account for the Deltares-MPM analyses:

- Fully coupled analysis with generation and dissipation of (excess) pore pressures;
- Large deformations, i.e. post-failure behaviour can be assessed.
- Dynamic behaviour (inertia effects).

Figure 4: Final configuration of the slope after failure at 16 s in the MPM simulation. 4 shows the final configuration of the slope after 16 s. The red line represents the initial shape before the test, whereas the black line represents the final configuration observed in the experiment after failure. It can be observed that the numerical simulation results match the final geometry of the slope in the experiment quite well.

The research leading to these results has received funding from the European Union Seventh Framework Programme (FP7/2007-2013) under grant agreement no. PIAP-GA-2012-324522 "MPM-DREDGE".

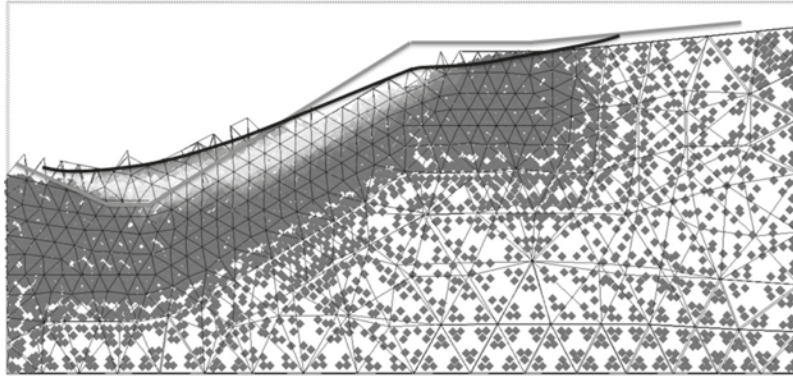


Figure 4: Final configuration of the slope after failure at 16 s in the MPM simulation.

5. References

- Al-Kafaji I. (2013). Formulation of a Dynamic Material Point Method (MPM) for Geomechanical Problems. *Ph.D. Thesis*. University of Stuttgart 2013.
- Bandara S. (2013). Material Point Method to simulate large deformation problems in fluid-saturated granular medium. *Ph.D. Thesis*. University of Cambridge. 2013.



THE IMPORTANCE OF MONITORING SYSTEM IN URBAN UNDERGROUND PROJECTS AS WELL AS IN LONG AND DEEP TUNNELS DESIGN. TWO INDIAN CASE HISTORIES

Giuseppe M. Gaspari (gmg@geodata.it),
Federico Amadini (fam@geodata.it),
Michele Paomba (mpl@geodata.it)
Geodata Engineering SpA

ABSTRACT

In questa nota si sottolinea la rilevanza progettuale del sistema di monitoraggio per le opere in sotterraneo, prendendo spunto da due recenti casi di studio analizzati dalla Geodata Engineering nell'ambito della progettazione costruttiva di tunnel lunghi e profondi sotto l'Himalaya e di metropolitane urbane nell'Altopiano del Deccan, in India. Il primo caso, relativo ai 9km del Chenani-Nashri Tunnel, rappresenta un chiaro esempio della rilevanza del ruolo del Progettista in cantiere, in grado di interpretare in tempo reale i risultati del sistema di monitoraggio, installato sia sulla canna principale sia sulla galleria di servizio, al fine di fornire una corretta interpretazione sul reale comportamento dell'ammasso roccioso, sui rischi connessi al suo disturbo durante lo scavo e sull'appropriata individuazione delle sezioni tipo da installare e delle eventuali contromisure. Il secondo caso presentato attinge invece dalla recente esperienza della Linea UG-1 della metropolitana di Bangalore, dove i dati delle sezioni di monitoraggio correttamente installate permettono di eseguire back-analyses che consentono una ricalibrazione della modellazione numerica e conseguente ottimizzazione degli standard progettuali dei tunnel di linea scavati con sistema meccanizzato e delle opere puntuali (stazioni, pozzi e rampe) eseguiti con metodo cut&cover bottom-up.

1. Designing a monitoring plan in urban underground projects and in long and deep tunnels

The construction of new infrastructures in urban areas is cause of disturbs and settlements that might affect the surroundings. For this reason before constructing new underground structures in urban areas, an analysis of the possible induced effects is necessary. In particular, a continuous monitoring of the stress-strain behavior of soil and of the structures must guarantee the fast reaction to unexpected events by protecting the existing buildings from severe damages and by keeping all the excavation parameters inside the allowable limits.

Long and deep tunnels require as well quite an extensive monitoring system, particularly if the design methodology is taking into account its results in order to properly assess the rock mass behavior, assign the proper section type and consequently update the limit and alarm figures

The suggested method follows the criteria of the Flexible Design Approach, widely applied in the new engineering constructions (Fig.1). This approach requires the systematic monitoring of the works by a monitoring plan of the key parameters. Through the executed measures it is possible to:

- verify the design assumptions;
- optimize the design solutions to better fit with local conditions in order to guarantee safety of workers, budget and time of execution by managing the uncertainties.

In order to fulfil these scopes, it is necessary to define threshold values for the key parameters. In case of measures exceeding these limits and depending on the possible reasons for these unexpected values, some counter-measures to be immediately applied are defined. These counter-measures must guarantee the safety of the workers and of the structures under construction and already in place.

2. The importance of monitoring figures and back analyses results at Chenani-Nashri tunnel

When a local gravitational instability involving the right crown/sidewall of the Chenani-Nashri tunnel occurred at approximately 820 m from the South portal, some cracks in the shotcrete lining appeared immediately after the primary support installation, showing an unexpected response of the rock mass. Cracks were mainly localized on the right crown/sidewall of the tunnel where a claystone/siltstone layer would be con-

stantly intercepted during top heading excavation, due to the unfavourable orientation of the flysch strata (almost sub-parallel to the tunnel axis). According to the face mapping, the presence of weak interbedded siltstone and claystone layers was affecting the upper right side of the tunnel face.

In order to better understand the causes, which led to the cracks and to the instability, several back-analyses were performed using the recorded geotechnical and geo-structural conditions, along with the available monitoring results. A numerical model was defined taking into account the strata orientation shown in face mapping and the state of stress dependent on 350 m overburden. It should be noted that, in order to achieve results that were consistent with the monitoring data, it was necessary to apply an anisotropic state of stress, with major stress oriented in the same direction as that of the strata.

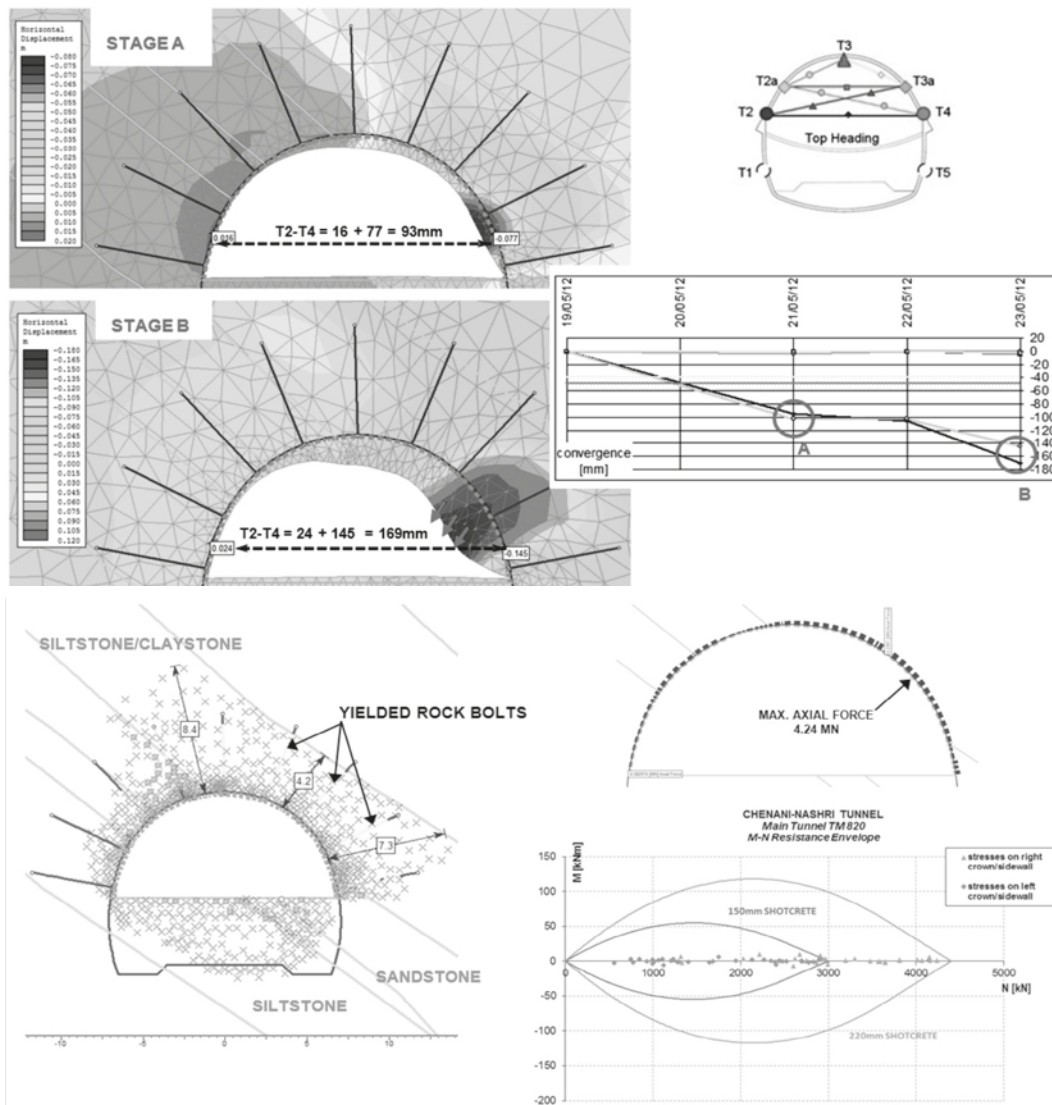


Figure 1. Comparison between monitoring readings and numerical analysis results developed with Phase2 software (above). Yielded elements and N-M primary lining structural verification (below) as per back-analyses.

The achieved results in terms of displacements, calculated for the stage in which the primary lining is completed, were initially compared with the available monitoring data (notably the chord length reduction). The estimated unrecorded displacements, occurring between excavation and targets installation, were subtracted to the total displacements. The comparison proves the reliability of the numerical model and allows to highlight the critical zone where cracks of shotcrete were initially recorded. The analysis moved forward with the comparison of the last available readings (a few hours before the instability phenomenon) with the maximum calculated radial displacement. In this respect, a potential creeping behavior of the claystone/siltstone layer, reasonably accentuated by the presence of water, was identified. The outcome proved very interesting, and the exact zone where the collapse had occurred was identified, thus offering a reasonable explanation of the interaction between the real state of stress and the observed rock mass



geomechanical and geo-structural conditions.

The yielded elements are mainly concentrated in the weak siltstone/claystone layer on the right crown-sidewall and the Swellex rock bolts installed at the right sidewall are almost yielded. Rock bolts were still in place after the collapse due to the residual capacity at the end of the rock bolts, which was confirmed by the numerical analysis. Highest stresses in the shotcrete were recorded on the right crown/sidewall, where the maximum compressive axial force in the lining is not compatible with the compressive strength of the 150mm shotcrete, causing the development of cracks as seen on site. Consequently, a stronger support was required as already confirmed by the application of the "GDE Multiple Graph" ("B1" section with lattice girders and greater thickness of shotcrete, in place of the section type "B1*" applied in that sector; see Fig. 3).

3. The monitoring system for a urban metro rail project: the case of Bangalore UG-1 line

The monitoring plan of the Bangalore Metro UG-1 was developed in order to validate and eventually improve the design solution, verify the ground response behaviour, verify the settlement on the surface and on the adjacent buildings, verify the exceeding of the threshold limits to immediately activate counter-measures. Consequently, the following parameters must be monitored: stress, deformations and displacements in the structures under construction; deformation and settlement on the surface and in the ground around the tunnel; settlement, deformation and rotation of existing structures.

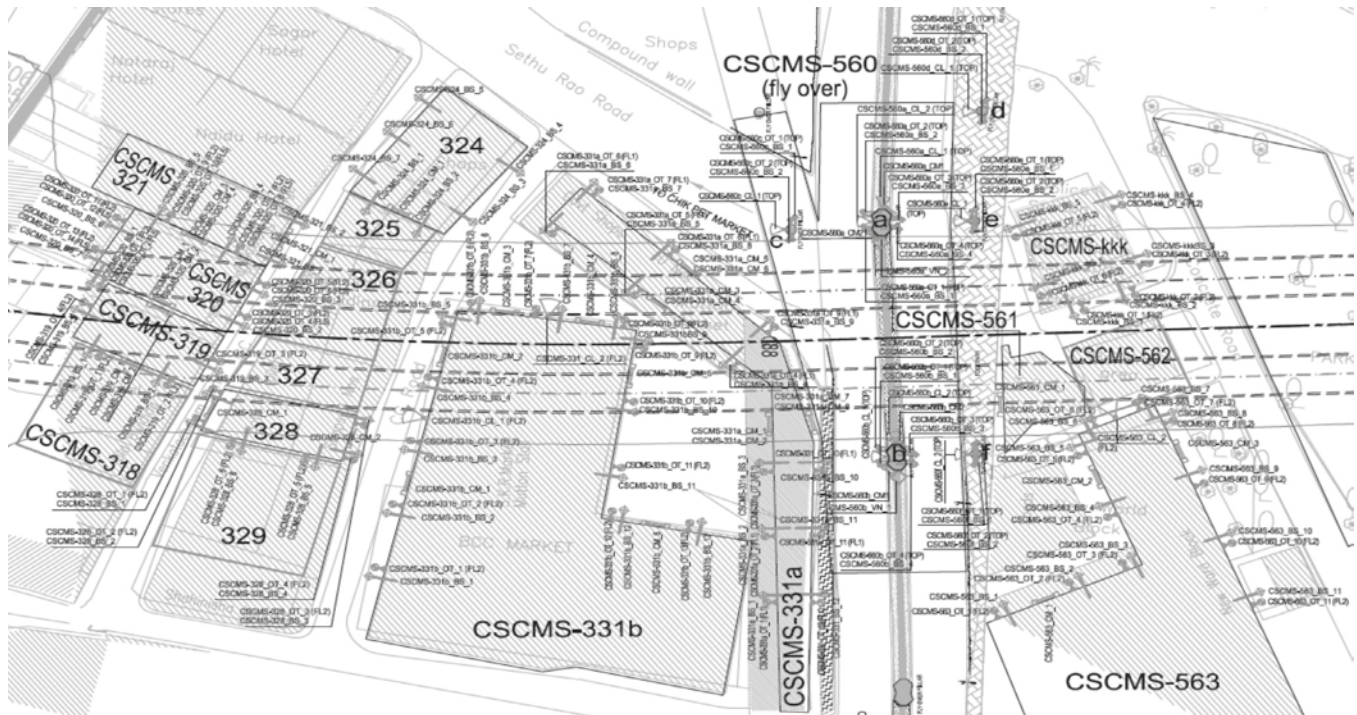


Figure 2. Monitoring system for buildings in influence area of TBM tunnels between KR Market and Chickpete.

The key parameters were classified according to the structure to be monitored and different review levels were designed (see Fig. 2). It is important to underline that all these measures are describing singular aspects of the same phenomenon. In this sense, interpretation of the data and cross-readings of the various measures is basic in the good practice of monitoring. In many cases, even if all the parameters are under the threshold values, the possible presence of problems should be indicated by some discrepancies in the expected values of some data with reference to other related ones.

For the TBM tunnels two monitoring section types were foreseen to be combined in different stretches:

- Ordinary section (OS): composed by 5 3D optical targets (OT) for convergence measure in the tunnel; in surface 5 levelling points to check the superficial settlement (SSM);
- Primary section (PS): composed by 3 section with inter-distance 15m (see Fig. 3) with one OS and two sections with the following characteristics:
 - o "A" type: composed by 5 3D optical target (OT) in the tunnel, 5 levelling superficial points and 2

extenso-inclinometers (**EIN**) on the two sides of the tunnels.

○ “B” type: the same as “A” type with in addition the insertion of a ring equipped with instruments to monitoring the stress in the lining. This instrumentation consists of:

- 4 hydraulic radial pressure cells (**PC**) : installed radially behind the segments;
- 1 strain gauges (**SG**) with vibrating wire positioned on the opposite sides of the reinforcement cage on each segment of the ring except the key and for each ring 1 reference no-stress-strain-gauge (**SGC**) positioned radially were foreseen.

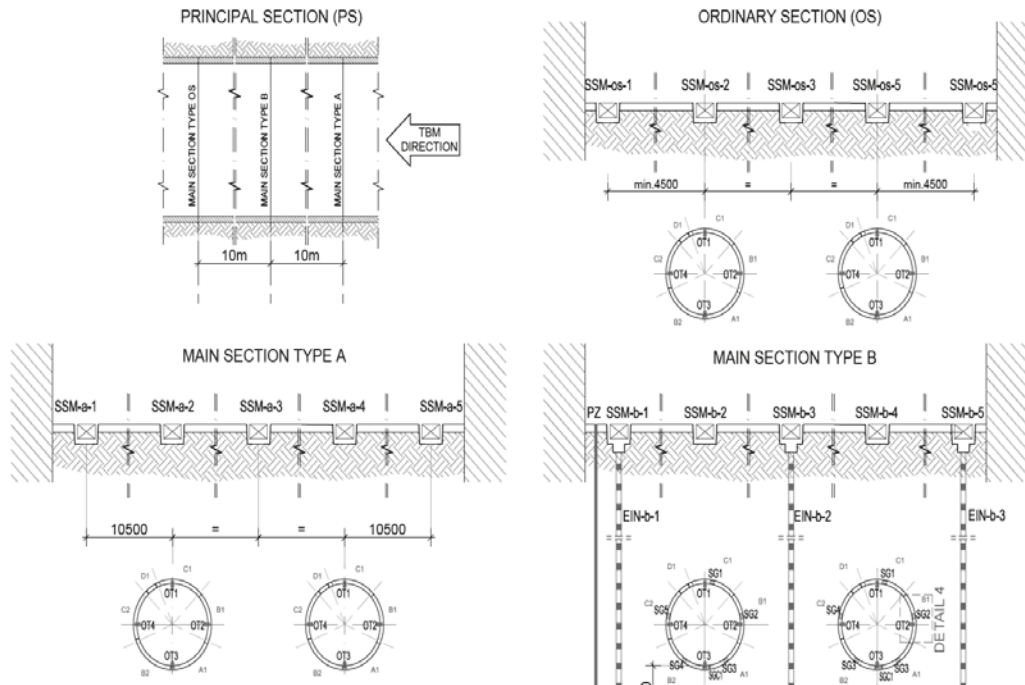


Figure 3. Conceptual scheme of the principal and ordinary monitoring sections foreseen along the TBM alignment.

4. Conclusions

Whenever the design of underground projects involves the complexity of a long and deep tunnel under the Himalaya or a metro rail below one of the most crowded and urbanised area of the Indian Sub-Continent, the importance of the definition of an appropriate monitoring system is of paramount importance. The two case histories briefly summarized in this paper are remarkable examples of how different the data to monitor could be, but how similarly useful are the results of the developed back analyses and of their interpretation in order to continuously update and optimize the design.

On the basis of the design assumptions and of the specific structure requirements, a monitoring plan had been suggested for the two projects, with the following purposes:

- preventing unexpected phenomena in order to avoid critical situations for surrounding roads and buildings in terms of safety of both citizens and workers;
- checking the design assumptions and if possible improving the design solutions through back-analyses and further interpretation of the behaviour of the ground during excavation.

Readings must allow the immediately activation of the foreseen counter-measures in case of measures exceeding the thresholds. Frequency of readings as well as location of instruments shall be modified on the basis of the evidences identified during construction and must be agreed by all involved parties.

The proposed thresholds for the various instruments must be detailed before starting the construction.

In the specific case of the Chenani-Nasri tunnel, the behaviour of flysch formations cannot be easily determined due to the uncertainties in characterizing their anisotropy and heterogeneity. As demonstrated by the results of the numerical analyses, the stability of the excavation in that rock mass mainly depends on the prevalent expected lithology, on the geostructural conditions (favourable or unfavourable strata orientation) as well as the combined effect with the real state of stress. In this complicated medium, a proper monitoring system plays a fundamental role in highlighting potential risks and in selecting the most appropriate support system, which can thus help to optimize the overall excavation process and avoid time and cost consuming remedial interventions.



5. References

Gaspari G.M., Nuzzo E., Bontempi F., Konstantinou A.: "Cut and cover structures in urban areas: design of stations in a variable geotechnical context. The case of Bangalore Metro line UG-1" IAGIG-AGI – Italian Young Engineer Annual Meeting, Italy, Bologna, 2012.

Guglielmetti V. et. al. (2007), *Mechanized Tunnelling in Urban Areas*. Taylor & Francis.

Palomba, M., Russo, G., Amadini, F., Carrieri, G. and Jain, A. R.: "Chenani-Nashri Tunnel, the longest Road Tunnel in India: a challenging case for design-optimization during construction" ITA-AITES World Tunnel Congress, Switzerland, Geneva, 2013.



NEW ABU DHABI INTERNATIONAL AIRPORT - USE OF 3D GIS FOR THE PILING WORKS

Corrado Ruta (corrado.ruta@arup.com)

Senior Engineer, Ove Arup & Partners Ltd, Cardiff (United Kingdom)

ABSTRACT

Ove Arup & Partners Ltd are providing multidisciplinary engineering services for the new Midfield Terminal Building of Abu Dhabi International Airport. A three-dimensional GIS geotechnical database was created by the Arup geotechnical team to include key information from desk study, site investigations, earthworks, pile design, pre-piling works and piling construction works. The use of the 3D GIS database and the added value to the geotechnical services are discussed in this paper.

1. Introduction

Abu Dhabi International Airport is one of the fastest growing airports in the world in terms of passengers, new airline operators and infrastructural development, and is currently undergoing a major expansion.

Ove Arup & Partners Ltd (Arup) are providing structural design and geotechnical services for the new iconic Midfield Terminal Building, which will include four main piers with some 40 gates, extending over a cross length of around 1.5km. The building foundations include some 6,000 large diameter bored piles. The Arup geotechnical team has been using the powerful capabilities of the Geographic Information System (GIS) technology to deal with the extraordinary scale and complexity of the project. This paper outlines how the 3D GIS database was developed and the added value in terms of time/cost saving and overall quality of the geotechnical services provided.

2. Development of the 3D GIS database

The three-dimensional GIS database was progressively developed by the Arup geotechnical team from the initial desk study through the ground investigation, the foundation design and the piling specification, construction and validation phases. Details of the key information included in the GIS database are presented in Table 1.

Source/Phase	Information	Data input into 3D GIS
Desk study	Geological, hydrogeological and hydrological maps	Image files imported and georeferenced in GIS
Ground investigation	200+ Boreholes (stratigraphy, in-situ tests, core recovery, groundwater records during drilling/monitoring)	The data provided by the GI contractor in AGS format (www.ags.org.uk) were imported into gINT (www.bentley.com) and then into 3D GIS using a 'gINT-to-GIS' tool developed by Arup. Hyperlinks to the PDF of the borehole logs were also created in GIS.
Geophysical survey	650+ survey lines, 1000+ 'potential weaker zones' identified.	Importing Excel tables with coordinates and top/ base elevations of 'potential weaker zones' (provided by the survey contractor)
Earthworks	Original and final topographical surfaces (45000+ points surveyed)	Importing Excel tables with of coordinates/ elevation of survey points (provided by the survey contractor).
Preliminary foundation design	Structural column loads and preliminary pile layout/lengths.	Importing 3D CAD model of the pile caps and Excel tables with pile coordinates/cut-off levels and imposed structural loads.



Source/Phase	Information	Data input into 3D GIS
Review of the Contractor's pile design	Pile design by the Contractor (pile layout, diameters, lengths, cut-off levels, capacities, permanent casing proposals)	Importing Excel tables with pile coordinates/elevations and associated details (provided by the Piling Contractor)
Pre-piling probing	Probe holes at pile locations (6000+) identifying potential zones of weaker rock/voids (by measurement of the resistance to drilling).	Importing Excel tables with coordinates and top/base elevations of potential zones of concern, (provided by the GI contractor).
Piling works	As-built details for 6000+ piles (toe level, theoretical/actual concrete volumes, permanent casing depth, integrity/caliper/cube tests, non-conformances)	Importing Excel tables with as-built records, (provided by the piling contractor). Hyperlinks to the PDF of the pile record sheets were created in GIS.

Table 1 – Key information included in the 3D GIS database

3. Use of the 3D GIS database

The database, created and managed using Esri ArcGIS software, proved to be an extremely powerful tool to enhance data review and decision-making during the various phases of the project. Through the capabilities of ArcMap and ArcScene, the data were easily displayed, analysed and shared (internally between design teams and externally with the Client, the Contractors, the Resident Engineers, etc.) creating maps, cross-sections and interactive 3D PDF models. The datasets could be easily queried and spatially related to derive new design information and to support engineering assessments.

For instance, during development of the design ground model the weathering grade with depth of the rock was analysed through 3D visualisation and 2D mapping of key records from ground investigation (poor core recovery, loss of drilling water, in-situ/lab tests) and the geophysical survey (weaker layers). The zones of potential concern were identified and highlighted in maps and 3D models. This information was then used to inform the development of the specification for the design and construction of the piled foundations.

During the pre-piling works, the large amount of probe-hole records received daily were analysed in real-time through the 3D GIS to confirm the design ground model and any requirements for specific modifications to pile design (e.g. longer rock socket) and construction methods (e.g. permanent casing to avoid potential large concrete over-break).

The piling works were advanced at an extremely high pace, with several piling rigs working simultaneously on site, 24h a day, 7 days a week. The use of the GIS database eased the management, review and validation of the large amount of piling records received on a continuous basis from the Piling Contractor and the Resident Engineers. This allowed a prompt, accurate and holistic review of the non-conformances (e.g. extremely large overbreak of concrete, anomalous caliper or integrity test results, etc.) in the light of all the GIS datasets to support decisions on any remediation measures required.

During pile head breaking and construction of the pile caps, the 3D GIS database could be easily interrogated to allow a quick and accurate review of any pile specific queries or non-conformances.

The use of the 3D GIS enhanced the overall quality of the Arup geotechnical services with significant time and cost savings, and was recognised by all parties as an added value for the successful completion of the piling works for the project.

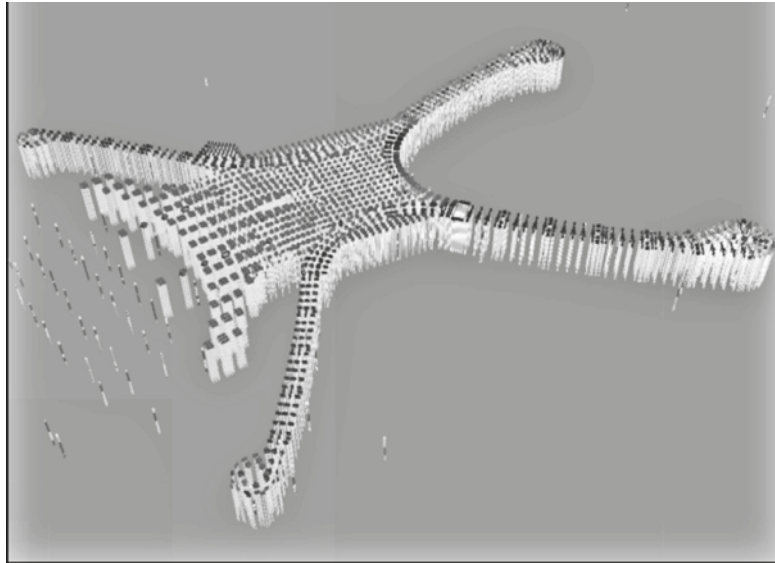


Figure 1 – 3D GIS model of boreholes and proposed piles (Esri ArcScene)

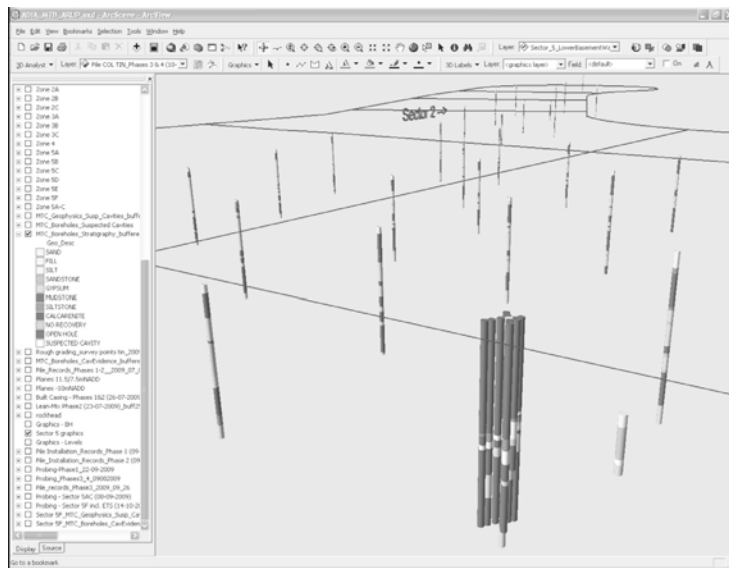


Figure 2 – 3D GIS model of boreholes (Esri ArcScene)

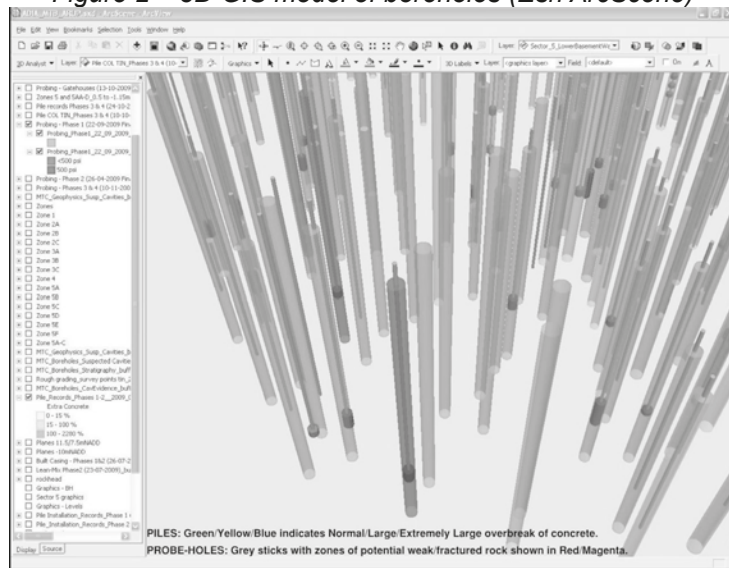


Figure 3 – 3D GIS model of probe-holes and pile as-built records (Esri ArcScene)



GALLERIE SCAVATE CON METODO TRADIZIONALE IN FORMAZIONI ARGILLOSE

Alessio Bianchini (alessio.bianchini@yahoo.it)

Ingegnere civile

ABSTRACT

Questo studio è stato messo a punto per comprendere il funzionamento delle strutture di rivestimento di gallerie scavate con metodo tradizionale in terreni argillosi durante la costruzione e dopo il tempo necessario allo sviluppo del processo di consolidazione. È stato sviluppato un modello numerico 3D con il codice di calcolo alle differenze finite Flac3D capace di simulare le fasi costruttive e le condizioni di lungo termine nelle ipotesi di rivestimento di prima fase permeabile e impermeabile.

1. Introduzione

In alcuni casi, si osservano fenomeni di fessurazione longitudinale in corrispondenza della chiave della calotta di gallerie scavate in terreni argillosi consistenti sotto falda. Tali lesioni, che possono interessare gran parte della sezione resistente, in genere si formano diverso tempo dopo il completamento del rivestimento definitivo.

Considerata la natura del mezzo in cui viene realizzata l'opera è possibile ricondurre tale fenomeno ad una variazione dello stato tensionale nella struttura indotto da processi di consolidazione. Sono state pertanto eseguite analisi numeriche 3D che hanno permesso di simulare l'effettiva sequenza costruttiva di una galleria scavata con metodo tradizionale e di studiare gli effetti indotti dalla consolidazione a lungo termine.

Le caratteristiche del terreno sono quelle tipiche delle argille plioceniche. Per il comportamento meccanico è stato impiegato un semplice modello costitutivo elasto-plastico perfetto con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, con dilatanza e resistenza a trazione nulle. Il priverivestimento (centine e spritz-beton) è stato modellato con elementi shell, collegati al terreno mediante interfacce elasto-plastiche prive di resistenza a trazione; il rivestimento definitivo è stato modellato con elementi di continuo elastici lineari.

Si è assunto che le fasi di scavo e di posa in opera del priverivestimento, dell'arco rovescio e del rivestimento definitivo avvengano in condizioni non drenate. Dopo il completamento del rivestimento definitivo sono state simulate le condizioni drenate finali nelle due ipotesi di priverivestimento impermeabile e permeabile. Il processo di consolidazione non è stato studiato in modo esplicito quindi, per ciascuno dei due casi, dopo aver fissato le condizioni idrauliche al contorno del cavo, è stato ricercato l'equilibrio meccanico.

2. Metodologia

Lo studio è stato condotto facendo riferimento al caso di galleria scavata con metodo tradizionale in un terreno argilloso con una copertura costante di 60 m, piano campagna orizzontale e falda posta ad una profondità di 30 m. È stata scelta una sezione tipo priva di consolidamenti, non armata in calotta, caratterizzata da un diametro equivalente di circa 12 m e un'area di scavo di 124 m².

Il criterio di resistenza adottato è quello di Mohr-Coulomb con i seguenti parametri:

$c' = 20$ KPa; $f' = 26^\circ$; $y = 0$. I parametri di deformabilità sono stati ricavati dalle relazioni che legano il modulo di rigidezza volumetrica (K) e il modulo di rigidezza tangenziale (G) al modulo di Young (E). Quest'ultimo è stato considerato variabile con la profondità.

Il modello numerico tridimensionale è stato realizzato con il codice di calcolo FLAC3D 3.10.

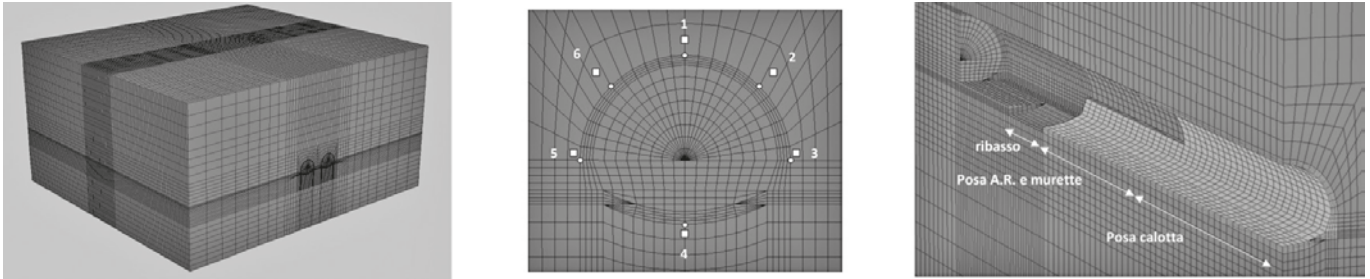


Figura 1. Mesh di calcolo Figura 2. Sezione di controllo Figura 3. Fasi avanzamento

L'evoluzione dello stato tensionale, delle pressioni interstiziali e dei cedimenti nel terreno adiacente al cavo, durante il processo costruttivo e dopo il processo di consolidazione, è stata monitorata in corrispondenza di una sezione trasversale di controllo, posta ad una distanza opportuna dai piani trasversali di bordo della mesh. Nella stessa sezione sono stati monitorati una serie di punti nel priverivestimento e di zone nel rivestimento definitivo per valutare spostamenti e tensioni.

Le fasi di avanzamento hanno previsto: 1. scavo a piena sezione; 2. installazione del rivestimento di prima fase; 3. scavo di ribasso di 12 m ad una distanza massima di 3 diametri dal fronte; 4. posa in opera dell'Arco Rovescio e delle Murette ad una distanza massima di 3 diametri dal fronte; 5. posa in opera della Calotta ad una distanza massima di 6 diametri dal fronte.

Il getto delle murette, dell'arco rovescio e della calotta è stato simulato ipotizzando conci da 12 m e non è stata considerata la maturazione del calcestruzzo

La bassa permeabilità del terreno ($K = 10^{-11}$ m/s) ha suggerito di simulare le fasi costruttive con un'analisi non drenata in tensioni efficaci. Le fasi di analisi sono state le seguenti:

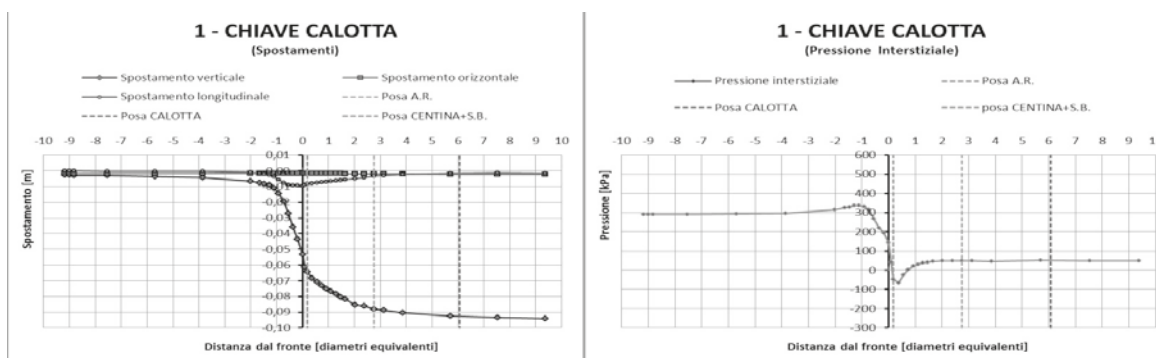
1. scavo e costruzione della galleria in condizioni non drenate;
2. equalizzazione delle pressioni interstiziali, a partire dalle condizioni idrauliche imposte al contorno, e successivo equilibrio meccanico.

Il processo di equalizzazione delle pressioni interstiziali è stato effettuato dopo aver fissato sul contorno del cavo le condizioni idrostatiche per simulare il priverivestimento impermeabile e la pressione atmosferica per simulare il priverivestimento permeabile.

3. Analisi dei risultati

La perturbazione prodotta dallo scavo inizia ad essere avvertita nella sezione di controllo quando la distanza tra quest'ultima e il fronte si riduce a due diametri; raggiunta tale distanza, il terreno posto sopra la chiave della calotta inizia a cedere e la pressione interstiziale inizia ad aumentare. Quando la distanza si riduce a un diametro il gradiente di cedimento diventa significativo mentre la pressione interstiziale raggiunge il valore massimo. Riducendo ancora la distanza tra fronte e sezione di controllo si registra una brusca diminuzione della pressione interstiziale che diventa negativa quando lo scavo interessa la sezione di misura. La posa in opera del rivestimento di prima fase avviene dopo che il terreno ha scontato un pre-cedimento di circa 6 cm. Da questo momento in poi il cedimento tende a stabilizzarsi grazie al contrasto offerto dal rivestimento di prima fase; la sua entrata in carico è resa evidente dalla risalita delle tensioni totali e della pressione interstiziale.

La posa in opera dell'arco rovescio blocca gli spostamenti orizzontali e limita fortemente la convergenza media del cavo.



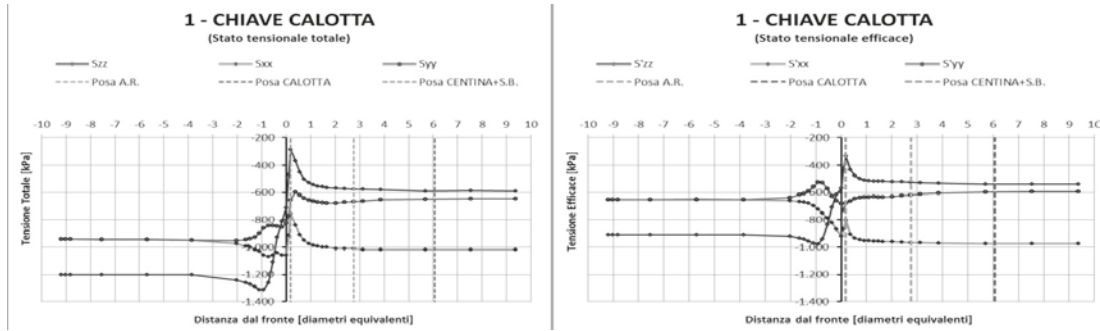


Figura 4. Evoluzione dello stato tenso-deformativo del terreno adiacente al cavo durante la costruzione in corrispondenza del punto di misura n.1 posto sopra la chiave della calotta

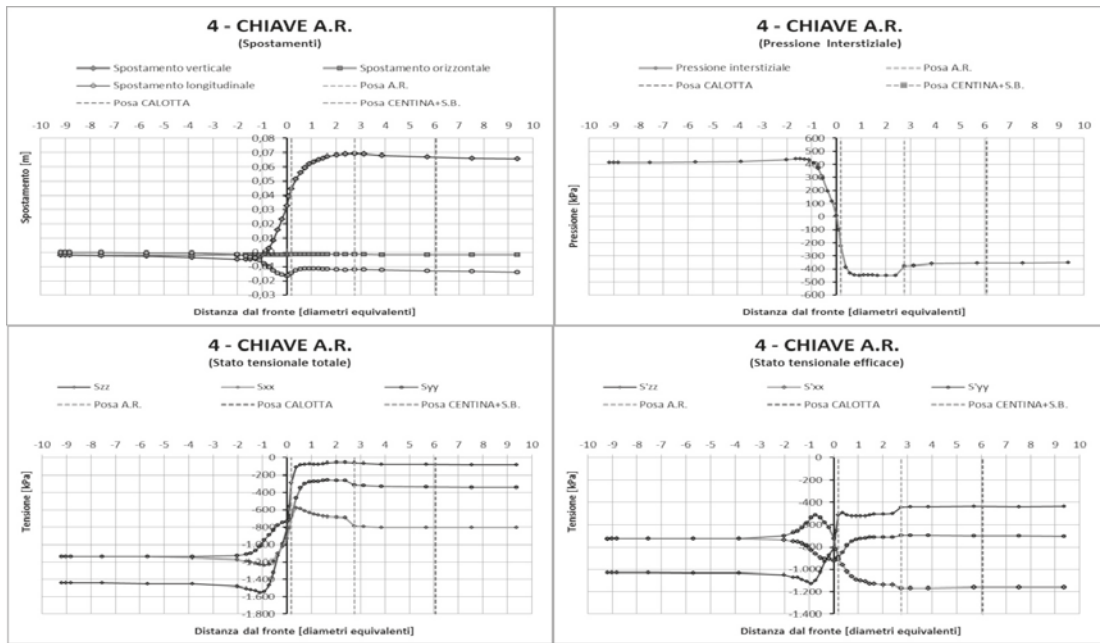


Figura 5. Evoluzione dello stato tenso-deformativo del terreno adiacente al cavo durante la costruzione in corrispondenza del punto di misura n.4 posto sotto la chiave dell'arco rovescio

A breve termine, la stabilità del cavo è pienamente garantita dal rivestimento di prima fase e dall'arco rovescio. Queste strutture risultano molto sollecitate; lo sforzo normale e il momento flettente nel perivestimento assumono valori rispettivamente pari a 3000 KN/m e 40 KNm/m, mentre nell'arco rovescio di circa 650 KN/m e 68 KNm/m con le fibre tese in intradosso.

Il rivestimento definitivo di calotta viene realizzato quando il processo deformativo del cavo è ormai concluso e a fine costruzione la calotta risulta tutta compressa, soggetta al solo peso proprio.

A lungo termine, con la redistribuzione delle pressioni interstiziali, ottenuta fissando le condizioni idrauliche sul contorno della galleria, precedentemente descritte, si raggiunge un nuovo equilibrio meccanico nel terreno che altera in maniera significativa lo stato di sollecitazione del rivestimento definitivo. Nel passaggio da condizioni non drenate a condizioni drenate si verifica una variazione della configurazione delle spinte sulle strutture di rivestimento con un incremento delle sollecitazioni e la nascita di sforzi di trazione in chiave calotta che, in rivestimenti non armati, sono responsabili di fenomeni fessurativi (Tabella 1).

	CHIAVE CALOTTA		PIEDRITTO		CHIAVE A.R.	
	Nx	My	Nx	My	Nx	My
	[KN/m]	[KNm/m]	[KN/m]	[KNm/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Fine costruzione	-232,0	-14,6	-331,2	6,9	-656,8	-68,9
Lungo termine (riv. 1 fase permeabile)	367,0	-142,2	-1402,5	513,1	-1892,8	-778,1
Lungo termine (riv. 1 fase impermeabile)	101,2	-49,4	-1521,4	387,8	-3523,0	-589,1

Tabella 1. Sollecitazioni nel rivestimento definitivo.



4. Conclusioni

Lo studio evidenzia che, indipendentemente dalle condizioni idrauliche assunte al contorno della galleria, a lungo termine la redistribuzione dello stato di sforzo genera sollecitazioni di trazione in chiave calotta. Queste sollecitazioni, nei rivestimenti non armati, sono responsabili di fenomeni fessurativi. Le analisi numeriche confermano pertanto le evidenze riscontrate dall'osservazione di numerosi casi reali.

5. Bibliografia

Bianchini A. (2011). Effetti indotti dal processo costruttivo sul rivestimento definitive di gallerie naturali a doppio fornice scavate con metodo tradizionale. *Tesi di Laurea Specialistica Università La Sapienza, Roma.*



MONITORAGGIO DI CEDIMENTI SUPERFICIALI IN GALLERIE URBANE: SVILUPPO DI UN NUOVO SISTEMA DI MISURA

Simone Maiorino, maiorino.simone@gmail.com.
Ingegnere civile

Come noto, la realizzazione di gallerie in ambiente urbano, e, più in generale, di quelle con bassa copertura, produce effetti in superficie che si manifestano sotto forma di cedimenti del terreno. L'area interessata da tali fenomeni è detta bacino di subsidenza. Sono numerose le soluzioni proposte in letteratura per la soluzione di questa importante problematica geotecnica; ricordiamo, a titolo esemplificativo, quella proposta da Peck (1969), il quale ha associato la forma del profilo trasversale di subsidenza a quella di una distribuzione gaussiana. Oltremodo numerosi sono gli esempi relativi alla stima dei cedimenti indotti dallo scavo di gallerie in ambiente urbano (Ottaviani, 1979; Oteo, 1981; Maranhã, 2000, etc.). Scopo del presente intervento è quello di ripercorrere le fasi che hanno portato alla realizzazione ed alla sperimentazione in laboratorio ed in situ di un sistema di monitoraggio in grado di misurare e controllare i suddetti cedimenti indotti in superficie dallo scavo di gallerie.

1. L'Assestimento Monobase Idraulico

Lo strumento intorno a cui è stato sviluppato il sistema è stato denominato "Assestimento Monobase Idraulico" (AMI). Le prime fasi del lavoro sono state svolte in ambito di tesi di laurea. Si è affrontato il problema della progettazione del sistema, della scelta dei componenti necessari alla sua realizzazione e dell'assemblaggio degli stessi. A valle della fase di progettazione del sistema è stata condotta un'attenta ricerca di mercato allo scopo di reperire la migliore componentistica presente sul mercato (trasduttori di pressione, componenti idraulici, apparati di acquisizione dati ed elettrici). La configurazione finale dello strumento prevede una vaschetta di riferimento parallelepipedica riempita di liquido (miscela acqua glicerina 1:1) e dotata di un trasduttore di pressione (sensore di livello) montato sulla faccia inferiore della stessa, il cui compito è quello di misurare la pressione idrostatica del liquido sovrastante; una linea idraulica, connessa alla base della vaschetta, alla cui estremità è montato un ulteriore sensore (sensore assestimetrico), il cui scopo è quello di rilevare le variazioni di carico idraulico a seguito di spostamenti del punto in cui esso è posizionato.

I segnali in uscita dai sensori sono stati acquisiti con l'ausilio di una centralina di lettura ed acquisizione automatica (UAD). Attraverso un'opportuna elaborazione dei dati acquisiti è possibile risalire dalla variazione del carico idraulico misurato, allo spostamento verticale subito dal sensore assestimetrico. Lo schema proposto nella figura 1 riassume in maniera sintetica ed esemplificativa la configurazione base del sistema.

Le attività sperimentali connesse allo sviluppo del prototipo hanno avuto luogo in primis in laboratorio, dove è stata testata l'affidabilità dello strumento al variare delle modalità operative e dei protocolli di prova.

A valle dei test preliminari, è stato condotto un esperimento in cui, durante l'imposizione di spostamenti verticali noti attraverso una vite micrometrica al sensore assestimetrico, è stato acquisito il segnale in uscita dai trasduttori.

I dati acquisiti, una volta elaborati, hanno reso possibile ricostruire l'andamento degli spostamenti misurati dal sistema.

Gli spostamenti stimati sono stati poi confrontati con quelli imposti, come riassunto in figura 2.

Successivamente alle esperienze condotte in laboratorio è emersa l'esigenza di testare il sistema in condizioni reali.

Al riguardo sono stati effettuati due campi prova, il primo nell'agosto 2008, il secondo fra il dicembre 2008 e il gennaio 2009.



In entrambi i campi prova si è scelto di posizionare 5 sensori assestometrici (afferenti alla medesima vaschetta di livello) in 5 punti di acquisizione allineati con interdistanza pari a 5 metri.

Il processo di adattamento alle condizioni in situ del sistema assestimentrico ha comportato la necessità di apportare delle modifiche alla configurazione prima adottata in laboratorio.

In particolare è stata prevista l'installazione di un sensore di temperatura su ogni trasduttore idraulico utilizzato, in maniera tale da poter depurare i dati acquisiti dalle oscillazioni dovute alle variazioni termiche.

Ogni sensore è stato poi collocato in un pozzetto di ispezione 30x30, mentre le linee idrauliche ed i cavi elettrici sono stati fatti passare all'interno di spezzoni di tubo corrugato di collegamento fra i pozzetti.

La prima esperienza in situ è risultata estremamente utile ai fini del controllo del comportamento del sistema rispetto alle condizioni reali.

In dettaglio è stato evidenziato come, in assenza di cedimenti imposti, e quindi solo ed unicamente al variare dei parametri ambientali, la misura fosse fortemente influenzata dalla temperatura.

Si è proceduto quindi determinando per ogni sensore e per ogni linea idraulica delle correlazioni spostamenti-temperatura, che sarebbero state poi utilizzate in sede di elaborazione dei dati acquisiti.

La seconda esperienza in situ è stata condotta imponendo dei cedimenti noti ai sensori assestimentrici, ricostruendo la stima di tali cedimenti e confrontandoli con quelli reali.

In figura 3 viene mostrato a titolo di esempio l'andamento dei cedimenti stimati rispetto a quelli imposti per il punto denominato CS02, mentre in figura 4 la correlazione spostamenti-temperatura relativa allo stesso punto.

Il confronto fra l'andamento nel tempo dei cedimenti stimati e quelli reali ha evidenziato come il sistema risponda in modo appropriato e con precisioni contenute nell'intervallo di accuratezza dei sensori ($\pm 2,5$ mm).

Evidenza questa che può far pensare ad un utilizzo dell'assestometro idraulico più in termini di "sistema di allarme", che possa evidenziare evoluzioni inaspettate ed improvvise dei cedimenti, piuttosto che in termini di sistema atto ad effettuare misure ad alta precisione.

La possibilità di acquisire dati in continuo, la facilità di installazione ed i contenuti costi di manutenzione, rendono l'AMI un'ottima alternativa per la misurazione dei cedimenti superficiali indotti dallo scavo con bassa copertura.

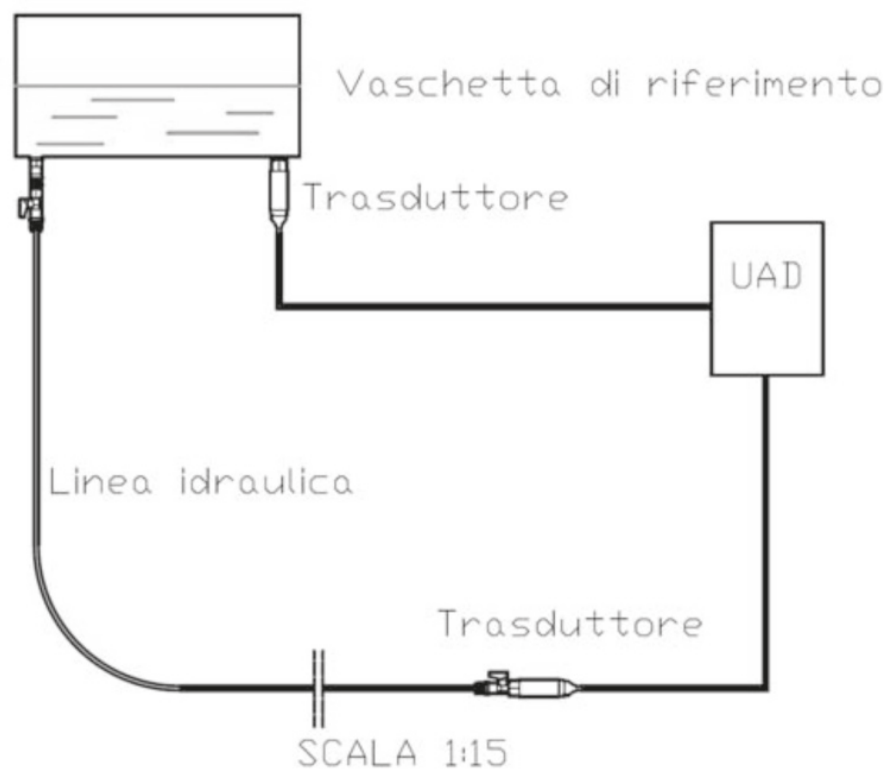


Figura 1 – Schema configurazione sistema di misura



Esperienza "Campo Base UAD" 2 - Confronto fra cedimenti reali e cedimenti stimati

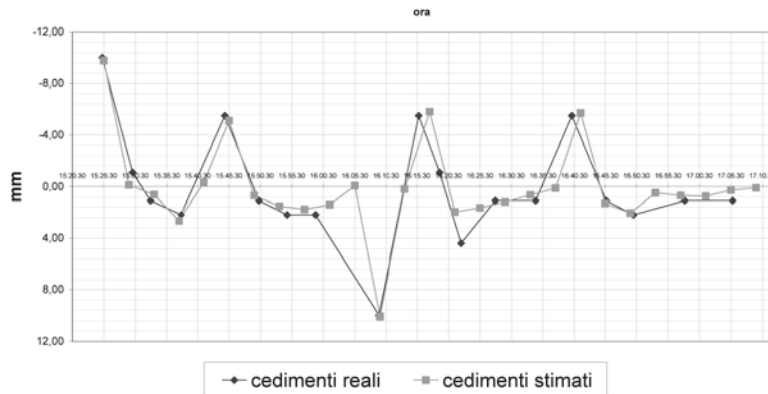


Figura 2 – Confronto cedimenti reali cedimenti stimati (laboratorio)

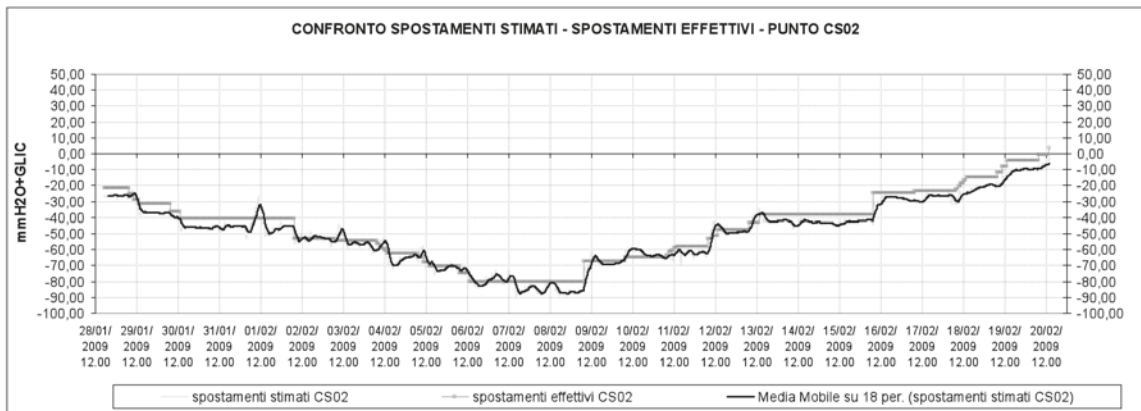


Figura 3 – Confronto spostamenti stimati – spostamenti effettivi (esperienza in situ)

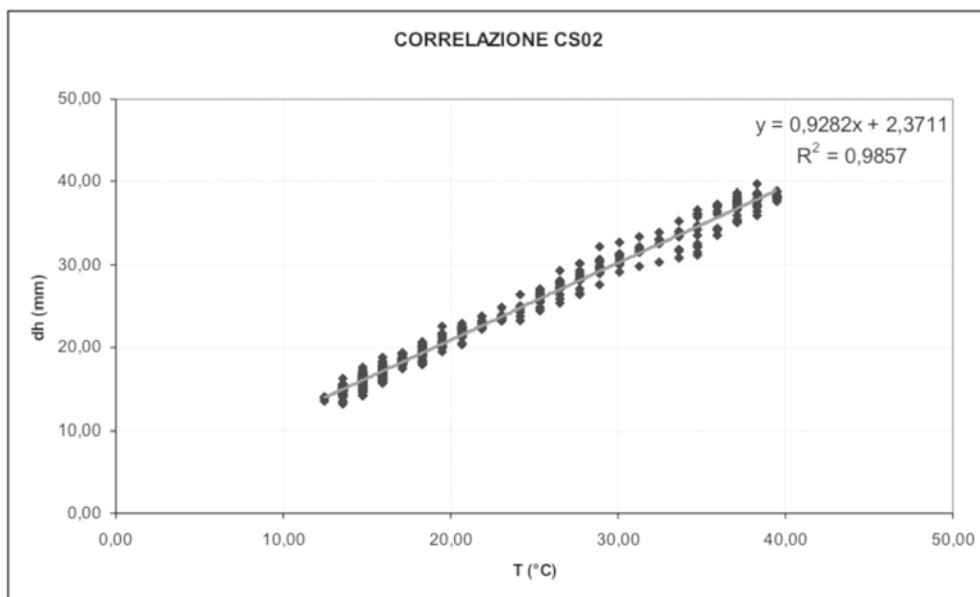


Figura 4 – Correlazione Spostamenti-Temperatura punto CS02 (esperienza in situ)

Bibliografia

- Oteo, C.S. & Sagaseta C.(1982) Prediction of settlements due to underground openings. International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, pp. 653-659
- Peck, R.B. (1969) Deep excavations and tunneling in soft ground. Proceedings of 7th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering pp-226-290

Con il patrocinio di:

I CONSIGLIO NAZIONALE
DEGLI INGEGNERI



UNIVERSITÀ
Della
L'AQUILA



PROVINCIA
DELL'AQUILA



PROVINCIA
DELLA
PESCARA



REGIONE
ABRUZZO

