NOTIZIARIO 02/'16

Ordine degli Ingegneri di Verona e Provincia

www.ingegneriverona.it



L'INGEGNERIA GEOTECNICA A SERVIZIO DELLE GRANDI OPERE: NECESSITÀ E OPPORTUNITÀ

L'apporto dei giovani ingegneri al 6° incontro IAGIG 2106 tra ricerca, innovazione tecnologica e pratica professionale

PRESTAZIONI DI OPERE GEOTECNICHE

ASPETTI PROGETTUALI, COSTRUTTIVI E TECNOLOGICI

INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO E RINFORZO

GEOTECNICA SISMICA E STABILITÀ DEI PENDII

PERIODICO TRIMESTRALE: APRILE-GIUGNO 2016 - N. 129
POSTE ITALIANE SPA SPED. IN ABB. POSTALE 70% NE/VR

Ferri Comunicazione

TRALICCIO LPR® PETER COX

NUMERO UNO

NEL RINFORZO DEI SOLAI DI LEGNO VECCHI E NUOVI.

Il Sistema Traliccio LPR® brevettato da Peter Cox® è la soluzione più innovativa ed affidabile per i rinforzi strutturali, in perfetta linea con le norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.



Organismo accreditato da ACCREDIA
Body accredited by ACCREDIA

CERMET
SISTEMA DI GESTIONE CERTIFICATO
UNI EN ISO 9001:2008

Verona tel 045 8303013
Milano tel 02 730675
Roma tel 06 6869326

www.petercoxitalia.it

PETER COX
TECNOLOGIE PER IL RECUPERO EDILIZIO

opere geotecniche snc

La nostra esperienza su cui costruire i tuoi Progetti















Micropali - Micropali battuti in ghisa duttile
Tiranti - Soil Nailing - Jet Grouting - Jet Wall
Iniezioni - Compaction Grouting
Lavori in Galleria - Pali Trivellati - Diaframmi
Pali CFA e CSP - Pali Rotoinfissi - No Dig
Spingitubo - Bonifiche Ambientali

Ti offriamo il nostro supporto anche nelle scelte tecnologiche e nella progettazione

Per la SEDE DI VERONA contatta:
cell. +39 345 82 19 027
n.magnabosco@operegeotecniche.it

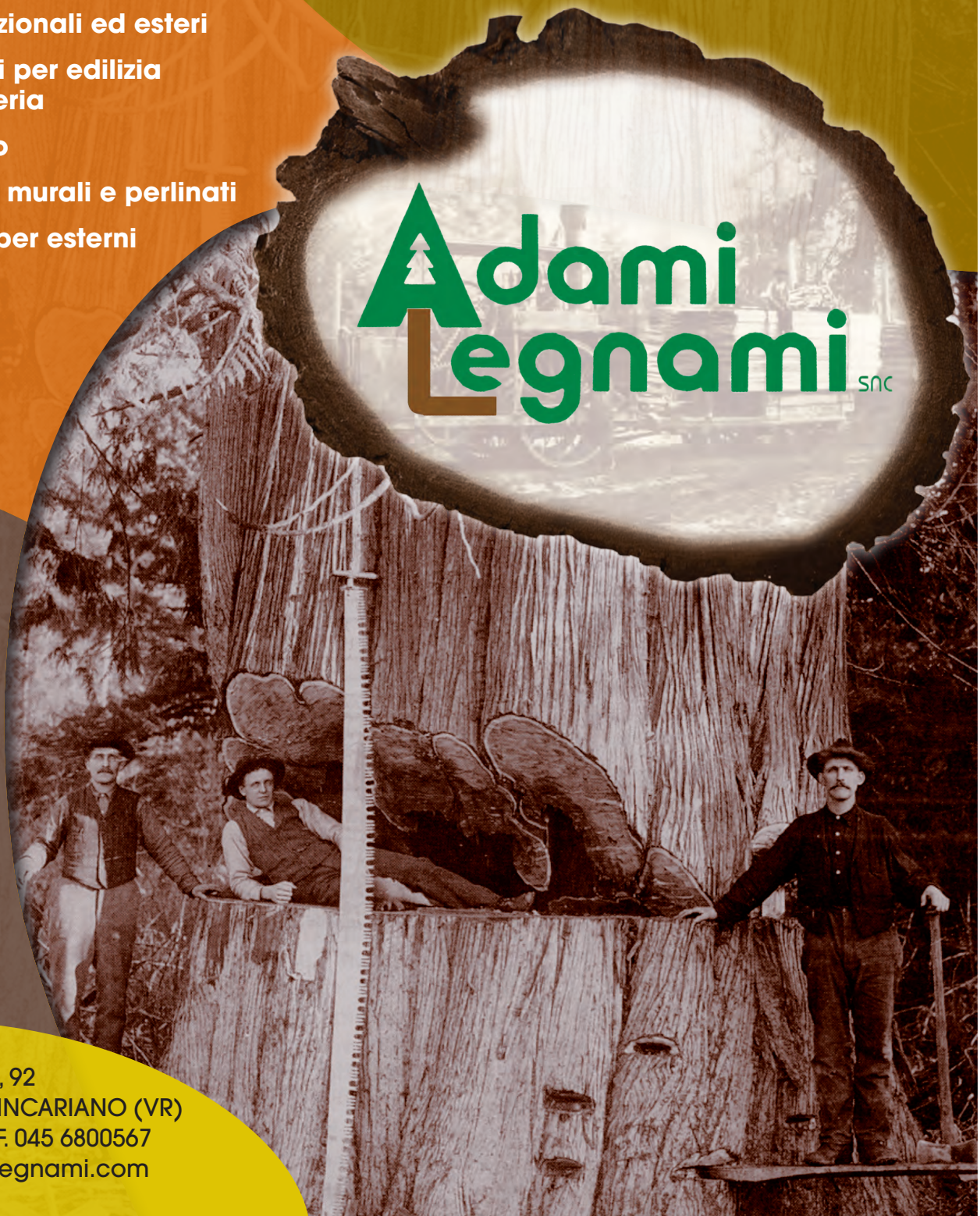
www.operegeotecniche.it

commercio legnami e compensati

DAL 1927

- **Legnami nazionali ed esteri**
- **Semilavorati per edilizia e falegnameria**
- **Tetti in legno**
- **Rivestimenti murali e perlinati**
- **Impregnati per esterni**
- **Lamellari**

Adami Legnami SNC

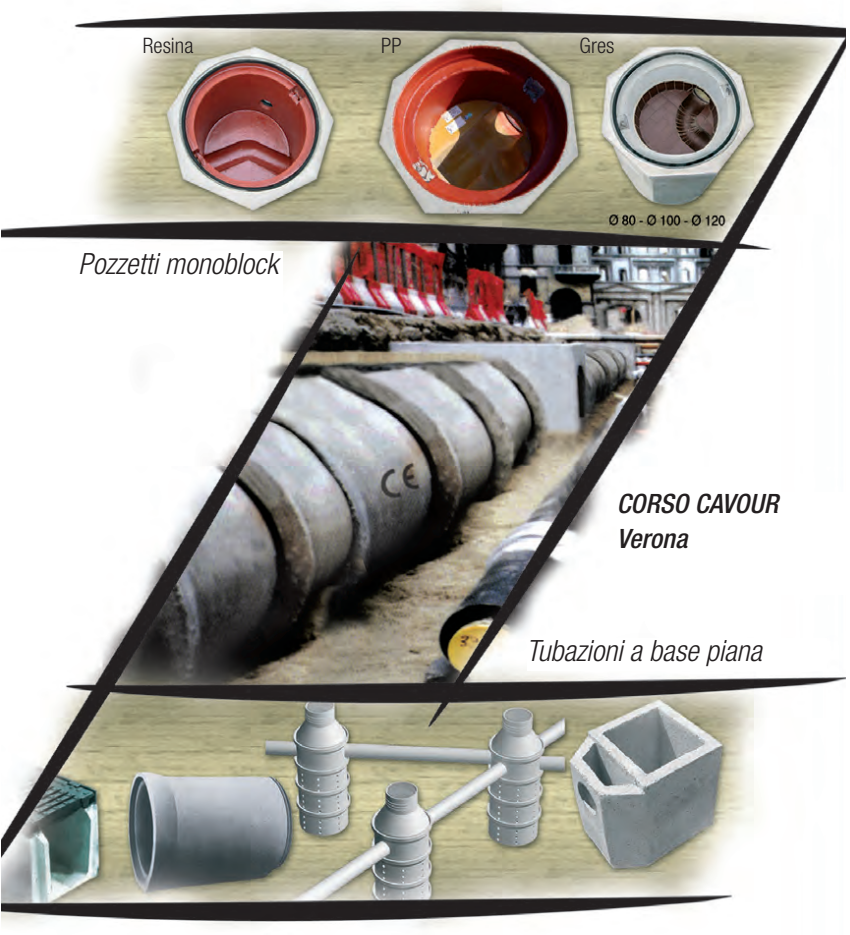


Via Valpolicella, 92
37029 S. PIETRO INCARIANO (VR)
T. 045 7701431 - F. 045 6800567
adami@adamilegnami.com

ZANETTI s.r.l.

Edilizia a 360°
www.zanetti.in

Manufatti CLS (Caprino - VR)



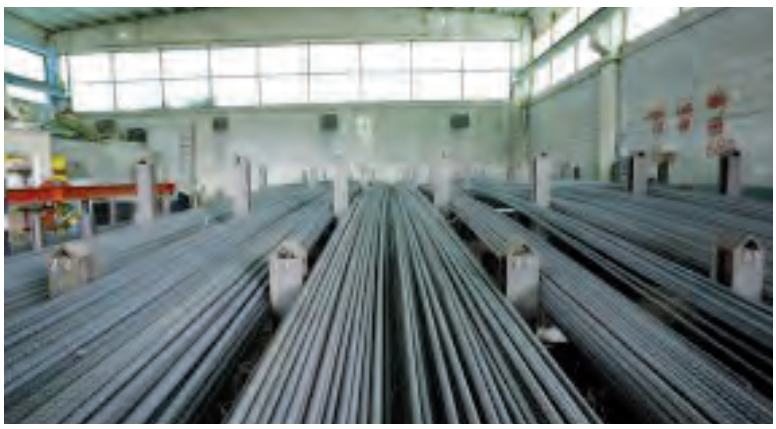
Prefabbricati CLS (Sommacampagna - VR)



GARDALAND - Verona



Centro Trasformazione Ferro (Caprino - VR)



Solai e ferro per c.a. - Centro di trasformazione per il ferro
autorizzato dal Ministero. ***Fornitura e posa con dipendenti diretti.***
Fatturazione in reverse charge e/o con IVA agevolata.

Cittadella dell'edilizia (Garda -VR)



Showroom ceramica e legno - Materiali edili
Noleggio e vendita attrezzatura edile
Tetti in legno - Cappotti/Cartongessi

Sede di CAPRINO (VR)
Via XXIV Maggio, 15
Tel. 045 7241232 - Fax 045 7241145

Filiale di SOMMACAMPAGNA (VR) - Divisione APICE
Via Fredda, 5
Tel. 045 510699- Fax 045 510110

Filiale di GARDA
Via Preite, 16
Tel. 045 7255259

dalla gassa srl

OPERE SPECIALIZZATE NEL SOTTOSUOLO

35 anni
1975-2010

Progettazione e Consulenza

Non sono le dimensioni che fanno grande un'impresa, ma è un gruppo che fa sì che un'impresa sia grande

L'esperienza acquisita "sul campo" ha consentito all'impresa Dalla Gassa s.r.l. di formare uno staff tecnico in grado di offrirre soluzioni sia in fase opertiva che progettuale, effettuare verifiche tecniche, fornire progetti esecutivi.

micropali



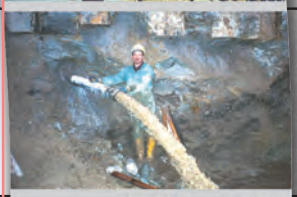
Operativi con tutte le varianti riguardanti i tipi di micropalo, con diametri da mm 127 a 400, con portata di esercizio fino ad oltre 100 ton.

tiranti



Tiranti da 15 ton. a 150 ton. di esercizio.
Tiranti attivi provvisionali e "permanenti".
Tiranti dielettrici permanenti, per il massimo della qualità.

drenaggi suborizzontali



Drenaggi realizzati all'interno di pozzi di grande diametro.
Drenaggi a "cannocchiale" fino alla profondità di oltre 200 metri lineari.

jet grouting



Jet-Grouting monofluido: acqua - cemento
Jet-Grouting bifluido: acqua - aria - cemento con diametri da 50 cm a 130 cm.
Jet-Grouting a diaframma direzionato.

sistemi integrati sirive®



Sono tecniche di conoslidamento, dei versanti instabili, che abbinano l'ingegneria tradizionale all'ingegneria naturalistica.

soil nailing



Questa tecnica può sostituire, in alcuni casi, le tradizionali berlinesi, o può mantenere stabile un versante con un paramento esterno a verde.
Primo cantiere Soil-Nailing realizzato nel 1989.

autoperforanti sirive®



Siamo stati i primi a produrre barre autoperforanti complete di accessori, con materie prime e lavorazione completamente italiane.
5 tipi di barre da 230 KN a 530 KN a rottura, con certificato di sistema

geotermia "chiavi in mano"®



Dal 2006 operiamo nel settore geotermico proponendo e realizzando sonde geotermiche verticali e pali energetici, a pacchetto "chiavi in mano", dallo studio preliminare al progetto esecutivo, fino alla realizzazione dell'impianto geotermico eventualmente completo di centrale termica; direzione tecnica e collaudo.

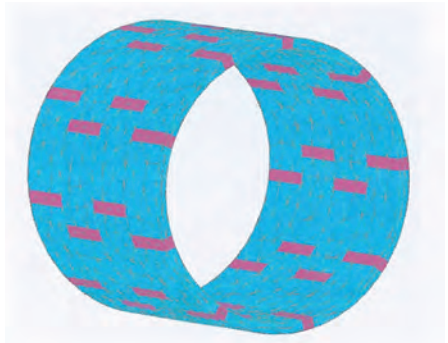
OPERE SPECIALIZZATE NEL SOTTOSUOLO

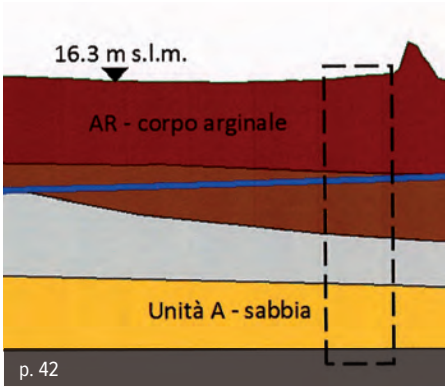
Dalla Gassa s.r.l. - Via Fogazzaro, 71 - 36073 Cornedo Vic. (VI)
Tel. 0445 953513 Fax 0445 459406 **www.dallagassa.com**

Sommario

Notiziario Ordine degli Ingegneri di Verona e Provincia


p. 25


p. 29



p. 42

9 OBIETTIVO GIOVANI E GENERAZIONI
di Alessia Canteri

11 INGEGNERIA GEOTECNICA, GRANDI OPERE E TERRITORIO
di Silvia Fazzini, Alessia Canteri

16 LA VISITA TECNICA AL CONVEGNO IAGIG
di Paolo Crescini

▹ VERONA NELLA SUA DORSALE INTERNA
di Alberto Maria Sartori
▹ VERONA, CULLA DELLA GEOLOGIA ITALIANA
di Alberto Cò

21 LA SIMULAZIONE NUMERICA DI PROBLEMI GEOMECCANICI NON LINEARI
di Nicolò Spiezia

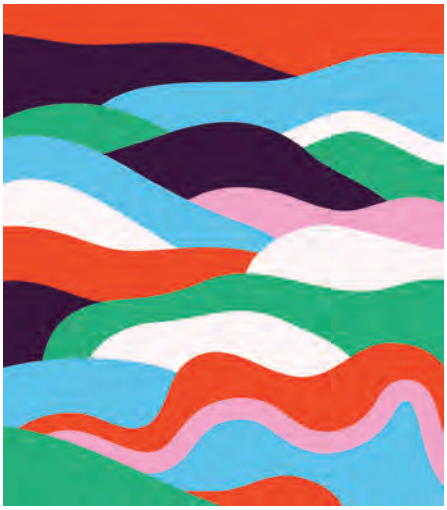
25 SISTEMA “TOP DOWN NPS®”
di Stefano China, Alessandro Pieretto

29 ANALISI NUMERICHE TRIDIMENSIONALI DI UN ANELLO SEGMENTATO STRUMENTATO DELLA LINEA 6 DELLA METROPOLITANA DI NAPOLI
di Stefania Fabozzi

33 RESISTENZA CARATTERISTICA DEL TERRENO TRATTATO CON JET GROUTING
di Caterina Toraldo, Giuseppe Modoni

38 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA 1D DI PROFILI SEDIMENTARI OFFSHORE
di Daniela Tonoli, Luca Vigliotti

42 ANALISI DINAMICHE IN TENSIONI EFFICACI CON IL CODICE DI CALCOLO MONODIMENSIONALE ‘SCOSSA’
di Anna Chiaradonna, Giuseppe Tropeano, Anna d’Onofrio, Francesco Silvestri



IN COPERTINA:

Giacomo Bagnara
Superfici, 2016

www.giacomobagnara.com

Aprile - Giugno 2016
N° 129

Periodico trimestrale
Aut. Tribunale Verona
n. 565 del 7.3.1983

Direttore Responsabile
Ilaria Segala

Comitato di Redazione
Angelo Bertolazzi, Silvia Bonetti, Alessia Canteri, Antonio Capizzi, Maurizio Cossato, Elena Guerreschi, Giovanni Montresor, Roberto Olivieri, Andrea Panciera, Roberto Penazzi, Paolo Pinelli (consigliere referente), Pier Giorgio Puppini Martini, Carlo Reggiani, Giuseppe Puglisi Guerra

Cura del numero
Alessia Canteri, Paolo Pinelli

Grafica
Sebastiano Zanetti

Editing
Alberto Vignolo

Redazione
37135 Verona - Via Santa Teresa, 12
Tel. 045 8035959 - Fax 045 8031634
ordine@ingegneri.vr.it

Le opinioni dei singoli autori non impegnano la redazione. Gli articoli possono essere modificati per esigenze di spazio con il massimo rispetto del pensiero dell'autore. Le riproduzioni di articoli e illustrazioni è permessa solo previa autorizzazione della redazione. I dati personali degli abbonati in nostro possesso saranno trattati nel rispetto del D. Lgs. 196/03 recante il Codice in materia di protezione dei dati personali e con modalità idonee a garantirne la riservatezza e la sicurezza.

Edizione e pubblicità a cura di

EDITORIALE POLIS
37024 Negrar (VR) - Via Calcarole, 16
Tel. 0457500211
Tel. 3407960641
info@editorialepolis.it
www.editorialepolis.it

Testi e immagini sugli articoli di questo numero disponibili su www.ingegneriverona.it

ORDINE DEGLI INGEGNERI DI VERONA E PROVINCIA



Obiettivo giovani e generazioni

Da IAGIG al TALKS SLIDINGDOORS 2016: guardiamo al futuro, "come nani sulle spalle di giganti"

Alessia Canteri
Consigliere Segretario
Ordine degli Ingegneri
di Verona e provincia

canterialessia@gmail.com

Li incontrerete nelle pagine che seguono. Sono i volti e le voci dei giovani under 35 protagonisti, lo scorso maggio a Verona, della sesta edizione dell'Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici (IAGIG), ospitato dal nostro Ordine.
Giovani provenienti da varie città d'Italia e dall'estero che hanno animato la due giorni di lavori con presentazioni e discussioni su argomenti di ingegneria geotecnica, per la realizzazione di grandi opere e per la difesa del territorio.
Cinquantacinque i contributi presentati; centosettanta i partecipanti. Temi molto specialistici che hanno saputo attrarre studiosi e tecnici sia dal mondo accademico sia da quello delle professioni e dell'impresa. Segno che, oltre le preoccupazioni contingenti di una congiuntura che ancora non sembra riuscire ad agguantare la ripresa, c'è – tra i giovani – una vitalità e una speranza che fa ben sperare.
Due sono le sottolineature che premono. La prima: l'appuntamento, in controtendenza con un senso di appartenenza della categoria che talvolta latita, non solo ha visto


01


02

01, 02. La sala del teatro Ristori e foto di gruppo dei partecipanti ai Talks SLIDINGDOOR 2015.

negli anni aumentare il numero di partecipanti, ma è atteso in modo particolare dai giovani ingegneri che lavorano all'estero, per i quali è occasione di scambio proficuo di conoscenze ed esperienze diverse. Lontano dalla "formalità accademica", IAGIG rappresenta per i giovani neo-laureati un'opportunità stimolante e preziosa con contenuti di alto livello.
La seconda osservazione mette in campo un aspetto cruciale: organizzato da giovani per i giovani, l'appuntamento è però aperto e anzi ricerca il dialogo con le realtà lavorative, le imprese e i professionisti di maggiore esperienza in uno scambio reciproco di stimoli, curiosità e conoscenze che sono alla base dello sviluppo della nostra professione, della Ricerca e delle tecnologie.
Il confronto intergenerazionale resta imprescindibile. Anche nel nostro settore, non possiamo interpellare i giovani e parlare "di giovani e ai giovani" se non sappiamo mantenere il "collante" con chi ci ha preceduto: nella vita e nella professione.
In un panorama sociale in cui la disoccupazione giovanile è ai massimi storici e le prospettive per il futuro non sembrano così stimolanti, i giovani (e non solo) pur motivati personalmente non riescono a trovare una risposta convincente nel nostro sistema Paese e cercano sempre più spesso lavoro all'estero. È evidente uno "scollamento" intergenerazionale in cui i legami sociali e la fiducia tra generazioni risultano indebolite. È, la nostra, una società sempre meno reattiva, non per colpa dei giovani ma per l'impossibilità, in questo contesto, di disegnarsi un futuro più o meno certo, sul lavoro e come progetto di vita.
Ecco perché abbiamo voluto mettere al centro della seconda edizione dell'evento Open5 TALKS SLIDINGDOORS – in scena il prossimo 27 ottobre dalle ore 18 al Teatro Ristori – il tema delle "Generazioni", in grado di richiamare a raccolta sfaccettature profondamente diverse e riflessioni non più trascurabili.
Nato per promuovere una "contaminazione" culturale della figura dell'ingegnere con iniziative multidisciplinari e d'interesse sociale aperte al pubblico, il format tenterà di affrontare – attraverso il contributo di interpreti e protagonisti della cultura e del diritto, dell'arte e della comunicazione, dell'economia e dell'impresa – un argomento complesso, oggetto di molteplici studi e ricerche, che stimola le nostre domande e curiosità. E che parta dalla realtà odierna – i giovani sono veramente "bamboccioni"? – e da un quel "fattore tempo" oggi imprescindibile nel dover trovare le risposte.
Quale dovere etico abbiamo verso le future generazioni, nel tutelarne i diritti e nel consegnare loro almeno quanto noi abbiamo ricevuto? Non possiamo più permetterci di indugiare e occorre oggi uno sguardo globale sui cambiamenti che stanno avvenendo in Europa (e non solo) e che pongono interrogativi seri.
Siamo una società che invecchia e in cui un'intera fascia di giovani "disillusi ma non disperati", sono senza lavoro o con lavori precari e insufficienti per iniziare un progetto di vita.
Giovani, però, ancora fortemente convinti di essere la ricchezza del Paese e di rappresentare la chiave di volta per un riscatto verso il futuro. Chiedono "solo" le condizioni per poterlo fare. A loro il compito di metterci ingegno, professionalità e creatività. ■

CONVEGNO IAGIG

Ingegneria geotecnica, grandi opere e territorio

L'apporto dei giovani ingegneri al 6° incontro IAGIG 2106 tra ricerca, innovazione tecnologica e pratica professionale



01

Silvia Fazzini
Addetta stampa OIV
ufficiostampa@ingegneri.vr.it

Alessia Canteri
Referente commissione geotecnica OIV
canterialessia@gmail.com

C'è chi proviene da un'esperienza imprenditoriale, chi da quella industriale italiana e internazionale, chi dal mondo accademico, chi dal settore delle nuove tecnologie. C'è chi, come Francesca, è venuta appositamente da Cambridge dove ha svolto il dottorato e dove ora lavora nell'azienda che le ha pagato il viaggio andata e ritorno per Verona per partecipare all'incontro annuale promosso dall'Associazione Geotecnica Italiana (AGI). Esperienze diverse, un unico denominatore comune: essere ingegneri geotecnici, under 35.



02



03

Sono stati 170 i partecipanti alla sesta edizione di IAGIG 2016, svoltasi a Verona presso l'Auditorium del Banco Popolare venerdì 20 e sabato 21 maggio. Ad ospitare le due giornate, l'Ordine degli Ingegneri di Verona e Provincia che ha fattivamente collaborato al coordinamento dell'evento attraverso la sua Commissione Geotecnica e il Collegio degli Ingegneri di Verona.
L'Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici (IAGIG) si rivolge principalmente a tutti i giovani ingegneri interessati alle problematiche geotecniche, operanti sia in ambito professionale (liberi professionisti, dipendenti di enti pubblici o di imprese, collaboratori presso studi professionali, giovani imprenditori del settore) sia nel contesto accademico (studenti di dottorato, dottori di ricerca, assegnisti e ricercatori).
La due giorni è stata occasione per dar vita ad una proficua discussione tra giovani professionisti e ricercatori del settore su argomenti di ingegneria geotecnica, con riferimento particolare alla pratica ed alle innovazioni proposte dalla Ricerca: uno scambio di esperienze di studio e di applicazione sui temi delle grandi opere e del territorio con focus e presentazioni sull'ambiente urbano, la stabilizzazione dei dissesti idro-geologici, lo sviluppo di nuove tecnologie costruttive e di indagine, lo studio di sistemi progettuali innovativi e l'analisi di modellazioni numeriche avanzate. Materie affrontate con riferimento sia alla pratica professionale sia alle innovazioni legate alla Ricerca scientifica e tecnologica, guardando agli aspetti tradizionali ed innovativi della progettazione, esecuzione e controllo di opere di Ingegneria Geotecnica.

Come nasce IAGIG?

Nell'ambito della International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE) è stato costituito, nel 2009, lo "Student and Young Members Presidential Group (SYMPG)" formato da tre rappresentanti di giovani studenti o ingegneri, di età fino ai 35 anni, per ciascuno dei sei continenti; a tale gruppo è stato affiancato un "Corresponding Members" in rappresentanza di ciascuna Associazione Nazionale.
L'Associazione Geotecnica Italiana nel 2011 ha costituito, a sua volta, un gruppo di lavoro nazionale, composto sempre da giovani studenti ed ingegneri, di età fino ai 35 anni, denominato GIG (Giovani Ingegneri Geotecnici), avente lo scopo di supportare il "Corresponding Member". Il gruppo di lavoro GIG organizza annualmente dal 2011 l'Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici (IAGIG), iniziativa intesa a promuovere la discussione di argomenti di Ingegneria Geotecnica e favorire uno scambio di esperienze e conoscenze tra giovani professionisti e ricercatori.

L'apertura del 6° IAGIG

Ad aprire la prima giornata di presentazioni i saluti degli ingegneri Giuseppe Maria Gaspari, del Comitato Organizzatore IAGIG e del prof. Nicola Moraci, presidente dell'Associazione Geotecnica Italiana.

01. Foto di gruppo dei partecipanti al 6° IAGIG.
02 Il tavolo dei "saluti" all'avvio del 6° IAGIG.
03. Il professor Nicola Moraci, Presidente dell'AGI.
04. Giuseppe Maria Gaspari, Comitato Organizzatore IAGIG.
05. Il professor Massimo Mariani, Consigliere CNI.

«Crescono le edizioni, cresce l'interesse e la partecipazione a questo incontro annuale – ha sottolineato Nicola Moraci, presidente dell'Associazione Geotecnica Italiana - nato nell'ambito dell'AGI nel 2011. Da 100 partecipanti della prima edizione di Salerno, oggi siamo 170: segno dell'attenzione verso la disciplina ma anche della felice intuizione dell'International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE) di puntare sul confronto di conoscenze tra giovani provenienti da ambiti lavorativi e accademici diversi - dall'Italia e dall'estero - in un ambito "friendly" che favorisca una condivisione aperta tra ricercatori e professionisti in un forte approccio applicativo. Uno scambio, molte volte, base per future sinergie professionali». Un aspetto, quello dell'internazionalizzazione dell'appuntamento, che è stato sottolineato anche dal referente del comitato organizzatore IAGIG l'ing. Giuseppe Maria Gaspari, che lavora in Canada e ha coordinato il gruppo di giovani colleghi che ha analizzato e selezionato i contributi dei relatori: «L'aspetto internazionale è un valore aggiunto dello IAGIG. Sono molti gli ingegneri geotecnici under 35 che lavorano all'estero e che ogni anno rientrano in Italia appositamente per questo incontro, uno scambio di saperi reciproco con i giovani colleghi che lavorano e fanno ricerca in Italia per condividere conoscenze e nuove tecnologie. È questa l'anima dell'appuntamento che non dimentica di guardare a chi, meno giovane, ha però più esperienza "e conosce la strada" e sa guidarci nello scegliere i migliori progetti di ricerca, le migliori soluzioni tecniche nella progettazione e in cantiere».

Ma l'obiettivo è quello di riuscire a parlare di Geotecnica anche ai non geotecnici. È questa la sfida lanciata dal prof. Massimo Mariani, consigliere e coordinatore della Commissione Ingegneria Geotecnica del CNI: «È importante questo arricchimento interno di cultura e saperi – ha detto l'ing. Mariani – ma è arrivato il momento di cambiare direzione e portare la nostra disciplina all'esterno di questo ambito "aristocratico" e fare in modo che entri nella formazione permanente per tutti i nostri colleghi ingegneri. Troppo spesso



04


05

infatti – ha concluso – sono proprio i nostri "non-committenti" (i colleghi ingegneri) a non riconoscere nell'ingegnere geotecnico l'esperto in grado di garantire qualità e sicurezza all'intervento».

L'Ordine degli Ingegneri di Verona ha fatto squadra con tutta la sua Commissione Geotecnica – in particolare gli ingegneri Roberto Castaldini, coordinatore della Commissione, l'ing. Luca Morreale, referente under 35 della Commissione, e l'ing. Paolo Crescini, consigliere del Collegio degli Ingegneri di Verona – per ospitare lo IAGIG 2016 e coordinare al meglio le due giornate veronesi: «Un'occasione per sottolineare che anche a Verona si possa parlare di Geotecnica in maniera propositiva - ha sottolineato Alessia Canteri, ingegnere, segretario dell'Ordine degli Ingegneri di Verona e consigliere referente della Commissione Geotecnica – al di là dei problemi contingenti che possano riguardare la programmazione di un'opera in particolare. L'appuntamento è inoltre essenziale per dare nuovo slancio ai giovani e al loro lavoro di Ricerca e innovazione in un momento di congiuntura economica ancora sfavorevole che ci spinge a guardare all'estero con maggiore competenza, qualità e standards tecnico-operativi elevati».


06



07



08

06. Un momento della due giorni di lavori.
07. Le segnalazioni della prima giornata di lavori.
08. Le segnalazioni della seconda giornata di lavori con alcuni organizzatori.
09. Il Comitato Organizzatore IAGIG.
10. Parte del Gruppo di lavoro Commissione geotecnica.

I lavori

Sono stati 55 i contributi pervenuti e selezionati dal comitato scientifico creato appositamente nell'ambito dell'AGI e che sono stati esposti dagli autori under 35 tra relazioni ed esposizioni di poster scientifici.
Nel corso delle due giornate, gli interventi sono stati suddivisi in 4 sezioni tematiche: prestazioni di opere geotecniche; aspetti progettuali, costruttivi e tecnologici; interventi di miglioramento e rinforzo; geotecnica sismica e stabilità dei pendii. Per ciascuna sezione il comitato scientifico ha selezionato i contributi che gli autori hanno avuto la possibilità di esporre in relazioni di circa 15 minuti ciascuna e quelli a cui invece è stata dedicata la sezione espositiva "poster". Nell'ambito delle tematiche individuate, il comitato scientifico ha scelto, novità di quest'anno, di segnalare complessivamente 6 lavori che, come ha detto Giuseppe Gaspari, meglio rappresentano lo spirito IAGIG. Le segnalazioni, distinte per giornata e per tema, sono pubblicate a seguire in maniera estesa così come riportate negli Atti del 6° IAGIG.

I punti di vista

L'incontro è stato anche occasione di confronto tra colleghi e in quest'ottica di scambio di idee e pareri rientrano le considerazioni raccolte tra i partecipanti. In particolare si riporta di seguito lo scambio di battute con il prof. Francesco Colleselli e l'ing. Alex Sanzeni dell'Università di Brescia, presente con alcuni relatori, sul ruolo della ricerca in ambito geotecnico e sull'opportunità rappresentata da IAGIG per i giovani colleghi. Il secondo intervento è invece del collega Paolo Pinelli nella duplice veste di partecipante e di componente il gruppo organizzatore.
"Ricordiamo innanzitutto che la Geotecnica in Italia può vantare una lunga e gloriosa tradizione: molti ricercatori hanno contribuito all'avanzamento scientifico di base e al trasferimento delle conoscenze teoriche al mondo applicativo, ma non solo, anche alla realizzazione delle grandi opere infrastrutturali, idrauliche e di protezione e salvaguardia del territorio e dell'ambiente. Negli ultimi 10-15 anni la ricerca in ambito geotecnico nelle università italiane ha saputo trovare spazi sempre più importanti che hanno avuto riscontro ancora una volta nel concreto apporto per la formulazione di una avanzata conoscenza di base e allo sviluppo di normative che sono certamente al passo con i più alti standard mondiali. A questo proposito non si può non citare l'insieme di tutti gli studi e progetti di ricerca condotti per l'avanzamento delle conoscenze (e delle normative) in campo sismico. Presso l'Università degli Studi di Brescia, la Geotecnica sta trovando sempre più apprezzamento e spazio per il completamento di un quadro di conoscenze dal forte carattere multidisciplinare. Per i giovani neo laureati, che solo da poco hanno iniziato un percorso professionale, incontri come lo IAGIG costituiscono un momento prezioso. Lo IAGIG offre loro la possibilità di comprendere come il mondo della Geotecnica sia estremamente vasto nelle sue applicazioni, percezione questa che

non sempre si è in grado di cogliere al termine di un ciclo di studi impegnativo. Inoltre l'alto livello delle memorie e dei lavori presentati costituiscono uno stimolo, una ispirazione, a mantenere alta la qualità del lavoro che ogni giorno sono chiamati a fornire. Infine, ovviamente, incontri come questo, offrono la opportunità di conoscere e farsi conoscere da altre realtà lavorative, professionisti del settore e imprese, in un ambiente meno formale rispetto all'evento puramente accademico."
(Francesco Colleselli e Alex Sanzeni, UNIBS)

"L'organizzazione di un evento formativo richiede sempre più impegno e disponibilità di tempo. Capita tuttavia (ed è in questo caso una grossa soddisfazione per chi si è reso parte attiva) che qualche volta i risultati siano tali da compensare largamente le energie spese. E' stato questo il caso dell'Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici (IAGIG). L'amico Paolo Crescini aveva partecipato l'anno scorso all'appuntamento di Roma ed era stato particolarmente colpito dal livello tecnico e dal clima particolare legato alla giovane età dei vari relatori (under 35). Ha così proposto al Consiglio di candidare Verona ad ospitare l'evento di quest'anno: candidatura accettata dall'Associazione Geotecnica Italiana, che ne ha curato i contenuti tecnici. Il Convegno ha avuto il supporto del CNI e di FOIV (che hanno concesso il patrocinio) e dell'Ordine che ha voluto sostenere economicamente l'iniziativa, rendendo possibile la distribuzione gratuita degli atti a tutti i partecipanti, dando al contempo una dimostrazione di apprezzamento nei confronti della Commissione Geotecnica e di quel gruppo di componenti che si sono spesi nella minuziosa organizzazione di tutti gli aspetti accessori (sistemazione alberghiera dei relatori, spostamenti in pullman, cena, coffee-break, pranzo, organizzazione della visita tecnica, stampa delle dispense, preparazione delle locandine, ecc.). Molto apprezzato il sostegno degli sponsor (circa una ventina) che, con il loro contributo, hanno reso possibile la partecipazione gratuita. L'Incontro si è rivelato di grande interesse e assolutamente equilibrato nelle tempistiche. Quindici minuti per ciascuno dei 24 relatori selezionati per le quatto sessioni (tempo adeguato per la presentazione delle varie relazioni). Anche alla trentina di relatori che non sono rientrati nei quattro gruppi si è lasciato spazio con la formula "poster": hanno fatto una brevissima presentazione di due minuti del lavoro svolto; chi avesse voluto approfondire i vari argomenti poteva farlo negli intervalli dove i giovani colleghi davano indicazioni con l'ausilio appunto di "poster" dove erano contenute le varie informazioni di dettaglio. Il Convegno si è svolto in due mezze giornate (venerdì pomeriggio e sabato mattina); nel pomeriggio di sabato, a conclusione, si è svolta l'interessante visita tecnica sotto la sapiente e collaudata regia dell'ing. Alberto Maria Sartori. Il messaggio che è rimasto ai partecipanti è stato quello di un'attenzione ai giovani, protagonisti dell'evento, reso quasi simile ad una piacevole occasione di incontro tra amici con interessi comuni."
(Paolo Pinelli, Commissione geotecnica OIV)



09



10

Hanno fatto parte del Comitato Organizzatore del 6° IAGIG: Sara Amoroso, Francesca Ceccato, Gabriele Della Vecchia, Raffaele Di Laora, Giuseppe Maria Gaspari.

Hanno fatto parte del Gruppo di Lavoro Commissione Geotecnica: Alessia Canteri, Roberto Castaldini, Paolo Crescini, Davide Foroni, Cristiano Metti, Luca Morreale, Paolo Pinelli, Davide Zanotta. ■

CONVEGNO IAGIG

La visita tecnica al convegno IAGIG

Al termione dei lavori, come da tradizione, una visita "storico-tecnica" su opere di geotecnica certamente datate ma ancora ricchissime di fascino e di spunti di riflessione



01

Paolo Crescini
Commissione geotecnica OIV

paolo.crescini@ingegnosrl.it

Durante la visita tecnica dello scorso 21.05.2016 all'interno dell'evento IAGIG 2016 si è colta l'occasione per portare i partecipanti a visitare sul colle di San Pietro una chicca dell'archeologia veronese rimasta nascosta per troppi anni alla vista dei cittadini. Si tratta di una cisterna di epoca romana recentemente scoperta in seguito a degli scavi eseguiti nell'area di Colle San Pietro.
Il testo "Il piano di fondazione di Verona romana" di U. Grancelli 1964, risulta di fondamentale importanza perché riporta, sulla scorta di informazioni archeologiche ottenute durante alcuni scavi nell'area in esame, la presenza di una grande

"cisterna" sotterranea sul Colle di San Pietro ed ha portato l'autore a formulare una più ampia e suggestiva ricostruzione dell'impianto urbanistico della città di Verona in epoca romana e pre-romana.
Durante gli scavi eseguiti nell'area di Colle San Pietro e in particolare quelli che riguardano l'area in esame, già nel dopoguerra si segnalava la presenza di alcuni manufatti interrati o parzialmente interrati che sono elencati nel testo:
- dai rilievi eseguiti dall'autore il Colle di san Pietro risultava formato da quattro terrazze che dovevano unire il piano di campagna posto a quota 62,50 m. s.l.m. in prossimità della cavea dell'attuale Teatro Romano al ripiano mediano posto a quota 93,75 m. s.l.m.; a sua volta questo ripiano era unito da tre terrazze al piazzale superiore posto a quota 118,75 m s.l.m. Dal piazzale superiore si raggiungeva la vetta del Colle a quota 125,00 m s.l.m.
- al centro del piazzale superiore del colle (quota 118,75) passava l'asse del piano di fondazione di Verona e coincideva con il cuore del tempio dell'Arce, si presume dedicato a Giano: l'edificio, di pianta rettangolare, era lungo probabilmente 125 palmi (31,25 m; il palmo corrisponde a 25 cm) e largo 12,50 m;
- sul piazzale superiore, in corrispondenza con l'asse fondamentale del piano di fondazione e a 12,50 m circa di distanza dal centro del Tempio di Giano, l'autore ha messo in luce e scavato dai materiali di riporto fino alla profondità di 22,50 m, un grande pozzo circolare di diametro pari a 2,50 m, scavato nella roccia probabilmente fino alla profondità di 25 m. Alla profondità di 4,50 m una grande pietra circolare chiudeva la canna del pozzo sostenendo al centro i resti di un falso pozzetto medievale in conci di tufo, a sua volta interrato;
- inoltre sempre sul piazzale superiore del Colle, ad una distanza di circa 31,25 m dal centro del Tempio di Giano, si celava nel sottosuolo una grande cisterna; già dopo la guerra la cisterna era quasi riempita di materiali di riporto probabilmente derivanti dai lavori eseguiti dal Comune per la costruzione della funicolare e successivamente dai lavori di scavo di un rifugio antiaereo durante la guerra. Dai calcoli eseguiti sulla sommità della volta sembra che la cisterna abbia la forma di una semisfera con diametro di base pari a 15,6250 m e altezza di 7,8125 m; l'attraversa al centro, dal livello del suolo alla base, la canna di un pozzo largo 1,6250 m (queste misure non sono state ricontrollate dall'autore perché la cisterna fu poi riempita completamente di materiale).
- sulla cupola della cisterna affioravano altri tre pozzetti aperti nella stessa, posti dai costruttori in posizione particolarissima ad indicare le tre posizioni del sole nei cieli (polare, orientale e occidentale).
Nel 1951 nel corso di alcuni lavori eseguiti dal Comune di Verona fu costruito un pavimento di cemento che nascose la "cisterna" e i pozzetti affioranti al livello del suolo nello stato che appaiono oggi e a nulla valsero le richieste del Grancelli e del fratello Luigi all'Amministrazione Comunale per riprendere e completare gli scavi archeologici nell'area.
Solo attraverso un'indagine geognostica di dettaglio, che si è sviluppata nell'area in esame con rilievi diretti (trincee esplorative e sondaggi meccanici) e con rilievi indiretti (rilievi georadar), principalmente finalizzati al ritrovamento di strutture archeologiche sepolte e non alla caratterizzazione geotecnica dei litotipi rinvenuti, si è potuta confermare la presenza di una "cisterna" sotterranea nel sottosuolo.
Inoltre è stata verificata una buona corrispondenza planimetrica e altimetrica, almeno nell'area in esame, fra l'ipotesi ricostruita dall'autore U. Grancelli nel testo "Il piano di fondazione di Verona romana" relativamente al Colle di San Pietro e quanto emerso nel corso delle indagini; in particolare oltre alla presenza della suddetta "cisterna" sotterranea, i rilievi georadar hanno messo in luce resti di strutture sepolte probabilmente riconducibili al Grande pozzo e al Tempio di Giano. ■



01. La cisterna di epoca romana rinvenuta sul colle di San Pietro durante i lavori di restauro della caserma.
02 Un momento della visita tecnica nell'ambito IAGIG 2016.

Verona nella sua dorsale interna

di Alberto Maria Sartori

Verona ed il suo fiume sono come quelle coppie, un po' in età, ma vigorose, che vedi passeggiare sempre insieme: parlottano tra loro, talvolta ridacchiano complici o soppesano le parole. Guardandoli non diresti che hanno avuto momenti di focosa passione, di tensione palpabile, di sconforto: sono fatti l'uno per l'altra.

Lui, trascorsa l'adolescenza in montagna, si è lanciato verso la pianura, immediatamente attratto da una roccia calcarea che emergeva più a meridione di altre; dopo alcuni tentativi maldestri, di cui ci narrano i paleoalvei che i geologi ben conoscono, le ha lambito i piedi, disegnando per Lei un'ampia e completa spira.

Verona Athesis circumflua, ed il connubio è stato perfetto.

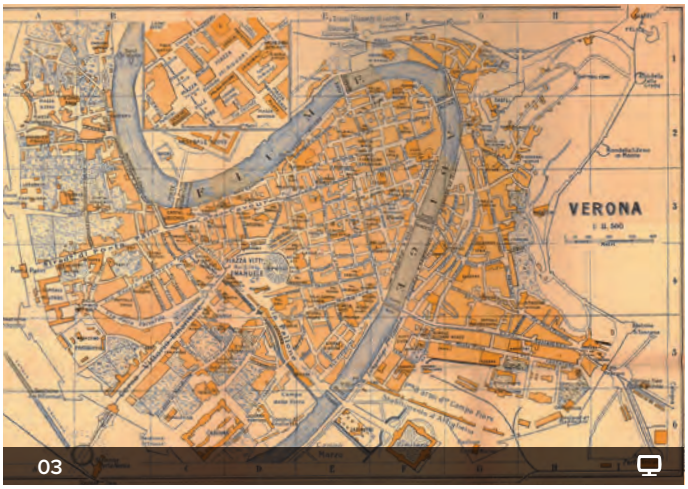
Take mee to you, imprison mee, for I | except you enthrall me, never shall be free scrisse John Donne nei suoi *Holy Sonnets* (1572 -1631): prendimi, imprigionami perchè io, se non mi soggioghi mai sarò libero.

Questa può essere anche la storia di una Città, le cui tracce si possono percorrere a piedi in una facile escursione che parte dall'antico Isolo (era l'isola fluviale più grande d'Europa) sede di manifatture ed industrie alimentate dalla forza del Fiume. Mulini e segherie, approdi di barche, casette e palazzi, strade strette ed un po' buie, come la Binastroa, o il Vicolo Pulce, manufatti idraulici di cui tiene memoria il Vicolo Cannone (era un tubo/canale scolmatore, niente artiglieria!). Oggi tutto questo è sparito, ma se ne vedono le memorie.

Da Via Ponte Pignolo (peagnol = pedonale) attraversando la Via Santa Chiara che si sviluppa sull'antica Postumia, si sale verso San Giovanni in Valle, che fu Cattedrale di confessione Ariana. La zona (sede del Duca Longobardo) presenta edifici che risalgono agli anni antecedenti il 1000 d.C. e sono tutt'ora utilizzati. Il materiale da costruzione è la calcarenite dei colli veronesi, sia a blocchi squadrati, sia utilizzata per fregi e decorazioni scolpite.

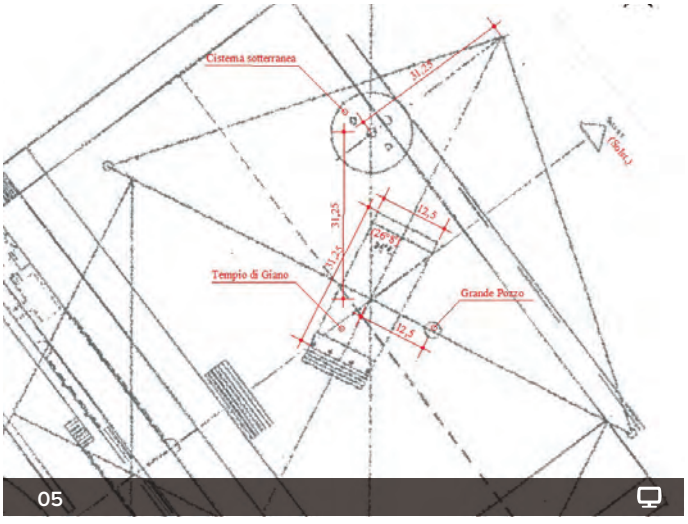
Con breve salita si imbocca Vicolo Pozzo, poi Via Scala Santa che presenta, sulla destra, un ampio panorama verso la Città. Quasi al termine, l'edificio che rappresenta la costruzione sommitale del Giardino Giusti è stato edificato a contatto con il muro di età comunale (circa 1.100 d.C.) : un brivido, rammentando la vicenda di Remo. La parola *muro* infatti deriva dal latino *murus* che deriva a sua volta dal sanscrito *moi-r* o *moi-n*. La seconda variante ha dato origine alla parola latina *moenia*. *Moi* significa passare e *moi-r/moi-n* è ciò che nega il passaggio, il confine, l'autorità, la barriera. Chi ha l'autorità può negare il passaggio ed è "*muro*" così come ha fatto Romolo nella leggenda, perché il confine è sacro.

Noi passiamo sereni sfilando al di sotto del serbatoio dell'Acquedotto Comunale, ricavato all'interno di un magazzino dell'Artiglieria Asburgica, per procedere verso Sud su Via San Zeno in Monte, lato interno delle mura scaligere, fino alla Torre n. 11, l'unica tra le torri volute da Cangrande ad essere



03


04



05

03. Pianta di verona, 1913.
04. "The fortifications of Verona", tavoletta militare.
05. Planimetria della cisterna.
06. Torre b. 11 e Batteria di Scarpa sul Colle di San Pietro.

rimasta intera nella sua altezza. Se ne comprende il motivo, perché anche nelle epoche successive era importante avere un punto di osservazione che permettesse di vedere, ad est, la Postumia fino a Soave, a nord la Via Cavallare fino a Quinto, poi la pianura fino a Mantova e Villafranca, ancor oggi nettamente distinguibili. Poter accertare la presenza di truppe ad oltre una giornata di cammino era una condizione militare importante.
A destra della torre un fornice moderno ci permette di uscire e scendere nel vallo, per ammirare il complesso fortificato, tenendo conto che, tra scarpata e muro, il baluardo supera l'altezza di venticinque metri.
La scarpata è parzialmente naturale ma, in molte porzioni è stata artificiata per scopi difensivi, scavando il fondo del vallo oggi, purtroppo, invaso da vegetazione inopportunamente inserita.
Anche dall'esterno si vede svettare la Torre n. 11, ancor più incombente per essere stata edificata sul ciglio di uno scoscendimento severo, a testimonianza dell'abilità tecnica del Proto di Cangrande, che edificò senza l'ausilio di pontaie. Proprio per tale necessità la torre fu l'unica totalmente rivestita in laterizio.
Ai suoi piedi, come un gatto in agguato, sorge la Batteria di Scarpa, costruita dagli Asburgici per battere con le artiglierie il fianco delle mura ed impedire eventuali tentativi di scalata. Anche quest'ultimo manufatto esprime un grande fascino, sia per l'ambientazione ma soprattutto per l'abilità tecnica di un intervento in sottomurazione della Torre. Il complesso manifesta presenze di tecnica difensiva e di capacità edificatoria che coprono cinque secoli: opere scaligere, addizioni veneziane, fortificazioni austriache con batterie per artiglieria da fortezza, fucilerie ed artifici per la sortita.
Dopo aver ammirato il complesso, si può risalire sull'esterno mura, fino ad un piccolo fornice che permette il rientro all'altezza della Torre n. 9: tra il fogliame si intravvede la Rondella di San Zeno in Monte e si può ricordare come questa bassa torre laterizia sia stata il primo edificio costruito (Francesco Maria della Rovere ingegnere generale della Repubblica) con lo specifico scopo di contrastare

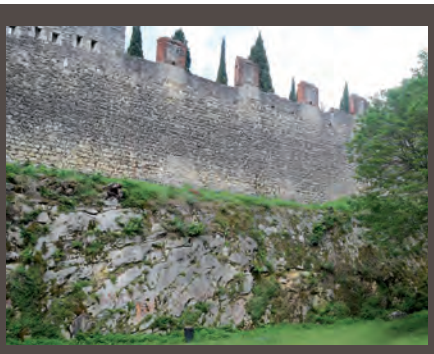

06

le artiglierie. Secondo Ruskin fu l'inizio della fine di ogni fortificazione!
Risaliamo ora dall'interno delle mura, costeggiando via via tratti antichissimi, residuo delle mura comunali del 1100, tratti scaligeri ed addizioni veneziane, per giungere ad una seconda Rondella (Rondella della Grotta) fatta edificare dai Veneziani sulla Porta Oriela, la porta di fuga verso Nord, realizzata sulla strada

Ruderi illustri ma anche elementi di enorme sapienza costruttiva che ancora parlano di tecnologie venute dal passato

che si dipartiva dalla Fontana del Ferro (nulla di metallico, ma una antica dedicazione alla Ninfa Feronia, protettrice dei raccolti, che alcuni vogliono sia origine del nome della Città).
Salendo sulla Rondella, oltre a percepire le postazioni dell'artiglieria da campagna, l'occhio spazia: verso Est si vede la Strada Cavallara fino a Quinto, di fronte il Castello di Montorio. Qui non si può dimenticare come Boccaccio vi abbia ambientato il suo Decamerone.
A Sud le giornate limpide permettono di vedere bene il Monte Cimone ed il Corno alle Scale: sono circa 160 chilometri in linea d'aria e fin qui gli scaligeri ebbero l'ardire di giungere, ricomprendendo Lucca nei loro domini. Ad Ovest il Monte Pizzoccolo (sessanta chilometri), baluardo meridionale delle Giudicarie.
Sotto a noi si stende Verona, difesa da una percepibile cinta di mura che racchiude un perimetro di undici chilometri, configurando una città che l'Imperatore Massimiliano I, nel 1510, definì Metropoli del Sacro Romano Impero, prefigurando di sceglierla in luogo delle sue capitali alpine, di Merano o di Innsbruck, che al confronto erano poco più che villaggi di montagna.
Resta una moneta in conio d'oro con l'effige imperiale e la scritta *Verona Metropolis*: poi i veneziani se ne riappropriarono.
Salendo ancora si presenta la spianata antistante l'ingresso a Castel San Felice, parzialmente scavato nella roccia, iniziato dai Visconti durante il loro breve dominio e completato dai Veneziani. Questo è il punto sommitale del periplo della cinta muraria veronese; la discesa inizia costeggiando un tratto di muro scaligero un cui risultano conservati frammenti dell'apparecchio a sporgere che costituiva il cammino di ronda sommitale. La tecnica è meritevole di attenzione, per

la cura con cui sono impiegati i laterizi. La discesa procede costeggiando i ruderi del Castello di Teodorico e del successivo castello visconteo. Sono luoghi, questi, talmente pieni di storia e di vicende umane, da lasciare sbalorditi nell'esame delle pietre affioranti, che in pochi passi ci portano dalle vicende risorgimentali ai riti di dedicazione della Città di Verona, compiuti con grande conoscenza dei fenomeni cosmici, almeno cinquecento anni prima di Cristo.
Il nuovo Castello di San Pietro, eretto dagli austriaci durante la loro dominazione, ed il piazzale antistante consentono di ammirare il panorama di Verona, indovinandone gli edifici tra i fusti dei cipressi posti in loco per mascherare ai cittadini un edificio che veniva considerato il simbolo della dominazione straniera: poi gli austriaci sono passati, ma sono rimasti gli alberi, anche qui intoccabili seppur incongruamente allogati.
Dal piazzale del Castello la discesa delle scalette che conducono al Ponte Pietra assume il passo evocativo della corrente dei torrenti di montagna, quasi un ricordo del regime che l'Adige ha appena lasciato.
Il panorama si chiude perché la focale si stringe su elementi più prossimi: Santo Stefano, antica Cattedrale, costruita sull'asse del solstizio invernale, ponte della Pietra, Teatro Romano. Ruderi illustri ma anche elementi di enorme sapienza costruttiva che ancora parlano di tecnologie venute dal passato.
La nostra passeggiata si conclude, consentendo alla storia di insegnare, una volta ancora. *(albertosartori@studio-sartori.com)* ■



VERONA, CULLA DELLA GEOLOGIA ITALIANA

di Alberto Cò

Forse molti ignorano come l'unicità di Verona sia da ricercare e scoprire anche nella sua peculiare geologia, adeguata scenografia naturale per tutte le straordinarie bellezze architettoniche ed artistiche diffuse sul territorio. Assolutamente pertinente quindi, nell'ambito della visita tecnica Geo-3kkING, associare la tematica storico - strutturale ad un inquadramento geologico del territorio. Di tale imprescindibile connubio fu peraltro per primo brillante testimone lo scultore, poeta ed ispiratore dell'estetica vittoriana l'inglese John Ruskin il quale, in occasione della conferenza dedicata a "Verona and its rivers" del 4 febbraio 1870 presso la Royal Institution di Oxford, ebbe a profondere entusiastiche parole per la bellezza delle mura cittadine e sulla ricchezza paleontologica delle rocce da cui tali baluardi s'innalzano ancora oggi. L'incontenibile meraviglia fu tale che l'artista e viaggiatore britannico indicò la città di Verona come culla della "moderna scienza della geologia italiana".
In effetti il ricco contenuto fossilifero del substrato roccioso non può che catturare l'attenzione di chi, impreparato nell'associare un contesto oggi collinare ad un passato ambiente marino di deposizione, può osservare sugli affioramenti rocciosi ancor oggi sovrastati da bastioni e torri e sui paramenti lapidei con cui tali manufatti sono talora costruiti, le testimonianze di ambienti sommersi e di una grande biodiversità fra conchiglie, discocicline, melobesie, microforaminiferi, nummuliti ma anche molluschi ed echinidi.
Fasi di deposizione ed erosione, momenti trasgressivi e regressivi, i fossili presenti nei sedimenti costituenti il Monte Castiglione e su cui sono state quindi erette le difese di Verona sul lato atesino in sinistra idrografica, raccontano una storia di evoluzione geologica complessa e vivace, lunga quasi 30 milioni di anni (Eocene superiore ÷ Miocene medio) e durante la quale si verificarono i primissimi straordinari episodi di emersione dal mare della zona lessinica. Questo ci racconta in particolare la superficie d'erosione con cui ci appaiono a contatto le due formazioni carbonatiche presenti nell'area oggetto di visita, le "Marne di Priabona" e le sovrastanti "Calcareniti a pettinidi", una discordanza stratigrafica che svela oltre 15 milioni di anni di prevalente erosione in condizioni di ambiente tropicale.
Durante tale fase di regressione, dinamiche erosive legate ad un ambiente di transizione fortemente attivo, generarono forme di carsismo singenetico tipiche di ambiente tropicale e che nell'area collinare a Nord di Verona, rappresentano in termini di paleocarsismo un'altra straordinaria unicità geologica di questa porzione di territorio. Decine di gallerie naturali colmate da sedimenti limo – argillosi di colore variabile sono diventate note come le "grotte dell'ocra gialla" e sfruttate, dai tempi di Roma antica fino a metà del secolo scorso, proprio per l'estrazione di tale pigmento naturale. "In un'area di due chilometri quadrati sono oggi documentati quasi venti chilometri di gallerie, che fanno del giacimento delle torricelle uno dei più importanti se non il più importante d'Europa" (da R. Zorzin, *Rocce e fossili del monte Baldo e dei monti Lessini veronesi*, Cierre Edizioni, 2016).
Ormai definitivamente cessata l'attività mineraria, tali paleocavità ed i sedimenti che ancora per larga parta le sigillano, sono oggi estremamente considerate da un punto di vista scientifico per la notevole ricchezza d'informazioni paleontologiche e paleogeografiche in esse ancora celate.
Difficile in poche righe convincere della singolarità geologica davvero irripetibile di questo territorio, ancor più se la ricchezza artistica dei luoghi è tale da catturare, direi inevitabilmente, l'attenzione e l'interesse di tutti. Un giusto riconoscimento va quindi dato in tal senso all'Ordine degli Ingegneri di Verona e Provincia che ha avuto il merito di riconoscere come imprescindibile per una completa conoscenza delle strutture storico - artistiche oggetto della visita tecnica, un richiamo alla genesi geologica ed alle caratteristiche geotecniche – geomeccaniche dei depositi su cui detti manufatti si ergono ancor oggi imperturbabili da quasi mille anni.
(cogeologo@gmail.com) ■

CONVEGNO IAGIG
SESSIONE 1

La simulazione numerica di problemi geomeccanici non lineari

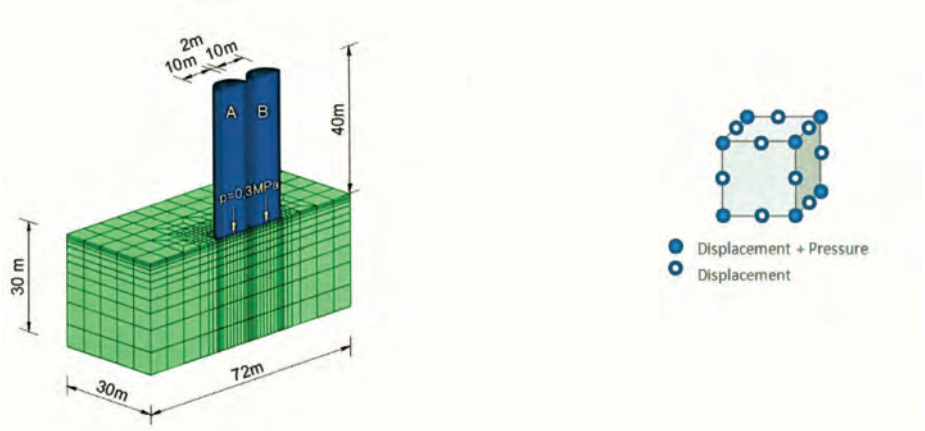
«Molti problemi in ambito geomeccanico sono caratterizzati da non linearità per materiale e per geometria, derivanti dal comportamento plastico e dallo sviluppo di grandi deformazioni del materiale. Inoltre, la presenza di fluido e l'interazione con lo scheletro solido devono essere presi in considerazione. Questo articolo presenta un modello 3D accoppiato (cioè in cui le equazioni per la fase solida e fluida sono risolte contemporaneamente), sviluppato rimuovendo l'ipotesi di deformazioni infinitesime. Il modello è risolto mediante il metodo agli elementi finiti, attualmente il metodo più utilizzato per simulare il comportamento di problemi geotecnici. Un semplice caso applicativo, che simula il fenomeno di consolidazione di due strutture a torre, dimostra le potenzialità del modello, ed in particolare illustra l'importante ruolo giocato dall'approccio a deformazioni finite nella simulazione in oggetto »

Nicolò Spiezia
Dipartimento ICEA
Università di Padova
M3E srl – Spin Off dell'Università di Padova

nicolo.spiezia@dicea.unipd.it

1. Introduzione

I geomateriali, come il terreno, la roccia o il calcestruzzo, sono materiali fondamentali nel campo dell'ingegneria civile, con svariate applicazioni. Descrivere il comportamento meccanico dei geomateriali è molto complesso, e sono richieste sofisticate analisi numeriche. Infatti, i geomateriali hanno comportamento non lineare, dovuto per esempio alla plasticità o alla viscosità. Inoltre, i geomateriali possono essere soggetti a forti deformazioni, introducendo una fonte di non-linearità per geometria nella formulazione del problema. Inoltre, i problemi geomeccanici sono caratterizzati dall'interazione tra componente solida e componente fluida, per la presenza di due fasi (o anche più) sovrapposte. Infine, una corretta descrizione di taluni problemi richiede una simulazione tridimensionale. Negli ultimi due decenni,



01

Parametri del terreno			
Parametri	**[u.m.]**	**Piccole def.**	**Grandi def.**
Pressione di riferimento p_0	*MPa*	-0.050	-0.050
Press. di preconsolidazione p_{c0}	*MPa*	-0.050	-0.050
Compressibilità elastica k	-	0.0196	0.020
Compressibilità λ	-	0.0385	0.04
Deformazione elastica iniz. ε_{v0}	-	0.0	0.0
Modulo elastico a taglio μ_0	*MPa*	5.0	5.0
Pendenza linea di stato critico M	-	1.0	1.0
Densità del terreno ρ_s	*t/mm³*	2.7e-9	2.7e-9
Densità dell'acqua ρ_w	*t/mm³*	1.0e-9	1.0e-9
Porosità φ	-	0.36	0.36
Conducibilità idraulica k	*mm/s*	0.9e-5	0.9e-5

02

01. Dominio della simulazione (sinistra) e singolo elemento finito misto (destra).
02. Parametri del terreno.
03. Spostamenti verticali (grafico superiore) e orizzontali (grafico inferiore) durante il processo di consolidazione.

la ricerca teorica e computazionale ha compiuto passi da gigante per la simulazione di questo tipo di problemi. Tra tutti, il metodo degli elementi finiti (FEM) è probabilmente lo strumento più potente e ampiamente utilizzato per risolvere il sistema di equazioni differenziali derivanti dalla formulazione matematica dei mezzi multifase, consentendo di prevedere il comportamento meccanico di problemi geomeccanici, e calcolando in particolare gli spostamenti, i campi di tensione e di deformazione, pressioni etc. (Borja et al., 1998, Andrade al. et 2007). Questo articolo presenta alcuni dei risultati numerici del processo di consolidazione dovuto alla costruzione di due strutture su un terreno completamente saturo. In particolare, il confronto con i risultati ottenuti con un approccio a piccole deformazioni sottolinea l'importanza di considerare un modello a grandi deformazioni.

2. Aspetti teorici

Il punto di partenza della formulazione teorica consiste nell'imporre le equazioni di equilibrio e di conservazione della massa, scritte in forma differenziale rispetto la configurazione corrente (non coincidente con la configurazione iniziale):

$$div(\boldsymbol{\sigma}) + \rho \boldsymbol{g} = 0 \qquad (1)$$

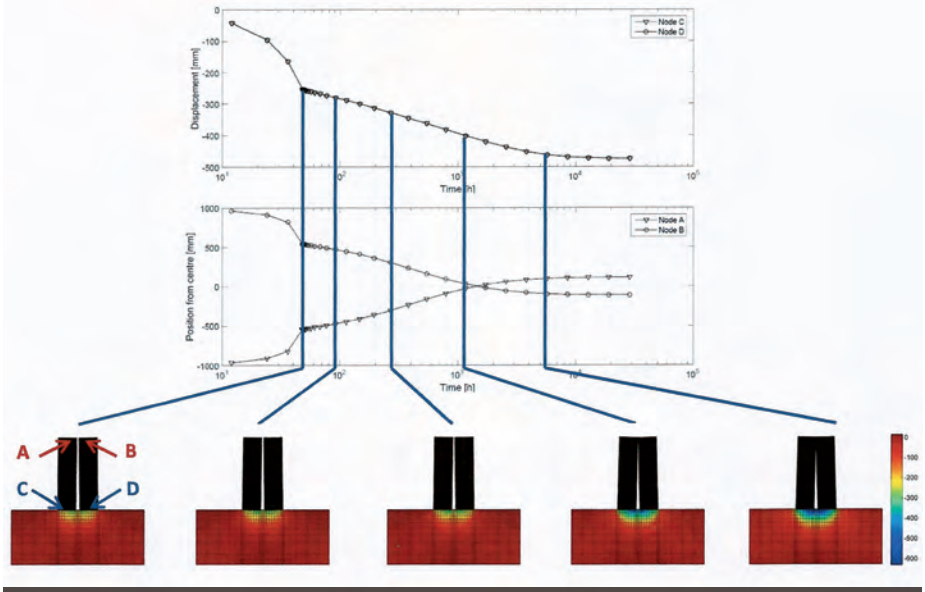
$$div(\boldsymbol{v}) + div(\varphi(\boldsymbol{v}^w - \boldsymbol{v})) = 0 \qquad (2)$$

dove σ è il tensore di tensione di Cauchy (assumendo che le tensioni di trazione siano positive), ρ è la densità del mezzo bifase fluido/solido, g è l'accelerazione gravitazionale, v e v^w sono rispettivamente le velocità intrinseche della fase solida e della fase liquida e φ è la porosità (Song, 2013).
L'equazione di equilibrio (1) deve essere completata da un'opportuna legge costitutiva per la fase solida, che determina il legame tra tensioni e deformazioni. Il modello prevede una legge costitutiva elastoplastica, basata sulla decomposizione moltiplicativa del gradiente di deformazione $F = F^e F^p$. Tale approccio è del tutto generale, e permette di implementare diversi legami elastoplastici.

In particolare, nell'esempio presentato in seguito, si utilizza un modello di Cam-Clay modificato (Borja et al., 1998), caratterizzato da una legge elastica non lineare, una superficie di snervamento ellittica con legge di flusso associativa e con legge di incrudimento dipendente dalle deformazioni volumetriche.
L'equazione di conservazione della massa (2) deve essere completata da una legge costitutiva per la fase fluida. A tal fine il modello utilizza la legge di Darcy generalizzata

$$\boldsymbol{v}^w - \boldsymbol{v} = -\boldsymbol{k} \cdot grad(\Pi) \qquad (3)$$

dove k è il tensore di conducibilità idraulica e Π è il potenziale del fluido.



03

3. Implementazione numerica

Per risolvere le Eqq. (1) e (2) è necessario discretizzare le funzioni incognite rispetto il tempo e lo spazio, utilizzando tecniche standard agli elementi finiti. Il problema consiste nel trovare iterativamente il vettore soluzione dato dagli spostamenti e dalle pressioni nodali {u, θ}T, che risolve il set di equazioni definito da

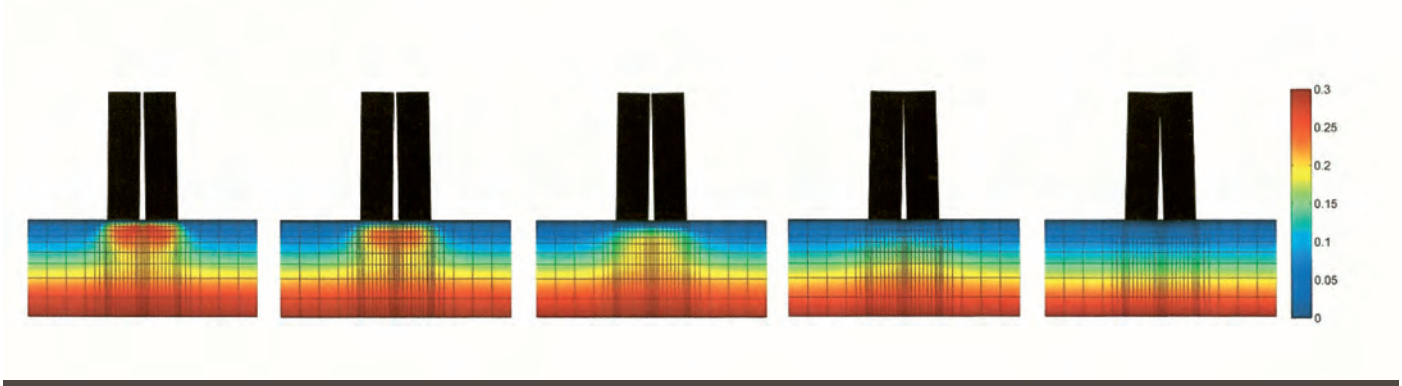
$$\boldsymbol{N}^s(\boldsymbol{u}) + \boldsymbol{N}^w(\boldsymbol{\theta}) - \boldsymbol{F}_{EXT} = \boldsymbol{0}; \qquad (4)$$

$$\boldsymbol{J}(\boldsymbol{u}) + \Delta t\boldsymbol{\Phi}(\boldsymbol{\theta}) + \Delta t\boldsymbol{H}_{EXT} = \boldsymbol{0}, \qquad (5)$$

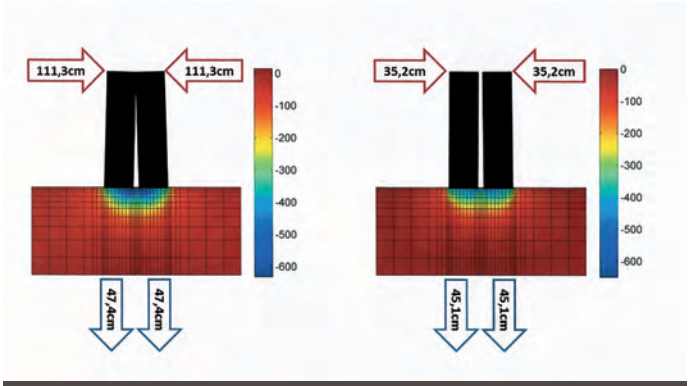
dove N^s, N^w, J, Φ sono vettori derivanti dall'integrazione numerica, mentre F_{EXT} e Q_{EXT} rappresentano i vettori delle forze e dei flussi esterni applicati. Per tale implementazione è stato utilizzato un tipo particolare di elemento finito, rappresentato in Figura 1. Questi elementi sono caratterizzati da differenti funzioni di forma, quadratiche per il campo degli spostamenti e lineari per il campo di pressione, per garantire la stabilità dello schema.

4. Risultati numerici

Questa sezione presenta i risultati salienti riguardanti il processo di consolidazione di due silos realizzati su un terreno completamente saturo. Descrivere correttamente il processo di consolidazione è fondamentale, per evitare il pericoloso collasso delle strutture. La simulazione di tale processo è particolarmente complessa, perché devono essere tenuti in considerazione sia gli aspetti non lineari, sia l'interazione tra fase solida e fase fluida nel terreno. Il comportamento non lineare del materiale è infatti dovuto al comportamento elastoplastico del terreno normalconsolidato. Inoltre, il comportamento non lineare per geometria è dovuto al cosiddetto effetto P-Δ, ovvero l'aumento di momento instabilizzante dovuto all'incremento dell'inclinazione della struttura. La configurazione iniziale è rappresentata in Figura 1, che riporta anche le dimensioni principali del dominio di calcolo e delle strutture. Il carico finale applicato al terreno è pari a 0.3 MP_a per ogni struttura. Per quanto riguarda le condizioni al contorno, spostamenti nulli sono imposti ai nodi esterni del dominio. Il terreno è assunto completamente saturo, con distribuzione idrostatica delle pressioni lungo la verticale. I parametri utilizzati per il terreno sono riassunti nella Tabella 2. Questi parametri rappresentano un terreno soffice argilloso, più probabile essere soggetto a grandi deformazioni. La Figura 3 mostra i risultati più interessanti in termini di spostamenti verticali e orizzontali. Focalizzandosi sugli spostamenti verticali (grafico superiore) si osserva un iniziale abbassamento verticale, associato all'aumentare del carico, e successivamente un incremento di spostamento verticale, associato con il processo di consolidazione. Focalizzandosi sugli spostamenti orizzontali (grafico inferiore) si può osservare che inizialmente i due silos sono paralleli, e successivamente si toccano a mano a mano che il processo di consolidazione evolve. I risultati mostrano che i due silos si toccano dopo un tempo pari a circa *1500 h*.
Il processo di consolidazione dipende fortemente dalla diffusione del fluido, acqua in questo caso, nel dominio. Questo può essere osservato focalizzandosi sulla Figura 4, che mostra l'evoluzione della pressione del fluido nel tempo. Inizialmente, si osserva una zona di sovrappressione nella regione sottostante la base delle due strutture, dove il carico è inizialmente trasmesso. La zona di sovrappressione garantisce l'equilibrio del sistema, senza lo sviluppo di deformazioni del terreno. Progressivamente, poi, il fluido fuoriesce dal terreno raggiungendo la configurazione idrostatica, e il carico viene equilibrato dalle tensioni che si generano nel terreno.



04



05

La Figura 5 mostra il confronto in termini di spostamento tra la simulazione con modello a piccole (Lewis et al., 1987) e grandi deformazioni. Come si può osservare, la differenza in termini di spostamento verticale non è particolarmente significativa. Al contrario, c'è una differenza significativa in termini di spostamento orizzontale. Questa differenza è dovuta al fatto che l'approccio a piccole deformazioni non tiene conto dell'effetto P-Δ, essendo la condizione di equilibrio scritta sempre nella configurazione inziale (ipotesi di deformazioni infinitesime).

5. Conclusioni

In questo articolo è stato presentato sinteticamente un modello accoppiato per la simulazione numerica di mezzi multifase elastoplastici. Il modello matematico è stato sviluppato nell'ambito della meccanica del continuo a deformazioni finite. Si è descritto brevemente l'implementazione del modello in un codice agli elementi finiti, introducendo un tipo speciale di elementi finiti misti. Infine, si è presentato un semplice esempio applicativo, che simula il processo di consolidazione a seguito della costruzione di due strutture a torre, evidenziando le capacità del modello di descrivere il fenomeno fisico in atto ed evidenziando l'importanza del considerare gli effetti dell'approccio a grandi deformazioni. ■

(traduzione dall'originale redatto in inglese)

04. **Distribuzione della pressione dell'acqua in successivi istanti temporali (50, 100, 400, 2000, 5000 h).**

05. **Spostamenti verticali con modello a piccole (sinistra) e grandi (destra) deformazioni al termine del processo di consolidazione.**

Riferimenti bibliografici

Borja R. I., Tamagnini C. and Alarcon E. (1998), *Elastoplastic consolidation at finite strain. Part 2: finite element implementation and numerical examples*, Computer Methods in App. Mech. and Engineering, 159: 103-122.

Andrade, José E.; Borja, Ronaldo I. (2007), *Modeling deformation banding in dense and loose fluid-saturated sands. Finite Elements in Analysis and Design*, 43.5: 361-383.

Song X., Borja R.I., (2013), *Mathematical framework for unsaturated flow in the finite deformation range*, Int. J. Numer. Meth. Engrg., 97: 658-682.

Borja R.I., Tamagnini C. (1998), *Cam–clay plasticity, Part III. Extension of the infinitesimal model to include finite strains*, Computer Methods in Appl. Mechanics and Engineering, Elsevier, 155: 73-95.

Lewis R.W., Schrefler B.A. (1987), *The finite element method in the deformation and consolidation of porous media,* John Wiley and Sons Inc., New York, NY.

CONVEGNO IAGIG
SESSIONE 2

Sistema “Top Down NPS®”

Una tecnologia all’avanguardia per affrontare le problematiche di cantiere illustrata in due casi studio

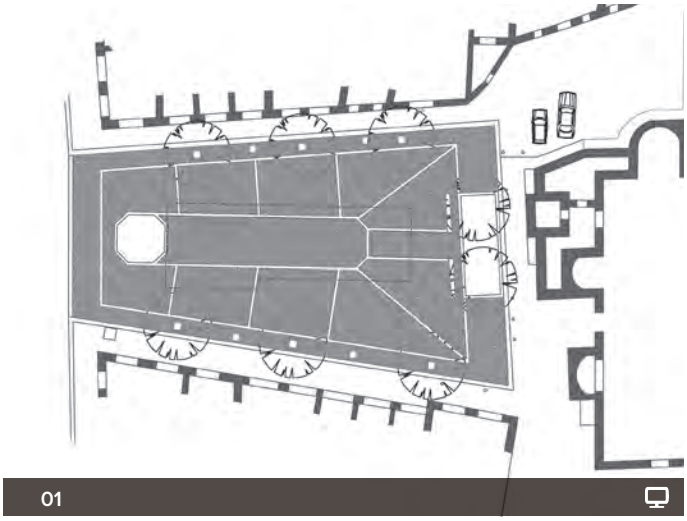
«Il sistema Top Down NPS® coniuga le caratteristiche di autoportanza e velocità di esecuzione del Sistema NPS® con l’esigenza di realizzare strutture interrate capaci di assorbire le sollecitazioni orizzontali, eliminando la necessità di superflui e costosi elementi strutturali accessori atti ad ancorare paratie o muri di sostegno (tiranti e puntoni). Il sistema, oltre a garantire la resistenza alle azioni orizzontali, permette anche l’inserimento di elementi verticali attraverso il dispositivo di centraggio dei pilastri denominato ZENITH®, un dispositivo progettato per regolare con precisione millimetrica l’esatta collocazione plano-altimetrica dei pilastri mantenendoli in posizione durante il periodo di maturazione del getto di continuità. Sono riportati due casi studio perché caratterizzano la versatilità del sistema e dimostrano quanto questa soluzione, in situazioni di criticità del cantiere, sia preferibile all’impiego di puntoni provvisionali o tiranti in terra »

Stefano China
Alessandro Pieretto
Tecnostrutture srl

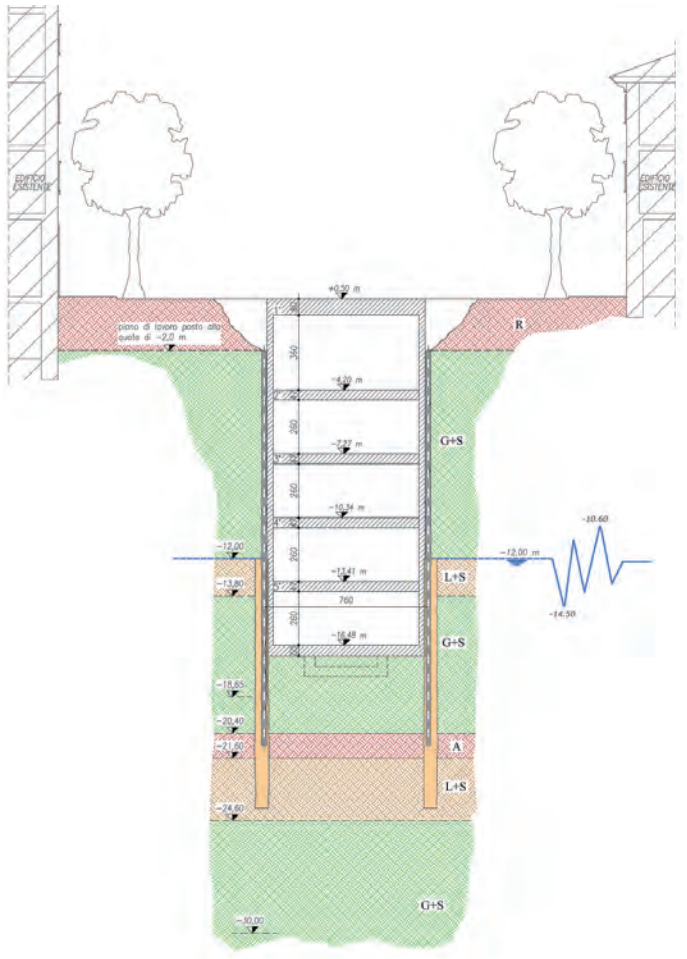
schina@tecnostrutture.eu
apieretto@tecnostrutture.eu

Introduzione

Nella realizzazione di gallerie o opere interrate, le tecnologie più consolidate sono certamente il sistema del “foro cieco” per le prime e il sistema “bottom-up” per le seconde. Nella prima casistica si realizza un consolidamento del terreno dal piano campagna, per poi ripristinare la viabilità e effettuare gli scavi in galleria o in locali sotterranei; nella seconda casistica invece si effettua uno scavo in trincea sostenuto generalmente da tiranti in terra per poi costruire la struttura interrata a partire dalle sue fondazioni. Essi sono due sistemi costruttivi semplici e con una case-history molto vasta, ma la loro applicabilità dipende da molti fattori che risultano oramai



01



02

01. Piazza SS. Apostoli, Verona: l'area di intervento.
02. Sezione tipologica del cantiere.
03-04. Dettaglio di unione tra travi NPS® e paratia di micropali, Travi NPS® parzialmente gettate.

sempre più presenti in aree fortemente urbanizzate. Inoltre i costi di tali sistemi sono ormai in linea in termini di macchinari, materie prime, manodopera e relativa sicurezza, tempi e soprattutto imprevisti con i costi di altre tecnologie più recenti come il "Top-Down".
Da tempo è stato sviluppato il sistema "Top-Down" che non è altro che la definizione anglosassone della naturale evoluzione del cosiddetto "Metodo Milano". Il "Metodo Milano" consiste nella realizzazione di due trincee, per esempio con pali trivellati, diaframmi, micropali o palancole metalliche a seguito del quale si effettua lo scavo per il primo impalcato direttamente su terra. Lasciati dei varchi per accedere al terreno sottostante, si procede contemporaneamente al rinterro, alla ripresa della viabilità soprastante e allo scavo dei livelli sottostanti la copertura. Durante la discesa si realizzano anche i muri contro i diaframmi verticali, le impermeabilizzazioni e infine le fondazioni.
Rispetto al canonico "Metodo Milano", il sistema "Top-Down" e particolarmente il sistema "Top-Down NPS®" estremizza i concetti di base perché realizza le strutture calando nel sotterraneo elementi prefabbricati che fungano sia da puntoni provvisionali che da elementi dell'impalcato finito. Inoltre il sistema NPS® permette anche l'impiego di pilastri che riportino in fondazione i carichi (e.g. strutture come parcheggi multipiano o corpi interrati di edifici multipiano) o che limitino le luci di instabilità degli elementi puntone in fase provvisionale. Per tale ultimo sistema, Tecnostrutture srl impiega un sistema brevettato denominato "Zenith®" che garantisce la perfetta verticalità di posa dei pilastri multipiano in interrati.
Saranno ora illustrati due cantieri (Parcheggio P.zza SS. Apostoli a Verona e Ex Poligrafico in P.zza Verdi a Roma) che impiegano la tecnologia "Top-Down NPS®" e risolvono, grazie alla loro versatilità, molte problematiche altrimenti perseguibili con costi e tempi decisamente superiori.

Parcheggio P.zza SS. Apostoli a Verona

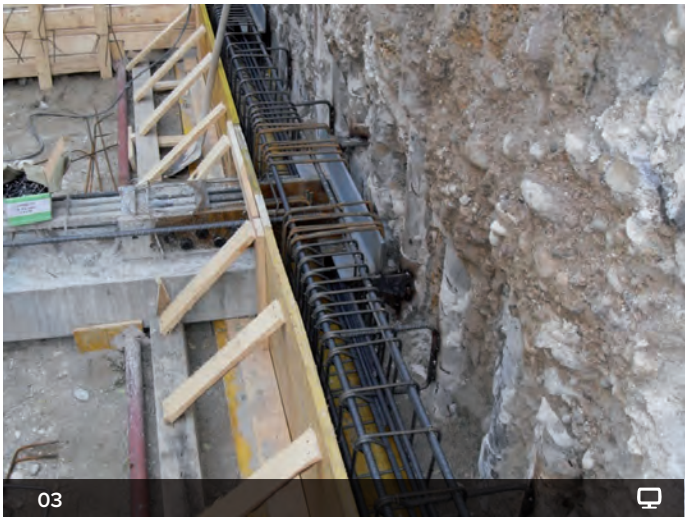
Il 30 Aprile 2002 la Giunta Comunale di Verona approva il Testo del Bando 41/02 che attua il Piano Urbano dei Parcheggi del 2000, stabilendo le aree oggetto di intervento, tra cui P.zza SS. Apostoli. L'impresa Mantovani insieme a Studio Ingènio, aggiudicataria del Bando per l'area, doveva realizzare 40 posti auto in 270 giornate naturali consecutive. Si prevede un parcheggio interrato automatizzato allo scopo principale di limitarne la volumetria evitando così di intaccare gli apparati radicali degli alberi della piazza e restando a debita distanza dagli storici edifici della piazza. Inoltre così facendo, l'area di cantiere sarebbe risultata estremamente ridotta, e non avrebbe arrecato impedimenti al transito veicolare della piazza e blocco degli esercenti (Figura1).
La scelta dell'impresa di impiegare il sistema "Top-DownNPS®" Tecnostrutture è stata dettata da:
- l'impossibilità dei realizzare tiranti per via della vicinanza

degli edifici circostanti;
- l'impiego di soluzioni con puntoni a livello scavo che evitino il detensionamento del terreno;
- di tempistica ridotta;
- un trasporto e una posa agevole perché le travi NPS® sono leggere, possono essere calate in spazi angusti e sono parzialmente montate in opera grazie a giunzioni bullonate.

La Figura 2 mostra la sezione della struttura e da essa si possono comprendere molte criticità: in primo luogo la falda freatica a circa -12 m che presenta anche notevole variabilità; in secondo luogo la vicinanza degli edifici adiacenti; poi lo strato di argilla sovraconsolidata a circa – 20 m; i 5 piani interrati e la fossa ascensore. Il progetto inizialmente prevedeva l'impiego di una paratia verticale costituita da colonne secanti di diametro 150cm. Iniziati i lavori, dopo aver realizzato una quindicina di pali, i monitoraggi sugli edifici vicini hanno evidenziato alcuni lievi spostamenti in quanto il jet grouting effettuato in fondazione produceva delle sovrapressioni nel terreno, inoltre l'operazione era resa difficoltosa, dall'attraversamento dello strato di argilla molto coesiva in profondità. Il progetto di variante, rappresentato in Figura 2, sostituì pertanto tali pali con dei micropali armati e secanti che formassero una barriera impermeabile. In realtà, già a partire dalla quota -10m, in fase di scavo si decise di eseguire delle iniezioni cementizie mediante canne valvolate tipo manchettes per via delle infiltrazioni.

Tale soluzione, a causa della difficoltà di realizzare una paratia impermeabile a tale quota e per le iniezioni mal realizzate, generò ulteriori venute d'acqua anche nello scavo dell'ultimo interpiano, pertanto si decise di adottare un'ulteriore iniezione di miscele chimiche a base silicatica con alluminato di sodio.

La soluzione con travi miste prefabbricate Tecnostrutture del Sistema NPS® ha dimostrato qui la sua naturale versatilità in quanto all'atto del cambio del progetto da pali a micropali armati, si è adattata facilmente al nuovo sistema verticale prevedendo delle giunzioni intermedie nelle travi per dimezzare luci e pesi in fase di posa, e prevedendo agli estremi una giunzione bullonata "allungabile" che poteva far fronte alle variabilità di verticalità dei micropali e connettersi ai cordoli perimetrali realizzati in c.a.. Come si osserva nelle Figure 3 e 4, la trave si poteva appoggiare a dei profili metallici saldati in opera ai tubi dei micropali e si connetteva, con delle barre passanti, ai cordoli perimetrali. Una volta gettato il cordolo, la trave fungeva da puntone provvisionale. Le saldature eseguite, e comunque l'ingranamento verticale muro-cordolo sostenevano l'impalcato fino alla realizzazione delle murature perimetrali in c.a. realizzate alla fine dei lavori a ridosso dei micropali. Terminata la fase provvisionale, l'impresa ha poi provveduto a realizzare i solai con delle lastre prefabbricate in autoportanza e tutte le opere accessorie e impiantistiche, ridonando fruibilità alla piazza.


03


04

Edificio Ex-Poligrafico P.zza Verdi Roma

L'immobile che ha ospitato per un lungo periodo L'Ente Poligrafico dello Stato è attualmente oggetto di un importante progetto di riqualificazione che ne prevede la trasformazione in un complesso ad uso misto commerciale, residenziale ed alberghiero. In quest'ambito è prevista la realizzazione di un parcheggio interrato di quattro piani ubicato nella corte interna dell'edificio a sostegno di un edificio in carpenteria metallica con spazi congressuali. Primo aspetto critico è che l'area interessata ha dimensioni 60x40m ed è posta a soli 60cm dagli storici edifici della zecca. Il progetto inizialmente depositato prevedeva la realizzazione con il sistema "Bottom-Up" impiegando paratie tirantate, i cui tiranti andavano sciaguratamente a perforare le fondazioni profonde delle strutture adiacenti. Inoltre i tiranti si sarebbero ancorati in un terreno di origine vulcanica non particolarmente problematico, che però presenta numerose cavità naturali e artificiali dovute alla storia geologia, alle grotte di origine romana e catacombe.

L'impresa Agribeton e lo studio Speri di Roma decisero di ricorrere alla tecnologia "Top-downNPS®" per evitare tali rischi e per velocizzare il cantiere. Anche in questo caso sfruttarono al massimo le potenzialità della tecnologia in struttura





05. Vista del cantiere; a partire da sinistra diaframma armato, pilastri e travi NPS® e vuoto interno in scavo.

06. Fasi di posa dei pilastri con il sistema Zenith®.

mista prefabbricata, cambiando la paratia con dei diaframmi verticali armati collegati a una o due file di pilastri disposti a pianta anulare internamente alla corte del palazzo, per poi realizzare la zona più interna con un sistema tradizionale dal basso. Diaframmi e pilastri erano collegati tra loro con travi NPS® e con una soletta bidirezionale che ne distribuisse le sollecitazioni orizzontalmente (Figura 4). I pilastri PTC® Tecnostrutture presentano carichi di circa 7000kN agli stati limite ultimi e hanno diametro 60cm in C70/85, quando realizzare in opera a posteriori tale pilastri avrebbe necessitato di sezioni 100x60, pertanto si è riusciti a guadagnare anche dei posti auto. Infine il sistema Zenith® visibile in Figura 5 ha permesso di posizionare i pilastri quando ancora il piano campagna era a quota iniziale, calando in pozzi tutto il complesso verticale comprensivo di gabbia dei diaframmi di fondazione e due ordini di pilastri. Ovviamente, senza un sistema simile, non si sarebbe potuta realizzare con precisione la struttura finale e nemmeno alcuna solidarizzazione dei diaframmi alla struttura, se non con l'impiego di costose opere provvisionali.

Conclusioni

I due casi riportati evidenziano come la tecnologia "Top-Down", e in particolare quella che abbina degli elementi prefabbricati NPS® appositamente studiati per assolvere alle fasi provvisionali e finali, generino notevoli vantaggi in situazioni che sono ormai largamente diffuse nella cantierizzazione di opere sia semplici che complesse, ma sempre caratterizzate da numerosi vincoli che spesso possono essere non previsti nelle fasi iniziali del progetto. ■

Riferimenti bibliografici

Vardaro E., Roveda A., Crescini P. (2011), *Il Parcheggio pertinenziale interrato in Piazza SS. Apostoli, Verona,* Tesi di Master Universitario di I° Livello, Università degli Studi di Verona

Peri G., Galvanin P., Socci A. (2011), *Metropolitana di Milano Linea 5: Aspetti progettuali ed esecutivi inerenti la realizzazione della stazione Garibaldi con procedura "top-down",* Alpina S.p.A. Milano, MadeExpo 2011

CONVEGNO IAGIG
POSTER 1

Analisi numeriche tridimensionali di un anello segmentato strumentato della linea 6 della metropolitana di Napoli

«Il processo di scavo meccanizzato influenza notevolmente il comportamento meccanico di gallerie superficiali, coinvolgendo diversi aspetti sia di carattere strettamente geotecnico che strutturale, definendo un complesso meccanismo di interazione tridimensionale tra il rivestimento, lo strato di malta ed il terreno. La nota presenta la simulazione numerica 3D del processo di scavo meccanizzato al fine di interpretare le misure di deformazione ottenute da monitoraggio a lungo termine di un anello strumentato della Linea 6 della metropolitana di Napoli, realizzata mediante una TBM - EPB (Tunnel Boring Machine – Earth Pressure Balance) e scavata completamente in uno strato di sabbia sotto falda. Il modello numerico è in grado di simulare l'intero processo di scavo e di posa in opera del rivestimento ed è stato validato in termini di deformazioni »

Stefania Fabozzi

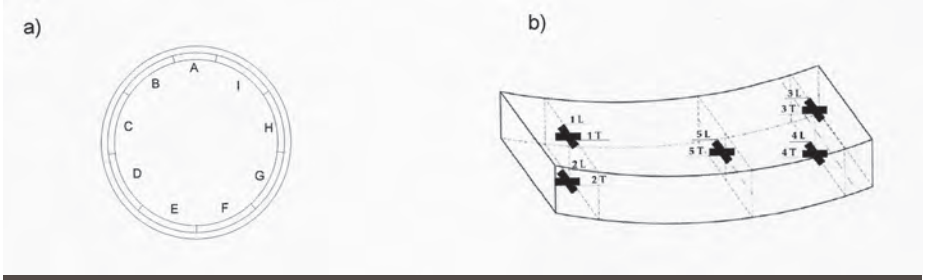
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale
Università di Napoli Federico II

stefania.fabozzi@unina.it

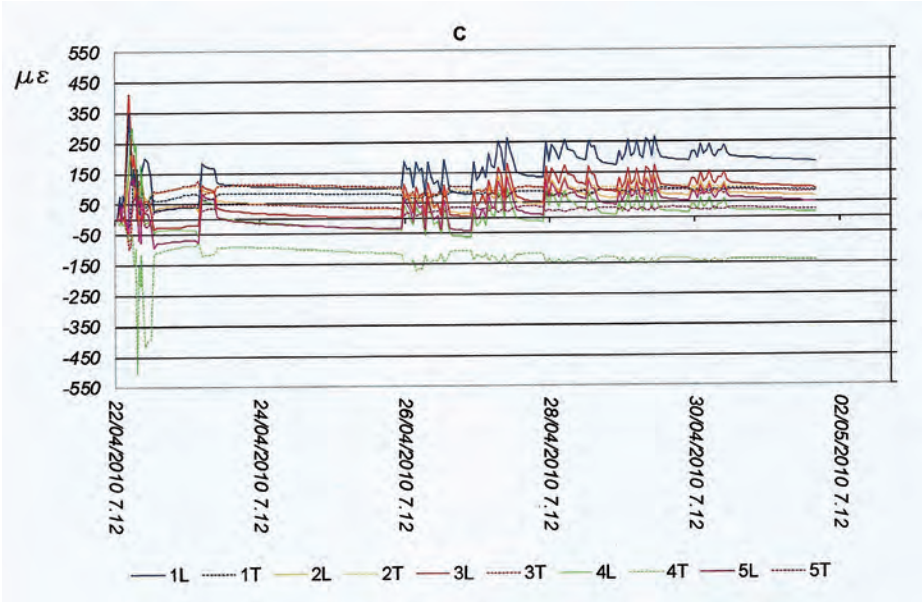
Introduzione

Gli aspetti principali che influenzano la valutazione delle sollecitazioni che nascono nel rivestimento per effetto del processo di scavo sono i seguenti 1) *Natura segmentata del rivestimento*: la presenza dei giunti longitudinali (posizionati tra i segmenti all'interno dello stesso anello) comporta una maggiore flessibilità nel rivestimento confrontata con l'ipotesi di anello monolitico, per la capacità rotazionale del giunti stessi; la presenza dei giunti trasversali o circumferenziali (tra anelli adiacenti) genera un meccanismo di accoppiamento in direzione longitudinale, funzione della profondità

dell'anello e della tecnologia del giunto; 2) *Spinta dei martinetti*: la forza di spinta longitudinale dei martinetti sulla sezione trasversale del rivestimento per l'avanzamento della TBM sottopone la sezione stessa a sollecitazioni di compressione; questo effetto decresce con l'aumentare della distanza della sezione monitorata dal fronte; 3) *Pressione della malta e suo processo di indurimento*: il riempimento del gap tra il rivestimento e l'estradosso dello scavo viene effettuato iniettando malta in pressione che, al tempo stesso, controlla l'effetto dei cedimenti indotti al piano campagna.
La malta applica una pressione contro il terreno e sul rivestimento generando un sistema di tensioni tangenziali (che diventano carichi per il rivestimento) che variano nel tempo per effetto del processo di indurimento della malta stessa; questo processo ha inizio in corrispondenza dell'interfaccia malta-terreno procedendo lentamente verso l'interno dello spessore di malta utilizzata a riempimento del gap generando uno spessore di malta consolidata su uno non ancora indurito. Il comportamento tempo-dipendente della malta comporta un trasferimento dei carichi dal terreno al rivestimento, attraverso lo strato di malta, che varia nel tempo fino a stabilizzarsi raggiunto l'indurimento della malta.
Una buona previsione dei carichi che agiscono sul rivestimento durante ogni fase del processo di scavo ed un accurato modello geometrico e strutturale fornisce una realistica valutazione dello stato deformativo del rivestimento e dunque delle sollecitazione che su di esso agiscono.



01



02

2. Caso di studio: Linea 6 della metropolitana di Napoli

La linea 6 della metropolitana è stata realizzata in un'area di Napoli densamente urbanizzata con una macchina TBM di tipo EPB, al di sotto del piano di falda. Il sistema di supporto utilizzato è il così detto *anello universale*, con una larghezza di 1.7m, assemblato in nove conci di cls prefabbricato, otto con apertura angolare di 41.5° più il concio di chiave A (Figura 1a). La galleria ha un diametro esterno di scavo pari a 8.135 m, il raggio interno del rivestimento è di 3.625 m mentre il raggio esterno è 3.925 m, il gap rivestimento-estradosso scavo viene riempito con malta bicomponente con spessore 0.15m, i connettori longitudinali sono sistemi bi-block, tre per ogni concio ed uno per l'elemento di chiave.
La sezione strumentata è totalmente immersa in uno strato di sabbia, con profondità di 16.3m dal piano campagna. Al di sotto dello strato di sabbia c'è uno strato piroclastico di 8.4 m al di sopra di uno strato di tufo giallo napoletano. La falda è a 6m dal piano campagna. In Tabella 1 si riportano i parametri geotecnici e di calibrazione del modello costitutivo scelto per i vari strati.
Le deformazioni nei singoli conci sono state misurate mediante estensimetri a corda vibrante annegati nel calcestruzzo durante la loro realizzazione in stabilimento (Marino, 2010).
Ogni segmento dell'anello è stato strumentato mediante cinque coppie di barre estensimetriche disposte ortogonalmente delle due direzioni come in Figura 1b. Le misure sono state registrate mediante un sistema wireless in grado di monitorare le deformazioni nei segmenti a partire dalla fase di getto, durante l'installazione e a lungo termine dopo la realizzazione della linea.

01. (a) Rivestimento segmentato della Linea 6 della Metropolitana di Napoli; (b) Layout estensimetri.
02. Registrazione delle deformazioni nel concio C (Marino, 2010).
03. a) Modello numerico 3D; b) Modello numerico del rivestimento.

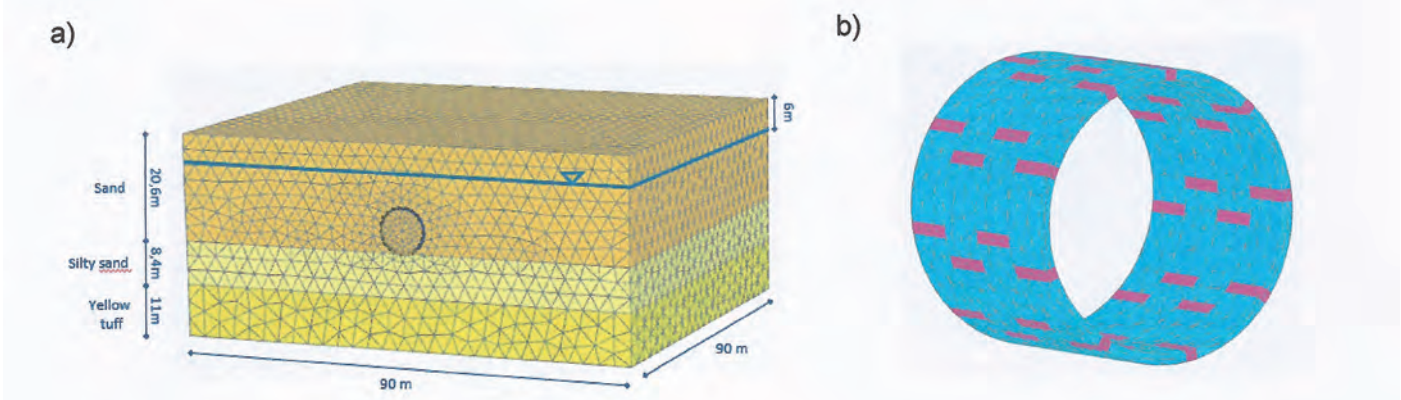
Le misure di vibrazione della corda vibrante in realtà si riferiscono alla variazione delle tensioni di trazione Δσ della corda (variazione della frequenza naturale di vibrazione Δf per effetto degli spostamenti relativi alle estremità dell'estensimetro). Le variazioni di deformazione Δε vengono derivate pertanto da tali variazioni tensionali Δσ come segue:

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E} = \frac{1}{E}\frac{\rho}{4L^2}\Delta f^2 = k_e \Delta f^2 \qquad (1)$$

dove E è il modulo di Young della barra estensimetrica metallica.
La Figura 2 mostra, a titolo di esempio, le time-histories delle misure di deformazione del segmento C (Figura 1a). Si osserva come le deformazioni misurate aumentato significativamente per effetto della spinta dei martinetti applicata longitudinalmente all'anello di rivestimento, inducendo deformazioni dell'ordine di alcune centinaia di με; gli estensimetri che subiscono direttamente la spinta dei martinetti leggono deformazioni di compressione mentre gli estensimetri laterali dilatano per effetto Poisson.

3. Simulazione numerica

In Figura 3 viene mostrato il modello numerico implementato in Plaxis 3D; la risposta meccanica del terreno è descritta mediante un modello costitutivo avanzato, l'*Hardening Soil Small Strain Stiffness, HSss* (Benz, 2007) disponibile nel codice di calcolo, i cui parametri principali di calibrazione sono riportati in Tabella 1 per i primi due strati di terreno. Si tratta di un modello ad incrudimento isotropo elastoplastico che è in grado di tenere in conto l'elevata rigidezza del materiale fin dalle piccole deformazioni, la riduzione della rigidezza con il livello deformativo e lo sviluppo di deformazioni plastiche a partire dalle prime fasi di carico. Il comportamento del tufo giallo napoletano è stato modellato mediante il modello elastico perfettamente plastico di tipo Mohr Coulomb i cui parametri di calibrazioni sono riportati in Tabella 1. I modelli sono stati calibrati a partire da un'estesa campagna di indagini geotecniche sia di sito (CPT, SPT e prove cross-hole) che di laboratorio.
La dimensione longitudinale del modello è stata scelta in modo da raggiungere una condizione di stato deformativo piano nell'anello monitorato a seguito del processo di scavo. I conci di ogni anello vengono modellati con elementi di volume di calcestruzzo con comportamento elastico lineare; i giunti longitudinali si comportano strutturalmente come delle connessioni semi-rigide e vengono modellate con elementi di volume elastici con una capacità rotazionale calibrata sul modello di giunto di calcestruzzo di Jannsen (la rigidezza rotazionale è costante quando il giunto è chiuso, dunque completamente compresso); i giunti trasversali sono stati modellati con un'interfaccia con comportamento analogo.
Il modello di giunto proposto da Jannsen, in accordo con Leonhardt & Reimann (1966), descrive l'area di contatto tra i due elementi di calcestruzzo come un elemento beam con profondità pari allo spessore tj del giunto e altezza e larghezza pari all'altezza dell'area di contatto.
Il modello numerico implementa un giunto longitudinale con spessore pari allo spessore del rivestimento, con una rigidezza equivalente al volume dell'area di contatto; la rigidezza rotazionale viene calcolata come l'80% del momento limite massimo M_{pl} che può essere trasferito dal giunto calcolato per un angolo di rotazione dell'1%.
La calibrazione del modello di rivestimento segmentato è stata effettuata a partire dal valore mediano di sforzo assiale N valutato su per il rivestimento monolitico, pari a 750 kN/m, l'area di contatto del giunto è pari a 0.30m con una rigidezza rotazionale k_θ pari a 48kNm/m. Il modulo di Young assegnato al materiale elastico del giunto per riprodurre il comportamento appena descritto è pari a $6E^6$ kN/m^2.
Si assume un comportamento elastico dell'intero rivestimento segmentato nell'ipotesi che sotto carichi statici non si raggiunga il momento plastico della sezione
Il processo di scavo è stato simulato per fasi: ingresso in galleria della TBM, il primo anello di rivestimento viene installato all'interno dello scudo e caricato longitudinalmente dalla risultante di spinta dei martinetti, modellata mediante forze concentrate applicate sulla sezione trasversale dell'anello; allo stesso tempo, l'anello precedentemente installato è caricato dalla pressione della malta iniettata per riempire il gap tra rivestimento ed estradosso dello scavo, la malta in pressione agisce anche contro il terreno intorno alla cavità scavo secondo una distribuzione definita dal monitoraggio del processo di avanzamento della macchina (Bitetti, 2010).
Al fine di riprodurre il meccanismo di interazione tra calcestruzzo-malta-terreno



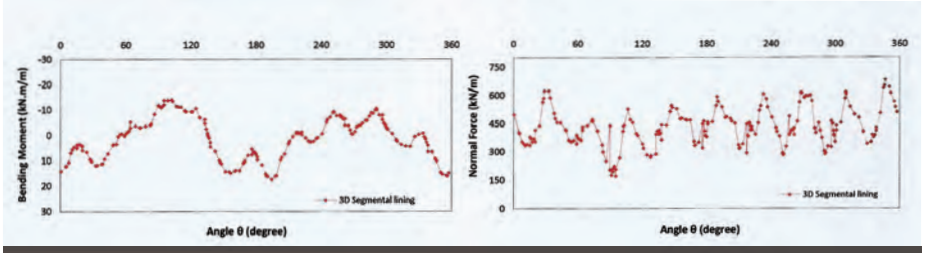
	γ_{unsat} kN/m^3	γ_{sat} kN/m^3	ν -	φ °	c' kN/m^3	E kN/m^2	E^{50}_{ref} kN/m^2	E^{oed}_{ref} kN/m^2	E^{ur}_{ref} kN/m^2	$\gamma_{0.7}$	G_0^{ref} kN/m^2	p_{ref} kN/m^2
Sand	15	18	0.3	37	0	50e^3	40e^3	40e^3	85e^3	0.13e^{-3}	88e^3	115
Silty sand	14	16	0.3	37	0	40e^3	47e^3	47e^3	100e^3	0.19e^{-3}	182e^3	170
YellowTuff	14	16	0.3	27	500	6.3e^3	-	-	-	-	-	-

Tab. 01

TRANSVERSAL STRAINS	με	ε (10^{-3}) Measured	ε (10^{-3}) Calculated
T1	80	0.080	0.076
T2	70	0.070	0.068
T3	70	0.070	0.063
T4	-170	-0.170	0.028
T5	10	0.010	0.013

LONGITUDINAL STRAINS	με	ε (10^{-3}) Measured	ε (10^{-3}) Calculated
L1	200	0.200	0.105
L2	50	0.050	0.092
L3	110	0.110	0.145
L4	1	0.001	0.128
L5	70	0.070	0.141
Average		0.108	0.122

Tab. 02



04

singolari in cui vengolo lette deformazioni troppo alte, come nel caso del punto T4 del concio C. In direzione longitudinale il confronto viene fatto sul valore medio delle deformazioni agenti sulla sezione trasversale di ogni concio, a meno dei valori di trazione dovuti al probabile effetto di eccentricità dei marinetti rispetto la sezione media dell'anello, effetto che non è stato considerato nel modello numerico. Gli sforzi che nascono nella sezione per effetto di un simile processo di scavo vengono mostrati in Figura 4 in termini di momento flettente e sforzo normale. La forma alquanto irregolare delle curve è dovuta sia alla natura segmentata del rivestimento, che induce una locale riduzione di rigidezza in corrispondenza dei giunti, sia alla spinta dei martinetti che è stata modellata mediante forze concentrate e non con una pressione uniformemente distribuita, com'è più comune fare.

5. Conclusioni

Un'analisi numerica 3D è stata effettuata per studiare l'effetto della natura segmentata del rivestimento ed il meccanismo di interazione cls-malta-terreno sul comportamento di rivestimenti di gallerie superficiali al fine di interpretare i dati di monitoraggio di un anello strumentato. I risultati, solo parzialmente riportati nella nota, mostrano come il rivestimento segmentato comporta una variazione di sollecitazioni non trascurabile e mettono in evidenza la necessità di considerare la malta allo stato fresco, quando è ancora una pressione, per caricare realisticamente il rivestimento. Un modello numerico 3D è necessario per investigare l'effetto di tutto il processo di scavo, in particolare l'effetto longitudinale dovuto alla spinta dei martinetti. ■

durante il processo di indurimento della malta, differenti interfacce cls-malta e malta-terreno sono state inserite per seguire l'evoluzione delle tensioni tangenziali a contatto con le differenti rigidezze assegnate alla malta nella fase plastica e nella fase finale di completo indurimento.

4. Discussione dei risultati

La Tabella 2 mostra i confronti tra le deformazioni monitorate e quelle calcolate per via numerica. Le letture estensimetriche forniscono le misure di deformazione in direzione longitudinale (parallela all'asse della galleria) e tangenziale rispetto al punto di lettura. Le deformazioni tangenziali (o circumferenziali) non sono altro che la composizione delle due componenti ortogonali di deformazione nel piano trasversale della sezione.
I risultati numerici sono in buon accordo con le misure, in modo paricolare le deformazioni trasversali, a meno di punti

Riferimenti bibliografici

Aversa S., Bilotta E., Russo G., di Luccio A. (2015), *Ground movements induced by TBM excavation under an historic church in Napoli*. Proc. XVI ECSMGE. Edinburgh, 13-17 September 2015.

Bitetti B., *Effects of tunneling in urban areas*, Ph.D. dissertation, (2010), Second University of Naples.

Benz T. *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences,* PhD thesis, Univ. Stuttgart (2007).

Janssen, P., *Tragverhalten von Tunnelausbauten mit Gelenktübbings*, (1983). Report No. 83-41 University of Braunschweig, Department of civil engineering, Institute for structural analysis.

Leonhardt F., H. Reimann, *Betongelenke,* Der Bauingenieur 41 (1966), No 2, pp. 49-56.

Marino R., *Misure di deformazione nei rivestimenti di gallerie metropolitane*, Ph.D. dissertation, (2010), University of Naples Federico II.

Pepe G., *Rivestimenti di gallerie in conci prefabbricati: sperimentazione e analisi*, Ph.D. dissertation, (2008), University of Naples Federico II.

Tab 01. (Proprietà del terreno e parametri di calibrazione del modello costitutivo (Aversa et al, 2015).

Tab 02. Confronto tra deformazioni misurate e calcolate nel concio C

04. Momenti flettenti e sforzi normali nella sezione trasversale del rivestimento segmentato.

CONVEGNO IAGIG
SESSIONE 3

Resistenza caratteristica del terreno trattato con jet grouting

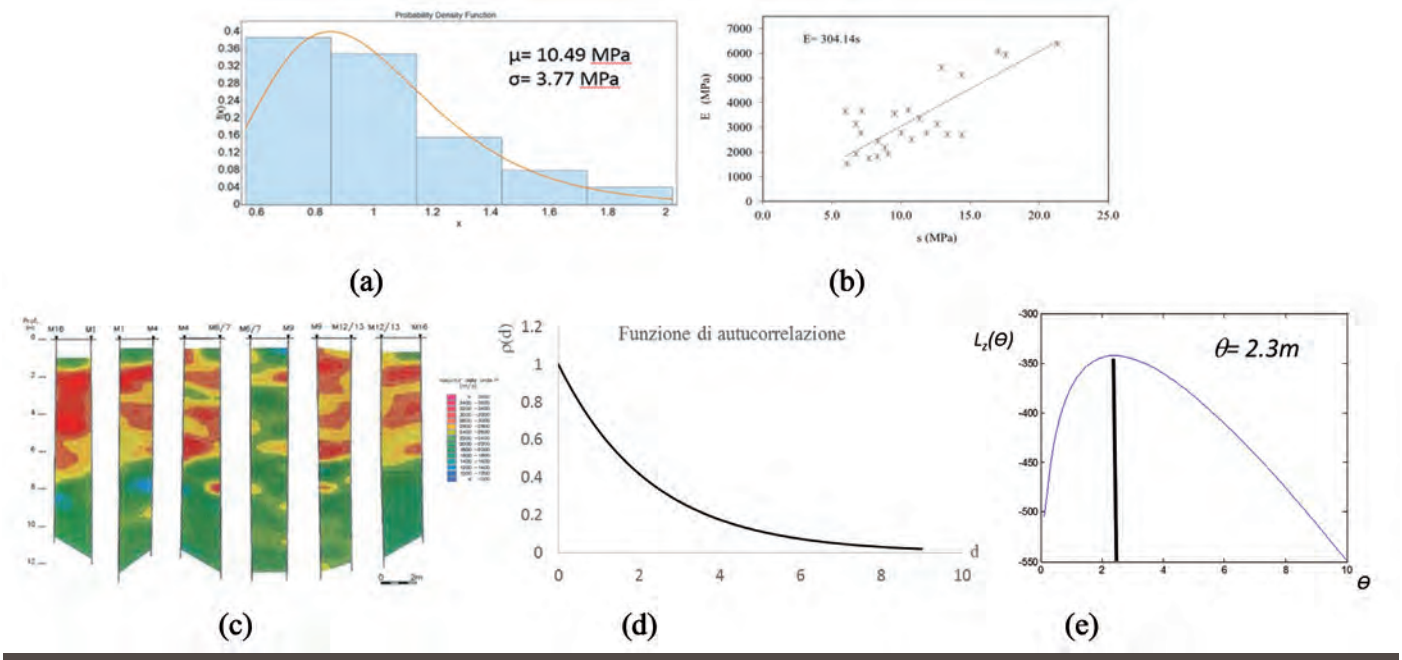
« I terreni trattati con cemento sono molto più eterogenei dei materiali da costruzione artificiali. Pertanto i metodi statistici comunemente adottati per definire la resistenza caratteristica di questi ultimi possono risultare oltremodo cautelativi se applicati tout court senza tenere conto degli effetti meccanici della variabilità. Questi ultimi possono essere studiati con le tecniche di analisi Random Field. Basandosi sull'impiego di tali tecniche, il presente studio si prefigge di stabilire un criterio oggettivo per stimare la resistenza caratteristica dei terreni cementati con jet grouting. A tal fine, partendo dai risultati di alcuni campi prova, si sono definiti i modelli di variabilità in grado di simulare il campo osservato. Con un algoritmo numerico iterativo si è simulato il prelievo di campioni di diverse dimensioni e si è analizzata statisticamente la resistenza a compressione. L'analisi effettuata ha evidenziato che questa dipende dalla dimensione dell'elemento di volume considerato e dalla distanza di correlazione spaziale »

Caterina Toraldo
Giuseppe Modoni
DICeM Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale.

c.toraldo@unicas.it
modoni@unicas.it

1. Introduzione

La teoria Random Field, applicata in diversi campi della meccanica, fonde algoritmi di calcolo numerico con metodi di simulazione della variabilità, per offrire un approccio razionale alla stima del comportamento meccanico di una struttura avente caratteristiche variabili localmente. Nell'Ingegneria Geotecnica essa ha trovato impiego in numerose applicazioni (Griffiths & Fenton, 2001; Griffiths et al., 2009; Griffiths & Fenton, 2009; Kasama et al., 2012). Una delle più recenti ha riguardato la valutazione delle proprietà meccaniche di terreni consolidati mediante interventi



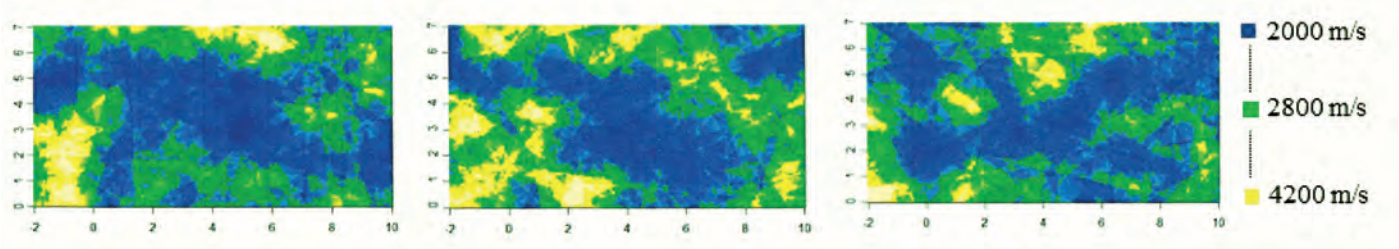
01

colonnari di deep-mixing (Namikawa & Koseki, 2013). Prendendo spunto da questo studio, ci si è posti l'obiettivo di valutare l'influenza della correlazione spaziale sul comportamento meccanico di un terreno trattato con jet grouting e, in particolare, sulla definizione della resistenza caratteristica. Gli studi sperimentali condotti su tale materiale (e.g. Croce et al., 2014; Modoni & Bzówka, 2013) hanno mostrato che la resistenza a compressione monoassiale, valutata sui campioni di ridotte dimensioni, presenta una notevole variabilità, con coefficienti di variazione che in alcuni casi raggiungono il 50%. Pertanto, l'applicazione dei classici metodi della statistica alla determinazione della resistenza caratteristica, (ad esempio associando tale resistenza al frattile del 5%), produce valori molto bassi della stessa. D'altro canto, l'attribuzione di tali valori a volumi di dimensioni maggiori, quali quelli coinvolti nelle strutture di materiale consolidato, non tiene conto di un'effettiva collaborazione degli elementi più resistenti con quelli più deboli. Considerando che la porzione di terreno che governa il comportamento di strutture geotecniche è solitamente maggiore di un campione di prova, risulta quindi fondamentale definire un criterio di passaggio dalla resistenza osservata a scala di campione a quella osservata su elementi di dimensione maggiore (colonne o blocchi di jet grouting), più rappresentativi del problema reale.

Ecco la necessità di considerare che le proprietà geotecniche, in un terreno trattato con cemento, siano correlate spazialmente tra loro, per cui elementi più deboli sono vicini tra loro, così come elementi più resistenti. Bisogna, allora, incrementare la dimensione rappresentativa dei campioni. Questo effetto è stato chiaramente dimostrato da Namikawa e Koseki (2013), i quali hanno osservato che la resistenza di un terreno trattato con Deep Mixing varia notevolmente, anche all'interno di una singola colonna, in funzione della variabilità delle proprietà dei terreni in sito. Gli autori suggeriscono, pertanto, di considerare l'autocorrelazione spaziale nella scelta della resistenza caratteristica del terreno trattato. L'autocorrelazione spaziale, nell'ipotesi di variabile regionalizzata stazionaria del secondo ordine, si può studiare con la Teoria Random Field (Vanmarcke, 1977) mediante la funzione di autocorrelazione che misura la distanza oltre la quale i campioni diventano indipendenti (scala di fluttuazione).

01. Proprietà meccaniche del jet grouting misurate nel campo prove di Polcevera: a. distribuzione statistica della resistenza a compressione monoassiale valutata su 26 campioni prelevati dal blocco; b. relazione tra modulo di rigidezza e resistenza a compressione monoassiale; c. distribuzione della velocità delle onde di compressione (espressa in m/s); d. funzione di autocorrelazione; e. rappresentazione della funzione di verisomiglianza per la determinazione della distanza di correlazione.

02. Alcune delle simulazioni effettuate.



02

2. Il caso di Studio

La distribuzione spaziale della resistenza del terreno cementato è fornita da dati sperimentali ottenuti da Croce et al., 1994. Questi sono riferiti ad un campo prova finalizzato alla realizzazione di una fondazione rinforzata con jet grouting (Polcevera).

Analisi della variabilità

Il campione di dati sperimentali include un elevato numero di prove a compressione monoassiale (adoperate per quantificare la variabilità casuale riportata in Figura 1.a) e la distribuzione delle velocità di propagazione delle onde di compressione misurate attraverso prove cross-hole e interpretate con la tomografia sonica (usata per quantificare la variabilità spaziale Figura 1.c). Osservando che esiste una stretta dipendenza tra rigidezza e resistenza del materiale (Figura 1.b), si è ritenuto lecito associare le informazioni acquisite su entrambe le variabili, per definire un modello unitario di variabilità. Come si può osservare anche in Figura 1.c, il sito di Polcevera è caratterizzato dalla presenza di due differenti strati, uno costituito da terreno a grana grossa, fino alla profondità di 7-8m, l'altro formato da terreno a grana fine che raggiunge profondità maggiori. Le considerazioni mostrate di seguito si limitano per brevità allo strato superiore.

L'analisi statistica della resistenza a compressione misurata sui campioni prelevati dal blocco di terreno cementato rivela una distribuzione approssimabile ad una legge probabilistica log-normale (Figura 1.a). Lo studio della variabilità spaziale, analizzata digitalizzando le isolinee di Figura 1.c e calcolando la funzione di autocorrelazione, conduce ad adottare un modello esponenziale della stessa (Figura 1.d). Tale modello si basa sulla seguente equazione:

$$\rho(d) = exp\left(-\frac{d}{\theta}\right) \qquad (1)$$

dove d è la distanza tra due punti considerati e θ è la distanza di autocorrelazione stimabile mediante il metodo della massima verosomiglianza di Honio & Kazumba (2002). L'applicazione di tale metodo (Figura 1.e) conduce a determinare un valore di θ pari a 2.3 m.

Simulazione della variabilità.

Note le caratteristiche di variabilità di una data proprietà, è possibile generare un numero qualsivoglia grande di campi casuali simili a quello osservato. Con il metodo Montecarlo si può simulare la variabilità casuale, mentre vi sono diverse tecniche per simulare la variabilità spaziale (Fenton e Griffiths, 2007). Nel presente studio si è impiegata la tecnica del Local Average Subdivision (LAS) implementato nel programma di calcolo RFEM (Fenton e Griffiths, 2000). Nella Figura 2 si riportano, a titolo di esempio, alcuni possibili campi della variabile V_p generati congruentemente con quello riportato in Figura 1.c.

3. Simulazione delle prove di compressione monoassiale

L'analisi meccanica è stata svolta adoperando diversi codici di calcolo agli elementi finiti (bi e tridimensionali). La routine completa delle simulazioni è stata ottenuta utilizzando il codice RFEM (Fenton e Griffiths, 2000), in grado di generare automaticamente scenari diversi delle proprietà del materiale e studiarne la risposta meccanica ad una data sollecitazione. Parallelamente, alcune analisi sono state ripetute con il codice di calcolo ABAQUS (Abaqus v6.13, 2013), poiché esso fornisce un output più dettagliato ed è in grado di implementare modelli costitutivi più avanzati.

Noti gli effetti della cementazione sulla risposta meccanica del terreno trattato (Croce et al. 2014), si è fatto riferimento ad un legame costitutivo elastico lineare-perfettamente plastico, ammettendo l'utilizzo del criterio di rottura alla Mohr Coulomb. Per quanto riguarda il comportamento a rottura, si è ipotizzato che la coesione c vari in maniera analoga alla resistenza a compressione monoassiale q_u (Figura 1.a). Imponendo un valore costante di φ=37°, mediamente rappresentativo dei materiali cementati (Croce et al., 2014), è facile verificare la sussistenza della seguente relazione: $q_u = 4 \cdot c$.

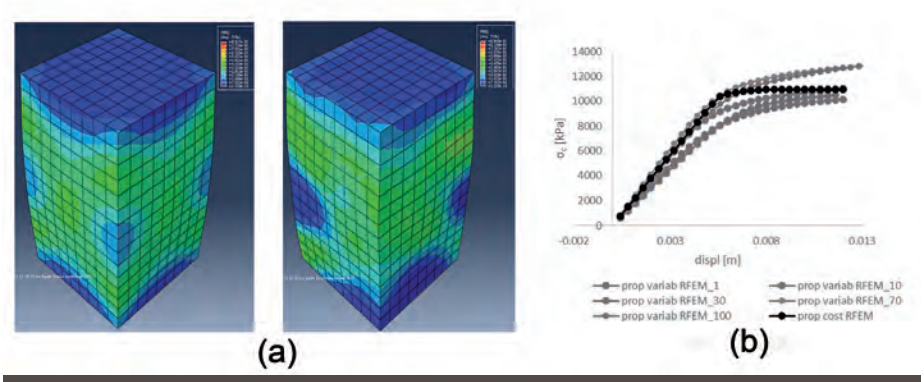
Il modulo di rigidezza teorico (E) è stato posto pari a modulo secante a metà della tensione di rottura (E_{50}) ed è stato fatto variare proporzionalmente alla resistenza a compressione monoassiale, in virtù della dipendenza tra le due grandezze osservata sperimentalmente (Figura 1.b).

$$E = \beta \cdot q_u = 4\beta \cdot c \qquad (2)$$

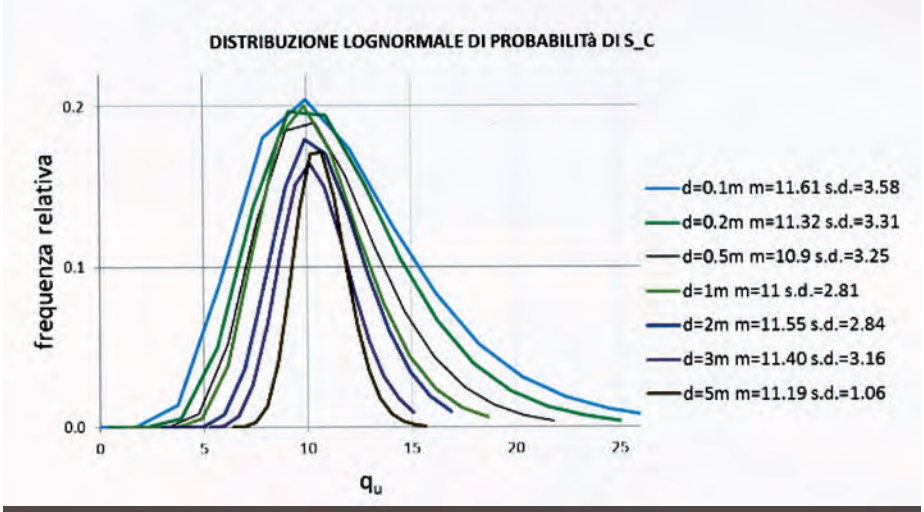
03. Simulazione degli effetti della variabilità: a. quadro delle deformazioni distorsionali a rottura su un campione omogeneo e su uno eterogeneo; b. curve tensioni-spostamenti valutate con RFEM su un campione di proprietà costanti (nero) e su campioni eterogenei (grigio).

04. Distribuzione delle frequenze della resistenza calcolata simulando una prova di schiacciamento sul campione avente proprietà variabili e correlate con θ=1.5m.

05. Distribuzione del fattore di riduzione standard teorica e sperimentale (a); distribuzione della resistenza caratteristica per differenti dimensioni dell'elemento rappresentativo, al variare della scala di fluttuazione (b).



03



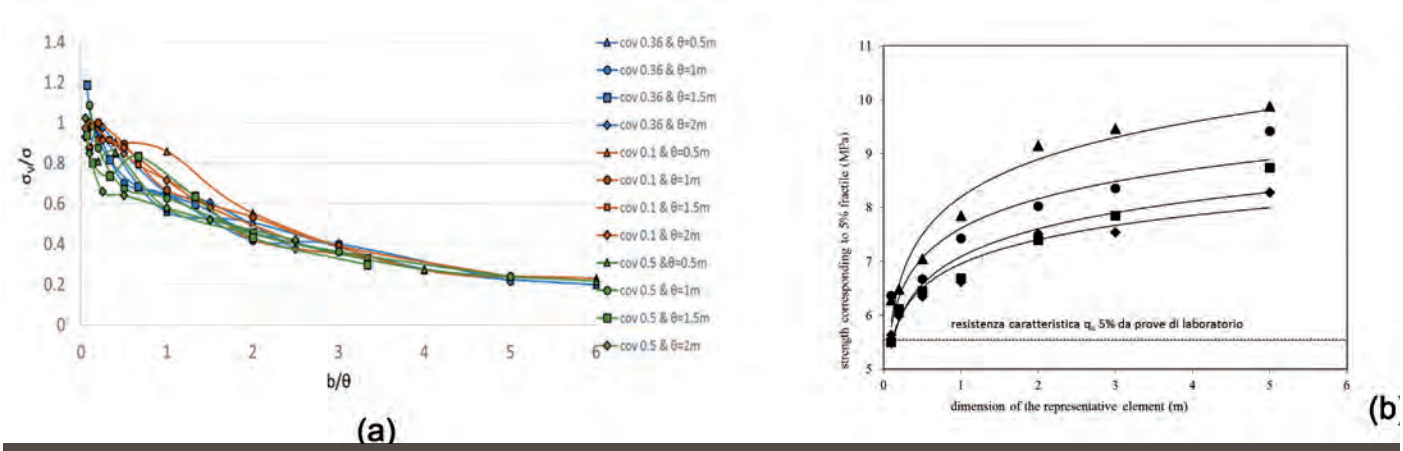
04

Il valore di β è stato ricavato rapportando i valori medi sperimentali del modulo di rigidezza e della resistenza a compressione monoassiale. In particolare, il primo è stato ricavato sull'intero blocco di materiale cementato valutando la velocità di propagazione delle onde di compressione, ricavando da queste il modulo di rigidezza a piccoli livelli di deformazione (con ν =0.22):

$$E_o = \rho V_p^2 \frac{(1-\nu-2\nu^2)}{(1-\nu)} \qquad (3)$$

Da tali ipotesi scaturisce un valore di β =564.

Le prove di compressione monoassiale sono state simulate a deformazione controllata, su provini parallelepipedi e immaginando le basi fisse. Nella Figura 3.a si può confrontare il quadro di deformazioni distorsionali a rottura ottenuto sottoponendo a prova due campioni (di dimensioni 2x2x3.2 (m), costituiti da 1600 elementi), uno avente proprietà meccaniche costanti pari ai valori medi delle distribuzioni, l'altro avente proprietà variabili. Si osservi come la simmetria delle deformazioni nel primo caso, determinata prevalentemente dalle condizioni al contorno, viene alterata dalla proprietà disomogenea del campione nel secondo caso. Parallelamente, le curve tensioni-deformazioni (Figura 3.b) mostrano che mentre il materiale omogeneo (curva nera) ha un comportamento di tipo elastico perfettamente plastico, il materiale eterogeneo (curve grigie) mostra un andamento iperbolico della curva tensioni-deformazioni.



05

4. Stima della resistenza caratteristica

Dall'analisi parametrica svolta si ottiene un campione statistico sufficientemente rappresentativo delle resistenze. La Figura 4 mostra che le distribuzioni statistiche della resistenza a compressione monoassiale, al variare della dimensione del campione, mantengono il valore medio pressoché inalterato, ma tendono ad essere via via più omogenee e simmetriche.

Infine, per valutare l'influenza della variabilità spaziale sulla resistenza a rottura del campione, si è effettuata un'analisi parametrica facendo variare la distanza di correlazione (θ) tra 0.5 e 2 m e il coefficiente di variazione (COV=0.1,0.36,0.5). Per ogni caso, si è quindi valutata la distribuzione della resistenza a rottura e la corrispondente deviazione standard (σ_v). Si è poi rapportato tale valore alla deviazione standard puntuale preassegnata (σ=3.77 MPa) e si è rappresentata tale grandezza in funzione del rapporto tra dimensione del campione e distanza di correlazione b/θ (Figura 5.a). La figura mostra che tutte le distribuzioni hanno lo stesso andamento, con una marcata riduzione della deviazione standard al crescere del rapporto b/θ.

In Figura 5.b si sono calcolate le resistenze caratteristiche in corrispondenza del frattile al 5%. Si osserva che i valori della resistenza a compressione risultano via via più elevati al crescere della dimensione dell'elemento. ■

Riferimenti bibliografici

Abaqus v6.13 (2013), *ABAQUS Documentation*, © Dassault Systèmes, Providence, RI, USA.

Croce P., G. A. (1994), *Una verifica sperimentale degli effetti della gettiniezione,* Rivista Italiana di Geotecnica, 91-101.

Croce, P., Flora, A., & Modoni, G. (2014), *Jet grouting: technology, design and control,* London: CRC press, published by Taylor & Francis group.

Fenton, G. A., & Griffiths, D. V. (2000), "rpill3d", RFEM.

Fenton, G. A., & Griffiths, D. V. (2007), *Random Field Generation and the Local Average Subdivision Method,* in C. International Centre for Mechanical Sciences, Probabilistic methods in Geotechnical Engineering. Udine: SpringerWienNewYork.

Griffiths, D. V., & Fenton, G. A. (2001), *Bearing Capacity of spatially random soil: the undrained clay Prandtl problem revisited,* Géotechnique 51, 351-359.

Griffiths, D. V., & Fenton, G. A. (2009), *Probabilistic settlement analysis by stochastic and Random Finite-Element Methods,* Journal of Geotechical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1629-1637.

Griffiths, D. V., Huang, J., & Fenton, G. A. (2009), *Influence of Spatial Variability on slope reliability using 2-D Random Fields,* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1367-1378.

Honjo, Y., & Kazumba, S. (2002), *Estimation of autocorrelation distance for modeling spatial variabilityof soil properties by Random Field theory,* The 47th Geotechnical Engineering Symposium, JGS, 279-286.

Kasama, K., Whittle, A. J., & Zen , K. (2012), *Effect of spatial variability on the bearing capacity of cement-treated ground,* Soils and Foundations, 52,, 600-619.

Modoni G. & Bzówka J. (2013), *Analysis of Foundations Reinforced with Jet Grouting,* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1442-1454.

Namikawa T. & Koseki J. (2013), *Effects of spatial correlation on compression behavior of cement-treated column*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering , ASCE, 1346-1359.

Vanmarcke E.H. (1977), *Probabilistic Modeling of Soil Profiles,* J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 1227-1246.

CONVEGNO IAGIG
SESSIONE 4

Analisi di risposta sismica 1D di profili sedimentari offshore

« Le analisi di risposta sismica locale consentono la propagazione di accelerogrammi dal bedrock sismico alla superficie, stimando le variazioni di ampiezza e contenuto in frequenza dovute all'attraversamento dei diversi strati di terreno. Gli spettri di risposta in superficie sono confrontati con le previsioni probabilistiche, dove gli effetti di sito sono inglobati nelle relazioni di attenuazione attraverso la categoria di suolo o Vs30 (velocità delle onde di taglio dei primi 30m). Si discutono le incertezze associate alle analisi di risposta sismica per profili offshore, caratterizzati da profondità elevate del bedrock sismico (≈1km dal fondale, -70m s.l.m.). Il tipo di analisi, l'input sismico, la caratterizzazione dei terreni e la descrizione del comportamento non lineare sono le principali fonti di incertezza analizzate. Si illustra uno studio di sensitività rispetto ad alcune di queste variabili e l'introduzione di tecniche Montecarlo per tener conto delle incertezze relative alla stima della rigidezza del terreno »

Daniela Tonoli
Studio Geotecnico Italiano
Luca Vigliotti
Tecmomare

d.tonoli@studiogeotecnico.it
luca.vigliotti@tecnomare.it

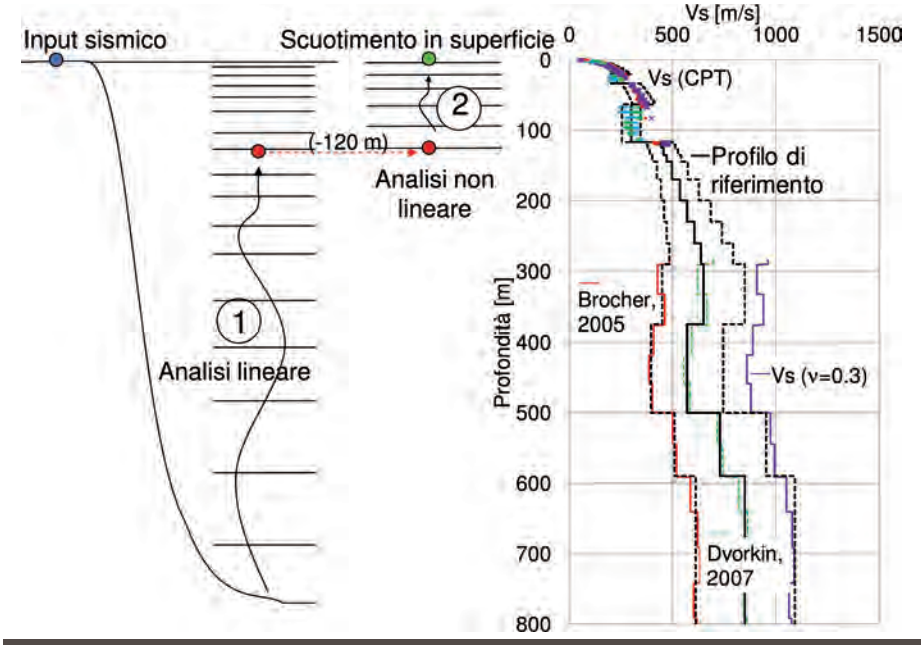
1. Introduzione

Questo studio è stato svolto all'interno di ampi studi di pericolosità sismica su siti di piattaforme nel Mare Adriatico. Nell'ambito della valutazione degli input sismici si è proceduto a una preliminare valutazione della pericolosità con il metodo probabilistico (Cornell 1968) tenendo conto delle condizioni di sito tramite le relazioni di attenuazione selezionate. In una seconda fase sono state svolte analisi di risposta locale a partire dalle predizioni probabilistiche su roccia e propagando accelerogrammi spettro-compatibili dal bedrock sismico (≈800m/s) fino al fondale marino

così da meglio caratterizzare la risposta di sito. Nel seguito si discutono le analisi di risposta locale per un profilo di riferimento, le principali fonti di incertezza e la loro influenza sui risultati finali. Si considerano noti gli spettri a pericolosità uniforme forniti da precedenti studi di pericolosità sia per roccia che per le condizioni di sito.

2. Schema delle analisi di propagazione

Gli effetti delle condizioni di sito sullo scuotimento sismico sono normalmente valutati tramite simulazioni numeriche della propagazione delle onde, generalmente definite analisi di risposta sismica locale. Queste analisi permettono di propagare accelerogrammi attraverso il profilo di velocità di taglio (Vs) rappresentativo del terreno, per derivare i corrispondenti accelerogrammi e spettri di risposta in superficie, fornendo una stima dei fattori di amplificazione del suolo. In questo procedimento vi sono quattro sorgenti di incertezza, di cui è importante essere consapevoli:
1) la definizione dell'input sismico alla base del profilo, ossia la selezione e la correzione di accelerogrammi spettro compatibili con lo spettro di progetto su roccia
2) la definizione del profilo di velocità di onde sismiche trasversali (Vs)
3) il metodo di analisi
4) la definizione delle proprietà non lineari del terreno.
In merito all'input sismico, le analisi di pericolosità sismica su bedrock affiorante forniscono lo spettro a pericolosità uniforme per la selezione di (tipicamente) 7 accelerogrammi. Questi sono stati corretti in frequenza, senza alterare eccessivamente le storie temporali, così da migliorare la corrispondenza con lo spettro obiettivo e ridurre la variabilità inerente l'input sismico, già trattata nelle analisi di pericolosità. La definizione del profilo di velocità di taglio viene discussa nel seguente paragrafo a partire dalle indagini geotecniche e geofisiche disponibili. Lo schema di analisi con cui è stata affrontata la valutazione di risposta sismica locale è rappresentato in Figura 1 (sinistra). Una prima fase di analisi lineari riguarda il profilo profondo (120-800m), i cui risultati sono l'input sismico per le analisi non lineari più superficiali. Al fine di definire tale schema sono stati introdotti studi di sensitività sul metodo di analisi sia nella parte profonda che superficiale del profilo. In questo studio non sono state introdotte analisi di sensitività sulle curve di degrado dei materiali, altra rilevante fonte di incertezza, poiché da precedenti lavori per profili simili si era valutata una buona corrispondenza fra le curve di letteratura di Seed e Sun (1989) e le prove di laboratorio disponibili. Infine si è valutata l'influenza dell'incertezza inerente al profilo di Vs attraverso simulazioni Montecarlo.

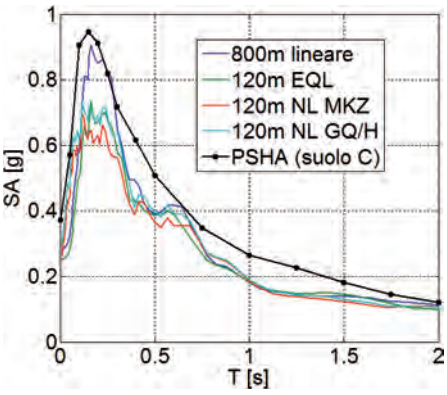


01

01. **(sinistra) Schema delle analisi di risposta sismica locale: nella parte profonda analisi lineari mentre in quella più superficiale analisi non lineari; (destra) profilo di Vs per le analisi e sua incertezza (curve nere) e le correlazione empiriche per stimare le Vs a partire dalle CPT in superficie e dalle Vp in pozzo in profondità.**

3. Definizione del profilo stratigrafico come velocità di taglio (Vs)

Alla base di un'analisi di risposta locale vi è la definizione del profilo di Vs del sottosuolo e l'identificazione delle principali unità geologiche a partire da indagini geotecniche e geofisiche disponibili.
In assenza di misure dirette delle Vs, la caratterizzazione del profilo di riferimento si basa su:
- indagini geotecniche nei primi 120 m di profondità (prove penetrometriche statiche, CPT);



02

- sezioni di sismica a riflessione e misure delle velocità longitudinali in pozzo (Vp) che si estendono fino a 1500 m di profondità.

Nella porzione superficiale del profilo (0-120m) le misure della prova CPT sono state converite in Vs tramite 4 correlazioni empiriche, 2 calibrate per materiali a grana grossa (FC ≤ 35%) (Baldi et al (1989) e Rix & Stokoe (1991) e due per materiali fini (FC≥50%) (Mayne & Rix (1993) e Mayne & Rix (1995). Il profilo di riferimento medio per le analisi 1D di propagazione per i primi 120 m è mostrato in Fig. 1 (destra) con la sua incertezza espressa dalla curve nere tratteggiate.

A maggiore profondità, le velocità delle onde longitudinali (Vp) misurate in pozzo sono state convertite in Vs tramite l'equazione (1) suggerita in Dvorkin et al. (2007) e, come limiti inferiori e superiore sono state introdotte la correlazione di Brocher (2005, eq. 6 ivi) e la legge elastica (eq. 2) ipotizzando il coefficiente di Poisson υ =0.3.

$$Vs[km/s] = 0.756V_P - 0.662 \quad (1)$$

$$(V_P/V_s)^2 = [2(1-\upsilon)]/(1-2\upsilon) \quad (2)$$

Queste conversioni sono applicabili a partire da una profondità di circa 300 m, dove le Vp mostrano valori crescenti e superiori alla velocità dell'acqua (Vp≈1500m/s). Il profilo di analisi è stato raccordato tramite interpolazione con legge di potenza fra la profondità di 120 m e 300 m. Il bedrock sismico è stato ipotizzato a una profondità di ≈800m.

4. Analisi lineari - Profilo profondo (120 - 800m)

Nel tratto profondo del profilo investigato sono stati condotti dei test di sensitività rispetto al metodo di analisi, grazie ai dati del database giapponese Kik-net (http://www.kyoshin.bosai.go.jp/). La rete accelerometrica Kik-net consiste in coppie di sismografi installati uno in foro e uno in superficie lungo la medesima verticale e per ogni sito vengono forniti la caratterizzazione delle unità geologiche e i profili di Vs e Vp misurati. Si è simulata la propagazione per 5 stazioni accelerometriche con profili di Vs simili a quello di riferimento. Per ogni stazione si sono selezionati gli accelerogrammi con valori di accelerazione prossimi a quelli dell'input sismico. Le registrazioni massime in superficie hanno valori di PGA nell'intervallo 0.1 - 0.2 g in superficie, leggermente inferiori ai valori dello spettro di riferimento su roccia (PGA=0.19g per 2000 anni di periodo di ritorno). Attraverso il profilo di Vs di ogni stazione si sono propagate le storie temporali selezionate e sono state confrontate con i dati registrati. All'interno dello studio di sensitività si sono introdotti due tipi di analisi lineari e due lineari equivalenti. Nelle analisi lineari si è assunto un fattore di qualità pari a Q=Vs/10 (valore comunemente usato) e Q=Vs/20 e un degrado delle velocità di taglio del 10%. Per le analisi lineari equivalenti sono state introdotte le formulazioni di Seed e Idriss (1970), Seed e Sun (1989) e Darendeli (2001) per le curve di degrado del modulo di taglio e dello smorzamento.

Dal confronto con i dati registrati emerge che le analisi lineari con un fattore di smorzamento Q=Vs/10 forniscono la migliore corrispondenza, sebbene per alcuni segnali sottostimino leggermente. Queste analisi sono state pertanto introdotte nello schema di Figura 1 per il profilo profondo. Tenuto conto che le accelerazioni di riferimento dello studio di pericolosità sono leggermente maggiori e quindi potenzialmente potrebbero fornire maggiori effetti di non linearità, la scelta delle analisi lineari risulta cautelativa.

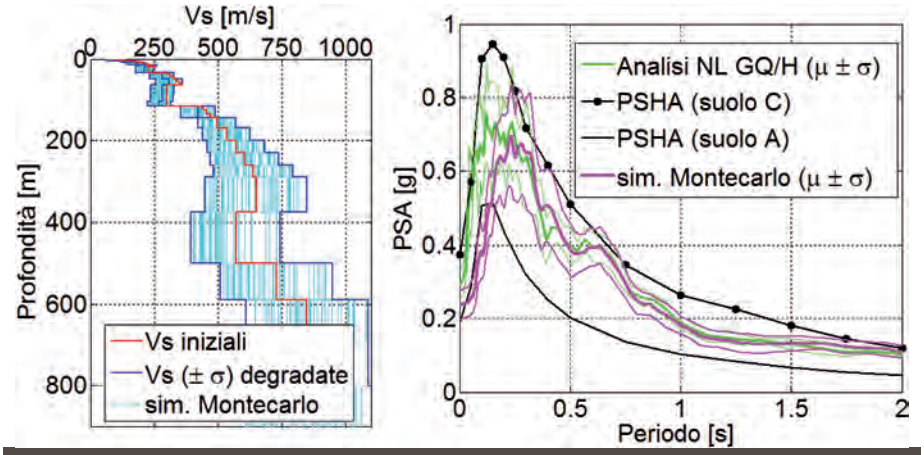
5. Analisi non lineari - Profilo superficiale (0 – 120m)

L'analisi del profilo superficiale è stata condotta a partire dall'input sismico a -120m , ottenuto dalle precedenti analisi. Per tener conto degli effetti di non linearità nei terreni soffici in prossimità del fondale marino, sono state introdotte analisi lineari equivalenti (EQL) e non lineari (NL). Un confronto degli spettri di superficie (medi su 7 accelerogrammi) per un periodo di ritorno di 2000 anni

02 Spettri al fondale marino dall'analisi lineare, lineare equivalente (EQL) e non lineare (MKZ e GQ/H) confrontati con lo spettro a pericolosità uniforme (PSHA).

03. A sinistra, profilo medio degradato (rosso) e profili per le simulazioni Montecarlo; a destra, spettri di risposta medi in superficie (μ±σ) dalle analisi non lineari con modello GQ/H (curve verdi) e dalle simulazioni Montecarlo (fucsia). In nero tratteggiato lo spettro a pericolosità uniforme (PSHA) per suolo C e a linea continua per roccia).

è presentato in Figura 2. L'analisi lineare svolta sull'intero profilo è rappresentata dalla curve blu mentre in verde si riportano i risultati dell'analisi lineare equivalente. Le analisi non lineari sono state svolte con i modelli MKZ (in rosso) e GQ/H (in azzurro), descritti in dettaglio nel manuale di Deepsoil (Hashash, 2016). Si osserva come per periodi strutturali superiori a 0.4 s si ottenga sostanzialmente la medesima risposta spettrale mentre a corto periodo le analisi lineari appaiono simili ai risultati dello studio probabilistico (PSHA) effettuato direttamente per classe di sito C. Le analisi lineari equivalenti e non lineari tengono conto dell'attenuazione delle alte frequenze dovuta all'insorgere degli effetti di non linearità e mostrano plateau spettrali del 20-30% inferiori. In questo caso si è deciso di mantenere come soluzione di riferimento le analisi NL con il modello GQ/H che tiene conto della massima resistenza al taglio dei materiali mentre il modello MKZ è calibrato esclusivamente sulle curve di degrado del modulo di taglio e dello smorzamento.



03

6. Simulazione Montecarlo del profilo di Vs

Fra le incertezze da considerarsi nell'affrontare un'analisi di risposta sismica locale occorre trattare la variabilità della stima del profilo delle onde di taglio. Il profilo delle analisi illustrate in precedenza si basa su una prova CPT e su misure di Vp in pozzo, entrambe trasformate in Vs tramite relazioni empiriche. Per incorporare l'incertezza legata alla correlazione e al profilo di riferimento si è ricorso a simulazioni Montecarlo, che permettono di stimare la risposta statica del sistema calcolando la risposta del sistema al variare dei parametri di input. Le simulazioni Montecarlo sono state effettuate con analisi di propagazione lineari nel dominio della frequenza, così da ridurne l'onere computazionale e quindi i tempi di calcolo. Gli effetti non lineari per i terreni superficiali sono stati considerati introducendo come profilo di Vs medio quello degradato risultante dalle analisi non lineari per i primi 120 m. Invece per la parte profonda del profilo dove non ci si attende effetti di non linearità si è mantenuto il profilo di Vs iniziale. Si è assunta una distribuzione lognormale troncata a ± 1σ per i valori di Vs, corrispondente ai limiti definiti in Figura 1 e una variabilità del 30% del valore di smorzamento. Sono stati generati 50 profili di Vs (ved. Figura 3) e per ognuno si è condotta un'analisi lineare con i 7 accelerogrammi selezionati per un totale di 350 analisi. La distribuzione degli spettri in superficie (μ±σ), confrontati con i precedenti risultati delle analisi non lineari (modello GQ/H) è illustrata in Figura 3 (destra). Come si può notare in Figura 3 per periodi strutturali superiori a 0.6 s, tipici delle piattaforme offshore, si ottengono sostanzialmente i medesimi risultati e anche la variabilità della stima è ridotta. Al contrario se si è interessati ai brevi periodi e al plateau spettrale diventano molto più significative le incertezze discusse. In questo caso la disponibilità di prove in sito per la definizione del profilo di Vs e di laboratorio per la determinazione del comportamento ciclico dei terreni diventa essenziale per ridurre la dispersione della stima ottenuta. Inoltre l'analisi di risposta sismica locale mostra una leggera riduzione dello spettro di progetto rispetto a quello che si otterrebbe da uno studio probabilistico direttamente per terreni soffici (PSHA suolo C in Figura 3). ■

Riferimenti bibliografici

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M., Pasqualini, E. (1983) *Cone penetration test and relative density in sand,* 14th National Conference on S.M.F.E., Spoleto, Italy, (in italian).

Brocher T., (2005), *Empirical Relations between Elastic Wavespeeds and Density in the Earth's Crust*. BSSA, Vol. 95, No. 6, pp. 2081–2092, doi: 10.1785/0120050077

Cornell, C.A. (1968) *Engineering seismic risk analysis*, BSSA, Vol. 58, pp. 1583–1606.

Darendeli, M. B. (2001), *Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves, Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering*,The University of Texas, Austin.

Dvorkin J. (2007), *Yet another Vs equation*. Society of Exploration Geophysicists, 77th Annual Meeting, San Antonio, Texas, 23-28 September 2007.

Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D.(2016) *DEEPSOIL 6.1, User Manual.*

Mayne, P.W., Rix, G.J. (1993), *Gmax –qc relationship for clays,* Geotechnical Testing Journal, vol 16, n°1 54-60.

Mayne, P.W., Rix, G.J. (1995), *Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in clays*, Soils and Foundations, vol. 35, n° 2, 107-110.

Rix, G.J., Stokoe, K.H. (1991), *Correlation of initial tangent modulus and cone resistance,* Proc. of Int. Symposium on Calibration Chamber Testing, Postdam, N.Y., Elsevier editor.

Seed, H. B., 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, Dec., 48 p

Seed, H.B. and Sun, J.H. (1989), *Implication of site effects in the Mexico City earthquake of September 19, 1985 for Earthquake-Resistant Design Criteria in the San Francisco Bay Area of California*, Report No. UCB/EERC-89/03, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

CONVEGNO IAGIG
POSTER 2

Analisi dinamiche in tensioni efficaci con il codice di calcolo monodimensionale 'SCOSSA'

« L'incremento di pressioni interstiziali indotto da azioni sismiche in depositi sabbio-limosi determina la progressiva riduzione delle tensioni efficaci e di conseguenza della rigidezza e della resistenza dei terreni, fino a portare alla completa liquefazione. Un metodo sviluppato per la stima di tale incremento si basa su un parametro semi-empirico, detto 'parametro di danno', che consente di utilizzare direttamente i risultati di prove cicliche di laboratorio per la stima dell'incremento di pressione interstiziale generato in sito dall'azione sismica. Tale procedura, implementata all'interno di un codice di calcolo non lineare, consente di effettuare analisi monodimensionali in tensioni efficaci senza adottare sofisticati modelli costitutivi del terreno. Il metodo proposto in questo studio è stato impiegato per la modellazione semplificata di un rilevato arginale danneggiato dal terremoto emiliano del 2012, consentendo di evidenziare un fenomeno di degradazione ciclica degli strati sabbiosi profondi che non sarebbe stato possibile osservare con le tradizionali analisi in tensioni totali »

Anna Chiaradonna
Università degli Studi di Napoli Federico II
anna.chiaradonna@unina.it
Giuseppe Tropeano
Università degli Studi di Cagliari
giuseppe.tropeano@unica.it
Anna d'Onofrio
Francesco Silvestri
Università degli Studi di Napoli Federico II
donofrio@unina.it
francesco.silvestri@unina.it

Introduzione

Durante gli eventi sismici del maggio 2012 occorsi in Emilia Romagna, sono stati osservati diffusi fenomeni di liquefazione in diversi siti (Fioravante et al., 2013). L'estensione e l'intensità di tali effetti pone l'attenzione sui metodi per l'analisi del rischio di liquefazione di depositi di terreni granulari.
Il modello semplificato di seguito proposto è basato sull'interpretazione dei dati di sovrapressione interstiziale ottenuti da prove cicliche triassiali o di taglio semplice mediante una variabile sintetica, il 'parametro di danno', che consente di estendere i risultati delle prove a storie di tensione o deformazione irregolari. Tipicamente, infatti, per l'applicazione dei risultati delle prove cicliche è necessario approssimare le storie temporali di tensione a cicli equivalenti con tensione uniforme. Di

seguito si illustra il metodo semplificato proposto e la sua implementazione in un codice di calcolo monodimensionale per l'analisi dinamica non lineare, nonché l'applicazione ad un caso di studio.

Modello semi-empirico per la previsione dell'incremento di pressione interstiziale

Il modello semplificato, proposto per la previsione dell'accumulo di pressioni interstiziali, si basa sui risultati di prove cicliche a tensione controllata. I risultati di tali prove sono in genere rappresentati come curva SR - N, dove SR è il rapporto tra la tensione tangenziale e la tensione efficace (media iniziale nelle prove triassiali cicliche, oppure verticale iniziale nelle prove di taglio semplice) che innesca la liquefazione per un dato numero di cicli, N (Fig. 1a). La curva di resistenza ciclica è descritta analiticamente dalla relazione (Park e Ahn, 2013):

$$\frac{SR - SR_t}{SR_r - SR_t} = \left(\frac{N_r}{N}\right)^{1/\alpha} \qquad (1)$$

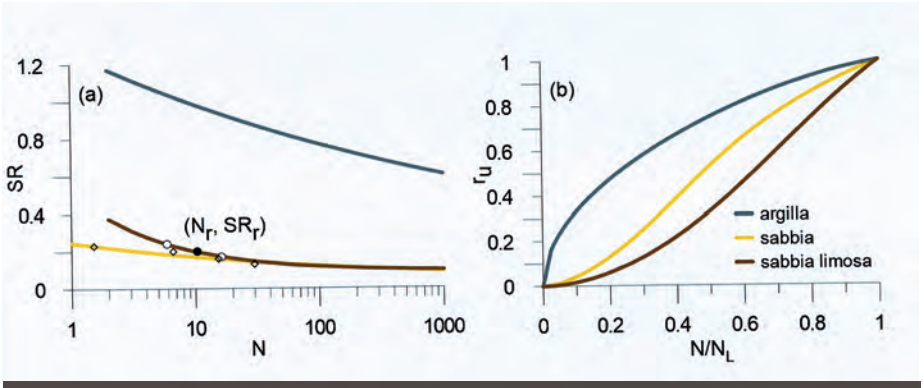
in cui N_r e SR_r sono le coordinate di un punto della curva assunto come riferimento. N_r è tipicamente posto pari a 15 cicli, in modo da ridurre il numero di parametri da determinare. Il parametro α è la pendenza della curva SR - N, mentre il valore di soglia, SR_t, si ottiene come asintoto orizzontale della stessa curva, oppure può essere valutato in funzione della soglia di deformazione volumetrica, γ_v, al di sotto della quale non si innesca alcuna sovrapressione interstiziale. I parametri della curva sono impiegati per il calcolo del parametro di danno, che assume valore diverso da zero quando il rapporto di tensione SR è maggiore del valore soglia, SR_t. Con riferimento ad una storia di carico regolare, il parametro di danno, κ, risulta proporzionale al numero di cicli di carico, *N*, applicati:

$$\kappa = 4N \cdot (SR - SR_t)^{\alpha} \qquad (2)$$

Come descritto da relazioni semi-empiriche proposte in letteratura (cfr. p.es. Booker et al., 1976), esiste un legame univoco tra il rapporto di sovrapressione interstiziale, r_u, e il numero di cicli normalizzato, N/N_L, da cui consegue anche una relazione con il parametro di danno (Chiaradonna et al., 2015). Nel presente studio, è stata assunta una relazione in grado di descrivere diversi andamenti sperimentali osservati in cui *a, b, c* sono i coefficienti di regressione della curva r_u - N/N_L (Fig. 1b):

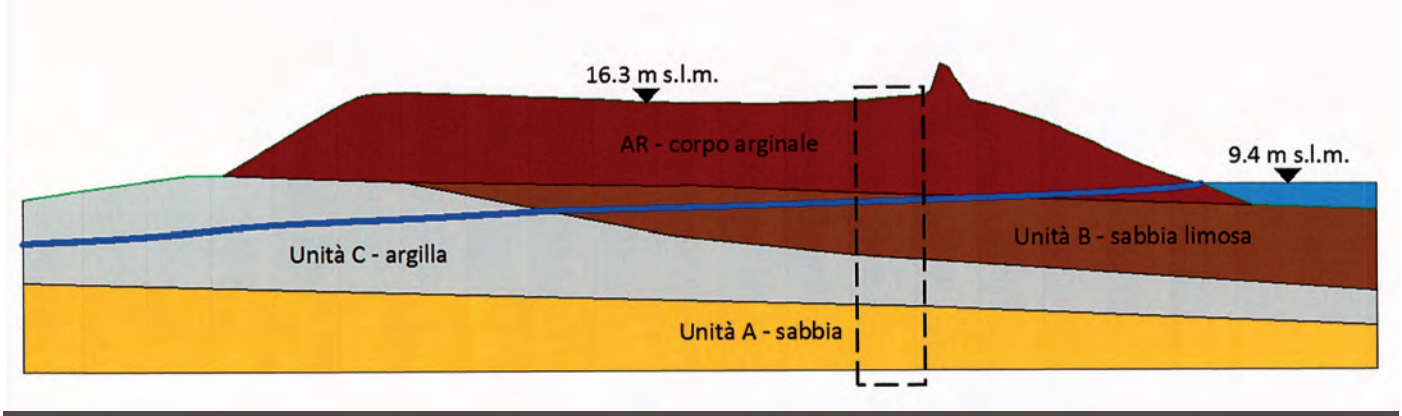
$$r_u = a\left(\frac{\kappa}{\kappa_L}\right)^b + c\left(\frac{\kappa}{\kappa_L}\right)^4 \qquad (3)$$

Il modello descritto è stato implementato nel codice di calcolo monodimensionale a masse concentrate 'SCOSSA' (Tropeano et al., 2016). La diminuzione di rigidezza indotta dalla riduzione dello stato tensionale efficace a seguito dell'accumulo delle pressioni interstiziali è stata simulata mediante l'introduzione del modello di degradazione proposto da Matasovic e Vucetic (1993), in cui la rigidezza si riduce proporzionalmente al rapporto di sovrapressione interstiziale che si sviluppa in ogni istante di tempo. A seguito dell'implementazione del modello, è possibile effettuare con lo stesso codice analisi sia in tensioni efficaci sia in tensioni totali, e verificarne in tal modo l'affidabilità.



01

01. **Curve di resistenza ciclica (a) per tre diversi tipi di terreno e relative relazioni r_u-N/N_L (b).**



02

Applicazione al caso di studio

L'argine di Scortichino, nel comune di Bondeno (FE), è uno dei rilevati arginali che ha subito maggiori danni a seguito della sequenza sismica emiliana del 2012 (Fig. 2). Si tratta di un argine a servizio del canale Diversivo di Burana, lungo le cui sponde sono localizzati nuclei abitativi e impianti produttivi. A seguito del sisma sono state osservate fessure longitudinali all'asse del rilevato e instabilità locali delle sponde che hanno interessato un tratto di argine di circa 3 km, causando l'inagibilità di diversi edifici situati sulla sua cresta (Tonni et al., 2015).

Dall'ampia campagna di indagini sperimentali è stato possibile valutare la conducibilità idraulica dei diversi orizzonti stratigrafici sia attraverso la misura diretta con prove *Lefranc*, sia indirettamente tramite correlazioni empiriche con le prove CPT (Tonni et al., 2015). Un'analisi di filtrazione con il codice di calcolo SEEP/W (Geostudio, 2007) ha consentito, inoltre, di ricostruire il regime delle pressioni interstiziali all'interno della sezione arginale (Fig. 2), compatibilmente con le misure piezometriche eseguite all'interno delle sabbie profonde. Le condizioni al contorno sono costituite dalla quota del pelo libero nel canale e dalla condizione di flusso nullo lungo il perimetro della sezione.

La presenza del canale pensile innesca un moto di filtrazione stazionario all'interno dell'argine, ma lo spesso strato di argilla (unità C) sovrastante le sabbie del Po (unità A) determina di fatto un bacino di accumulo delle acque nello strato delle sabbie limose (unità B).

La notevole estensione in larghezza del rilevato, associata all'andamento quasi costante del pelo libero della falda all'interno dell'argine, rendono significativa l'analisi dinamica di una colonna di terreno localizzata in prossimità del canale (linea nera tratteggiata, Fig. 2). La Fig. 3a rappresenta la stratigrafia assunta per l'analisi ed il relativo profilo di velocità con estensione fino al substrato rigido. Il modello di velocità adottato prevede il *bedrock* posto a 120 m di profondità dalla cresta dell'argine, in corrispondenza di un'importante superficie di discontinuità stratigrafica; esso è stato validato confrontando i rapporti spettrali H/V da rumore ambientale registrato a Scortichino con la funzione di amplificazione calcolata in ipotesi di comportamento lineare dei terreni (Tonni et al., 2015). La Fig. 3b riporta le curve di variazione di rigidezza normalizzata e fattore di smorzamento con la deformazione, misurate in prove di laboratorio sui diversi materiali (cfr. Tonni et al., 2015).

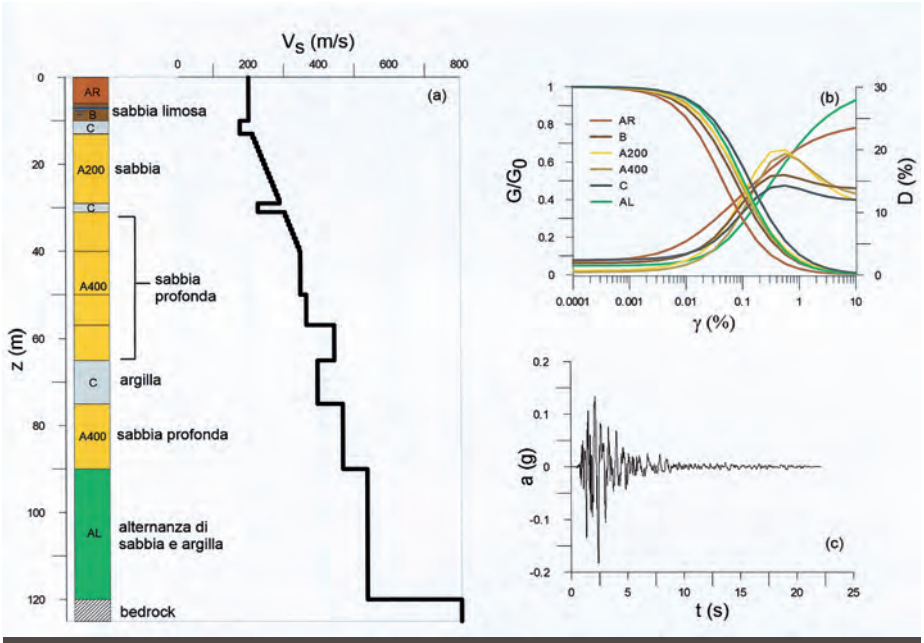
La Fig. 1 riporta le curve del modello di sovrapressione interstiziale adottate per ciascuna unità stratigrafica, definite sulla base dei risultati di prove cicliche effettuate su campioni indisturbati prelevati nei sondaggi eseguiti lungo l'argine. Per le Unità sabbio-limose Ar-B e A, questi parametri sono stati ricavati dalle prove di taglio semplice ciclico (Tonni et al., 2015). Per l'Unità argillosa C, la curva di resistenza ciclica è stata stimata mediando dati di letteratura su argille di diversa plasticità (Boulanger e Idriss, 2006). Per definire la relazione r_u - N/N_L, si è fatto,

02. Sezione dell'argine di Scortichino con indicazione delle unità stratigrafiche principali.

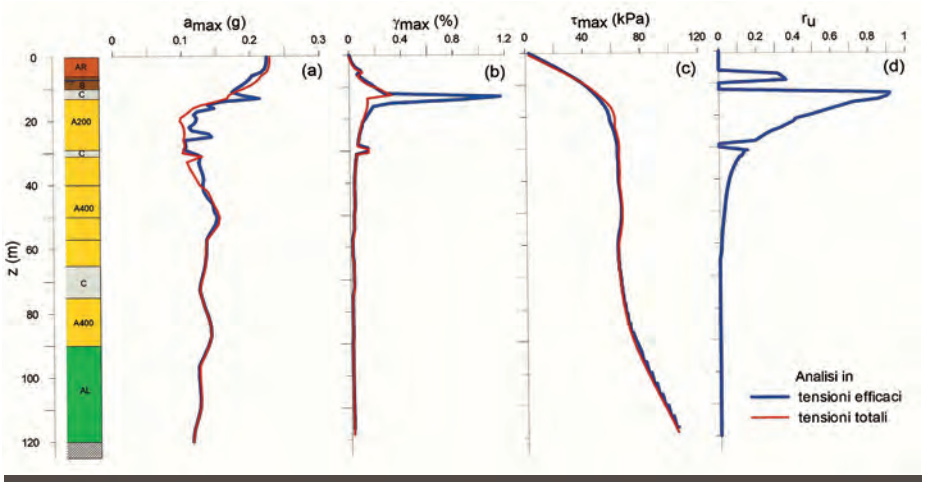
03. Modello geotecnico impiegato per l'analisi: a) colonna stratigrafica e profilo di velocità, b) curve di decadimento della rigidezza e dello smorzamento, c) registrazione accelerometrica.

04. Risultati delle analisi in termini di profili massimi di accelerazione (a), deformazione (b), tensione (c), e rapporto di pressione interstiziale (d).

invece, riferimento ai risultati della prova di taglio semplice ciclico realizzata sul campione dell'unità B con la massima frazione argillosa (Tonni et al., 2015).
L'azione sismica di riferimento è stata introdotta nelle analisi con l'obiettivo di simulare il *mainshock* della sequenza sismica emiliana (20 maggio 2012, M_L = 5.9). Non essendo disponibile una registrazione dell'evento a Scortichino, si è utilizzata una *suite* di accelerogrammi, registrati su affioramento rigido, caratterizzati da magnitudo e distanza epicentrale compatibili con l'evento da simulare e il sito in analisi, estratti dall'archivio delle tracce accelerometriche italiane (Bindi et al., 2011). Seguendo il criterio di Athanasopoulos-Zekkos e Saadi (2012) per la selezione di tracce accelerometriche per analisi di liquefazione di rilevati arginali, tra gli accelerogrammi della *suite* è stata infine scelta la registrazione del 9.XI.1998 alla stazione di Lauria (Fig. 3c).
I risultati dell'analisi in tensioni efficaci mostrano, a fronte di minime differenze nel profilo delle tensioni tangenziali (Fig. 4c), un significativo accumulo di sovrapressione interstiziale nei livelli più superficiali della formazione sabbiosa A (Fig. 4d), con conseguenti elevate deformazioni ed accelerazioni all'interfaccia tra la stessa unità A e quella argillosa C (Fig. 4a-b). In superficie si osserva invece una lieve riduzione delle accelerazioni massime rispetto all'analisi in tensioni totali. ■



03



04

Riferimenti bibliografici

Athanasopoulos-Zekkos A., Saadi M. (2012). *Ground motion selection for liquefaction evaluation analysis of earthen levees. Earthquake Spectra*, 28(4): 1331-1351.

Bindi D., Pacor F., Luzi L., Puglia R., Massa M., Ameri G., Paolucci R. (2011). *Ground motion prediction equations derived from the Italian strong motion database*. Bull. Earthquake Eng., 9(6): 1899–1920. ITACA 1.1, ITalian ACcelerometric Archive (1972-2011) version 1.1, http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet/.

Booker J.R., Rahman M.S., Seed H.B. (1976). *GADFLEA- A computer program for the analysis of pore pressure generation and dissipation during cyclic or earthquake loading*. Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley.

Boulanger R.W., Idriss I.M. (2006). *Liquefaction susceptibility criteria for silts and clay*. Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE, 132(11): 1413-1426.

Chiaradonna A., Tropeano G., d'Onofrio A., Silvestri F., Park D. (2015). *Application of a simplified model for the prediction of pore pressure build-up in sandy soils subjected to seismic loading*. 6th Int. Conf. Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, New Zealand.

Fioravante V., Giretti D. et al. (2013). *Earthquake Geotechnical Engineering Aspects of the 2012 Emilia-Romagna Earthquake (Italy)*. Proc. 7th Int. Conf. on Case Histories in Geotecnical Engineering, Paper EQ-5, 34 pp.

GEOSTUDIO International Ltd. (2007). *SEEP/W User's manual*. Calgary, Alberta, Canada.

Matasovic N., Vucetic M. (1993). *Cyclic characterization of liquefiable sands*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119(11): 1805-1822.

Park T., Ahn J.K. (2013). *Accumulated stress based model for prediction of residual pore pressure*. Proc. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, France, 2: 1567-1570.

Tonni L., Gottardi G., Amoroso S., Bardotti R., Bonzi L., Chiaradonna A., d'Onofrio A., Fioravante V., Ghinelli A., Giretti D., Lanzo G., Madiai C., Marchi M., Martelli L., Monaco P., Porcino D., Razzano R., Rosselli S., Severi P., Silvestri F., Simeoni L., Vannucchi G., Aversa S. (2015). *Analisi dei fenomeni deformativi indotti dalla sequenza sismica emiliana del 2012 su un tratto di argine del Canale Diversivo di Burana (FE)*. Rivista Italiana di Geotecnica, 2: 28 - 58.

Tropeano G., Chiaradonna A., d'Onofrio A., Silvestri F. (2016). *An innovative computer code for 1D seismic response analysis including shear strength of soils*. Géotechnique, 66(2): 95-105.

Riprende la rassegna “Scenari urbani. Metamorfosi & rigenerazione”

Cinque gli appuntamenti da settembre a novembre 2016. E il 27 ottobre ritorna al Ristori l’evento Talks Slidingdoors, con relatori prestigiosi a raccontare le “Generazioni”

Continua il ricco programma culturale del calendario eventi di *Open. Ingegneri aperti alla città*, la rassegna culturale promossa dall’Ordine degli Ingegneri di Verona che pone al centro della riflessione il tema della città e della sua trasformazione “Scenari Urbani. Metamorfosi e rigenerazione”.

ROBOTICA “SMART”

Si riparte sabato 24 settembre alle ore 10 nel Magazzino 1 in via Santa Teresa 12 con il Convegno: “NOI, ROBOT”. Il progetto WALKMAN: robot umanoidi e ambiente, il futuro della robotica di servizio”, pensata per il benessere degli uomini nell’ambiente lavorativo e domestico.
Promosso dalla Commissione Giovani dell’Ordine con il patrocinio del Dipartimento di Informatica dell’Università degli Studi di Verona, l’appuntamento vedrà gli interventi di un giovane ricercatore dell’Istituto Italiano di Tecnologia di Genova (IIT) e del prof. Paolo Fiorini, docente di Robotica al Dipartimento di Informatica dell’ateneo veronese.

Anche questo è “rigenerazione”: ripensare cioè la nostra vita quotidiana in una visione *smart*, attraverso il supporto e l’ausilio di robot umanoidi (e non solo) connessi con l’ambiente: autonomi, affidabili e operativi.

LA CITTÀ STORICA

Il tema della città torna protagonista sabato 1 ottobre alle ore 10 all’Università di Verona con il seminario “P*roblemi di conservazione, rigenerazione, integrazione e tutela dei centri storici del Veneto – Verona e Provincia*”, promosso in collaborazione con il Centro Regionale Studi Urbanistici del Veneto. L’incontro propone un focus su alcuni dei principali nuclei urbani provinciali e cittadini e una visita guidata ai luoghi dell’urbanistica e dell’architettura storica della città.

TALKS “GENERAZIONI”

A grande richiesta ritorna giovedì 27 ottobre dalle ore 18 al Teatro Ristori di Verona la seconda edizione dell’evento TALKS SLIDINGDOORS, il roadshow di animazione culturale e contaminazione, promosso in collaborazione con il Consiglio Nazionale degli Ingegneri e il concorso di idee innovative Scintille per far dialogare Ingegneria e Società sul tema “GENERAZIONI”. Un’iniziativa multidisciplinare e d’interesse sociale aperta al pubblico che intende affrontare in particolare le ragioni per cui questo nostro tempo abbia così fortemente indebolito i legami sociali e la fiducia tra le generazioni. Si potrà introdurre un nuovo, più equo e lungimirante patto intergenerazionale? A rispondere saranno protagonisti della cultura e del diritto, della musica e della comunicazione, dell’economia e dell’impresa in una serata di riflessione culturale.



LA MOSTRA, L’ADIGE E VERONA

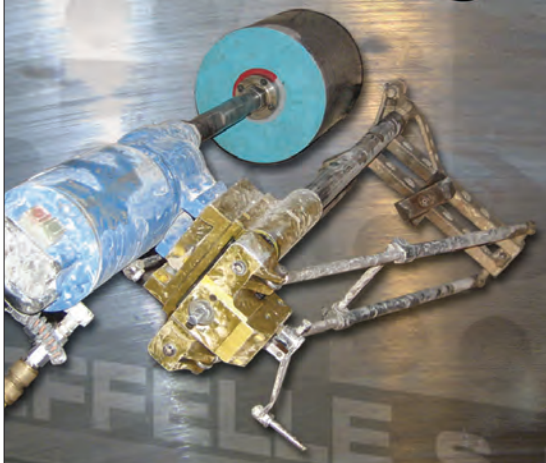
A chiudere la rassegna Open5 sarà sabato 12 novembre – nella sede dell’Ordine – l’inaugurazione della mostra “*L’ADIGE E VERONA - Ingegneria e città nell’Ottocento*” che rappresenta, al contempo, il cuore e il punto di arrivo della riflessione sulla città. Curata dagli Ordine degli Ingegneri e degli Architetti di Verona, l’esposizione si aprirà con il convegno “*I muraglioni dell’Adige: storia e trasformazioni urbane*” dove si andranno a ricostruire le tappe dei lavori che costituiscono la cornice entro cui si sviluppa la Verona del XX secolo. Un percorso raccontato attraverso il prezioso patrimonio documentario degli archivi storici della città.

IL FIUME COME RISORSA

Corollario alla mostra, sabato 26 novembre – sempre alle ore 10 nel Magazzino 1 – l’incontro “*Industria ed energia: il fiume come risorsa*” porrà l’accento sulle potenzialità attuali dell’Adige e del suo territorio, in un’ottica di innovazione sostenibile per riscoprire un rapporto tanto antico quanto attuale. ■

EFFELLE s.r.l.





TAGLIO e FORATURA CEMENTO ARMATO

di qualsiasi spessore, in assenza di vibrazioni e polvere

37036 S. Martino B.A. (VR) - Viale del Lavoro 17 int. 17 - Tel. 045 8781623 Fax 045 8798547



Energia pulita

gasadige

MULTIENERGY

La GASADIGE
è sempre presente
ovunque necessiti
fornire energia pulita
per qualsiasi esigenza



non solo gas...

- gpl per uso civile, artigianale e industriale defiscalizzato - reti cittadine
- gas tecnici: acetilene, ossigeno, argon, anidride carbonica, miscele per saldatura, azoto, elio e idrogeno

Numero Verde
800-355455

LEGNAGO (VR) S.S. 10, 338 km • Tel. 0442 640777
VERONA Corso Milano, 138 • Tel. 045 569077



Sala Convegni della sede
Ordine Ingegneri di Verona e Provincia

Viale del Commercio, 10 - 37135 Verona
Tel. 045 8250033 www.sever.it