



▶
**BASALTI COLONNARI
SPIAGGIA DI
REYNISFJARNA
(ISLANDA)**

Foto di Antonio Liberato

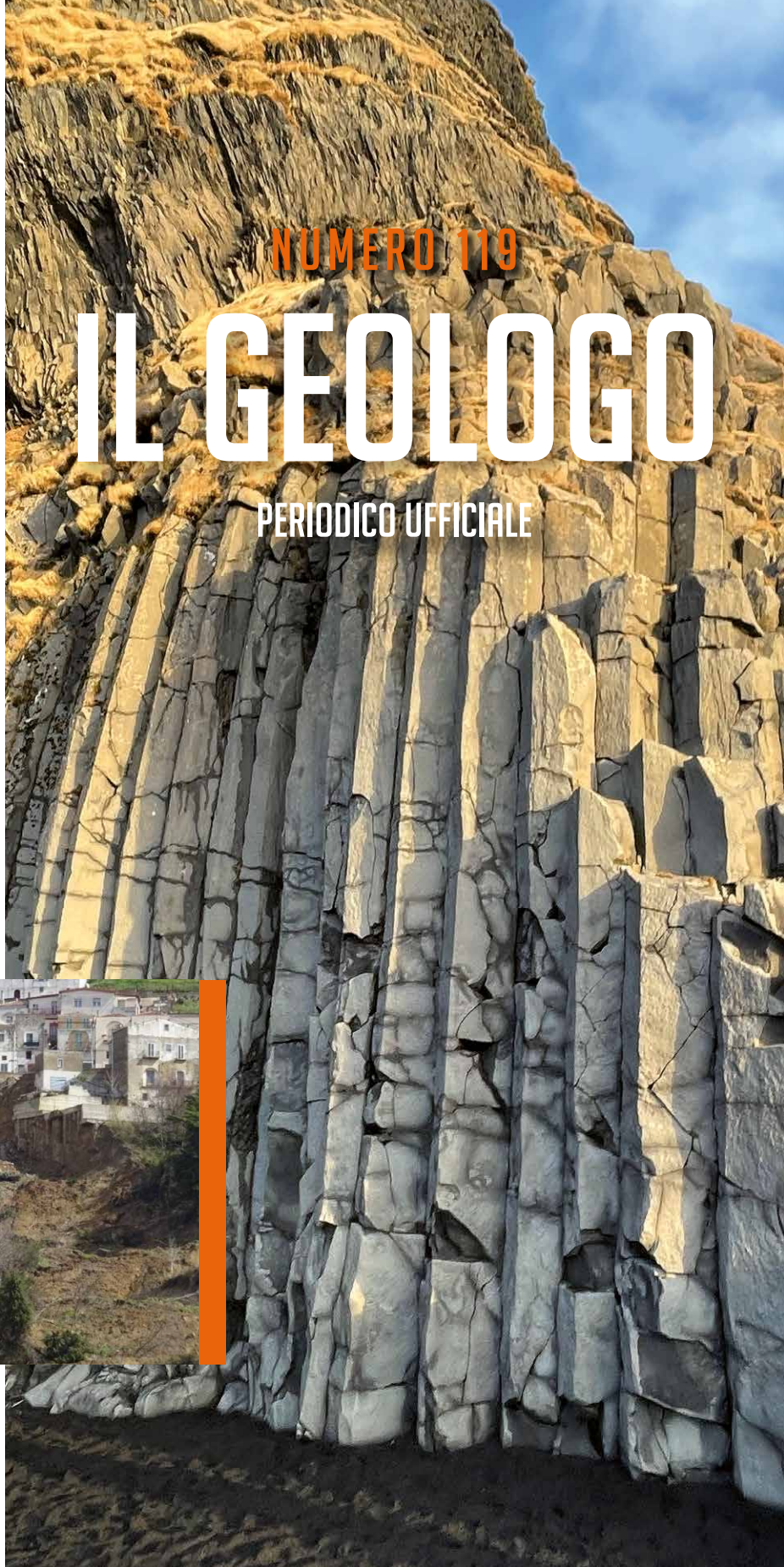
**PARTICOLARE
DELLA FRANA
DI POMARICO**

Articolo a Pagina 17
▼



ogt

ORDINE del
GEOLOGI della
TOSCANA



NUMERO 119

IL GEOLOGO

PERIODICO UFFICIALE

PRODOTTI

dji ENTERPRISE



DJI Matrice 300 con Sensore LiDAR ZENMUSE L1. La soluzione completa e definitiva dei droni professionali DJI



Laser Scanner Riegl VZ-2000i
il Laser Scanner perfetto per tutte le applicazioni

SOKKIA



SOKKIA SERIE iX-1200/600
Le stazioni di misura Sokkia aprono una nuova era nella misurazione 3D ultra precisa

COMPANY PROFILE

About Us:

Microgeo srl da oltre 20 anni garantisce soluzioni e competenza nei settori del rilievo, della misura e delle prove non distruttive PnD. Microgeo nasce per valorizzare e organizzare le competenze tecniche e commerciali in alcuni importanti campi della misura "contact less" di precisione.

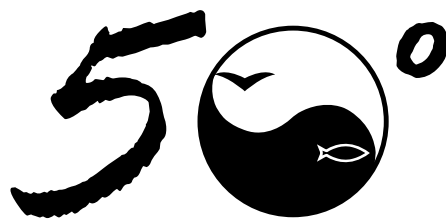


CONTATTI



microgeo.it
info@microgeo.it



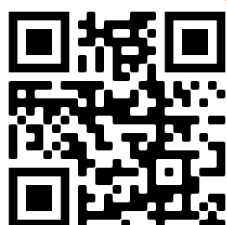


CODEVINTEC



- > **1973** Fornitura del primo sistema grafico interattivo (CAD) in Europa
- > **1978** Installazione del primo sistema acustico di navigazione subacquea
- > **'70s** Fornitura delle principali componenti della Rete Sismica Nazionale
- > **1983** Introduzione della tecnologia Georadar in Italia
- > **1986** Importazione del primo ricevitore GPS per scopi civili in Italia
- > **1989** Introduzione dei primi correntometri ADCP in Italia
- > **1995** Importazione del primo ricevitore GNSS in Italia
- > **1999** Realizzazione della rete DGPS in tempo reale per la Guardia Costiera

- > **2002** Completo rinnovamento digitale della Rete Sismica Nazionale
- > **2005** Prima fusione di dati Sonar e Laser Scanner
- > **2007** Fornitura del primo laser scanner mobile in Italia
- > **2012** Apertura ufficio tecnico a Roma
- > **2017** Introduzione dei georadar 3D Step Frequency in Italia
- > **2020** Produzione del drone marino Made in Codevintec



*Guarda
il sito nuovo!*



CODEVINTEC

Tecnologie per le Scienze della Terra e del Mare

tel. +39 02 4830.2175 | info@codevintec.it | www.codevintec.it



CTD Logger multiparametrico (conduttività, temperatura, pressione)

- Precisione / scala di conduttività del sensore:
 $\pm 1\%$ max. / 0,2...200 mS/cm
- Precisione / sensore Pt1000 per monitorare la temperatura:
 $\pm 0,1\text{ }^\circ\text{C}$ / -10...40 $^\circ\text{C}$
- Precisione / campo di pressione (profondità):
 $\pm 0,02\%$ FS max. / 5...200 m
- Applicazioni:
monitoraggio della qualità dell'acqua e del livello



Competenza nella idrologia

Unità di trasmissione dati a distanza GSM

- Logger multiparametrico
- Trasmissione dei dati via e-mail, FTP oppure SMS
- Multifunzionale
- Durata della batteria fino a 10 anni
- Facilità d'installazione
- Software incluso

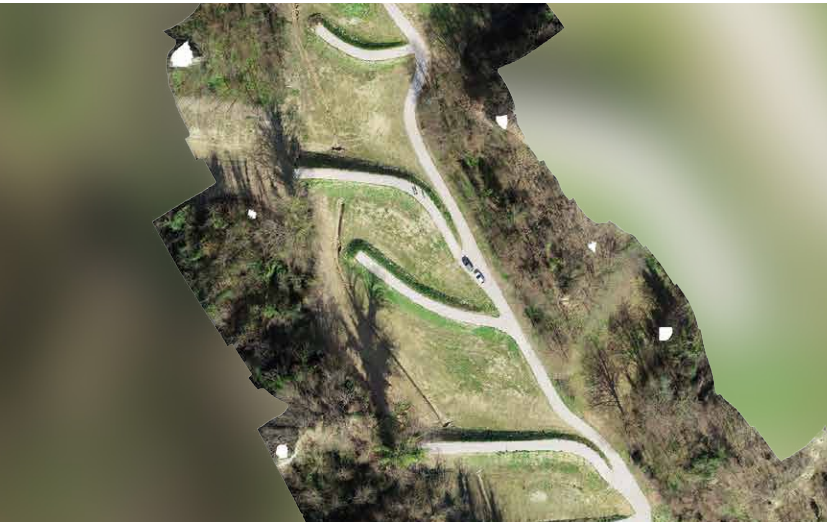
Logger di pressione e temperatura

- Autonomo
- Di facile uso
- Durata della batteria fino a 10 anni
- Applicazioni:
 - Acqua dolce
 - Acqua salata
 - Acqua sporca
- Ottenibile in acciaio Inox, Hastelloy oppure in Titanio



N. 119

SOMMARIO



DETTAGLIO OPERE PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO DELL'ABITATO DI FAELLA - COMUNE DI CASTELFRANCO PIANDISCÒ - FOTO DA DRONE

Foto da drone



DORSALE MEDIO ATLANTICA IN AFFIORAMENTO - ISLANDA

Foto di Antonio Liberato

- 07 **EDITORIALE**
RICCARDO MARTELLI
Presidente dell'ordine dei Geologi della Toscana

- 09 **DALLA REDAZIONE**
ALESSANDRO DANESI
Coordinatore di redazione

- 10 **DALLA SEGRETERIA**

- 11 **#FOTOGEOLOGIA**

- 12 **PILLOLE DI GEOTECNICA**
Oggi parliamo di acqua interstiziale

- 17 **SCIENZA E RICERCA**
Analisi dei fenomeni gravitativi che interessano il centro abitato di Pomarico (MT)

COMUNICATO STAMPA – I°/2023

LABORATORI GEOTECNICI AUTORIZZATI DELLA TOSCANA

Come noto la costruzione del modello geotecnico, indispensabile per la progettazione delle opere, consiste nel suddividere il volume significativo del terreno interessato dai lavori in unità con comportamento geomeccanico omogeneo; unità alle quali sono attribuiti valori cautelativi dei parametri geotecnici necessari alla progettazione dell'opera.

Alla costruzione del modello concorrono informazioni geologiche (stratigrafia, assetto, storia geologica del sito, ambiente di sedimentazione, ecc.) ed i risultati di prove geotecniche in situ e di laboratorio.

Abbiamo già proposto in precedenti comunicati, nn. 116 e 118 della Rivista "Il Geologo", uno schema sintetico sulle tipologie e quantità di dati che sono necessari ad una corretta caratterizzazione geotecnica in relazione al volume di terreno interessato dalla progettazione seguendo indicazioni provenienti direttamente dalla letteratura scientifica.

A supporto di quanto avviene in realtà, risulta particolarmente significativo lo studio di Focardi del 2005; studio in cui l'Autore da conto di come, in media, siano effettivamente condotte le attività di definizione del modello geotecnico. Nelle figure 1 e 2, riprese a dal lavoro di Focardi^(*), sono indicate rispettivamente le profondità di prelievo di campioni indisturbati ed il numero di campioni prelevati nelle singole campagne geognostiche.

I dati si riferiscono alla progettazione di edifici ricadenti nella classe 1 delle Norme Tecniche e comprendono tutti gli incarichi affidati ad un laboratorio toscano (totale 260) in un periodo immediatamente precedente lo studio, comprendente 660 campioni prelevati in differenti campagne geognostiche.

Dall'indagine risulta che nel 32% dei casi la caratterizzazione geotecnica è stata effettuata con un unico campione e nel 25% solamente con 2 campioni. I dati attuali, nonostante l'introduzione di una normativa regionale di tipo prescrittivo (36/R del 2009 prima e 1/R del 2022 poi), non divergono affatto da quelli pubblicati nel 2005; anzi, secondo un sondaggio effettuato recentemente su di un campione ridotto di professionisti, tali valori sembrerebbero ulteriormente ampliati e compressi soprattutto da "stringenti" esigenze di mercato.

E' indubbio affermare che, nei numerosi casi in cui il numero esiguo di dati dei valori dei parametri geotecnici non consente di eseguire un'analisi con criteri probabilistici, vi sia un'oggettiva impossibilità di determinare correttamente i valori caratteristici e che di certo, per motivi di sicurezza, tali valori non possano corrispondere ai valori sperimentali raccolti. Questi ultimi, infatti, devono sempre essere elaborati per ottenerne di sufficientemente cautelativi in relazione alla variabilità dello strato da caratterizzare.

Nella operazione della distinzione delle unità litotecniche e nella valutazione della omogeneità nell'interno delle stesse unità possono risultare utili prove in situ quali prove penetrometriche, pressimetriche e dilatometriche restando il fatto che esse, da sole, non sono sufficienti per la determinazione di importanti parametri geotecnici quali la determinazione della resistenza al taglio in termini efficaci, la compressibilità per consolidamento, l'attitudine a fenomeni di rigonfiamento e ritiro ed altre proprietà che possono ottenersi esclusivamente da analisi di laboratorio.

Senza entrare in merito sui criteri scelti per la ricostruzione del modello geotecnico, non essendo questo problema entro il campo di nostra competenza, il professionista incaricato dovrebbe comunque indicare sempre le procedure adottate per la ricostruzione di tale modello e per la definizione dei valori caratteristici in relazione alla omogeneità del terreno. Solo in tal modo e facendo riferimento a tutte le operazioni eseguite ed ai criteri scientifici adottati, si possono mettere in condizione tecnici e funzionari pubblici preposti ai controlli a tutela di persone ed opere, di disporre delle informazioni necessarie ad avvalorare, quanto esposto ed affermato nelle relazioni tecniche.

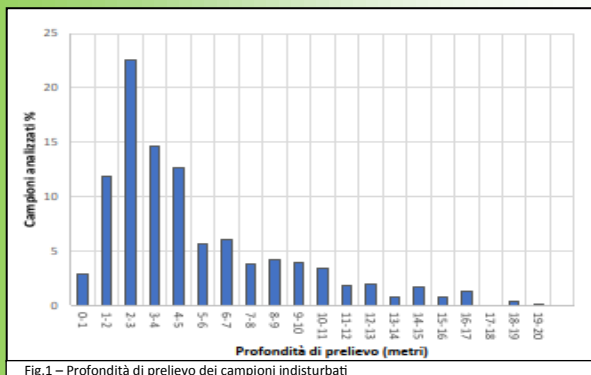


Fig.1 – Profondità di prelievo dei campioni indisturbati

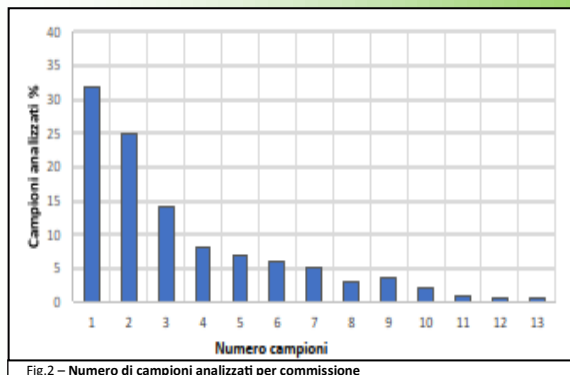


Fig.2 – Numero di campioni analizzati per commissione

(*) Focardi P. (2005) "La progettazione della campagna geognostica per la caratterizzazione dei terreni e la definizione del modello geotecnico" Atti 2° Congresso Nazionale AIGA, Bari, - Giornale di Geologia Applicata 2, Volume 2; pagg.-334-340.



ogt
 ORDINE del
 GEOLOGI della
 TOSCANA

EDITORIALE

IL PUNTO



IL GEOLOGO | EDITORIALE

RICCARDO MARTELLI

PRESIDENTE DELL'ORDINE DEI GEOLOGI DELLA TOSCANA

Care colleghe e cari colleghi, è stato da poco pubblicato in Gazzetta Ufficiale il Codice dei Contratti Pubblici, testo fondamentale non soltanto per chi fra di noi opera nel settore dei lavori pubblici, dato che orienta anche le procedure con cui viene regolata la progettazione di opere in generale. La novità sostanziale è la riduzione dei livelli di progettazione da tre a due, con la cancellazione del livello di progettazione definitiva che, nel testo del Dlgs 50/2016 appena abrogato, portava con sé la maggior parte delle valutazioni di carattere geologico. Questo aspetto può essere visto come una forte criticità se i contenuti del nostro lavoro fino a ora riversati

nel progetto definitivo non troveranno adeguati spazi all'interno dei due livelli di approfondimento nei quali si articoleranno in futuro i progetti, vale a dire il progetto di fattibilità tecnico economica ed il progetto esecutivo.

Un punto fondamentale sta nell'art. 41 del nuovo Codice dei Contratti Pubblici, nel passaggio in cui viene stabilito che i livelli di progettazione devono garantire la conformità geologica e geomorfologica. Niente di nuovo rispetto all'attuale Dlgs 50/2016, ma passaggio importante se guardiamo all'azione portata avanti da Ordini Regionali e Consiglio Nazionale, nel far sì che fosse presente anche nel nuovo testo di norma, dato che nella versione iniziale

del Codice dei Contratti Pubblici, licenziata dal Consiglio di Stato, questo obiettivo progettuale non era previsto. Su questo punto sottolineo con soddisfazione il ruolo centrale del nostro Ordine nel contribuire in modo determinante a portare le istanze di tutto il mondo della Geologia nel punto esatto dove dovevano essere portate. La presenza all'interno dell'articolo secondo il quale i livelli di progettazione avranno come obiettivo anche il conseguimento della conformità geologica e geomorfologica, ci rende più fiduciosi nella ripartizione dei contenuti geologici del PFTE e del progetto esecutivo. Sarà un buon risultato se i contenuti geologici, le indagini e le verifiche oggi presenti

nel progetto definitivo, saranno equamente ripartiti nei due rimanenti livelli di progettazione. Sarà un pessimo risultato se il PFTE avrà i contenuti fissati dalle linee guida del CSLP per i progetti del PNRR e la progettazione esecutiva manterrà i contenuti attuali, praticamente nulli. In questo scenario, avremmo una sistematica sottovalutazione delle problematiche di carattere geologico col rischio, in fase realizzativa, di esporre la Pubblica Amministrazione ad incrementi di spesa o all'abbandono di un progetto a causa della sorpresa geologica che si palesa ormai troppo tardi.

Su questo aspetto fondamentale dovranno essere tutti i soggetti del mondo della Geologia ad orientare l'interpretazione del dettato normativo, definendo linee guida per far sì che sia garantita la completezza delle indagini e delle valutazioni di ordine geologico, geomorfologico, idrogeologico, sismico e geotecnico all'interno del PFTE e che in fase esecutiva siano effettuate valutazioni geologiche e geotecniche basate su ulteriori specifiche indagini.

Resta il nodo della subappaltabilità dei servizi tecnici, aspetto questo che necessita di importanti correttivi, perché il subappalto così come è disciplinato dall'art. 119 indebolisce tutte le professioni, rendendole

subalterne rispetto all'appaltatore. È in questa nuova regola sui rapporti lavorativi che viene indebolita clamorosamente la forza delle professioni tutelate, che smettono di essere liberali. Pur comprendendo la necessità del legislatore di operare una semplificazione dell'attuale regime normativo, resta in noi radicata l'idea che si debba avere rispetto della storia economica e sociale in cui si sono sviluppate le categorie dell'area tecnica, del contributo concreto e continuo che hanno dato alla crescita del nostro paese e per questo riteniamo fondamentale che la disciplina del subappalto trovi la giusta misura.

La modifica del codice dei Contratti Pubblici rende urgente e indifferibile una modifica del D.M. 17 Giugno 2016, perché la diminuzione dei livelli di progettazione a due, basandosi sullo schema dell'attuale norma, comporterebbe una computazione degli onorari assolutamente non ricevibile. Per questo, auspichiamo che prima dell'entrata in vigore del nuovo Codice dei Contratti Pubblici, questa norma sia adeguatamente modificata e gli onorari abbiamo una giusta valorizzazione, magari modificando alcune delle storture che ci portiamo dietro da anni con l'attuale decreto. Su questo specifico aspetto voglio segnalare l'importante

contributo che il nostro Ordine ha offerto al lavoro che sta portando avanti il Consiglio Nazionale, con un documento di osservazioni puntuali nel quale sono sottolineate le criticità dell'attuale DM e vengono proposte eque soluzioni. Quest'ultimo aggettivo mi offre il gancio per arrivare alla chiusura di questo editoriale, parlando dell'importanza della nuova norma sull'equo compenso che è stata licenziata nelle scorse settimane dall'attuale governo. Una tutela che il mondo della libera professione richiedeva da anni, in un contesto in cui la liberalizzazione avviata anni fa ha prodotto soltanto una pericolosa polarizzazione di forze, che ha finito per indebolire le fasce intermedie. Alcune regioni, come la Toscana, si sono dotate in questi anni di norme sulla tutela dei compensi professionali e questo importante nuovo passaggio potrebbe ridare slancio ad un comparto economico, quello della libera professione, che viene da anni molto difficili che si riflettono in una scarsa attrattività per le nuove generazioni. Su questo aspetto riteniamo necessario ed auspichiamo l'apertura di una comune riflessione con tutte le categorie dell'area tecnica, per analizzare a fondo la storia di questi anni e programmare una rinascita comune.



ogt
ORDINE del
GEOLOGI della
TOSCANA



ALESSANDRO DANESI
COORDINATORE DI REDAZIONE

Care lettrici e cari lettori, vi presentiamo il numero 119 della nostra rivista "Il Geologo".

Continua il nuovo corso con la veste grafica rinnovata che richiama toni più moderni e con uno sguardo alla visibilità con un maggiore movimento e con l'inserimento di elementi multimediali esterni.

In questo numero, oltre alle doverose comunicazioni di servizio per gli iscritti, abbiamo scelto di pubblicare un articolo interessantissimo su una frana che interessa l'abitato di Pomarico (MT) attraverso le indagini condotte e le elaborazioni

numeriche eseguite con il programma SSAP. Questo programma e le sue applicazioni hanno sempre avuto molto spazio nella nostra rivista dato che è una risorsa utilissima ed in più open sviluppata dall'amico e collega Prof. Lorenzo Borselli.

Ci auguriamo che molti altri articoli così completi ed interessanti possano stimolare la produzione di materiale da parte di tutti i colleghi che troveranno sicuramente spazio sulla rivista che è di tutti i Geologi Toscani.

Le foto di copertina e di terza di copertina vengono da un recente viaggio del collega Antonio Liberato che ringraziamo calorosamente per la

concessione delle bellissime foto.

In ultimo, come di consueto, vi ricordo che essendo la rivista uno spazio aperto ai contenuti dei Geologi e non. Ci auguriamo un costante e partecipato interesse nei lavori di questa redazione che è sempre pronta a raccogliere idee e suggerimenti oltre che di contenuti geologici che sappiano attirare l'attenzione sulla Scienza che piace di più, a tutti noi Geologi.

Da parte di tutta la redazione vi auguriamo una buona lettura!

TECNA Srl

CQOP SOA
CONTRUTTORE QUALIFICATO OPERE PUBBLICHE
OS 21 : II OS 20-B : I
Attestazione : 65213 / 10 / 00



MORETTI

Via Achille Grandi, 51 - 52100 AREZZO - tel **0575 323501**, fax **0575 1979797**, cell: **335 1020000**, e-mail: **tecna@geognostica.it**

AUTORIZZAZIONE MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI AD EFFETTUARE E CERTIFICARE PROVE GEOTECNICHE SUI TERRENI N. 4542 DEL 13/04/2012

- Perforazioni a carotaggio continuo
- Perforazioni a distruzione di nucleo
- Carotaggio continuo di tipo ambientale
- Prove Penetrometriche statiche CPT
- Prove Penetrometriche statiche CPTe
- Prove Penetrometriche statiche CPTU
- Prove penetrometriche dinamiche SPT
- Prove penetrometriche dinamiche DPSH
- Prove con dilatometro piatto Marchetti DMT



Numero Verde
800 102000

ANISIG
Associazione Nazionale
Imprese Specializzate
in Indagini Geognostiche

- Micropali e pali di sottofondazione
- Tiranti a trefoli ed in barre, ancoraggi
- Prove scissometriche VBT
- Pozzi per acqua
- Prove permeabilità Lefranc
- Prove permeabilità Lugeon
- Prelievo campioni indisturbati
- Installazione tubi inclinometrici
- Installazione tubi per down-hole





ogt
ORDINE dei
GEOLOGI della
TOSCANA

DALLA SEGRETERIA



E iniziato il nuovo triennio APC 2023-2025 e pertanto, come per i trienni passati, dovranno essere riformulate le **richieste di esonero per anzianità di iscrizione superiore a 30 anni**:

www.geologitoscana.it/esoneri-anzianita



Si ricorda che l'esonero dall'APC è concesso dal Consiglio dell'Ordine Regionale di appartenenza su domanda presentata dall'interessato anche per i seguenti casi:

- non esercizio della professione
- gravidanza/maternità/paternità
- infortunio e/o grave malattia
- svolgimento attività professionale all'estero

La **modulistica per le richieste** può essere scaricata direttamente dal sito dell'Ordine dei Geologi della Toscana:

www.geologitoscana.it/modulistica



PER I NEOISCRITTI

Si ricorda che per i neoiscritti è **obbligatorio** conseguire almeno 8 crediti in materia di deontologia, obblighi previdenziali, competenze e responsabilità professionali, nel primo triennio formativo. In caso di iscrizione nell'ultimo anno del triennio formativo di riferimento, tali crediti potranno essere conseguiti anche nel triennio successivo.



#FOTOGEOLOGIA

Opere per la mitigazione del rischio idraulico dell'abitato di Faella. Comune di Castelfranco Piandiscò. Foto da drone

Pennelli per meandrazione contribuente di destra del T. Rantigioni e cassa di laminazione.

Unione dei Comuni del Pratomagno





A CURA DEL PROF. PIERO FOCARDI

PILLOLE DI GEOTECNICA

OGGI PARLIAMO DI ACQUA INTERSTIZIALE

Le terre sono materiali complessi costituiti dalla fase solida (i grani) da acqua e da gas (generalmente aria). L'acqua e l'aria occupano gli spazi intergranulari comunemente definiti pori o vuoti. Essi possono essere notevoli e in alcuni casi anche maggiori del volume occupato dalle parti solide. I rapporti tra i volumi sono numericamente espressi con i seguenti indici:

L'acqua spesso occupa la quasi totalità dei pori e ha un peso rilevante nella meccanica delle terre. È congenita nella formazione dei depositi naturali dove in ambienti marini, fluviali e lacustri si deposita nei sedimenti in forma di fanghi. Il carico delle successive esercitando il proprio peso addensano gli strati sottostanti con progressiva espulsione dell'acqua dei pori. Per questi motivi in una serie

costituita di materiali litologicamente omogenei il contenuto di acqua del terreno decresce con la profondità. Il contenuto naturale di acqua è definito come rapporto tra il peso dell'acqua e il peso del materiale solido essiccato a 105°C.

$$w = \frac{P_w}{P_s} \quad \triangleleft (1)$$

Nel caso di materiali fini e di presenza di minerali argillosi esistono interazioni tra l'acqua e i granuli che condizionano la consistenza del terreno e il passaggio tra gli stati solido a plastico e liquido.

I passaggi da uno stato all'altro sono

Indice dei vuoti, corrispondente al rapporto del volume dei vuoti e il volume occupato dai grani	$e = \frac{V_v}{V_s}$
Volume specifico corrispondente al rapporto tra il volume totale e il volume occupato dai grani	$v = \frac{V}{V_s}$

convenzionalmente stabiliti attraverso prove di laboratorio standardizzate che identificano il contenuto di acqua limite che determina il passaggio tra i vari stati (limiti di Atterberg). La capacità di assorbimento di acqua da parte dei granuli dipende dalla natura dei minerali argillosi presenti nel terreno, come evidenziato dalla tabella 1 dove sono indicati i valori dei limiti di liquidità LL, plasticità LP e la differenza IP=LL-LP (indice di plasticità) per alcuni minerali argillosi.

Una informazione sulla consistenza I_c del terreno si ha con l'indice di consistenza con il quale si confronta il contenuto di acqua naturale del terreno w con i valori dei limiti di consistenza

$$I_c = \frac{LL-w}{IP} \quad (2)$$

Nella tabella seguente è indicata la consistenza delle terre al variare dell'indice di consistenza.

I_c	Consistenza
0-25	fluido-plastica
0,25-0,50	molle-plastica
0,50-0,75	plastica
0,75-1,00	solido-plastica
> 1,00	semisolida

TABELLA 2
Consistenza delle terre al variare dell'indice di consistenza.

Esprimendo il peso specifico dell'acqua $\gamma_w = \text{gr/cc}$ e il peso del campione secco in grammi, il volume di acqua nei pori in centimetri cubi è:

$$V_w = P_w = P_s \times w \quad (3)$$

Il rapporto tra il volume occupato dall'acqua e il volume dei vuoti viene definito grado di saturazione

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (4)$$

	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Montmorillonite	300-700	50-60	200-650
Illite	95-120	45-60	50-65
Caolinite	40-60	24-0	10-25

TABELLA 1
Limiti di Atterberg di alcuni minerali argillosi.

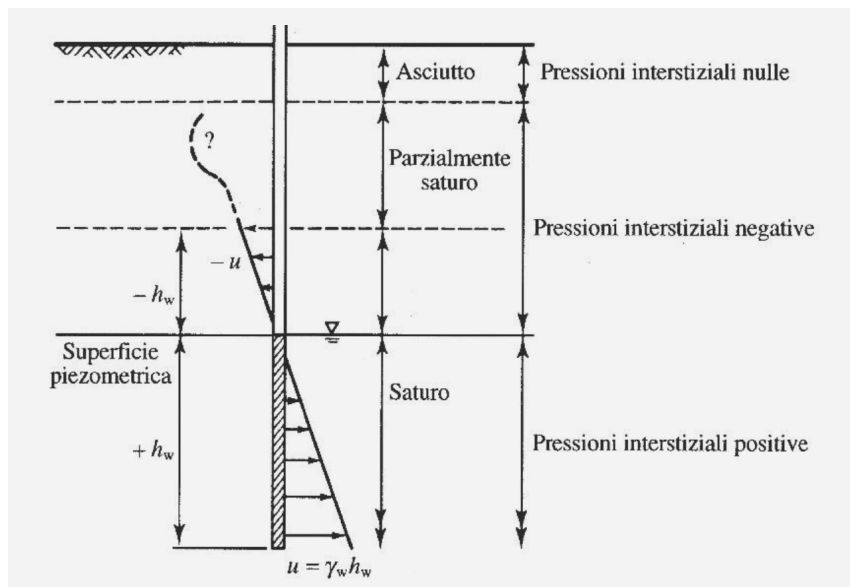


FIGURA 1
Pressioni interstiziali nel terreno.

e viene spesso espresso in percentuale. Il grado di saturazione viene determinato con alcuni passaggi matematici partendo dalla determinazione in laboratorio del peso di volume γ_t e del contenuto di acqua w , e del peso di volume dei grani γ_s .

$$S_r = \frac{\gamma_t \times \omega \times \gamma_s / \gamma_w}{\gamma_s \times (1 + \omega) - \gamma_t} \quad (5)$$

Oppure, noto l'indice dei vuoti e con la relazione

$$S_r = \frac{\omega \times \gamma_s / \gamma_w}{e} \quad (6)$$

L'acqua contenuta nei pori è soggetta ad una pressione cosiddetta interstiziale (o "pressione neutra") in genere indicata col simbolo u . In natura è determinabile misurando l'altezza di risalita dell'acqua nell'interno di un tubo piezometrico. In condizioni di equilibrio alla profondità h_w

$$u = \gamma_w h_w \quad (7)$$

Nella figura 1, ripresa da Atkinson (1997), è indicato il profilo delle pressioni neutre in natura. In corrispondenza della superficie piezometrica la pressione interstiziale è nulla e cresce proporzionalmente

con la profondità.

Al disopra della superficie piezometrica il terreno resta saturo a causa della risalita capillare dell'acqua; l'altezza di risalita dipende dalla granulometria del terreno. In questa zona le pressioni interstiziali sono negative pari a:

$$u = -\gamma_w h_w \quad \blacktriangleleft \quad (8)$$

Di conseguenza l'acqua contenuta nei pori è soggetta a sforzi di trazione.

L'altezza capillare dipende dalla dimensione dei pori che nel caso delle terre è condizionato dalle dimensioni dei grani. Al diminuire dei grani e quindi anche della dimensione dei vuoti, l'altezza capillare aumenta; l'altezza h_c è all'incirca data da:

$$h_c = \frac{C_s}{eD_{10}} \quad \blacktriangleleft \quad (9)$$

Dove e è l'indice dei vuoti D_{10} è il diametro efficace (diametro al di sotto del quale passa il 10% del materiale) e C_s è una costante empirica variabile tra 0,1 e 0,5 cmq.

A titolo di esempio l'altezza capillare in una sabbia può variare tra 0,80 e 2,40 m se è grossa o fine, in limo con $D_{10}=0,006$ mm $h_c=3,60$ m.

Nella fascia di terreno compresa tra il piano di campagna e la zona satura si trova una area con spazi occupati da gas (generalmente aria e vapore d'acqua). Questa zona subisce oscillazioni in relazione alle condizioni climatiche.

Il terreno in sito è soggetto a pressioni litostatiche che vengono alterate in fase di prelievo di un campione e successivamente nel momento della defustellazione dello stesso.

I campioni portati alla pressione atmosferica subiscono per effetto della decompressione un rigonfiamento con aumento dei vuoti e conseguente riduzione della saturazione. Gradi

di saturazione dell'ordine di 85-90 % misurati in laboratorio sono da attribuire agli effetti sopra citati.

Per questi motivi è buona norma procedere alla esecuzione delle prove meccaniche nel minor lasso di tempo dal momento dell'apertura dei campioni e comunque nell'attesa della esecuzione delle prove sigillare i campioni perché non si perda umidità per fenomeni di essiccazione.

Allo scopo di ridurre al minimo gli effetti conseguenti al prosciugamento del campione da analizzare, tutte le procedure dalla apertura, descrizione, e preparazione dei provini da sottoporre alle analisi vengono effettuati prevalentemente in ambiente umido e la conservazione di parti non sottoposte immediatamente alle prove sono mantenute in camera umida. Il terreno lasciato all'aria subirebbe un prosciugamento con conseguente progressiva diminuzione del grado di saturazione e aumento della consistenza.

Fenomeni opposti possono avvenire in terreni contenenti argille con proprietà espansive che a contatto con acqua e per effetti della decompressione rigonfiano assorbendo umidità.

Il fatto che un terreno a grana fine aumenti la sua consistenza diminuendo il grado di saturazione a seguito di una sua esposizione all'aria, non significa che ci sia un legame diretto tra il grado di saturazione e la consistenza e può essere saturo un terreno allo stato liquido o plastico come un terreno compatto.

La consistenza dipende dal contenuto di acqua che è espresso come rapporto tra il peso dell'acqua e il peso della parte solida ed è una grandezza del tutto diversa dalla saturazione che è espressa dal rapporto tra il volume dell'acqua e il volume dei pori.

In processo di essiccazione determina l'insorgere di pressioni neutre negative che sono la causa di maggior resistenza del materiale e di

riduzione del volume che contrasta di conseguenza la progressiva riduzione del grado di saturazione.

A titolo di esempio si riferisce su un test eseguito in laboratorio su un provino di argilla confezionato con un contenuto di acqua pari al limite di liquidità $LL=65$ e grado di saturazione iniziale $Sr_{iniz}=98\%$, sottoposto poi ad essiccazione fino al raggiungimento del limite di ritiro $LR=11$.

Il provino ha ridotto il proprio volume da 30,84 cc a 9,11 cc ed il peso di acqua da 23,89 a 1,99 consentendo di mantenere ancora un alto grado di saturazione $Sr_{fm}=77\%$.

In laboratorio un campione può essere portato a saturazione in vari modi.

Essendo Sr espresso dal rapporto V_w/V_v , il grado di saturazione può essere incrementato per riduzione del volume dei vuoti V_v , comprimendo il campione a scapito dell'aria che occupa parzialmente i vuoti oppure aumentando V_w sostituendo l'aria dei vuoti con acqua mantenendo costante il volume del provino.

La saturazione per compressione dei provini avviene in varie prove meccaniche che provocano la espulsione dell'aria che occupa i vuoti. A saturazione terminata, l'acqua in eccesso viene espulsa con processo definito in geotecnica col termine di consolidazione e che è normalizzato nelle prove edometriche, di taglio diretto e triassiali consolidate.

La saturazione del campione a volume costante viene realizzato in laboratorio con un flusso di acqua dal basso verso l'alto. Questa procedura è adottata nella fase iniziale delle prove di permeabilità che devono essere eseguite solo dopo la completa espulsione di aria e quindi su provini saturi.

La saturazione su provini può essere fatta a volume costante e senza drenaggio immettendo nel provino acqua in pressione in modo

da liberare l'aria presente nei pori. Questa procedura di saturazione viene adottata nelle prove triassiali con il metodo cosiddetto back pressure consistente nell'immettere nell'interno del provino confinato nella cella triassiale acqua in pressione con vari step controllando il procedere della saturazione tramite la misurazione della pressione dell'acqua nei pori.

La saturazione non può essere invece ottenuta sollecitando il terreno con carichi dinamici come avviene ad esempio nelle prove di costipamento. Nella figura 2 (ripresa da Colombo, Colleselli, 2000) sono riportate le curve di densità ottenute con energie di costipamento diverse. I valori di densità secca $\gamma_d = \frac{p_s}{V}$ al crescere del contenuto di acqua si dispongono parallelamente alla curva di saturazione secondo la relazione:

$$\gamma_d = \frac{G_s}{1 + wG_s} \gamma_w \quad \triangleleft \quad (10)$$

e pertanto in corrispondenza del contenuto di acqua "ottimo" siamo distanti dalla curva di saturazione.

Provini ottenuti da materiale ricostituito mediante costipazione e percentuale di acqua corrispondente al valore ottimo non sono pertanto saturi.

Come abbiamo già illustrato il contenuto naturale di acqua di una terra dipende dalla natura, granulometria e stato tensionale al quale è stato sottoposto il terreno e di riflesso è un ottimo indicatore della omogeneità lungo il profilo stratigrafico.

Vi possono essere significative differenze anche nell'ambito del campione indisturbato. La non perfetta omogeneità può influire sui risultati di alcune prove (prova di taglio, prova triassiale) per la esecuzione delle quali vengono prelevati provini ad altezze diverse del campione. Queste "differenze" (unitamente alla determinazione dei pesi di volume)

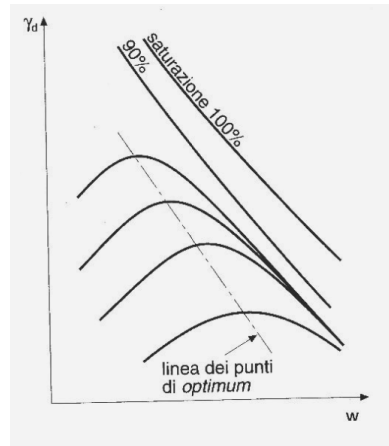


FIGURA 2
Curva di saturazione confrontata con curve di compattazione eseguite con energie diverse.

possono essere evidenziate dai contenuti di acqua prima della prova mentre i contenuti di acqua post prova danno informazioni sul grado di saturazione con il quale si è svolta la prova.

BIBLIOGRAFIA

Atkinson J. (1997) "Geotecnica- meccanica delle terre e fondazioni" Collana di istruzione scientifica-McGraw-Hill Libri Italia srl Milano. Colombo P., Colleselli F. (2000) "Elementi di geotecnica" Zanichelli, Bologna.



Geognostica e consolidamento terreni

www.mappogeognostica.it

Mappo Geognostica srl

Loc. Biagioni 60 • 55010 Spianate LU • Tel. 0583 20799 • Fax 0572 930069

email: mappogeognostica@virgilio.it





Geophysical Elements Co.
Deep Measurements Consulting

Indagini GEOFISICHE

Tomografia Elettrica 2D/3D/4D

Indagini Sismiche 2D/3D

Elettromagnetismo

Rilievi GPR

Un mare di soluzioni...

GECO-DMC Srl

Ordine Geologi Toscana STP-001

geco@geco-dmc.com

WWW.GECO-DMC.COM

instagram GECO-DMC



SCIENZA E RICERCA

ANALISI DEI FENOMENI GRAVITATIVI CHE INTERESSANO IL CENTRO ABITATO DI POMARICO (MT)

Riassunto

La back-analysis è il metodo più comune per studiare i movimenti franosi post evento permettendo di comprendere come una frana si è evoluta lungo il pendio. Il presente articolo derivato da uno studio di Tesi Magistrale la back-analysis della frana di Pomarico (Basilicata, Italia) verificatasi il 25 gennaio 2019 sul versante sud-occidentale della collina di Pomarico. La frana, di tipo argilloso rotazionale retrogressivo - scorrimento planare, si è evoluta in diverse fasi fino a provocare un movimento parossistico nel primo pomeriggio del 29 gennaio 2019. La frana ha causato il crollo di una paratia (costruita alla fine del XX secolo) e di alcuni edifici lungo la strada principale del paese. In questo articolo viene presentato uno studio di back-analysis multistrato, basato sul modello di equilibrio limite (LEM), applicando la soluzione proposta

da Morgenstern & Price (1965) e implementata nel software freeware SSAP 2010. L'analisi ha permesso di ricostruire l'intera evoluzione della frana, utilizzando parametri geotecnici ottenuti sia da prove di laboratorio e in situ, sia da dati di letteratura. L'applicazione della back-analysis multistrato ha permesso di evitare l'omogeneizzazione degli strati, modellando l'evento secondo le reali condizioni presenti sul versante. L'utilizzo del software SSAP ha permesso di arginare il problema legato alla limitazione teorica della forma delle superfici di rottura, valutando in modo indipendente l'angolo di attrito a livello locale e scartando tutte quelle superfici che, a causa di questo problema, presentavano un valore del Fattore di Sicurezza (FS) non affidabile. La modellazione ha rivelato un pendio altamente instabile al variare

AGNESE INNOCENTI

Department of Earth Sciences and Department of Agriculture, Food, Environment and Forestry, University of Florence

LORENZO BORSELLI

Instituto de Geologia, Universidad Autonoma de San Luis Potosi (USALP), Mexico

VERONICA PAZZI

Department of Mathematics and Geosciences, University of Trieste

MASSIMILIANO NOCENTINI

Centre of Civil Protection, University of Florence

LUCA LOMBARDI

Department of Earth Sciences, University of Florence

GIOVANNI GIGLI

Department of Earth Sciences, University of Florence

RICCARDO FANTI

Department of Earth Sciences, University of Florence

dell'altezza della falda. Il FS calcolato in condizioni di falda vicino al livello del suolo era inferiore a 1 ($FS = 0,98$), simulando il primo movimento franoso (novembre 2018). Il modello successivo ha ricostruito la superficie critica responsabile del movimento di gennaio 2019 con un FS pari a 1,01. Infine, è stato modellato l'evento parossistico del 29 gennaio 2019, che ha restituito un FS di 0,83 e una superficie di scivolamento che si pone al di sotto della paratia, causandone il cedimento. Inoltre, la modellazione del pendio in presenza di adeguate strutture di contenimento ha dimostrato la (non) efficacia del sistema di muri di contenimento rappresentato dalla paratia. Il metodo di analisi proposto suggerisce ulteriori applicazioni in scenari simili di interazione multistrato suolo-struttura.

Introduzione

Le frane sono fenomeni naturali in cui grandi o piccole masse di terreno e/o roccia, costituenti il pendio, scivolano verso il basso, causando talvolta perdite umane e danni considerevoli (Petley, 2012; Hungr et al. 2014; Perera et al. 2018). Questi movimenti interessano più o meno tutti i materiali geologici (rocce/terreni naturali, riempimenti artificiali o loro combinazioni), verificandosi e sviluppandosi in una grande varietà di volumi e forme (Hungr et al. 2014). Possono essere innescati da vari fattori, come piogge, terremoti e attività antropiche (Song et al. 2021). Conoscere la loro evoluzione, le proprietà dei terreni coinvolti e il loro comportamento meccanico, può permettere di capire la stabilità o meno del pendio (Memon et al. 2018; Pazzi et al. 2019). Tuttavia, per raggiungere questa conoscenza è necessaria la disponibilità di un'ampia gamma di osservazioni, misure e dati e la definizione delle condizioni geologiche e idrologiche relative al verificarsi dei fenomeni (Pazzi et al. 2019).

Per studiare la stabilità di un pendio e definire i parametri che ne caratterizzano lo spostamento, viene comunemente utilizzata l'analisi di stabilità (Memon et al. 2018). I suoi obiettivi principali sono 1) il calcolo del Fattore di Sicurezza (FS), definito come il rapporto tra la resistenza al taglio del terreno e lo sforzo di taglio (Jiang and Yamagami 2008) e 2) la determinazione della superficie critica di scorrimento/s. L'analisi di stabilità prevede lo studio delle forze che si oppongono al movimento (definite principalmente dalle caratteristiche meccaniche del terreno, ad esempio l'angolo di attrito ϕ' e la coesione c') e delle forze che causano il movimento. Nel campo della geotecnica, questa metodologia viene applicata principalmente per studiare il carico massimo che può essere sostenuto da un pendio o da una geostruttura senza causare cedimenti (Sloan, 2013), mentre negli studi sulle frane viene solitamente applicata dopo l'evento per eseguire una back-analysis che consente di determinare le condizioni che hanno causato il cedimento del pendio (Fidolini et al. 2015; Garduño-Monroy et al. 2020; Morelli et al. 2020). Il cedimento del versante implica che il FS al momento della frana sia pari all'unità (FS=1,0) (Wesley and Leelaratnam 2001; Jiang and Yamagami 2008; Popescu and Shaefer 2008; Zhang et al. 2010). Valori pari o superiori a 1 significano che il pendio è stabile, mentre valori inferiori a 1 significano che il pendio è instabile (Duncan et al. 2014). Conoscendo il FS e adottando il metodo di analisi appropriato (si veda più avanti in questa sezione), la back-analysis permette di costruire un modello che rappresenta il pendio al momento del collasso, ricostruendo le condizioni di equilibrio appena prima del collasso e permettendo di stimare la resistenza residua (Duncan et al. 2014). Questa analisi si basa sulla geometria e sulle condizioni idrogeologiche del pendio prima del cedimento (Duncan et al. 2014). Questo metodo è ampiamente utilizzato per caratterizzare i parametri geotecnici (ϕ' e c') del versante e per progettare opere di

ricostruzione di versanti in frana (Jiang and Yamagami 2008; Popescu and Shaefer 2008).

La back-analysis è una buona procedura per stimare la resistenza al taglio del terreno mobilitato dal cedimento del versante (Tang et al. 1999; Duncan et al. 2014). Uno studio di back-analysis richiede la conoscenza della massa in movimento (prima e dopo la rottura), della geometria e del profilo effettivo della superficie di scorrimento. Tuttavia, la geometria della superficie di rottura o i parametri di peso della massa non sono sempre noti. La stima della superficie di scivolamento può essere effettuata applicando vari approcci di analisi della stabilità, tra cui i più utilizzati sono il metodo dell'equilibrio limite (LEM) (Zhou et al. 2019) e il metodo degli elementi finiti (FEM), le cui analisi utilizzano il FS minimo, ma la superficie stimata può essere diversa da quella reale (Brunetti et al. 2014; Saeidi et al. 2016; Jiang et al. 2020).

I metodi FEM sono ampiamente utilizzati in campo geotecnico per la previsione di frane e stabilità dei pendii (Griffiths and Lane 1998; Sloan 2013; Duncan et al. 2014; Carlà et al. 2021). Nei metodi FEM, si assume che il pendio sia un mezzo elasto-plastico continuo. È suddiviso in una griglia composta da molti piccoli elementi in cui le componenti di tensione e spostamento sono identificate dai valori che assumono ai vertici degli elementi. È quindi possibile conoscere lo stato di tensione e di deformazione in ogni punto. In questo tipo di analisi non si fanno ipotesi sulla forma e sulla posizione della superficie di scorrimento, ma il cedimento avviene quando le tensioni superano le sollecitazioni limite. L'analisi viene condotta in modo incrementale, cioè aumentando il carico esterno o diminuendo la resistenza del terreno, fino al raggiungimento del cedimento. Si tratta di un calcolo piuttosto complesso, che comprende molti parametri.

Il LEM è il metodo più utilizzato nel campo dell'analisi di stabilità e dell'analisi posteriore per stimare i parametri di resistenza al taglio (Krahn 2003; Jiang and Yamagami 2008; Duncan et al. 2014; Deng et al.

2017; Liu et al. 2019; Li et al. 2019; Liu et al. 2020; Beyabanaki 2021; Firincioglu and Ercanoglu 2021; Abdulai and Sharifzadeh 2021). Il vantaggio principale dell'utilizzo del LEM è dettato dalla sua semplicità, dalla complessità della formulazione, dal tempo di analisi più breve (Azarafza et al. 2021) e dall'ampio utilizzo che ha portato allo sviluppo di diversi software che ne hanno aumentato l'affidabilità. Lo svantaggio principale è l'assunzione della superficie di rottura lungo la quale si svilupperà il movimento (Duncan et al. 2014). Il LEM è una metodologia di calcolo che si basa sul criterio di rottura di Mohr-Coulomb per valutare il FS (Duncan, 1996; Liu et al. 2015; Memon et al. 2018). Questo metodo presuppone un comportamento rigido e perfettamente plastico del terreno, cioè si assume che il terreno non si deformi fino al raggiungimento della condizione di rottura.

Il metodo LEM, basato sull'approccio del metodo dei concii,

divide il pendio in fette, delimitate da superfici verticali, al di sopra della superficie di scivolamento ipotizzata (Krahn 2003; Duncan et al. 2014; Azarafza et al. 2021; Firincioglu and Ercanoglu 2021). La teoria del metodo dei conci si basa sulla risoluzione dell'equilibrio statico considerando le forze agenti e resistenti su ciascun cono (Duncan 1996; Krahn 2003; Firincioglu and Ercanoglu 2021). L'equazione di equilibrio viene risolta su ciascuna fetta sommando le forze e i momenti e viene calcolata per l'intera massa in movimento. Se tutte le ipotesi dell'equazione sono risolte e quindi soddisfatte, la massa è in equilibrio e l'analisi è soddisfatta (Azarafza et al. 2021; Firincioglu and Ercanoglu 2021). Il FS si ottiene calcolando il rapporto tra le forze di resistenza e i momenti che agiscono su ciascuna fetta (Firincioglu and Ercanoglu 2021).

In letteratura sono stati proposti diversi metodi per risolvere l'equazione all'equilibrio, la maggior parte dei quali presuppone che sia noto il punto di applicazione della forza normale che agisce alla base della fetta. I metodi che considerano una superficie di scorrimento circolare assumono che l'equilibrio dei momenti sia intorno al centro del cerchio per l'intera massa suddivisa in fette. Al contrario, le soluzioni che studiano superfici di scorrimento non circolari considerano l'equilibrio per ciascuna delle singole fette (Duncan et al. 2014). Questi metodi differiscono principalmente per il numero e il tipo di assunzioni adottate per risolvere l'equazione di equilibrio e possono essere suddivisi in due gruppi principali: soluzioni non rigorose e rigorose. Nelle soluzioni non rigorose (Fellenius 1936; Bishop semplificato 1955; Janbu semplificato 1954), il numero di ipotesi utilizzate per risolvere il problema è maggiore di quelle richieste, rendendo così il problema sovradeterminato. Nelle soluzioni rigorose (Morgenstern & Price 1965; Spencer 1973; Sarma 1973, 1979; Chen e Morgenstern, 1983; Janbu rigoroso, 1973), tutte le condizioni di equilibrio (equilibrio delle forze verticali e orizzontali ed equilibrio dei momenti) sono soddisfatte e si basano quindi su un numero strettamente necessario di ipotesi (Duncan et al. 2014; Firincioglu and Ercanoglu 2021). Nella Sezione 3 viene presentata una tabella comparativa per riassumere questi punti.

In accordo con Fredlund and Krahn (1977), le soluzioni citate forniscono valori simili in FS. La soluzione proposta da Morgenstern & Price (1965) soddisfa tutte le condizioni di equilibrio e può essere applicata in tutti i casi in cui le forze di interfaccia giocano un ruolo significativo nella stabilità dei pendii (Duncan et al. 2014). Inoltre, il metodo di Morgenstern & Price è stato implementato in numerosi software commerciali gratuiti (come SSAP di Borselli, 2020) e ampiamente utilizzati (come SLOPE/W by Geostudio 2020; ASPEN 2000 by Newsoft 2019).

In letteratura esistono numerosi studi che riportano l'applicazione della back-analysis per la determinazione dei parametri geotecnici e della superficie di scorrimento di

una frana (Jiang and Yamagami 2008; Akin 2013; Saeidi et al. 2016; Jiang et al. 2020; Rana and Babu 2022).

Questo studio applica il metodo classico di back-analysis, utilizzando il metodo LEM e la soluzione proposta da Morgenstern & Price (1965), su un pendio multistrato per identificare le fasi che hanno portato al cedimento del pendio. La back-analysis multistrato, qui presentata, prevede la non omogeneizzazione degli strati, cioè considera ogni singolo strato con i propri parametri geotecnici, supportati da prove sia di laboratorio che in situ, perché gli strati possono avere parametri molto diversi e spesso ci sono situazioni in cui gli strati superiori o inferiori hanno caratteristiche geotecniche peggiori di quelli circostanti. Uno dei principali problemi riscontrati nell'analisi di stabilità dei pendii multistrato è la limitazione teorica della forma delle superfici di rottura, dovuta alla teoria della spinta del terreno e ai problemi computazionali del calcolo della FS (Ching & Fredlund, 1983; Chowdhury & Zhang, 1990; Stianson et al. 2015; Borselli, 2020). L'inclinazione della superficie di rottura identificata dall'analisi deve rispettare localmente il criterio di rottura di Mohr-Culomb nelle aree in cui prevalgono le spinte attive e passive. In presenza di un'elevata variabilità litologica (sistema multistrato), i valori degli angoli di inclinazione limite possono variare fortemente all'interno del versante. Pertanto, non è opportuno fornire un unico valore limite fisso per gli angoli di inclinazione nelle zone di spinta passiva e attiva. Il software freeware SSAP, utilizzato in questo studio, permette di valutare la compatibilità in termini di geometria e angolo di attrito degli strati superiori e inferiori, in quanto non solo calcola il FS e identifica la superficie di scivolamento potenziale, ma valuta anche l'angolo di attrito a livello locale, considerando la variazione degli strati, parametro essenziale per il successo di uno studio di back-analysis multistrato di un movimento franoso evoluto in più fasi. Inoltre, prima di procedere al calcolo del FS, il software SSAP verifica automaticamente ogni superficie, scartando quelle che localmente violano gli angoli di pendenza limite negli strati in cui è presente la potenziale superficie di scivolamento, in quanto presenterebbero valori di FS non affidabili (U.S. Army Corps of Engineers 2003; Duncan et al. 2014; Borselli 2017, 2020).

Area di studio

Il villaggio di Pomarico (MT, Italia, Figura 1) è situato a 454 m s.l.m. su una dorsale allungata in direzione NW-SE tra le valli dei fiumi Bradano e Basento. Si trova nella parte sud-orientale della depressione bradanica, tra la catena appenninica e l'avampaese apulo. Dal Pleistocene inferiore, quest'area è stata soggetta a un generale sollevamento tettonico (Balduzzi et al. 1982; Bozzano et al. 2002). Durante il Plio-Pleistocene, la depressione bradanica è stata riempita da una potente successione sedimentaria di origine clastica (Gasperi, 1995).

La collina di Pomarico presenta la completa sequenza

regressiva del ciclo bradanico (Cherubini et al. 1985). Questi depositi sono rappresentati da una sequenza regressiva di età compresa tra il Pliocene medio-inferiore e il Pleistocene medio (Guerricchio e Melidoro, 1979; Doglioni et al. 2020). Sono costituiti alla base da argille grigio-azzurre (Formazione delle Argille Subappenniniche, verde chiaro in Figura 1) (Genevois et al. 1984), per passare verso l'alto a sabbie (Formazione delle Sabbie di Monte Marano, area marrone e gialla in Figura 1) (Cherubini & Walsh, 1982) e conglomerati (Formazione del Conglomerato di Irsina, area arancione in Figura 1) (Balduzzi et al. 1982; Perrone et al. 2021). I

conglomerati rappresentano i depositi di chiusura del ciclo sedimentario bradanico (Cherubini & Walsh, 1982) (Figura 1).

I versanti e le valli di Pomarico sono caratterizzati da ampi affioramenti di depositi detritici originati da frane e processi erosivi di strati sabbioso-argillosi (De Marco e Di Piero, 1981; marrone chiaro in Figura 1). La parte superiore dei versanti è caratterizzata da detriti sabbiosi e la parte centrale da detriti argillosi. Questi corpi detritici sono caratterizzati da uno spessore variabile (tra pochi metri e 10-15 m) e, a causa dell'infiltrazione diretta dell'acqua piovana e del flusso multistrato delle acque sotterranee, sono coinvolti nei movimenti del

versante (Bozzano et al. 2002; Perrone et al. 2021; Doglioni et al. 2020).

I fianchi della collina sono profondamente incisi, quasi fino all'altezza dell'abitato, da calanchi inglobati nelle argille grigio-azzurre (Guerricchio & Valentini, 1979; Genevois et al. 1984) e da solchi e nicchie di distacco di antiche frane (Perrone et al. 2021). La collina di Pomarico si presenta asimmetrica con profili irregolari causati dalla disposizione delle falde (versante franapoggio nel settore sud-occidentale e reggipoggio sul versante opposto) e dal diverso potere erosivo dei due corsi d'acqua principali, ovvero il Fosso Pezzillo (versante SW) e

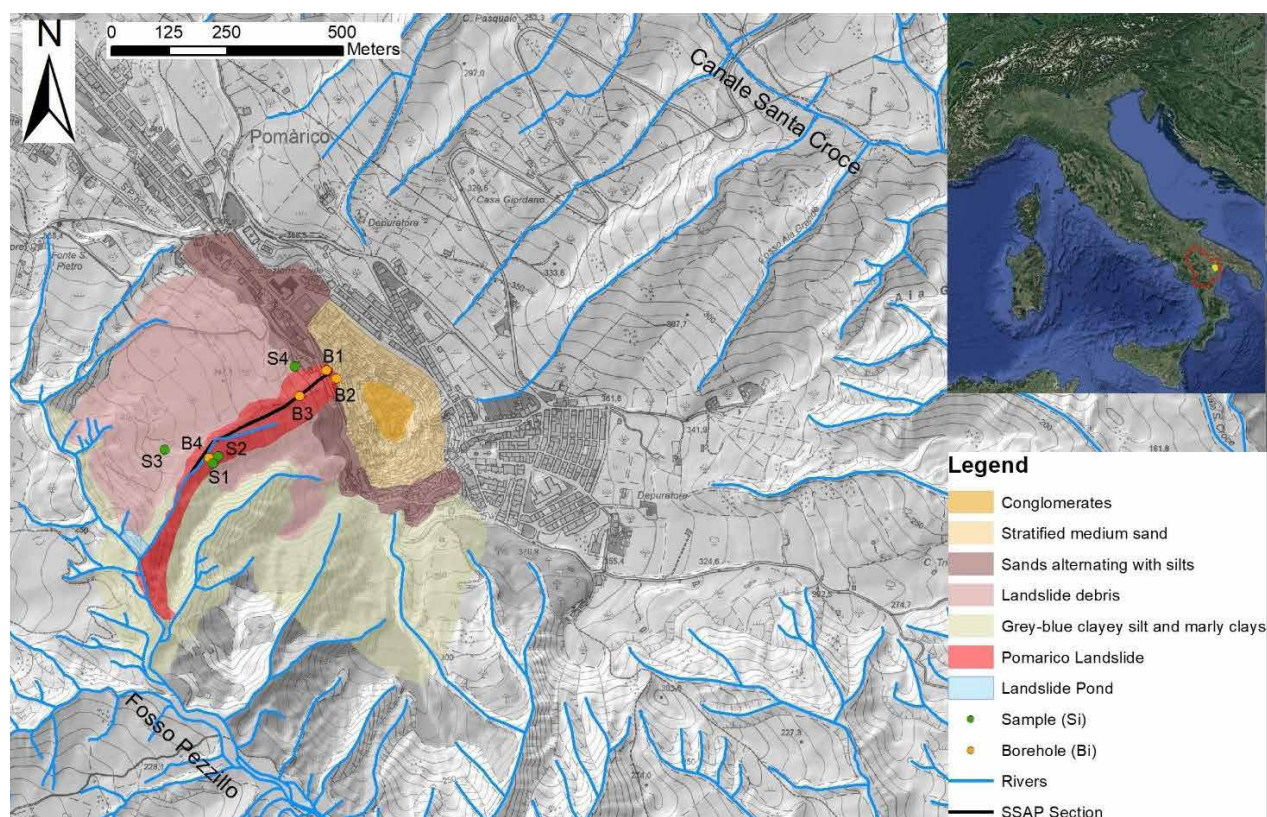


FIGURA 1

Carta geologica dell'area di Pomarico (modificata da Perrone et al. 2021; Doglioni et al. 2020). In rosso è indicata la frana del 2019 e la linea nera indica la posizione della sezione modellata mediante back-analysis. I punti verdi sono i campioni di materiale e quelli gialli i fori di sondaggio utilizzati per definire e caratterizzare i parametri geologici impiegati nella back-analysis. Nel riquadro in alto a destra, le linee rosse e gialle indicano rispettivamente i confini della Regione Basilicata e del Comune di Pomarico.

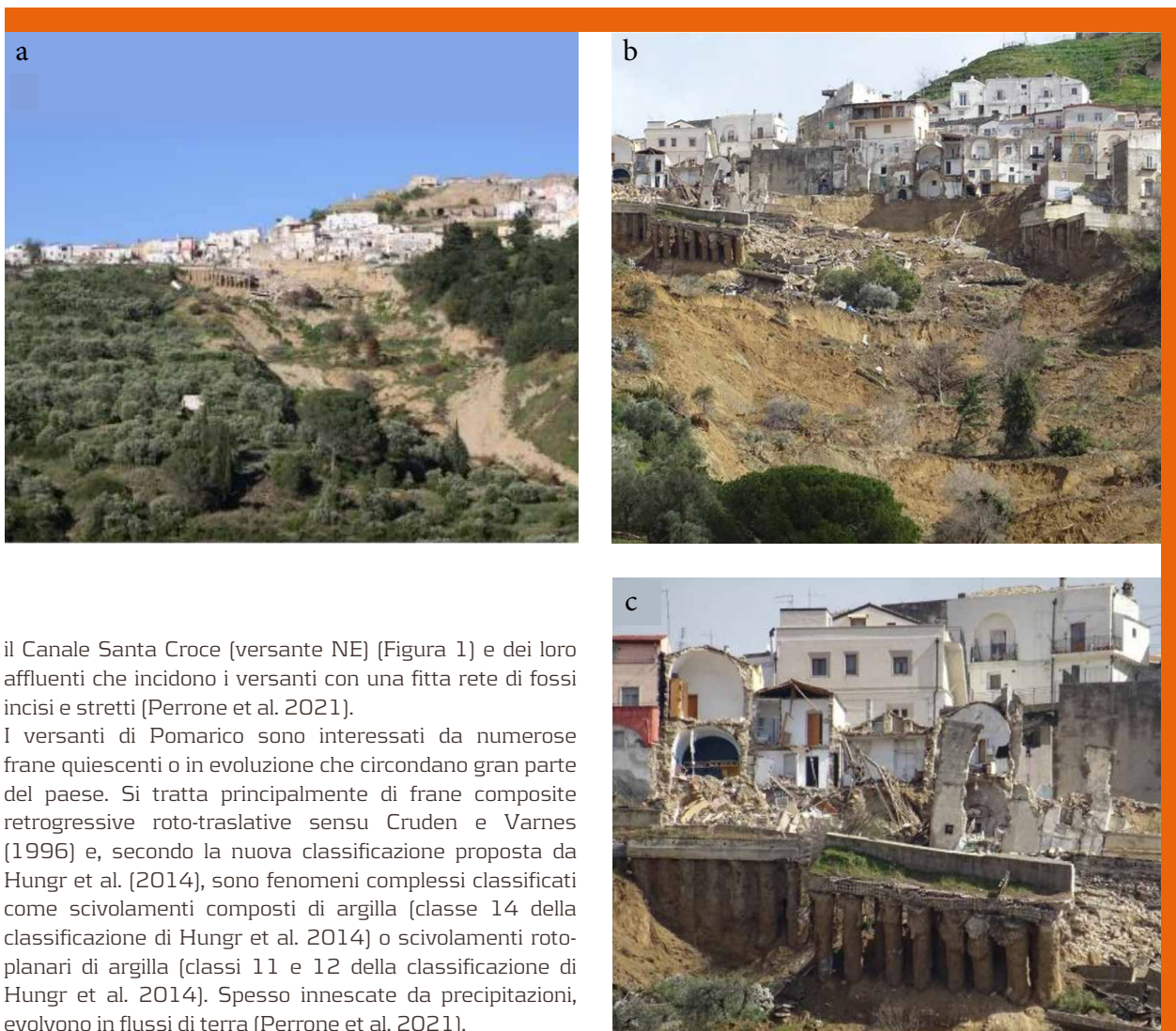


FIGURA 2

Foto (scattate dagli autori durante i rilievi sul campo) degli scivolamenti rotazionali - planari delle argille di Pomarico (sensu Hungr et al. 2014). (a) l'evento del 29 gennaio 2019; (b) la corona di frana e gli edifici e la strada crollati lungo Corso Vittorio Emanuele II; (c) dettaglio del cedimento della paratia.

il Canale Santa Croce (versante NE) (Figura 1) e dei loro affluenti che incidono i versanti con una fitta rete di fossi incisi e stretti (Perrone et al. 2021).

I versanti di Pomarico sono interessati da numerose frane quiescenti o in evoluzione che circondano gran parte del paese. Si tratta principalmente di frane composite retrogressive roto-traslative sensu Cruden e Varnes (1996) e, secondo la nuova classificazione proposta da Hungr et al. (2014), sono fenomeni complessi classificati come scivolamenti composti di argilla (classe 14 della classificazione di Hungr et al. 2014) o scivolamenti roto-planari di argilla (classi 11 e 12 della classificazione di Hungr et al. 2014). Spesso innescate da precipitazioni, evolvono in flussi di terra (Perrone et al. 2021).

La frana che ha interessato il versante sud-occidentale di Pomarico il 25 e 29 gennaio 2019 fa parte di un'instabilità di versante più profonda. Questo versante profondo è caratterizzato da frane antiche e recenti (per lo più quiescenti) e da una copertura detritica che ha spessore variabile e capacità di accumulare acqua su più livelli (Bozzano et al. 2020; Perrone et al. 2021). La frana del 2019 è stata innescata dalle forti precipitazioni dell'autunno 2018 e dal lungo evento pluviometrico verificatosi nella notte tra il 24 e il 25 gennaio 2019 (Doglioni et al. 2020). Si tratta di uno scivolamento argilloso retrogressivo rotazionale - planare (sensu Hungr et al. 2014) che si è evoluto in più fasi (Hungr et al. 2014; Doglioni et al. 2020; Perrone et al. 2021).

I primi movimenti si sono verificati a fine novembre 2018 e hanno dato luogo a uno scivolamento del terreno (soil slide sensu Hungr et al. 2014) davanti ai pali della paratia costruita alla fine del XX secolo a valle della strada principale del paese (Corso Vittorio Emanuele II) (Doglioni et al. 2020). I movimenti sono poi ripresi il 25 gennaio 2019,

probabilmente innescati dall'attivazione del livello argilloso posto alla transizione tra sabbie e argille subappenniniche (Doglioni et al. 2020). Il movimento è stato arrestato dalla paratia, che è stata parzialmente denudata e ha iniziato a deformarsi alla base. Successivamente, il 29 gennaio 2019 si è verificato un ulteriore movimento che ha causato il crollo sia della paratia sia degli edifici costruiti lungo Corso Vittorio Emanuele II (Figura 2) (Doglioni et al. 2020; Perrone et al. 2021).

Metodi

Per eseguire lo studio di back-analysis presentato in questo lavoro è stato utilizzato il software SSAP 2010 (Slope Stability Analysis program) versione 5.0.2 (2021) (<https://www.ssap.eu>). SSAP 2010 è un software freeware completo per la verifica della stabilità di pendii naturali, artificiali o rinforzati (Borselli, 2020). Permette di verificare la

stabilità di pendii in terreni sciolti e/o con masse rocciose fratturate, e/o in condizioni di liquefazione, utilizzando il LEM (Borselli, 2020). Come input, il software SSAP richiede l'identificazione di una sezione di pendio e l'assegnazione delle caratteristiche geotecniche di ciascun terreno presente e coinvolto. Inoltre, il software SSAP consente di modellare elementi antropici/strutturali come

pali, paratie, strade e edifici come sovraccarico.

SSAP consente di eseguire verifiche di stabilità approfondite, scegliendo tra 7 diversi metodi computazionali rigorosi basati sul LEM. I sette metodi LEM sono: Janbu (1973); Spencer (1967); Sarma (1973); Morgenstern & Price (1965); Chen & Morgenstern (1983); Sarma (1979); Borselli (2016). La Tabella 1 mostra

TIPOLOGIA	METODO	SUPERFICIE DI ROTTURA		FORZE DI EQUILIBRIO		EQUILIBRIO DEI MOMENTI	DESCRIZIONE
		Circolare	Non Circolare	Orizzontale	Verticale		
SOLUZIONI NON RIGOROSE	Fellenius (1927)	x		No	No	Yes	Si basa sull'ipotesi semplificativa che la forza risultante dell'interfaccia agisca parallelamente alla sezione della superficie di scorrimento presentata alla base del conico stesso.
	Bishop semplificato (1955)	x		No	Yes	Yes	Si basa sull'ipotesi che la risultante delle forze di interfaccia sia orizzontale, ovvero che la forza tangenziale di interfaccia sia nulla.
	Janbu semplificato (1956)	x	x	Yes	Yes	No	Trascura le forze di taglio all'interfaccia, assumendo che solo le forze normali agiscano lungo i lati delle facce.
SOLUZIONI RIGOROSE (METODI PRESENTI IN SSAP)	Janbu rigoroso (1973)	x	x	Yes	Yes	No	Considera tutte le condizioni di equilibrio delle forze e dei momenti assumendo la posizione della linea di spinta. Risolvendo i momenti delle forze, il FS viene calcolato utilizzando solo le equazioni di equilibrio delle forze verticali e orizzontali.
	Morgenstern & Price (1965)	x	x	Yes	Yes	Yes	La relazione tra le forze di interfaccia verticali e orizzontali è espressa attraverso una funzione incognita i cui parametri sono derivati dal bilancio di massa globale.
	Spencer (1973)	x		Yes	Yes	Yes	Si basa sull'equilibrio dei momenti e delle forze agenti. Le forze di interfaccia sono orientate parallelamente e applicate nel punto medio della base del conico.
	Sarma I (1973)	x	x	Yes	Yes	Yes	Si assume quindi un valore per il FS e un valore per il coefficiente sismico tale da ottenere il FS indicato.
	Sarma II (1979)	x	x	Yes	Yes	Yes	Derivato da Sarma I (1973), all'equazione di equilibrio viene aggiunto un parametro di scala per rendere il metodo più rigoroso.
	Chen and Morgenstern (1983)	x	x	Yes	Yes	Yes	Consente di considerare le sollecitazioni presenti alle estremità della superficie di scorrimento considerando le forze di interfaccia parallele alla pendenza. Questa soluzione non considera la forma della superficie di scorrimento.
	Borselli (2016)	x	x	Yes	Yes	Yes	Derivato da Sarma I (1973), all'equazione di equilibrio viene aggiunto un parametro di scala per rendere il metodo più rigoroso.



TABELLA 1

Caratteristiche principali (tratte dalla letteratura) dei metodi LEM più utilizzati. Solo le soluzioni rigorose sono implementate in SSAP.

TIRANTI	β (°)	L (m)	T (kN/m)	Lc (%)			
		-20	35	200	71.4		
PALI	L (m)	D (m)	D1 (m)	D2 (m)	Cu (kPa)	γ (kN/m ³)	γ sat (kN/m ³)
	21	1.2	1.5	0.3	715.41	22.4	22.4


TABELLA 2

Parametri relativi ai tiranti e ai pali utilizzati per l'analisi di stabilità (β = angolo formato dal tirante con l'orizzontale; L = lunghezza del tirante; T = carico di progetto; Lc = lunghezza cementata; D = diametro dei pali che compongono la palificazione; D1 = interasse tra i pali; D2 = lunghezza dell'apertura tra i pali; Cu = valore equivalente di resistenza al taglio non drenato della paratia; γ = peso unitario equivalente da applicare alla paratia).

le caratteristiche dei diversi metodi LEM presenti in letteratura. Solo le soluzioni rigorose sono disponibili nel software SSAP.

Tra i metodi di calcolo disponibili in SSAP, la soluzione scelta per effettuare la back-analysis della frana di Pomarico è stata quella proposta da Morgenstern & Price (1965), in assenza di scosse sismiche, per la sua elevata affidabilità. Infatti, utilizza una funzione arbitraria per definire la direzione della risultante delle forze di interfaccia. Questa soluzione rappresenta un metodo completamente bilanciato. (Duncan et al. 2014; Borselli, 2020).

Morgenstern & Price (1965) hanno sviluppato una soluzione in cui la relazione tra le forze di interfaccia verticali e orizzontali è espressa attraverso una funzione incognita, i cui parametri sono derivati dal bilancio di massa globale. La soluzione è completamente bilanciata e può essere utilizzata per studiare qualsiasi superficie di rottura con qualsiasi forma. Rispetto ai metodi precedentemente descritti, la soluzione proposta da Morgenstern & Price (1965) non ha una semplice formula finale, ma un sistema di equazioni non lineari da risolvere mediante iterazioni. Il metodo è caratterizzato da elevata accuratezza, affidabilità e stabilità numerica, in quanto soddisfa sia l'equilibrio dei momenti che delle forze, e consente

di includere stratigrafie complesse e la presenza di opere di rinforzo (Morgenstern & Price 1965; Duncan et al. 2014; Firincioglu and Ercanoglu 2021). Il LEM viene utilizzato anche per calcolare il FS secondo l'algoritmo iterativo ideato da Zhu et al. (2005). Il calcolo del FS è generalizzato per qualsiasi metodo LEM mediante un nuovo algoritmo (Borselli, 2020). Inoltre, è stato utilizzato lo strumento di superficie Sniff Random Search. Il motore Sniff Random Search tende a massimizzare, durante la generazione casuale della superficie, l'attraversamento degli strati che presentano le caratteristiche di resistenza più scarse. Per quanto riguarda la presenza di elementi strutturali come pali stabilizzatori, il software SSAP utilizza la formulazione di Ito e Matsui (1981) per il calcolo della massima forza di reazione mobilitata offerta dal palo in condizioni di plasticizzazione dell'interfaccia terreno-palo. In questo caso, è stata utilizzata la formulazione corretta da Kumar & Hall (2006) per pali molto distanziati, in quanto più conservativa (Borselli, 2020). L'ancoraggio è stato incluso nel modello in base ai dati forniti nel progetto per la sua costruzione. La Tabella 2 riporta i parametri dei pali e dei tiranti utilizzati nella modellazione. I tiranti, secondo il progetto, non sono stati pretensionati (ancoraggio passivo). Per quanto riguarda la

presenza di opere antropiche a monte della paratia (strade, muri e edifici), il programma SSAP consente l'inserimento di sovraccarichi, come già detto, per aumentare i carichi agenti su una potenziale superficie di scorrimento. In questo caso, l'inserimento di un sovraccarico verticale ha permesso di considerare tutte le condizioni presenti sul pendio. Considerando il tipo di costruzione, il sovraccarico è stato assegnato pari a 50 kPa, equivalente a circa 2,5 m di terreno in più.

L'altezza della falda è stata desunta dalle misure piezometriche riportate in Bozzano et al. (2002).

Come risultato della modellazione, SSAP produce una serie di grafici. Ai fini della back-analysis presentata in questo lavoro, ne sono stati selezionati solo due e un esempio è riportato nella Figura 3, realizzata con i parametri riportati nella Tabella 2 e con i parametri geotecnici riportati nella sezione successiva [Modello litologico]. Nel pannello superiore sono riportate in giallo le 10 superfici critiche individuate dall'analisi e in rosso è evidenziata la superficie di minimo assoluto FS. Al termine della verifica di stabilità globale, per ogni superficie vengono registrate informazioni sul valore locale di FS ricalcolato nel tempo. Attraverso uno specifico algoritmo, viene restituita una mappa a colori 2D del FS locale (Borselli, 2020),

mostrata nel pannello b (Figura 3). La mappa a colori 2D della distribuzione dell'FS locale consente di evidenziare le aree in cui potrebbe verificarsi la rottura, ossia le aree che presentano una combinazione sfavorevole di stati di stress e quindi hanno un FS locale medio più basso (colori caldi) (Borselli, 2020).

Modello litologico

Per caratterizzare (cioè determinare le proprietà fisiche del suolo e i parametri geotecnici) i terreni coinvolti nel movimento e per definire i parametri di input necessari al SSAP, sono state condotte indagini geotecniche. In particolare, sono state effettuate prove di laboratorio (indice di proprietà, analisi granulometrica, limiti di Atterberg, tagli diretti e anulari) su campioni prelevati in punti rappresentativi del corpo di frana e nelle vicinanze (punti verdi contrassegnati da S nella Figura 1). Inoltre, negli stessi punti sono state eseguite prove di permeabilità in situ. La Tabella 3 elenca i test eseguiti su ciascun

campione, mentre i risultati sono riassunti nella Tabella 4. I campioni analizzati sono rappresentativi di suoli caratterizzati da granulometria eterogenea. Sono costituiti principalmente da sabbia con percentuali simili di limo (S2 e S3), e da limo con percentuali simili di sabbia e argilla (S1 e S4). La frazione limoso-sabbiosa costituisce più del 90% del materiale prelevato all'esterno del corpo di frana (S2 e S3), mentre la frazione limo-sabbiosa/argillosa costituisce più del 90% del materiale prelevato lungo il corpo di frana. Ciò porta a classificare i terreni prelevati nella parte mediana e al piede della frana in argille limose e in sabbie argillose (SM-SC), mentre i terreni prelevati all'esterno del corpo di frana (in prossimità della zona medio-alta di quest'ultimo) come argille limose (CL). I dati delle prove di taglio diretto consolidate e drenate, in accordo con Bozzano et al. (2002), hanno indicato valori medi dell'angolo di attrito e della coesione pari a 22,5° e 22,5 kPa per le argille siltose e valori medi dell'angolo di attrito pari a 36° per le sabbie argillose.

La sezione (linea nera nella Figura 1) sottoposta a verifica comprende la parte medio-alta del versante, ossia l'area più rappresentativa del movimento franoso (Figura 1). Quindi, sulla base a) dei sopralluoghi, b) dei parametri geotecnici ottenuti dalle prove di laboratorio, c) dei dati disponibili in letteratura e d) delle stratigrafie ottenute dai fori di sondaggio, è stato creato il modello geotecnico per l'analisi di stabilità, ricostruito secondo le specifiche del programma SSAP (Borselli, 2020). Si tratta di un modello schematico composto da 4 litologie: strato 1 - Sabbie coerenti (Formazione delle Sabbie di Monte Marano), strato 2 - Argille limose grigio-blu, strato 3 - Sabbie rimaneggiate, strato 4 - Limi rimaneggiati. I parametri geotecnici sono

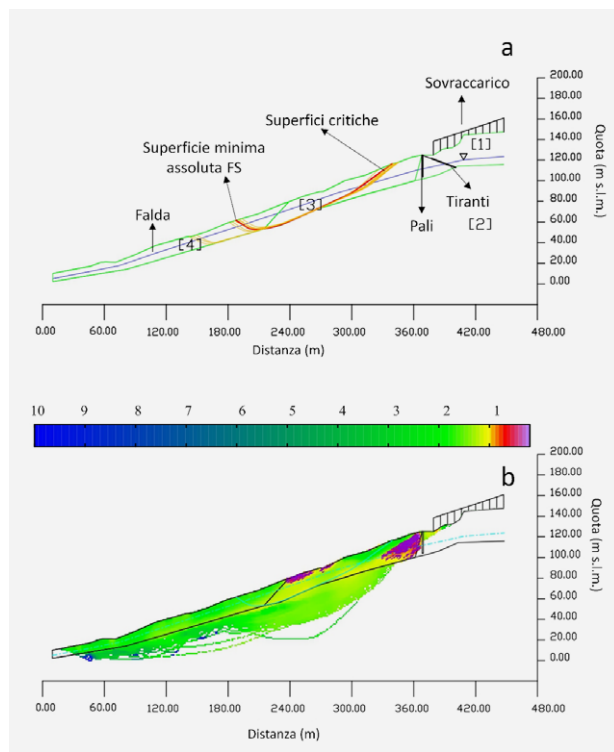


FIGURA 3
 (a) Risultati dell'analisi di stabilità. In giallo sono riportate le 10 superfici critiche identificate dall'analisi, mentre in rosso è evidenziata la superficie critica ([1], [2], [3] e [4] sono lo strato 1, lo strato 2, lo strato 3 e lo strato 4, descritti nella Tabella 4); (b) mappa dei FS locale (i colori dal blu al verde e il giallo indicano aree stabili con un FS uguale o superiore a 1, i colori dall'arancione al rosso e il viola indicano aree instabili con un FS inferiore a 1).

TESTS	CAMPIONI			
	S1	S2	S3	S4
Proprietà indice	x		x	x
Analisi granulometrica	x	x	x	x
Limiti di Atterberg	x	x	x	x
Taglio diretto	x	x	x	x
Taglio anulare	x			

TABELLA 3
 Prove effettuate sui quattro campioni raccolti dalla frana di Pomarico. Per la loro ubicazione si veda la Figura 1.

stati assegnati a ciascuna litologia/strato e sono riportati nella Tabella 5. Sono stati ottenuti da prove di laboratorio e concordano con i parametri riportati in Bozzano et al. (2002).

Il substrato argilloso è stato considerato impermeabile e l'altezza della falda freatica è stata desunta dalle misure piezometriche riportate in Bozzano et al. (2002).

CAMPIONI	S1	S2	S3	S4
γ_d (kN/m ³)	16.9		13.5	20.4
γ_w (kN/m ³)	20.3		18.2	22.5
w (%)	15.4		8.24	2.14
e (-)	0.55		0.92	0.27
n (%)	35.21		48.06	21.52
K (m/sec) (carico variabile)		6.00E-06	2.80E-05	
K (m/sec) (carico costante)			1.10E-05	
ϕ' (°)	25.2	34.2	38.4	19.8
c' (kPa)	19	0	0	25.9
ϕ_R' (°)	14.8			
Sabbia (%)	28.6	69.6	75.6	17.6
Limo (%)	47	22.5	19.3	53.2
Argilla (%)	24.1	7.6	0.5	29.2
USCS Classification	CL	SM-SC	SM-SC	CL



TABELLA 4

Sintesi dei parametri geotecnici dei quattro campioni raccolti dalla frana di Pomarico (γ_d = peso volumetrico secco; γ_w = peso volumetrico saturo; w = contenuto d'acqua; e = indice dei vuoti; n = porosità; K = permeabilità; ϕ' = angolo di attrito; c' = coesione; ϕ_R' = angolo di attrito residuo; CL = argille limose; SM = sabbie limose; SC = sabbie argillose; n.a. = non disponibile).

LAYER	MATERIAL	ϕ' (°)	c' kPa	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
1	Sabbia	34.4	1	18	19
2	Limo argilloso	24	30	19	20
3	Sabbia rimaneggiata	32	0	18	19
4	Limi rimaneggiati	22.5	22.5	18.6	21.4



TABELLA 5

Parametri geotecnici ricavati dalle prove di laboratorio e utilizzati per l'analisi di stabilità di ciascuno dei quattro strati identificati (ϕ' = angolo di attrito; c' = coesione; γ = peso volumetrico secco; γ_{sat} = peso volumetrico saturo).

Risultati

Lo studio di back-analysis è stato suddiviso in 4 diverse fasi con l'obiettivo di ricostruire le principali fasi del movimento franoso. La prima analisi (nella successiva Prima fase) ha permesso di individuare le condizioni di criticità presenti sul versante (Ausilio et al. 2001). La seconda fase ha permesso di ricostruire le condizioni di instabilità del versante, considerando la presenza di opere strutturali. La terza fase ha permesso di studiare il movimento gravitativo avvenuto a fine novembre 2018, mentre la quarta fase ha permesso di studiare il movimento del 25-29 gennaio 2019.

Prima fase (Fase I)

La prima fase è stata finalizzata all'identificazione delle condizioni critiche presenti sul versante prima dell'evento del 2018. Per questo motivo, il profilo topografico è stato recuperato da Bozzano et al. (2002) e la modellazione è stata effettuata in assenza di elementi strutturali e considerando solo la presenza del sovraccarico, rappresentando l'abitato di Pomarico. Questa scelta si basa sulla considerazione che il fattore scatenante della frana può essere ricondotto alle forti precipitazioni, avvenute nei mesi precedenti, su un versante già reso fortemente instabile dalla sua configurazione geomorfologica e dalla presenza di aree ad alto contenuto idrico (Perrone et al. 2021; Doglioni et al. 2020). La fase attuale ha previsto l'esecuzione di una serie di iterazioni, variando l'altezza della falda. Ciò ha permesso di ricostruire il FS in condizioni di falda profonda e superficiale. Di seguito sono riportati due modelli rappresentativi di questa analisi, entrambi privi di elementi strutturali: un modello con condizioni di falda profonda e uno con condizioni di falda superficiale.

Modello senza elementi strutturali con condizioni di falda profonda

Il modello in assenza di elementi strutturali e con la falda posta a maggiore profondità (Figura 4) ha prodotto un FS minimo di 1,36, con un intervallo compreso tra 1,36 e 1,37. Questi valori sono piuttosto elevati e indicano un pendio in condizioni di stabilità. L'analisi dei risultati mostra che le 10 superfici di scivolamento più critiche hanno una lunghezza compresa tra 138 m e 197 m, con una profondità massima di 18 m dal livello del suolo, e coinvolgono gli strati 3 e 4 (Figura 4a).

La mappa di distribuzione locale del FS (Figura 4c) mostra che le aree con FS più basso sono concentrate interamente sulla superficie a valle dello strato 3, vicino al contatto con lo strato 4 (A nella Figura 4c), e a contatto con lo strato 2 (B nella Figura 4c). I primi (A) indicano piccoli movimenti gravitativi superficiali tipici delle aree calanchive. I secondi (B) sono causati dalle forze tensionali che si sviluppano a contatto con strati con caratteristiche geotecniche diverse, in assenza di pressioni interstiziali nello strato di base. Queste indicano forti variazioni nei valori di FS in funzione della pressione di poro.

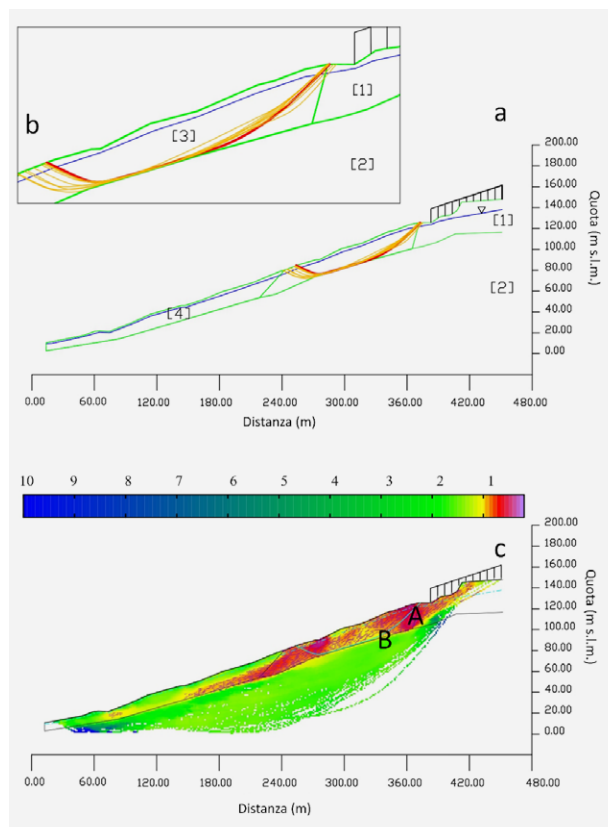


FIGURA 4

(a) Risultati dell'analisi di stabilità in assenza di elementi strutturali e in condizioni di falda profonda. Le 10 superfici critiche identificate dall'analisi sono mostrate in giallo, mentre in rosso è evidenziata la superficie critica con un FS globale di 1,36; (b) zoom dell'area interessata dalle superfici critiche; (c) mappa del FS locale.

Modello senza elementi strutturali con condizioni di falda superficiale

Nell'analisi con la falda posizionata vicino al piano campagna, il modello è stato realizzato con le stesse configurazioni del precedente (Sezione 4.1.1). L'altezza della falda, in questo caso, era compresa tra 3,40 e 5,20 m dal livello del suolo, con un valore minimo di 0,60 m (ottenuto dalla misura piezometrica riportata in Bozzano et al., (2002). Il modello (Figura 5) mostra che aumentando l'altezza della falda e avvicinandola al piano campagna, si genera una riduzione di FS che scende a 0,98 (che significa versante instabile), con un intervallo compreso tra 0,98 e 0,99. Le superfici di rottura si trovano nella parte superiore del pendio, interessando lo strato 1, dove si generano, e lo strato 3, dove terminano a contatto con lo strato 4 (Figura 5a). Le 10 superfici di scorrimento più critiche hanno una lunghezza compresa tra 134 m e 173 m e una profondità massima dal livello del suolo di 20 m.

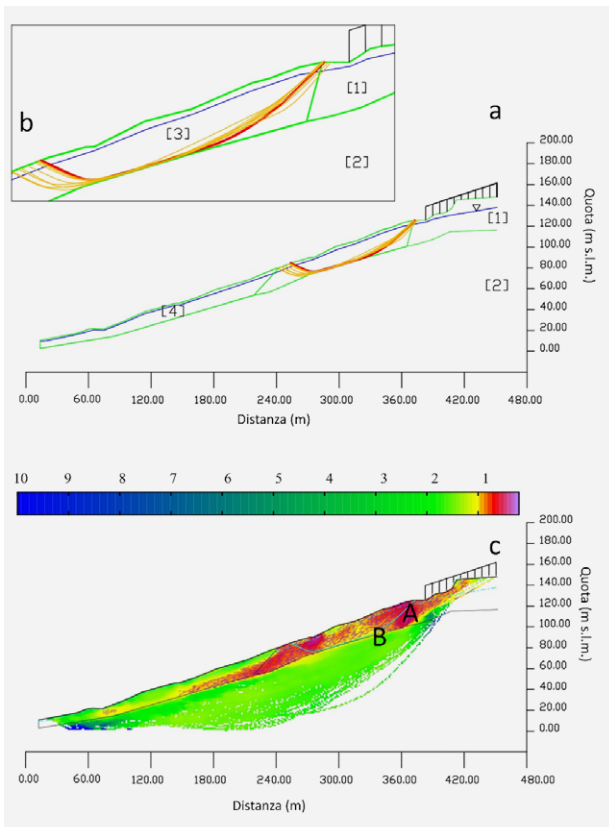


FIGURA 5

(a) Risultati dell'analisi di stabilità in assenza di elementi strutturali e in condizioni di falda superficiale. Le 10 superfici critiche identificate dall'analisi sono mostrate in giallo, mentre in rosso è evidenziata la superficie critica con un FS globale di 0,88; (b) zoom dell'area interessata dalle superfici critiche; (c) mappa del FS locale.

Nella mappa di distribuzione bidimensionale degli FS (Figura 5c) è possibile notare come le aree con FS più bassi siano localizzate nella zona di contatto tra lo strato 1 e 3 (A) e lungo il contatto tra lo strato 3 e 2 (B). In queste aree si registra un FS inferiore a 1, quindi emerge un pendio fortemente instabile, soprattutto nella zona di contatto tra gli strati.

L'analisi di stabilità condotta in assenza di elementi strutturali mostra la transizione da condizioni di stabilità a condizioni di instabilità del pendio, al variare dell'altezza della falda. Un valore di FS inferiore a 1 si ottiene in condizioni di falda profonda con gli stessi valori geotecnici dei materiali utilizzati in condizioni di falda superficiale. L'analisi sopra descritta ha permesso di ottenere una serie di superfici critiche rappresentative delle condizioni del pendio prima della realizzazione dell'opera di consolidamento e ha permesso di conoscere i fattori e i meccanismi che regolano la stabilità/instabilità.

Seconda fase (Fase II)

Dopo aver determinato le condizioni più critiche del versante e aver individuato i corrispondenti FS attraverso l'analisi della prima fase, è stato costruito un modello per considerare la presenza dell'opera strutturale. Il modello è stato costruito con le configurazioni (parametri geotecnici e altezza della falda) riportate nel paragrafo Fase I, e i valori di FS ottenuti sono pari a 0,98 con un intervallo compreso tra 0,98 e 0,99. Le superfici di scorrimento si trovano a valle della paratia (Figura 6a) e, dalla mappa FS (Figura 6c), le aree con FS più basso sono tutte concentrate nella zona a valle della paratia (A). Le 10 superfici di scivolamento più critiche hanno una lunghezza compresa tra 123 m e 134 m e una profondità massima dal livello del suolo di 17 m. Il modello in Figura 6 mostra il pendio nelle sue condizioni più critiche con gli interventi strutturali eseguiti alla fine del XX secolo (Doglioni et al. 2020). Nonostante gli interventi strutturali, volti a migliorare la stabilità del versante, il FS è inferiore a 1 e il versante a valle della paratia rimane instabile in queste condizioni di altezza della falda.

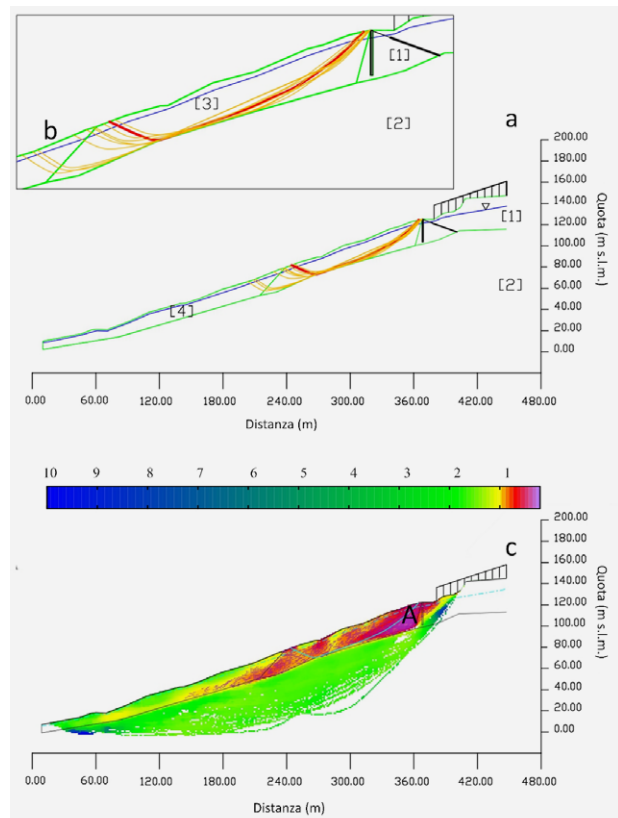


FIGURA 6

(a) Risultati dell'analisi di stabilità in presenza di elementi strutturali e in condizioni di falda superficiale. Le 10 superfici critiche identificate dall'analisi sono mostrate in giallo, mentre in rosso è evidenziata la superficie critica con un FS globale di 0,85; (b) zoom dell'area interessata dalle superfici critiche; (c) mappa del FS locale.

Terza fase (Fase III)

Successivamente, è stato realizzato un modello rappresentativo del movimento franoso verificatosi a fine novembre 2018, quando le abbondanti precipitazioni di ottobre hanno reso altamente instabile il versante sottostante la paratia e innescato fratture nel terreno a valle dei pali.

Il modello è stato costruito variando il profilo topografico in corrispondenza della paratia, secondo le superfici critiche emerse dall'analisi riportata nella Fase II, ottenendo così un profilo rappresentativo della situazione di fine novembre 2018, quando la frana ha iniziato a interessare l'area, direttamente a valle della paratia, provocando una prima denudazione delle pile. Il modello è stato costruito secondo le configurazioni riportate nella Fase II.

Le superfici critiche si estendono oltre la palificazione fino agli edifici a monte (Figura 7a). Il FS generato è 1,01, con un intervallo di FS compreso tra 1,01 e 1,09.

La mappa del FS locale (Figura 7c) mostra chiaramente che le zone con FS più basso si trovano nella zona di contatto tra gli strati 1 e 3 (A) e tra gli strati 2 e 3 (B).

L'intera area intorno alla paratia presenta quindi un FS locale piuttosto basso, che spiegherebbe il distacco del terreno, la denudazione dei pali e l'inizio della rotazione verso il basso dei pali (Doglioni et. 2020).

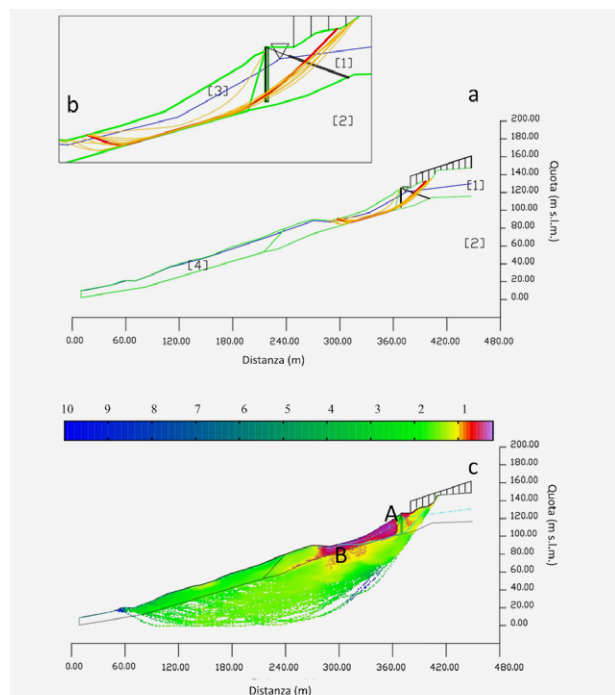


FIGURA 7

(a) Risultati del modello rappresentativo della frana di fine Novembre 2018. Le 10 superfici critiche identificate dall'analisi sono mostrate in giallo, mentre in rosso è evidenziata la superficie critica con un FS globale di 1,02; (b) zoom dell'area interessata dalle superfici critiche; (c) mappa del FS locale.

Quarta fase (Fase IV)

A seguito della frana di fine novembre 2018, il 25 gennaio 2019 si è verificato un successivo movimento franoso che ha determinato il crollo di un'ulteriore porzione di terreno a valle e una profonda denudazione della paratia. Ricostruendo la superficie topografica a partire dai risultati delle analisi riportate nella Fase III, è possibile modellare l'evento del 25 gennaio e spiegare il crollo avvenuto il 29 gennaio 2019. Il distacco del terreno davanti alla paratia il 25 gennaio 2019 ha reso il pendio ancora più instabile e il 29 gennaio 2019, alle 15:15, si è verificato uno scivolamento parossistico che ha portato al cedimento della paratia con il ribaltamento della paratia stessa e il crollo degli edifici presenti lungo Corso Vittorio Emanuele II. Il modello è stato realizzato ipotizzando una variazione della morfologia causata dal movimento del terreno a valle della paratia. Il FS è ancora più basso, con un valore di 0,83 e un intervallo compreso tra 0,83 e 0,89. Le superfici di scivolamento più critiche passano sotto i pali, causandone il ribaltamento (Figura 8a). La mappa del FS locale (Figura 8c) mostra chiaramente la presenza di zone ad alto rischio (FS<1) all'interno degli strati 3 e 1 (A), soprattutto nella zona antistante e retrostante la paratia.

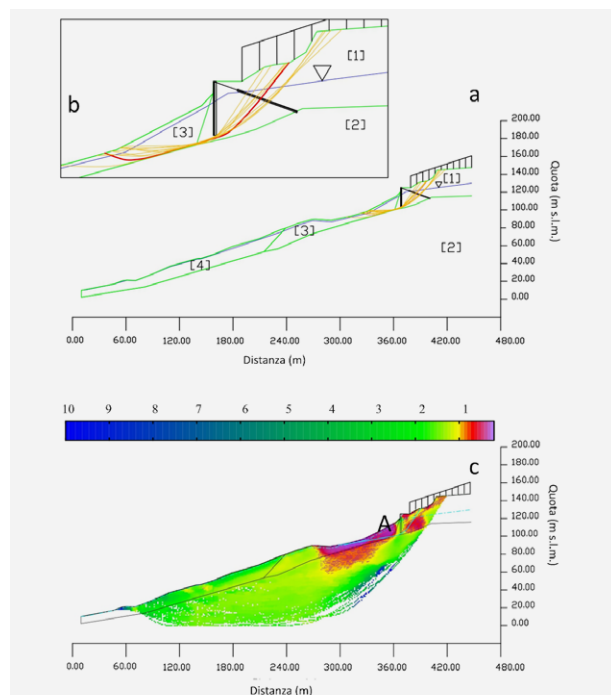


FIGURA 8

(a) Risultati del modello rappresentativo del movimento del 25-29 gennaio 2019. Le 10 superfici critiche identificate dall'analisi sono mostrate in giallo, mentre in rosso è evidenziata la superficie critica con un FS globale di 0,82; (b) zoom dell'area interessata dalle superfici critiche; (c) mappa del FS locale.

Discussione

Il presente lavoro analizza e descrive gli eventi franosi di Pomarico del 2018 e del 2019 attraverso la back-analysis effettuata con il software SSAP, che ha permesso di modellare un versante multistrato e di ricostruire le varie fasi in cui si è evoluta la frana. La back-analysis multistrato, infatti, considera la disomogeneità degli strati, attribuendo a ciascuno di essi i propri parametri geotecnici. Questo tipo di analisi, quindi, deve essere supportata da prove di laboratorio e in situ per ottenere questi parametri e non può essere eseguita utilizzando i valori di letteratura. Maggiore è il numero di campioni/prove in situ, migliori sono i valori medi ricavati per eseguire l'analisi.

Le fasi preliminari di back-analysis (Fase I) hanno permesso di individuare le condizioni critiche del versante e quindi più vicine a quelle presenti durante l'evento franoso. Inizialmente sono state eseguite diverse iterazioni variando l'altezza della falda, considerando solo il versante con la sua configurazione geotecnica e lo strato di copertura (in assenza di elementi strutturali). Questi modelli hanno permesso di ricostruire le condizioni di stabilità e instabilità del versante al variare dell'altezza della falda, ottenendo un valore FS < 1 nel caso di una falda vicina alla superficie con gli stessi valori geotecnici dei materiali.

Una volta determinate le condizioni di instabilità del pendio, è stata considerata la stabilità del pendio in presenza della paratia. I risultati mostrano un pendio instabile con un FS di 0,98 (Fase II). Tuttavia, nonostante un FS piuttosto basso, le opere strutturali sono state in grado di proteggere l'assetto a monte di esse. Le superfici di rottura si sono fermate in corrispondenza della paratia, non progredendo ulteriormente, ma causando un aumento delle sollecitazioni a valle della paratia che ha portato alla formazione di fratture nel terreno in corrispondenza della paratia.

Il modello utilizzato per simulare l'evento di fine novembre 2018 (Fase III) mostra un pendio con un FS di 1,01, con le superfici di rottura che non si fermano più in corrispondenza dei pali, ma avanzano oltre la paratia verso la parte inferiore del villaggio. La mappa locale di FS

(Figura 8c) mostra chiaramente la presenza di un valore di FS inferiore a 1 nella porzione antistante i pali, dove il terreno ha iniziato a scivolare verso il basso e a causare la progressiva denudazione dei pali, nonché l'inizio della rotazione verso il basso del palo stesso.

Lo scivolamento del 25 gennaio (Fase IV) ha portato a un ulteriore crollo del terreno davanti alla paratia, causando un'ulteriore denudazione. A questo punto, i pali hanno iniziato a deformarsi sempre più e a ruotare verso il basso (Doglioni et al., 2020). Il pendio ha mantenuto questa stabilità fino al 29 gennaio 2019, quando si è verificato il crollo della paratia e degli edifici a monte.

È importante ricordare che le analisi di stabilità e la procedura di back-analysis vengono eseguite per ripristinare i versanti in frana con opere di rinforzo, come i pali. Come riportato in Popescu and Schaefer (2008), per la stabilità della paratia di pali è necessario considerare sia la forza motrice che la forza resistente che agisce su ciascun palo. Una stima accurata della forza laterale che agisce sul palo è fondamentale, poiché l'azione di stabilità della paratia e del pendio sono in conflitto. Ciò significa che un'analisi di stabilità sicura per il pendio non implica a sua volta una certa stabilità per la paratia. Affinché una paratia svolga il ruolo per cui è stata progettata, ogni fila di pali deve essere infissa nel pendio a una profondità adeguata attraverso la potenziale superficie di scorrimento. Ogni palo deve essere inserito saldamente e in profondità in modo da avere un'adeguata resistenza meccanica, che porti a un aumento del FS del pendio, garantendone così la stabilità (Xiao et al. 2018; Borselli, 2020). Per questi motivi è stato creato un modello con le stesse caratteristiche geomeccaniche dei precedenti ma con una maggiore estensione dei pali. La paratia è stata costruita per una lunghezza totale di 30 m, di cui i 24 m superiori sono stati collocati nello strato 1 per la reazione passiva e i restanti 6 m inferiori sono stati collocati nello strato 2 con funzione di blocco, in quanto presenta caratteristiche geotecniche migliori rispetto allo strato 1. La Tabella 6 mostra i valori assegnati ai pali in questa configurazione modificata.

TIRANTI	β (°)	L (m)	T (kN/m)	Lc			
	-20	35	200	71.4			
PALI	L (m)	D (m)	D1 (m)	D2 (m)	Cu (kPa)	γ (kN/m ³)	γ sat (kN/m ³)
	21	1.2	1.5	0.3	715.41	22.4	22.4
	6	1.2	1.5	0.3	726.19	22.77	22.77



TABELLA 6

Parametri relativi ai tiranti e ai pali utilizzati per l'analisi di stabilità (β = angolo che il tirante forma con l'orizzontale; L = lunghezza del tirante; T = carico di progetto; Lc = lunghezza cementata; D = diametro dei pali che compongono la palificazione; D1 = interasse tra i pali; D2 = lunghezza dell'apertura tra i pali; Cu = valore equivalente di resistenza al taglio non drenato della paratia; γ = peso unitario equivalente da applicare alla paratia).

I risultati sono riportati nella Figura 9. Il FS risultante è 1,34 e le superfici di scivolamento hanno una lunghezza che varia da 1,44 m a 1,51 m. Pertanto, è possibile valutare che in queste condizioni, cioè estendendo la lunghezza dei pali fino a 30 m, il pendio risulterà molto stabile. Questo risultato significa che la costruzione delle opere strutturali progettate era corretta in termini di tipologia e forma, ma era sottodimensionata in termini di profondità dei pali e lunghezza totale.

Come affermato in precedenza e nella sezione Introduzione, il limite principale dell'esecuzione di una back-analysis su un pendio multistrato è la necessità di avere parametri geotecnici accurati, poiché gli strati possono avere parametri molto diversi. Pertanto, uno studio di back-analysis ha successo se è preceduto da uno studio approfondito del terreno, che giustifichi la parametrizzazione inclusa nel software di analisi. Inoltre, come accennato in precedenza, un'altra limitazione della back-analysis multistrato risiede nella mancanza di una geometria dettagliata del pendio. Questo inconveniente può essere superato utilizzando tecniche geofisiche, come tomografie di resistività elettrica, sismica attiva e passiva e radar a penetrazione del terreno, solo per citarne alcune, in aggiunta ai metodi intrusivi tradizionali, poiché consentono di ricostruire la geometria della frana nel sottosuolo (Pazzi et al., 2017; Pazzi et al., 2019).

Conclusioni

In questo lavoro è stata impiegata con successo una back-analysis multistrato per studiare il movimento franoso che ha interessato il paese di Pomarico. I parametri di input del modello, ovvero le proprietà meccaniche dei terreni (ottenute tramite prove in situ e di laboratorio), la superficie topografica pre-evento e la falda acquifera ricavata dalla bibliografia, hanno permesso di

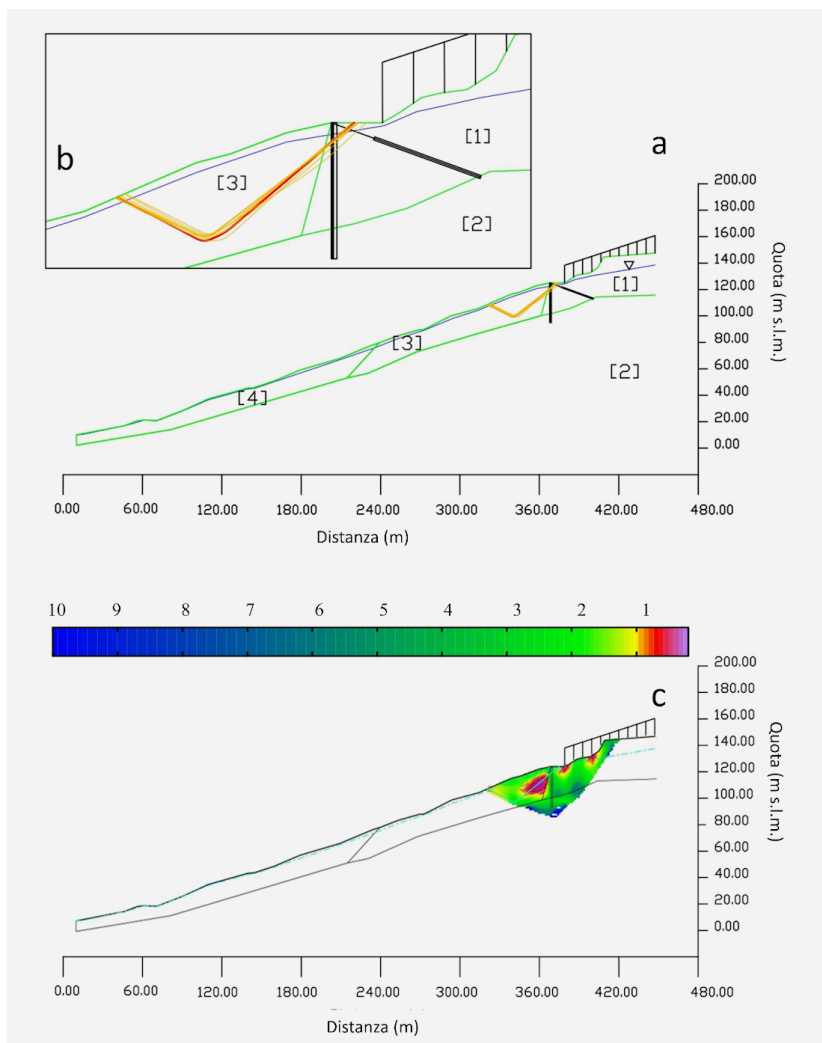


FIGURA 9

(a) Risultati dell'analisi di stabilità in presenza di pali di 30 m di lunghezza. Le 10 superfici critiche individuate dall'analisi sono riportate in giallo, mentre la superficie critica con un FS complessivo di 1,34 è evidenziata in rosso; (b) zoom dell'area interessata dalle superfici critiche; (c) mappa del FS locale.

studiare il versante, restituendo una solida back-analysis multistrato. L'utilizzo del software SSAP 2010 ha permesso di identificare la superficie di scorrimento reale e il FS del pendio in ogni fase evolutiva. L'approccio proposto comprende quattro fasi: Fase I, identificazione delle condizioni critiche presenti sul pendio variando l'altezza della falda. Fase II, valutazione della stabilità del pendio in presenza di opere

strutturali. Fase III, modellazione del primo movimento franoso. Fase IV, ricostruzione dell'evento franoso parossistico. Un'ulteriore simulazione è stata eseguita variando le opere di sostegno, in termini di profondità e lunghezza totale, tenendo presente che per svolgere la funzione per cui la paratia è stata progettata, ogni fila di pali deve essere ancorata al pendio a una profondità adeguata attraverso la superficie di scorrimento potenziale.

I risultati ottenuti da ciascun modello mostrano che la sequenza adottata nell'analisi a posteriori è necessaria per effettuare uno studio adeguato di un pendio caratterizzato da una complessa sequenza di strati argillosi e sabbiosi, il cui movimento è innescato dalle variazioni della falda, che plasticizzano le argille e creano una superficie di scorrimento. Il metodo di back-analysis multistrato implementato con il software SSAP consente di ridurre l'eccessiva semplificazione di una back-analysis classica basata su singoli strati che può produrre, in situazioni stratigrafiche complesse, risultati forse inaffidabili. I vincoli sui valori di pendenza locale della superficie di scorrimento, associati a ciascuna falda, consentono una ricostruzione affidabile del processo di instabilità multifase. Il metodo di analisi proposto suggerisce ulteriori applicazioni in analoghi scenari complessi di interazione suolo-struttura multistrato.

Ringraziamenti

Gli autori desiderano ringraziare il Comune di Pomarico (MT), il Dr. Gianni Palumbo, il Prof. Vincenzo Simeone, il Prof. Francesco Sdao e il Dipartimento della Protezione Civile per il supporto fornito durante la campagna di raccolta dati.

Finanziamento

Questa ricerca è stata svolta nell'ambito della convenzione tra il Dipartimento della Protezione Civile della Regione Basilicata e l'UNIFI (Università di Firenze) relativa al monitoraggio tramite interferometria radar terrestre della frana e delle aree circostanti, compreso l'abitato di Pomarico. La ricerca e lo sviluppo del software SSAP sono stati finanziati dal CONACYT (Messico): Projectos Ciencia Basica: CB-2016/286764.

Conflitto di interessi

Gli autori non dichiarano interessi in conflitto.

BIBLIOGRAFIA

- Abdulai, M., & Sharifzadeh, M. (2021). Probability Methods for Stability Design of Open Pit Rock Slopes: An Overview. *Geosciences*, 11(8), 319.
- Akin, M. (2013). Slope stability problems and back analysis in heavily jointed rock mass: a case study from Manisa, Turkey. *Rock mechanics and rock engineering*, 46(2), 359-371.
- Ausilio, E. Conte, E. & Dente, G. (2001). Stability analysis of slopes reinforced with piles. *Computers and Geotechnics*, 28(8), 591-611. [https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(01\)00013-1](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(01)00013-1).
- Azarafza, M., Akgün, H., Ghazifard, A., Asghari-Kaljahi, E., Rahnamarad, J., & Derakhshani, R. (2021). Discontinuous rock slope stability analysis by limit equilibrium approaches—a review. *International Journal of Digital Earth*, 14(12), 1918-1941. <https://doi.org/10.1080/17538947.2021.1988163>.
- Balduzzi A. Casnedi R. Crescenti U. Mostardini F. Tonna M. (1982). Il Plio-Pleistocene del sottosuolo del bacino lucano (Avanfossa appenninica). *Geologica Romana*, 21, 89-111.
- Beyabanaki, S. A. R. (2021). LEM Stability Analysis of Landslides Induced by Earthquakes: Impact of a Weak Layer. *American Journal of Engineering Research (AJER)*, 10(05), 257-268.
- Bishop A.W. (1995) The use of the sip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique* 5, 7-17
- Borselli L (2016) SSAP 4.7.2 - Slope Stability Analysis Program. Manuale di Riferimento. Del Codice SSAP Versione 4.7.2. <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.1.3851.1766>
- Borselli L. (2017). Sono sempre le sole superfici circolari quelle con minor FS? <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.25141.22243> (in italian)
- Borselli L. (2020). SSAP 5.0 - "SLOPE STABILITY ANALYSIS PROGRAM". MANUALE DI RIFERIMENTO. DEL CODICE SSAP Versione 5.0. Researchgate. DOI: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.12436.73604>.
- Bozzano F. Cherubini C. Floris M. Lupo M. Paccapelo F. (2002). Landslide phenomena in the area of Pomarico (basilicata - Italy): methods for modelling and monitoring. *Physics and Chemistry of the Earth* 27, 1601-1607.
- Brunetti MT, Guzzetti F, Cardinali M, Fiorucci F, Santangelo M, Mancinelli P, Borselli L (2014) Analysis of a new geomorphological inventory of landslides in Valles Marineris, Mars. *Earth Planet Sci Lett* 405:156-168
- Carà, T. Gigli, G. Lombardi, L. Nacentini, M. & Casagli, N. (2021). Monitoring and analysis of the exceptional displacements affecting debris at the top of a highly disaggregated rockslide. *Engineering Geology*, 294, 106345. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106345>.
- Chen, Z. Y. & Morgenstern, N. R. (1983). Extensions to the generalized method of slices for stability analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(1), 104-119.
- Cherubini C. Walsh N. (1982) Caratteristiche geolitologiche e geotecniche delle sabbie di Monte Marano (dintorni di Gravina). *Geol. Appl. e Idrogeol.* 10, 320-337.
- Cherubini C. Genevois R. Guadagno F.M. Prestinini A. Valentini G. (1985) Sulle correlazioni geotecniche spaziali, l'erosione e la stabilità dei pendii dei depositi argillosi pleistocenici della fossa bradanica. *Geol. Appl. e Idrogeol.* 20 (II), 671-690.
- Ching, R. K. H., & Fredlund, D. G. (1983). Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4), 661-672.
- Chowdhury, R. N., & Zhang, S. (1990). Convergence aspect of limit equilibrium methods for slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 145-151.

- Cruden D.M. Varnes D.J. (1996) Landslide types and process. In: Turner A.K. & Schuster.
- De Marco A, Di Pierro M (1981) Le argille in frana di Pomarico (Matera). Studio granulometrico e mineralogico. *Rend SIMP* 37(1):213-227.
- Deng, D. P., Li, L., & Zhao, L. H. (2017). Limit equilibrium method (LEM) of slope stability and calculation of comprehensive factor of safety with double strength-reduction technique. *Journal of Mountain Science*, 14(11), 2311-2324. <https://doi.org/10.1007/s11629-017-4537-2> 2311.
- Doglioni, A. Casagli, N. Nocentini, M. Sdao, F. & Simeone, V. (2020). The landslide of Pomarico, South Italy, occurred on January 29th 2019. *Landslides*, 17(9), 2137-2143. <https://doi.org/10.1007/s10346-020-01455-x>.
- Duncan, J. M. (1996). State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *Journal of Geotechnical engineering*, 122(7), 577-596.
- Duncan, J. M. Wright, S. G. & Brandon, T. L. (2014). Soil strength and slope stability. John Wiley & Sons.
- Fellenius W (1936) "Calculation of the Stability of Earth Dams." *Trans. 2nd Int. Cong. Large Dams, Washington*, 445-459
- Fidolini, F., Pazzi, V., Frodella, W., Morelli, S. & Fanti, R. (2015). Geomorphological characterization, monitoring and modeling of the Monte Rotolon complex landslide (Recoaro Terme, Italy). In *Engineering Geology for Society and Territory-Volume 2* (pp. 1311-1315). Springer, Cham.
- Engineers, U.S. Army Corps of, 2003. In: Walsh (Ed.), *Engineering and Design: Slope Stability*. USACE.
- Firincioglu, B. S., & Ercanoglu, M. (2021). Insights and perspectives into the limit equilibrium method from 2D and 3D analyses. *Engineering Geology*, 281, 105968. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105968>.
- Fredlund, D. G., & Krahn, J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian geotechnical journal*, 14(3), 429-439.
- Garduño-Monroy, V. H. Macias, J. L. Morelli, S. Figueroa-Soto, A. Ruiz-Figueroa, A. Robles-Camacho, J. & Veronica, P. (2020). Landslide impact on the archaeological site of Mitla, Oaxaca. *Geoarchaeology*, 35(5), 644-658. <https://doi.org/10.1002/gea.21790>.
- Gaspero G. (1995) *Geologia regionale: geologia dell'Italia e delle regioni circummediterranee*. Bologna: Pitagora Ed.
- Genvois R. Prestininzi A. Valentini G. (1984) Caratteristiche e correlazioni geotecniche dei depositi argillosi bradanici affioranti a NE della fossa. *Geol. Appl. e Idrogeol.* 19, 173- 212.
- GeoStudio (2020) *SLOPE/W Model and User manual*, Geo-Slope International
- Griffiths, D. V. & Lane, P. A. (1999). Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique*, 49(3), 387-403. <https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.3.387>.
- Guerricchio A. Valentini G. (1979) Un modello matematico per la valutazione dell'erosione tratto dall'esame di pendii calanchivi nelle argille azzurre lucane. *Geol. Appl. e Idrogeol.* 10, 241- 275.
- Guerricchio A, Melidoro G (1979) Fenomeni franosi e neotettonici nelle argille grigio-azzurre calabrine di Pisticci (Lucania) con saggio di cartografia. *Geol Appl Idrogeol* 14(1):105-138.
- Hungr, O. Leroueil, S. & Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11(2), 167-194.
- Ito T. Matsui T. (1981). Method to estimate lateral force acting on stabilizing piles. *Soil and Foundation* 21(1), 21-37. https://doi.org/10.3208/sandf1972.15.4_43.
- Janbu N (1954) Application of composite slip circles for stability analysis. In: *Proc. Fourth European Conference on Stability of Earth Slopes* 3:43-49
- Jiang, J. C., & Yamagami, T. (2008). A new back analysis of strength parameters from single slips. *Computers and Geotechnics*, 35(2), 286-291.
- Jiang, S. H., Huang, J., Qi, X. H., & Zhou, C. B. (2020). Efficient probabilistic back analysis of spatially varying soil parameters for slope reliability assessment. *Engineering Geology*, 271, 105597.
- Jiang, J. C. & Yamagami, T. (2008). A new back analysis of strength parameters from single slips. *Computers and Geotechnics*, 35(2), 286-291. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.09.004>.
- Krahn, J. (2003). The 2001 RM Hardy Lecture: The limits of limit equilibrium analyses. *Canadian geotechnical journal*, 40(3), 643-660.
- Kumar, S. & Hall, M. L. (2006). An approximate method to determine lateral force on piles or piers installed to support a structure through sliding soil mass. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24(3), 551-564. [Doi: 10.1007/s10706-004-7936-4](https://doi.org/10.1007/s10706-004-7936-4).
- Li, L., Wang, Y., Zhang, L., Choi, C., & Ng, C. W. (2019). Evaluation of critical slip surface in limit equilibrium analysis of slope stability by smoothed particle hydrodynamics. *International Journal of Geomechanics*, 19(5), 04019032.
- Liu, S. Y. Shao, L. T. & Li, H. J. (2015). Slope stability analysis using the limit equilibrium method and two finite element methods. *Computers and Geotechnics*, 63, 291-298. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.10.008>.
- Liu, X., Wang, Y., & Li, D. Q. (2019). Investigation of slope failure mode evolution during large deformation in spatially variable soils by random limit equilibrium and material point methods. *Computers and Geotechnics*, 111, 301-312. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.03.022>.

- Liu, X., Li, D. Q., Cao, Z. J., & Wang, Y. (2020). Adaptive Monte Carlo simulation method for system reliability analysis of slope stability based on limit equilibrium methods. *Engineering Geology*, 264, 105384.
- Memon, Y. (2018). A comparison between limit equilibrium and finite element methods for slope stability analyses. Missouri University of Science and Technology, Rolla.
- Morelli, S., Pazzi, V., Tanteri, L., Nocentini, M., Lombardi, L., Gigli, G. ... & Casagli, N. (2020). Characterization and Geotechnical Investigations of a Riverbank Failure in Florence, Italy, UNESCO World Heritage Site. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146(10), 05020009.
- Morgenstern N. Price V.E. (1965) The analysis of the stability of general slip surfaced. *Geotechnique* 15(1), 79-93zh. <https://doi.org/10.7939/R3J59HF63>.
- Newsoft (2019) <https://www.newsoft-eng.it/Software/Aspen>
- Pazzi, V., Tanteri, L., Bicchocchi, G., D'Ambrosio, M., Caselli, A., & Fanti, R. (2017). H/V measurements as an effective tool for the reliable detection of landslide slip surfaces: case studies of Castagnola (La Spezia, Italy) and Roccalbegna (Grosseto, Italy). *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 98, 136-153.
- Pazzi, V., Morelli, S. & Fanti, R. (2019). A review of the advantages and limitations of geophysical investigations in landslide studies. *International Journal of Geophysics*, 2019. <https://doi.org/10.1155/2019/2983087>
- Perera, E. N. C., Jayawardana, D. T., Jayasinghe, P., Bandara, R. M. S. & Alahakoon, N. (2018). Direct impacts of landslides on socio-economic systems: a case study from Aranayake, Sri Lanka. *Geoenvironmental Disasters*, 5(1), 1-12. <https://doi.org/10.1186/s40677-018-0104-6>.
- Perrone, A., Canora, F., Calamita, G., Bellanova, J., Serlenga, V., Panebianco, S. ... & Lapenna, V. (2021). A multidisciplinary approach for landslide residual risk assessment: the Pomarico landslide (Basilicata Region, Southern Italy) case study. *Landslides*, 18(1), 353-365. <https://doi.org/10.1007/s10346-020-01526-z>.
- Petley, D. (2012). Global patterns of loss of life from landslides. *Geology*, 40(10), 927-930. <https://doi.org/10.1130/G33217.1>.
- Popescu, M. E. & Schaefer, V. R. (2008). Landslide stabilizing piles: a design based on the results of slope failure back analysis. In *Proceedings of the Tenth International Symposium on Landslides and Engineered Slopes (Volume 2)*. doi:10.1016/j.compgeo.2007.09.004.
- Rana, H., & Babu, G. S. Evaluating Soil Parameters Considering Probabilistic Back Analysis for Slope Failures. In *Geo-Congress 2022* (pp. 360-369).
- Saeidi, A., Maazallah, V., & Rouleau, A. (2016). Assessment of slide surface and pre-slide topography using site investigation data in back analysis. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 88, 29-33.
- Sarma, S. K. (1979). Stability analysis of embankments and slopes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(12), 1511-1524. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000903>
- Sarma, S. K. (1973). Stability analysis of embankments and slopes. *Geotechnique*, 23(3), 423-433.
- Sloan, S. W. (2013). Geotechnical stability analysis. *Géotechnique*, 63(7), 531-571. <https://doi.org/10.1680/geot.12.RL001>.
- Song, C., Yu, C., Li, Z., Pazzi, V., Del Soldato, M., Cruz, A., & Utlili, S. (2021). Landslide geometry and activity in Villa de la Independencia (Bolivia) revealed by InSAR and seismic noise measurements. *Landslides*, 1-17. <https://doi.org/10.1007/s10346-021-01659-9>.
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17(1), 11-26.
- Spencer E (1973) Thrust line criterion in embankment stability analysis. *Geotechnique* 23(1):85-100
- Stianson, J. R., Chan, D., & Fredlund, D. G. (2015). Role of admissibility criteria in limit equilibrium slope stability methods based on finite element stresses. *Computers and Geotechnics*, 66, 113-125.
- Tang WH, Stark TD, Angulo M (1999) Reliability in back analysis of slope failures. *Soils Found* 39(5):73-80.
- U.S. Army Corps of Engineers (2003). *Engineering and Design-Slope Stability*, Engineering Manual EM 1110-2-1902, Department of the Army, Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers, Washington, DC
- Wesley, L. D. & Leelaratanam, V. (2001). Shear strength parameters from back-analysis of single slips. *Geotechnique*, 51(4), 373-374. <https://doi.org/10.1680/geot.2001.51.4.373>.
- Xiao, S., ASCE, M., & Zeng, J. (2018). Discussion of "Limit-Equilibrium Method for Reinforced Slope Stability and Optimum Design of Antislides Micropile Parameters" by Deng Dong-ping, Li Liang, and Zhao Lian-heng. *Int. J. Geomech*, 18(5), 07018005.
- Zhang, L. L., Zhang, J., Zhang, L. M., & Tang, W. H. (2010). Back analysis of slope failure with Markov chain Monte Carlo simulation. *Computers and Geotechnics*, 37(7-8), 905-912. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.07.009>.
- Zhou, J., Li, E., Yang, S., Wang, M., Shi, X., Yao, S., & Mitri, H. S. (2019). Slope stability prediction for circular mode failure using gradient boosting machine approach based on an updated database of case histories. *Safety Science*, 118, 505-518.
- Zhu D.Y., Lee C.F., Qian Q.H., Chen G.R. (2005) A concise algorithm for computing the factor of safety using the Morgenstern - Price method. *Can. Geotech. J.* 42, 272-278.



ogt
ORDINE dei
GEOLOGI della
TOSCANA



ANNO XXXIV N°119 • MARZO 2023

Periodico d'informazione dell'Ordine dei Geologi della Toscana

DIRETTORE RESPONSABILE

Riccardo Martelli

COORDINAMENTO EDITORIALE

Alessandro Danesi

CONSIGLIO DELL'ORDINE

Alessandro Cortopassi, Alessandro Danesi, Daria Duranti, Simone Frosini, Chiara Lapira, Elisa Livi, Gaddo Mannori, Riccardo Martelli, Samuel Medoro, Iacopo Parenti, Monica Salvadori

COMMISSIONE SCIENTIFICA

Massimo Baglione, Gianluca Cornamusini, Lorella Francalanci, Roberto Gianecchini, Brunella Raco, Simone Sartini, Enrico Tavarnelli

COMITATO DI REDAZIONE

Giancarlo Lari, Guido Lavorini, Stefano Farinelli, Donato Merola, Maria Chiara Piccardi, Massimo Della Schiava, Luciano Sergiampietri

EDITORE

Ordine dei Geologi della Toscana,
Via Vittorio Fossombroni, 11, 50136 Firenze

DIREZIONE E REDAZIONE CENTRALE

Via Vittorio Fossombroni, 11 - 50136 Firenze
Tel. 055 2340878 - fax 055 2269589
email: il_geologo@geologitoscana.it
www.geologitoscana.it

PUBBLICITÀ

Agicom srl
Viale Caduti in Guerra, 28 - 00060 Castelnuovo di Porto (RM)
Tel. 069078285 - fax 069079256
agicom@agicom.it
www.agicom.it

CREATIVITÀ E GRAFICA

Agicom Graphic Ideas

STAMPA

Spadamedia Srl

POSTE ITALIANE SPA - Spedizione in Abbonamento Postale 70% - DCB FI
Autorizzazione Tribunale di Lucca N. 531 del 17/09/90

Fatti salvo gli obblighi di legge, la redazione declina ogni responsabilità riguardo ai contenuti degli spazi pubblicitari, che non possono in alcun modo essere considerati rappresentativi, prossimi o indicativi della politica dell'ordine di cui la rivista è organo. Tutte le inserzioni pubblicitarie sono gestite dalla Agicom srl. È espressamente vietata la riproduzione di testi e foto ai sensi e per gli aggetti dell'art. 65 della legge n. 633-22.4.1941.

DORSALE MEDIO ATLANTICA IN AFFIORAMENTO ISLANDA

Foto di Antonio Liberato

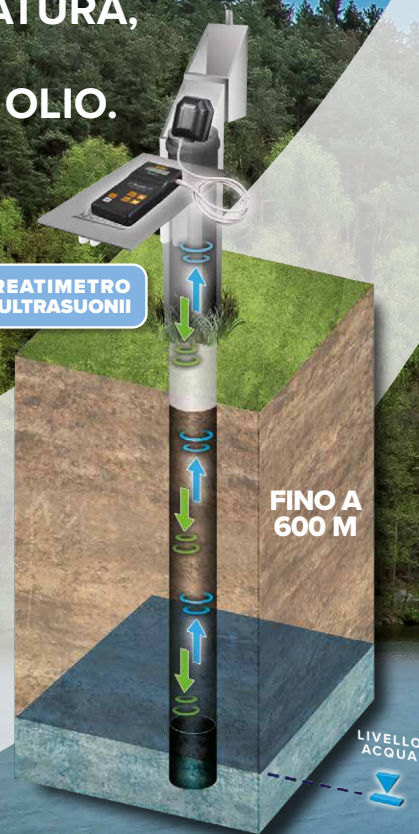


MISURE DI
LIVELLO

FREATIMETRI PER MISURE
DI LIVELLO, TEMPERATURA,
CONDUCIBILITÀ.
INTERFACCE ACQUA OLIO.



FREATIMETRO
A ULTRASUONI



Una gamma completa di strumentazione di qualità per le misure di livello, dai freatimetri tradizionali o a ultrasuoni, ai misuratori di interfaccia acqua-olio per pozzi, piezometri, cisterne, ecc.

Interface Meter ATEX 122 e 122 Mini, per la determinazione di LNAPL e DNAPL.

Freatimetri

- 101 P7 con nastro piatto fino a 1.500 m in PVDF marcato al laser ogni mm e 101 P2 con nastro in Polietilene fino a 300 m marcato a caldo.
- 107 TLC per profilazione di Temperatura e Conducibilità fino a 300 m.
- 201 per profilazione della Temperatura fino a 600 m di profondità e 125° C.

- 101D Drawdown meter con modalità abbassamento per facilitare i test di pompaggio.
 - 102 e 102 Mini con cavo coassiale e sonda da 4 o 10 mm per piezometri di piccolo diametro o con strozzature.
 - 101B compatto ed economico.
 - 105 per rilevare incamiciatura metallica e fondo pozzo.
 - 104 a ultrasuoni per misure di livello da 3 a 600 metri anche in presenza di ostruzioni, senza l'inserimento di sonde in pozzo.
- Scandaglio 103 Tag Line** per lo sviluppo dei pozzi e per il posizionamento di precisione di strumenti e attrezzature.

Da sempre impegnati nell'offrire le soluzioni tecnologiche più avanzate e affidabili per misure e monitoraggio di livello, campionamenti low-flow e indisturbati, analisi qualitative delle acque sotterranee o di superficie. Abbiamo selezionato i migliori prodotti disponibili sul mercato internazionale per soddisfare le esigenze dei professionisti del settore.



DATALOGGER
E TELEMETRIE



CAMPIONAMENTO
LOW-FLOW



PROFILAZIONE
MULTILIVELLO



BONIFICA
IDROCARBURI

Solinst[®]

DISTRIBUTORI UFFICIALI PER L'ITALIA E RIVENDITORI PER CROAZIA,
SLOVENIA E SVIZZERA DEI PRODOTTI SOLINST[®]

Una partnership di successo che dura da oltre trent'anni.

EGEO +lab

WWW.EGEO.LAB.IT

GRUPPO EGEO S.R.L. | VIA OVIDIO, 11 - 20026 NOVATE MILANESE (MI) | TEL. +39 02 36 577 830 | EMAIL: EGEO@EGEO.LAB.IT