

Regione Abruzzo
Provincia di L'Aquila
Comune di Barete
FRAZIONE DI TEORA



**RELAZIONE GEOLOGICA ALLEGATA AL PROGETTO DI RIPRISTINO DI UNA CAVA
DI INERTI NEL COMUNE DI BARETE (AQ) LOC. "MACCHIOLA" Richiesta di
Autorizzazione in Procedura Semplificata ai sensi dell'art. 216 del D.Lgs.
152/2006 e s.m.i.**

Dott. Geologo
Luca Rubeis

Committente:
CPN S.r.l.
Via Rocca Di
Corno, 49
67100, L'Aquila
(AQ)
P.Iva
02147980664



RELAZIONE GEOLOGICA E DI CARATTERIZZAZIONE IDROGEOLOGICA

SEDE:
TAGLIACOZZO (AQ)

DATA DI
EMISSIONE:
31/05/2023

CLASSE D'USO DELLA STRUTTURA

COORDINATE ED50 33N:

LAT: 42,42045 LON: 13,252934

TIMBRO E FIRMA:

IL PROGETTISTA:

FIRMA DIGITALE:

Questo documento è
proprietà di Rubeis
Luca. A termine di
legge si riserva la
proibizione di
riprodurlo o
trasferirlo a terzi
senza l'autorizzazione
scritta.

 **GEOLOGIA**

GEOL. RUBEIS
LUCA

DOTT. GEOL. LUCA RUBEIS
VIA EQUICOLA COMUNALE, 75 - 02021 SANT'ANATOLIA,
BORGOROSE (RI)
TEL. 349 77 41 239
E-MAIL: RUBEIS.LUCA@GMAIL.COM
P.E.C.: LUCA.RUBEIS@PEC.GEOLOGILAZIO.IT P.I.:
01143070579
C.F.: RBSLCU83L19A515C
OGL N° 2005

INDICE

1	PREMESSA	PAG. 3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	PAG. 5
3	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E RIFERIMENTI CARTOGRAFICI	PAG. 5
4	<i>INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO DI DETTAGLIO,</i> 4.1 PAI PIANO D'ASSETTO IDROGEOLOGICO 4.2 VINCOLO IDROGEOLOGICO	PAG. 6 PAG.10 PAG.12
5	ASSETTO IDROGEOLOGICO ED AREE DI SALVAGUARDIA	PAG.13
6	PROVA DI PERMEABILITÀ	PAG. 18
7	VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ DELL'ACQUIFERO CON METODO G.O.D. 7.1 DESCRIZIONE DEL METODO G.O.D.	PAG. 21 PAG.21
8	INDAGINI IN SITI 8.1 PROVE SISMICHE DI TIPO MASW 8.2 MISYRA DI RUMORE AMBIENTALE 8.3 PROVE PENETROMETRICHE DPSH	PAG.23 PAG. 24 PAG. 27 PAG. 30
9	STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	PAG. 32
10	CONCLUSIONI	PAG. 34
11	ALLEGATI	PAG. 35

1 PREMESSA E PIANO D'INDAGINE

Facendo seguito all'incarico conferitomi dalla **Ditta CPN S.r.l.**, con la presente relazione, si riferisce sui risultati delle indagini geognostiche ed idrogeologiche, espletate in corrispondenza dei terreni situati all'interno del territorio comunale di Barete (AQ) nella frazione di Teora.

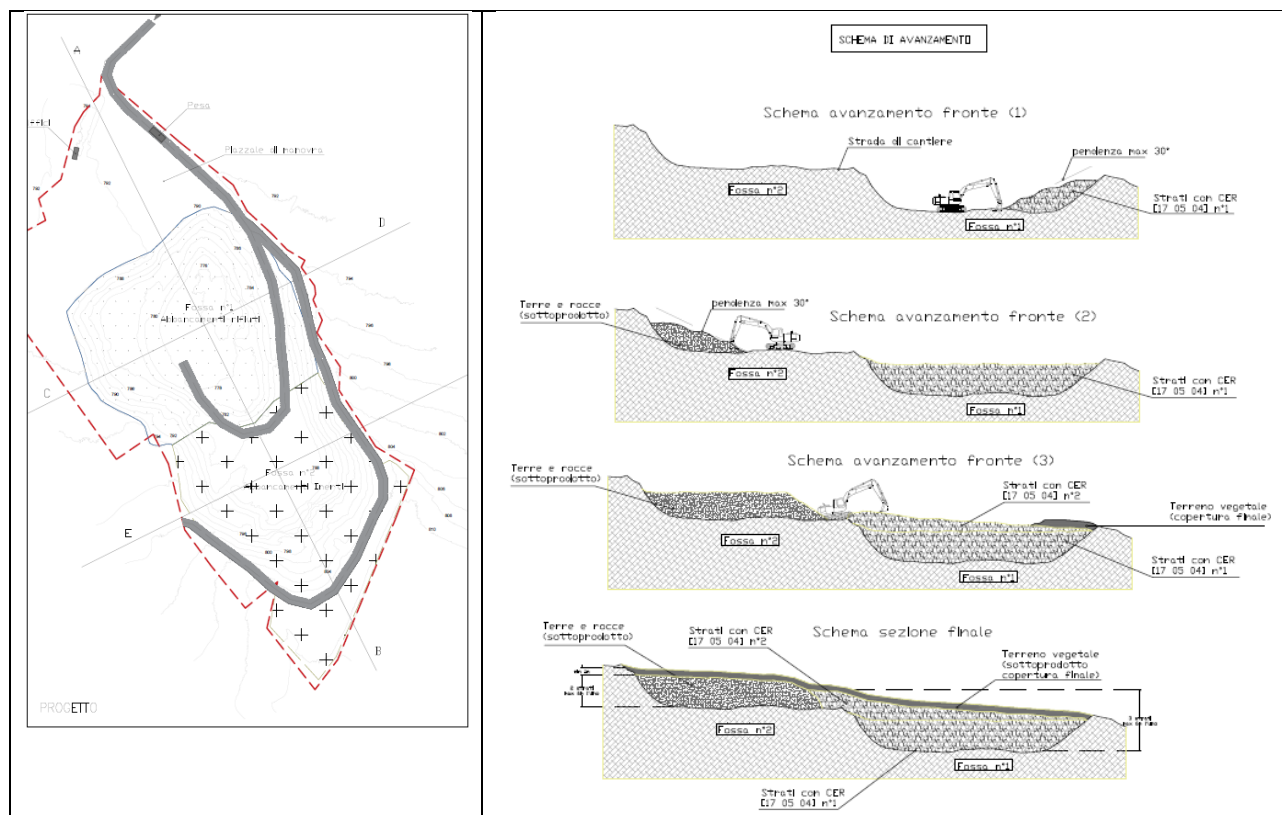
La ditta CPN S.r.l. intende gestire un impianto di stoccaggio e recupero di rifiuti solidi non pericolosi.

Le operazioni che la ditta svolgerà sono le seguenti:

I quantitativi sono:

Tipologia riempimento	V stimato [m3]	peso spec in cava [ton/m3]	Peso stimato [ton]	ton/anno 1	ton/anno 2	ton/anno 3	ton/anno 4	ton/anno 5
CER 170405 rifiuto	110'000	2,0	220'000	44'000	44'000	44'000	44'000	44'000
Terre e rocce sottoprodotti	62'000	2,0	124'000	24'800	24'800	24'800	24'800	24'800
Terreno vegetale sottoprodotti	20'000	2,0	40'000	0	0	0	0	40'000
TOT :	192'000m3		384'000 t	68'800 t	68'800 t	68'800 t	68'800 t	108'800 t

Tutte le attività sopra descritte saranno eseguite all'interno dell'areale oggetto di studio.



Per quanto sopra, si è ritenuto opportuno procedere nelle seguenti fasi:

- **Raccolta di notizie, dati bibliografici;**
- **Rilevamento geologico di superficie;**
- **Rilevamento geomorfologico dell'area interessata dall'intervento;**

- Rilevamento idrogeologico con censimenti degli eventuali pozzi per emungimento idrico presenti in zona e determinazione di massima del livello piezometrico;
- Prove di percolazione per la determinazione della permeabilità del suolo.

Le indagini pianificate ed eseguite sul sottosuolo del sito di progetto, sono state mirate ad acquisire tutti gli elementi necessari ad una corretta caratterizzazione idrogeologica dell'areale d'interesse.

Pertanto le indagini pianificate e realizzate sono state le seguenti:

- **n.1 Prove di percolazione per la determinazione della permeabilità del suolo**
- **n. 1 Indagine DPSH per l'individuazione del livello piezometrico**
- **n. 1 indagine MASW**
- **n.1 indagine HVSR**

Tutte le succitate prove ed indagini sono state ubicate all'interno del sito nel quale è prevista l'opera in oggetto come è possibile verificare nell'allegata planimetria ubicativa delle indagini.

Si è inoltre provveduto alla:

- **verifica dell'assenza di situazioni di rischio geologico (rischio frana e rischio idraulico così come perimetrati dal Distretto Idrografico dell'Appennino centrale nel Piano stralcio per l'assetto idrogeologico.**
- **Verifica tramite il "GeoPortale Regione Abruzzo" <http://geoportale.regione.abruzzo.it/Cartanet/> come l'area di progetto ricade nelle aree perimetrare a Vincolo Idrogeologico;**
- **Assenza di dissesti franosi Catalogo IFFI e CEDIT;**
- **Assenza di aree a rischio sinkhole;**
- **Assenza di rischio alluvionamento, assenza di rischio impaludamento.**



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- L.R. 29 luglio 2010, n. 31 "Norme regionali contenenti la prima attuazione del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152 (Norme in materia ambientale)".

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E RIFERIMENTI CARTOGRAFICI

L'area di indagine è situata nella frazione Teora nel territorio comunale di Barete in Loc. Prati di Foce. L'areale è posto a sud ovest dell'abitato, alle pendici settentrionali del Monte Calvo (1901 m s.l.m.) ad una quota compresa tra i 790 ed 776 m s.l.m.



stralcio CTR 1:25000

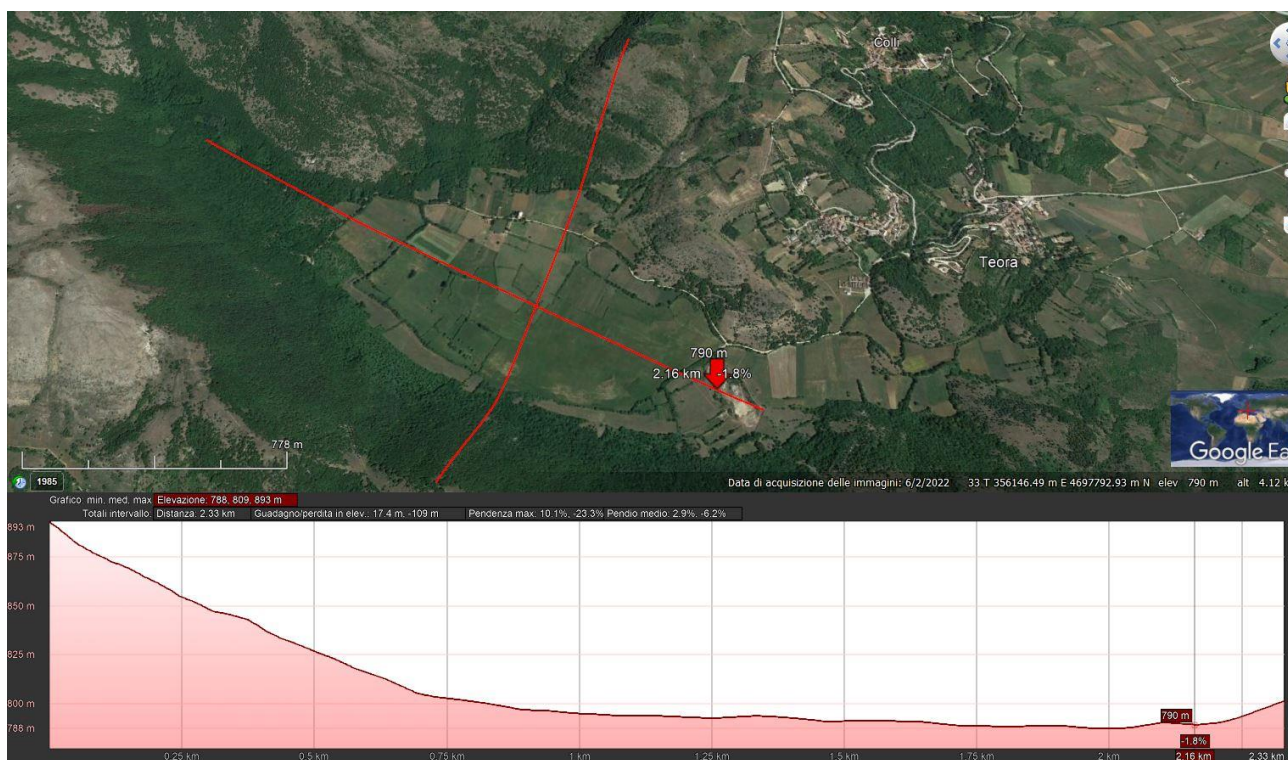
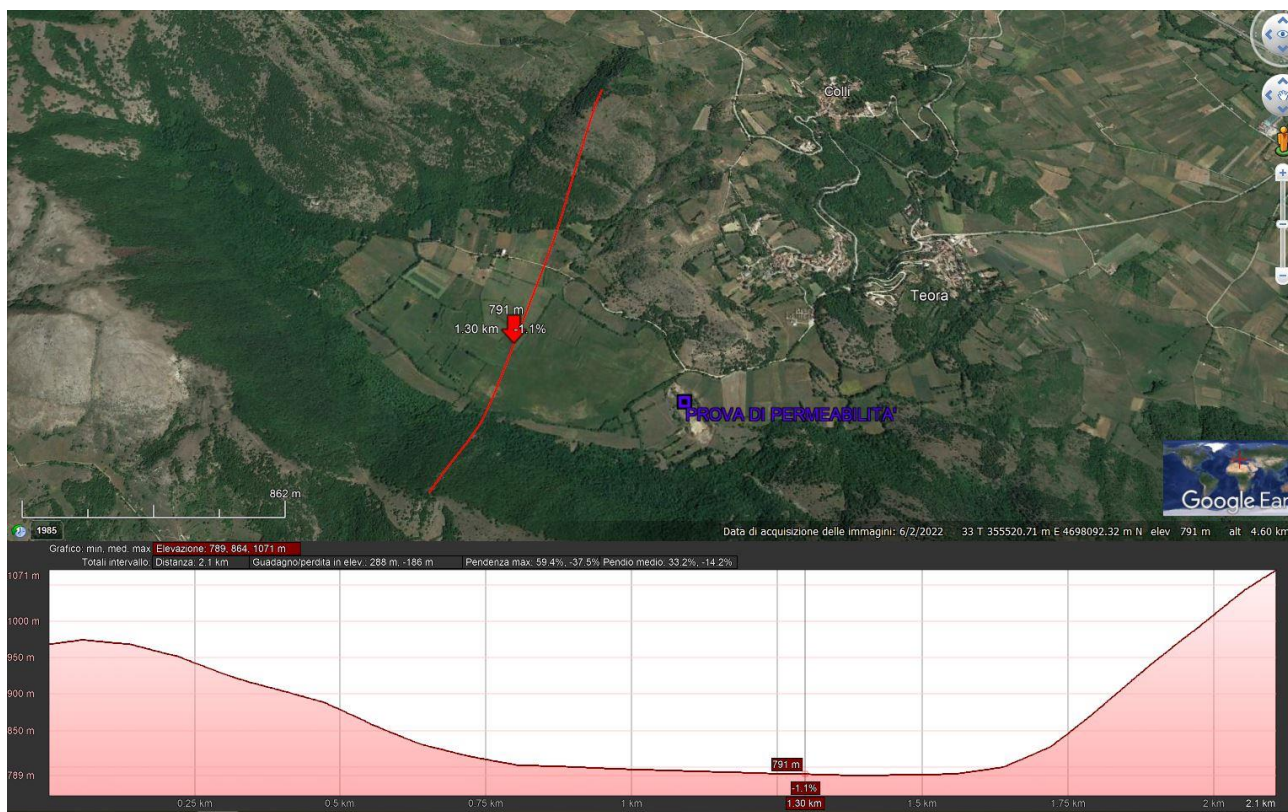
4 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO DI DETTAGLIO

Dal punto di vista geomorfologico, l'evoluzione dell'alta valle dell'Aterno è il frutto dell'interazione tra i fenomeni di sollevamento generalizzato delle diverse successioni marine e continentali affioranti, le variazioni climatiche ed eustatiche, il conseguente approfondimento del reticolo idrografico e, infine, l'intensa morfogenesi di versante. I processi e i tipi di forme che caratterizzano l'area sono essenzialmente di tipo carsico, glaciale, fluviale e di versante. Il principale agente modellatore nell'area di interesse è quello fluvio gravitativo.



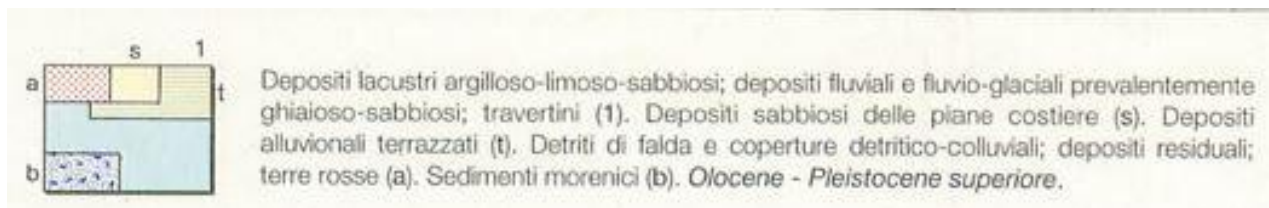
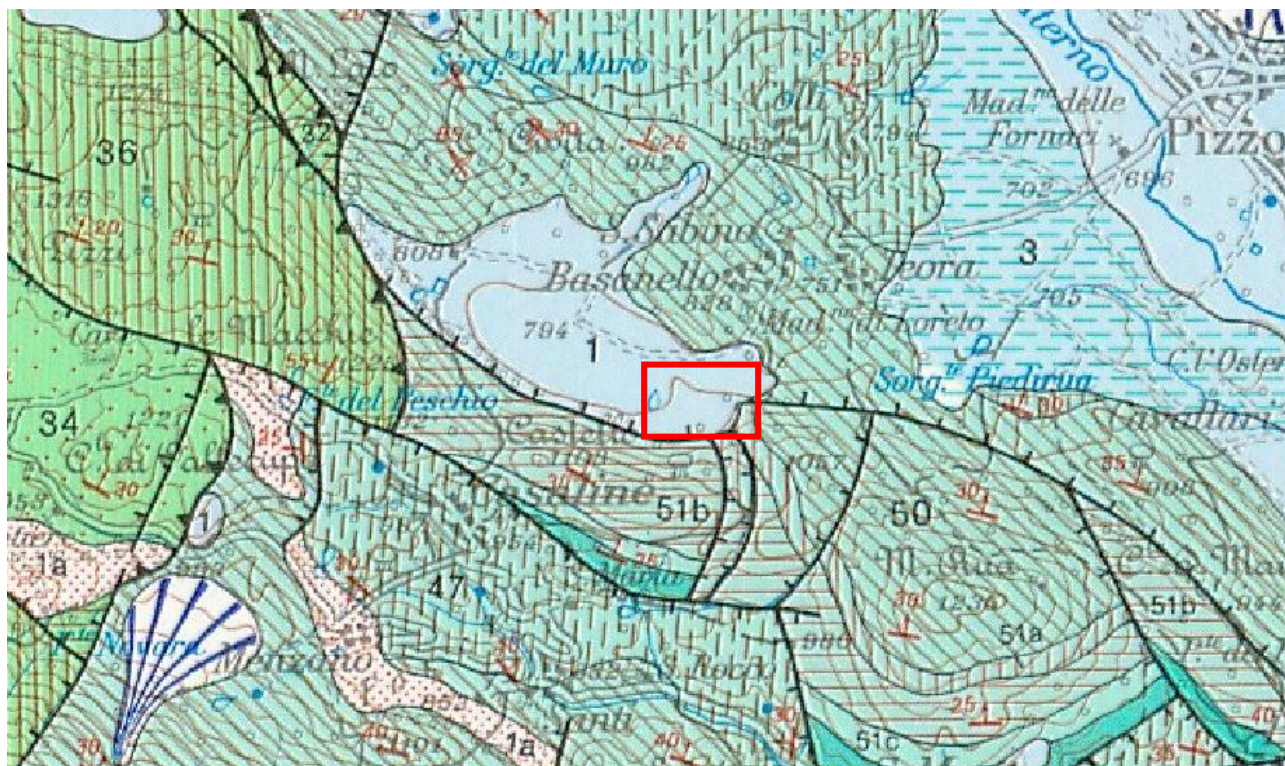
Stralcio Carta geomorfologica allegata al Progetto PAI

Il sito risulta collocato al margine orientale di una piccola depressione, assimilabile ad una conca intramontana denominata Prati Di Foce. Ad oggi tale depressione non sembra avere sbocchi in grado di collegarla alla topograficamente più bassa valle del Fiume Aterno. La depressione risulta colmata da depositi lacustri e palustri limoso argillosi e sabbioso limosi a permeabilità medio bassa depositatisi dal pleistocene superiore all'attuale.



Profili topografici della depressione in oggetto. La freccia rossa indica la posizione del lotto in esame

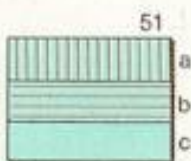
L'area di cava nasce su un conoide detritico proveniente da Monte Calvo. Il fosso di alimentazione è denominato Valle del Pero. I depositi che costituiscono l'areale risultano essere di natura detritico calcarea con porzioni ad elevata componente limoso sabbiosa. Dall'analisi della cartografia reperita, Carta Geologica dell'Abruzzo (Vezzani e Ghisetti), si evince come il protolite che ha generato il conoide in oggetto sia costituito essenzialmente da litotipi derivanti dalle formazioni calcaree e marnoso calcaree che caratterizzano le dorsali alle spalle del sito d'indagine.



Successione meso-cenozoica di scarpata-bacino prossimale



Scaglia Cinerea equiv. Marne calcaree frequentemente bioturbate, a noduli di selce, con intercalazioni di calcareniti torbiditiche. Faune a Foraminiferi planctonici e Macroforaminiferi. Spessore: 30-70 m. *Oligocene - Eocene superiore*. **Calcareniti a Nummuliti (a).** Calcareniti e calciruditi saccaroidi biancastre in alternanza con calcari micritici con selce, a Foraminiferi planctonici (M. Genzana, Toppe Vurgo, Vallone dei Romani presso Scanno, Villa Scontrone, Poggio di Roio, M. Luparo, M. Catini). Spessore: 100-150 m. *Eocene*. **Scaglia equiv.** Calcari micritici con liste di selce rossa, a Foraminiferi planctonici e micriti rosse con *hard grounds* e incrostazioni ferro-manganesifere, con intercalazioni di calcareniti torbiditiche prevalenti nella parte alta della successione (Poggio Cavallo a SW di Popoli). Spessore: 20-400 m. *Eocene - Cretaceo superiore*.



Calciruditi a Rudiste, Marne a Fucoidi (a). Calciruditi bioclastiche e calciruditi pseudosaccaroidi biancastre in grossi banchi, con frammenti di Rudiste, Orbitolinidi, talora in alternanza ed eteropiche con marne e calcari marnosi verdastri a Foraminiferi planctonici. Faune a *Rotalipora ticinensis*. Spessore fino a 600 m. *Cenomaniano inferiore - Aptiano*. **Maiolica (b).** Calcari micritici bianchi con liste di selce nera, in strati sottili, alternati a calcareniti torbiditiche. Faune a Calpionelle, Radiolari, spicole di Spugna, *Stomiosphaera moluccana*. Spessore: 250-450 m. *Barremiano - Titonico*. **Calcareniti ad Entrochi (c).** Calcareniti bioclastiche in banchi da 2 cm a 2-3 m, talora con struttura flusso-torbiditica, con resti di Coralli ed Ellipsactinie (Corno Piccolo). Localmente (Campo Pericoli) sono presenti filoni sedimentari riempiti da calcari marnosi rosati a Globotruncanidi e da Calcareniti a Nummuliti. Faune con *Protopanoplis striata*. Spessore: 150-400 m. *Malm - Dogger p.p.* Nella zona di M. Genzana-M. Greco ed a Nord dell'Aquila (Casaline, Cansatessa, M. S. Onofrio) le Calcareniti ad Entrochi sono parzialmente sostituite da Diaspri con sporadiche intercalazioni calcarenitiche.

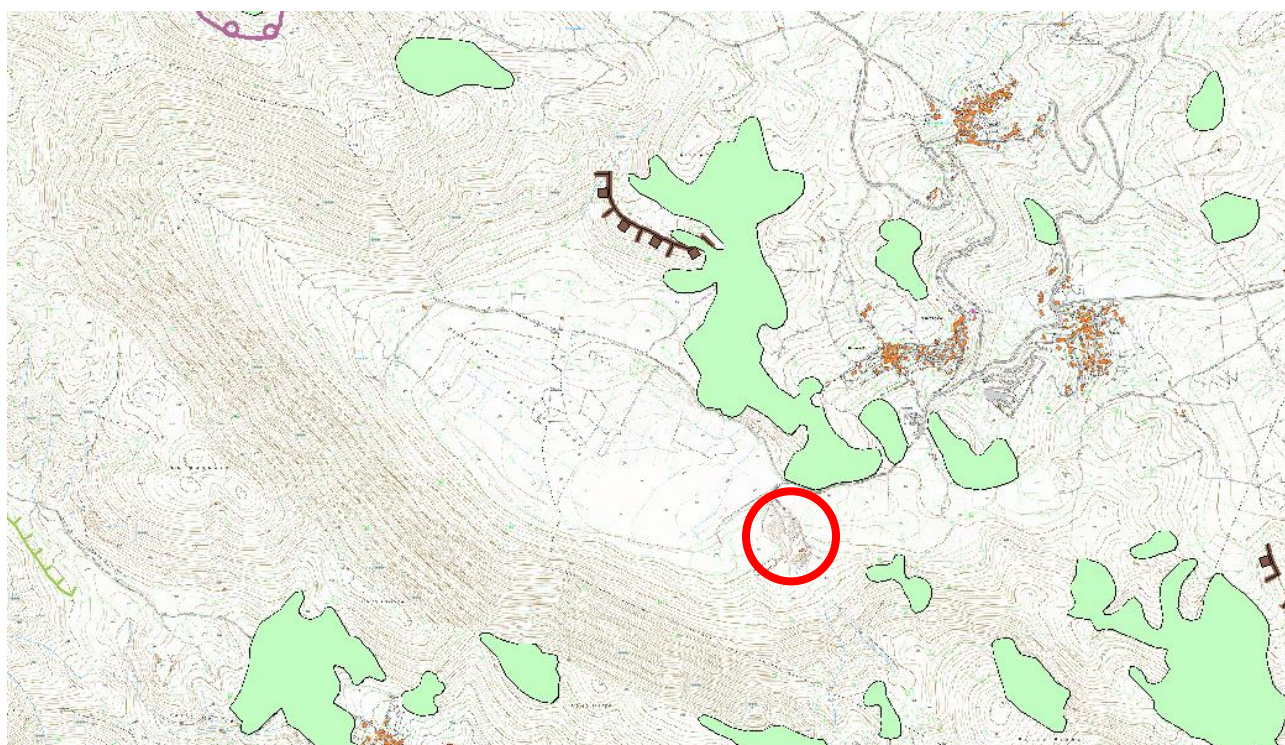
Stralcio Carta Geologica dell'Abruzzo (Vezzani e Ghisetti)

4.1 PAI (PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO)

Il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) è lo **strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo** mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa ed alla valorizzazione del suolo e la corretta utilizzazione delle acque, sulla base delle caratteristiche fisiche ed ambientali del territorio interessato.

Il PAI è uno strumento dinamico, in continua evoluzione, che prevede un aggiornamento continuo delle problematiche e delle soluzioni, è un piano territoriale, che la legge pone in una posizione sovraordinata nei confronti degli strumenti di pianificazione di settore, ponendosi come vincolo anche rispetto alla pianificazione urbanistica.

A seguito di tale disamina, l'area d'interesse, può essere definita stabile dal punto di vista geomorfologico in quanto non sono presenti fenomeni di instabilità gravitativa.



Livelli cartografici:

PAI - Piano per l'assetto Idrogeologico - Carta del Rischio -
Molto elevato R4

■ R4

PAI - Piano per l'assetto Idrogeologico - Carta del Rischio -
Elevato R3

■ R3

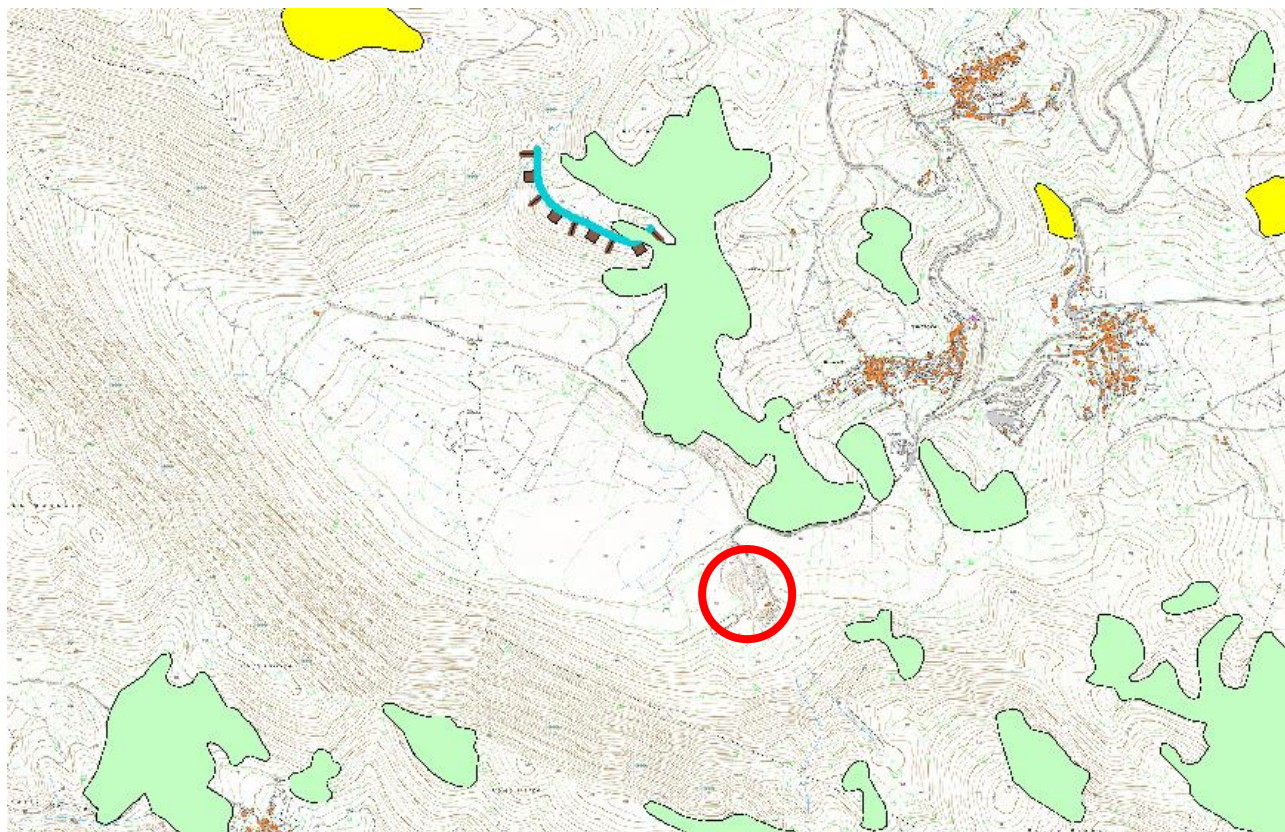
PAI - Piano per l'assetto Idrogeologico - Carta del Rischio -
Medio R2

■ R2

PAI - Piano per l'assetto Idrogeologico - Carta del Rischio -
Moderato R1

■ R1

Stralcio Carta del rischio allegata al Progetto PAI



Livelli cartografici:

Piano per l'assetto Idrogeologico PAI - Carta della Pericolosità - p_calanchi



Piano per l'assetto Idrogeologico PAI - Carta della Pericolosità - p_frane

P3

P2

P1

stralcio Carta della pericolosità allegata al Progetto PAI

4.2 VINCOLO IDROGEOLOGICO

Il R.D.L. 30.12.1923 n° 3267 , tuttora in vigore, dal titolo: "Riordinamento e riforma in materia di boschi e terreni montani" sottopone a "vincolo per scopi idrogeologici i terreni di qualsiasi natura e destinazione che, per effetto di forme di utilizzazione contrastanti con le norme di cui agli artt. 7,8 e 9 (articoli che riguardano dissodamenti, cambiamenti di coltura ed esercizio del pascolo), possono con danno pubblico subire denudazioni, perdere la stabilità o turbare il regime delle acque".

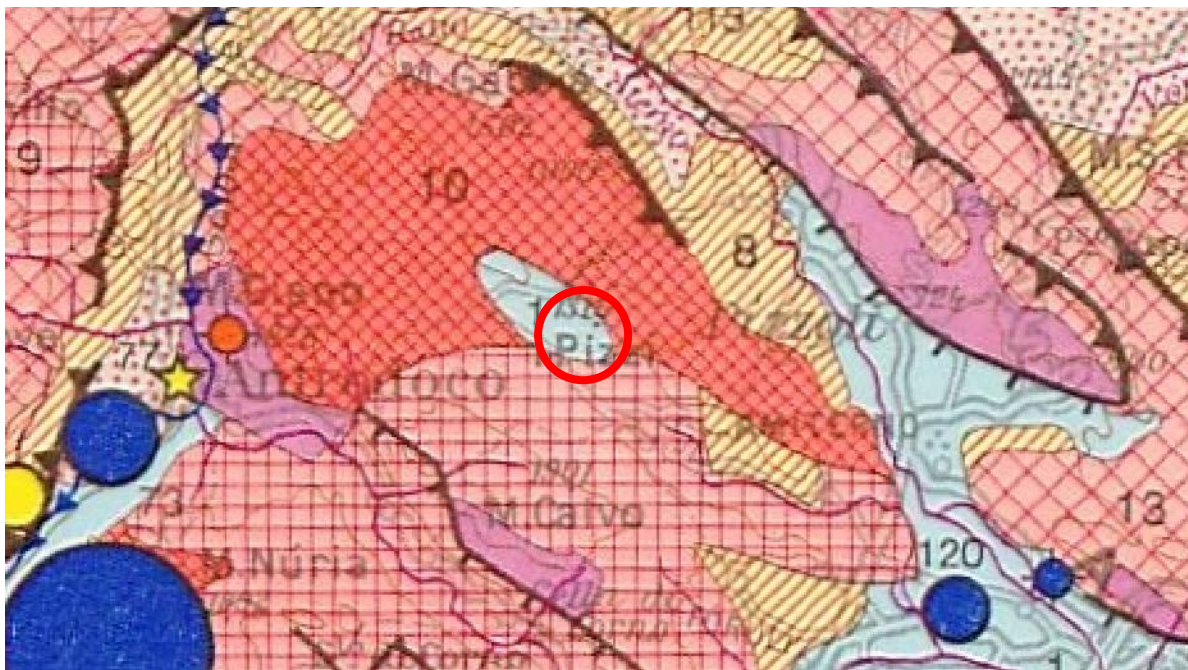
Lo scopo principale del Vincolo Idrogeologico è quello di preservare l'ambiente fisico e quindi di garantire che tutti gli interventi che vanno ad interagire con il territorio non compromettano la stabilità dello stesso, né innescino fenomeni erosivi-vi, ecc., con possibilità di danno pubblico, specialmente nelle aree collinari e montane. Il Vincolo Idrogeologico in generale non preclude la possibilità di intervenire sul territorio, ma segue l'integrazione dell'opera con il territorio.



Dettaglio della porzione del territorio comunale, sottoposta al vincolo idrogeologico. <http://geoportale.regione.abruzzo.it/Cartanet/viewer>

Il sito d'indagine è sottoposto al Vincolo Idrogeologico.

5 ASSETTO IDROGEOLOGICO ED AREE DI SALVAGUARDIA



1

Complesso dei depositi detritici di limitato spessore

Depositi continentali (argillosi, sabbiosi e ghiaiosi) e marini costieri (argillosi, sabbiosi e conglomeratici) caratterizzati da notevole eterogeneità litologica e da spessore limitato (PLIOCENE-QUATERNARIO).

Spessore da qualche decina ad alcune centinaia di metri.

Contengono falde a superficie libera di spessore, estensione ed importanza molto variabile con la geometria e la prevalente natura litologica del deposito. Acquiferi di notevole importanza nei depositi detritici pedemontani e nei depositi alluvionali ciottolosi e sabbiosi dei principali corsi d'acqua (Trasmittività indicativa da 10^{-3} a 10^{-4} m²/sec). Acquiferi di interesse locale nei depositi alluvionali dei corsi d'acqua minori e nei depositi neritici ed eolici costieri (Trasmittività indicativa 10^{-9} - 10^{-4} m²/sec).

10

Complesso del margine della piattaforma carbonatica

Successioni calcaree detritico-organogene, sovente brecciate, irregolarmente distribuite, nello spazio e nel tempo, lungo i margini della piattaforma (9). (GIURASSICO-CRETACICO).

Spessori molto variabili da poche decine di metri ad alcune centinaia di metri.

Queste rocce si differenziano dalle analoghe di piattaforma interna (9) soprattutto per i diversi caratteri tessiturali. Posseggono infatti un diffuso reticolo di pori, anche di notevoli dimensioni, che, associato all'esteso reticolo di fratture, ovunque diffuso, esalta la permeabilità, facilita il processo di infiltrazione e lo sviluppo del carsismo. Ruscamento ridottissimo ed effimero. Caratteristiche generali analoghe a quelle descritte in (9). Infiltrazione efficace media annua non ancora definita, ma probabilmente superiore ai valori calcolati per il complesso (9).

9

Complesso di piattaforma carbonatica

Successione calcarea (intrabiospariti, oospariti e biomicriti prevalenti) e calcareo-dolomitica di piattaforma subsidente, priva di significative intercalazioni terrigene; sono stati unificati i lembi calcarei miocenici trasgressivi sui carbonati mesozoici. (GIURASSICO p.p. - MIOCENE INFERIORE).

Spessore da poche centinaia a circa 3000 metri.

Questa monotona successione carbonatica, formata da strati di spessore considerevole (mediamente 50 cm) e priva di significative intercalazioni plastiche, ha reagito alle sollecitazioni tettoniche come una massa rigida e fragile. La piattaforma carbonatica è stata interessata da tre successive fasi tettoniche: a) smembramento in grandi settori, divisi da profondi solchi orientati NO-SE, progressivamente colmati da depositi terrigeni (6), (7), (8); b) generale traslazione verso NE con conseguente restringimento dei solchi ed accavallamento dei carbonati sui depositi terrigeni; c) ultima fase marcatamente distensiva, particolarmente attiva in corrispondenza dei solchi preesistenti e lungo la periferia. La piattaforma risulta oggi suddivisa in strutture sufficientemente definite corrispondenti ai diversi sistemi idrogeologici individuati. Le successive fasi tettoniche, diversamente caratterizzate, oltre ad aver determinato l'assetto idrogeologico regionale, hanno sviluppato un particolare tipo di permeabilità che condiziona i caratteri idrogeologici dell'intero dominio. I carbonati di piattaforma sono stati minutamente frammentati da un esteso reticolo di fratture, distribuito in modo uniforme, che solo localmente assume particolare sviluppo. Tali condizioni hanno favorito un processo di infiltrazione particolarmente intenso, ma omogeneamente distribuito, che ha dato origine ad un reticolo carsico, ancora in piena evoluzione, molto esteso e ramificato, ma raramente penetrabile e spettacolare. L'abbondantissima infiltrazione alimenta falde imponenti che saturano la base delle strutture carbonatiche e drenano, con moto lento, verso le grandi sorgenti poste alla periferia dei sistemi carsici, caratterizzate da regimi di portata generalmente molto regolari.

Falde carsiche imprigionate si estendono sotto i depositi fliscoidi (6) e (7) e argillosi (5) rispettivamente nelle depressioni intrappenniniche e nelle zone costiere.

Il ruscellamento è ridottissimo (inferiore all'1% delle precipitazioni) ed effimero; il reticolo di drenaggio, immaturo, non incide le strutture tanto da raggiungere la quota di saturazione. I corsi d'acqua perenni alimentati dalla falda dei carbonati sono una eccezione (Valle dell'Aniene). L'infiltrazione efficace media annua varia localmente da 800 a 1000 mm, in rapporto all'entità delle precipitazioni; la media sull'intero complesso è stata valutata 886 mm.


La precipitazione media annua varia localmente da 1000 a 2000 mm; la media sul complesso è stata valutata 1250 mm.

Queste rocce si estendono, con spessore di alcune centinaia di metri («Calcare massiccio») alla base del (12) e (13).

Sche idrogeologico dell'Italia Centrale Boni,Bono,Capelli

Dal sito web ufficiale ISPRA (<http://sgi2.isprambiente.it/viewersgi2/>), è stato possibile ricavare informazioni relative a perforazioni eseguite per la realizzazione di opera di captazione idrica. Come riportato di seguito, l'unico dato disponibile riguarda un pozzo posto a 1.2 km dal sito, realizzato nel 1993 con livello statico posto a 43 m dal P.C..

Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)

Stampa	
Dati generali	Ubicazione indicativa dell'area d'indagine
Codice: 156532 Regione: ABRUZZO Provincia: L'AQUILA Comune: BARETE Tipologia: PERFORAZIONE Opera: POZZO PER ACQUA Profondità (m): 64,00 Quota pc slm (m): 750,00 Anno realizzazione: 1993 Numero diametri: 1 Presenza acqua: SI Portata massima (l/s): ND Portata esercizio (l/s): 1,500 Numero falde: 1 Numero filtri: 0 Numero piezometrie: 1 Stratigrafia: SI Certificazione(*): NO Numero strati: 3 Longitudine WGS84 (dd): 13,264939 Latitudine WGS84 (dd): 42,425119 Longitudine WGS84 (dms): 13° 15' 53.78" E Latitudine WGS84 (dms): 42° 25' 30.43" N (*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia	

DIAMETRI PERFORAZIONE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	0,00	64,00	64,00	200

FALDE ACQUIFERE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)
1	43,00	43,00	0,00

MISURE PIEZOMETRICHE

Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
set/1993	16,80	16,80	0,00	1,500

STRATIGRAFIA

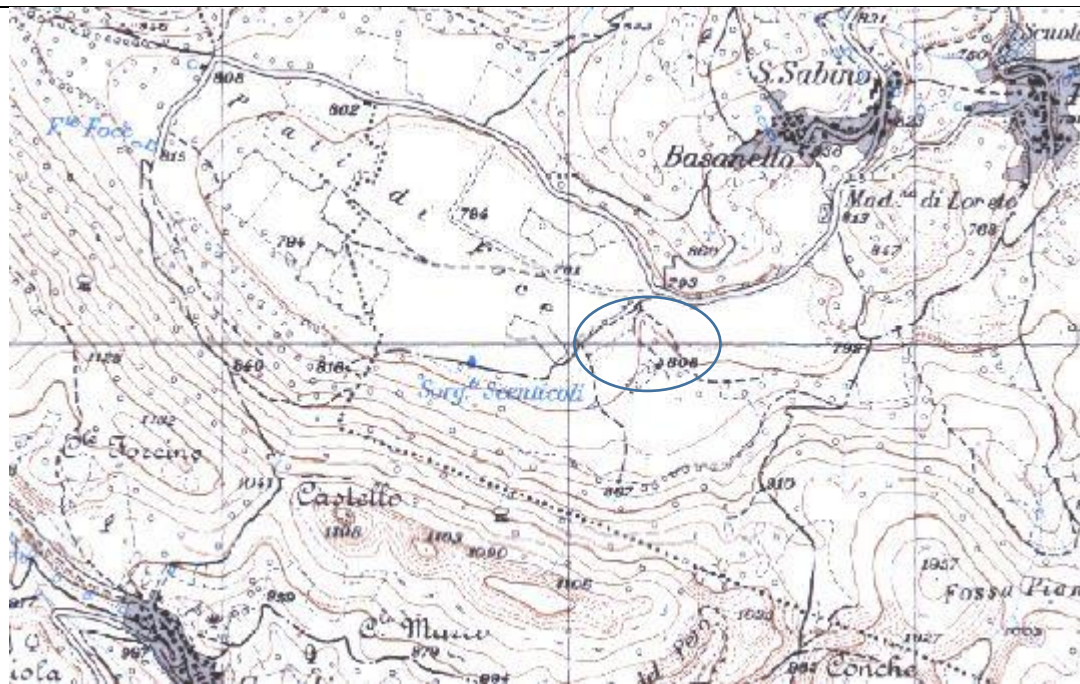
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	2,00	2,00		VEGETATIVO
2	2,00	5,00	3,00		DETRITO DI FALDA GHIAIOSO SABBIOSO
3	5,00	64,00	59,00		ARENARIE A GRANA FINE A MATRICE LIMOSA

È inoltre possibile affermare che:

il sito prescelto per l'insediamento osserva le fasce di rispetto previste per:

- fonti di approvvigionamento idrico;
- pozzi;
- corpi idrici superficiali;
- aree di tutela delle acque destinate al consumo umano.

<https://www.regione.abruzzo.it/content/aree-di-salvaguardia-delle-acque-destinate-al-consumo-umano-proposta-ersi>



LEGENDA

- Limite di Regione
- Limite di Provincia
- Principali Conche Endoreiche
- AREE DI SALVAGUARDIA DELLE CAPTAZIONI DI ACQUE SOTTERRANEE**
 - Zona di Rispetto ristretta
 - Zona di Rispetto allargata
 - Zona di Rispetto aggiuntiva
 - Zona di Protezione

AREE DI SALVAGUARDIA DELLE DERIVAZIONI DI ACQUE SUPERFICIALI

- Zona di Rispetto ristretta
- Zona di Rispetto allargata

Note

Le perimetrazioni delle aree di salvaguardia sono state realizzate solo per le captazioni che risultano utilizzate a scopo potabile secondo le informazioni raccolte presso gli Enti Gestori.

Per i pozzi e le sorgenti le Zone di Tutela Assoluta corrispondono ad un'area di 10 m dal punto di captazione. Per le 2 derivazioni da acque superficiali - Vomano e Trigno - le Zone di Tutela Assoluta corrispondono a: i) coronamento della diga dell'invaso Piaganini (Vomano)- ii) intera opera di derivazione sul fiume Trigno.

La Zona di Rispetto Allargata della captazione da acque superficiali del fiume Trigno comprende l'intero bacino idrografico a monte della derivazione. In questa sede è stata rappresentata solo la porzione ricadente in Regione Abruzzo.

Quadrante d'insieme

INDIVIDUAZIONE DELLE AREE DI SALVAGUARDIA DELLE CAPTAZIONI DI ACQUE SOTTERRANEE E DELLE DERIVAZIONI DI ACQUE SUPERFICIALI DESTINATE AL CONSUMO UMANO COSÌ COME PREVISTO DAL D.LGS.152/2006 E DAL PIANO DI TUTELA DELLE ACQUE ADOTTATO DALLA REGIONE ABRUZZO

CIG 4308834784

CUP -



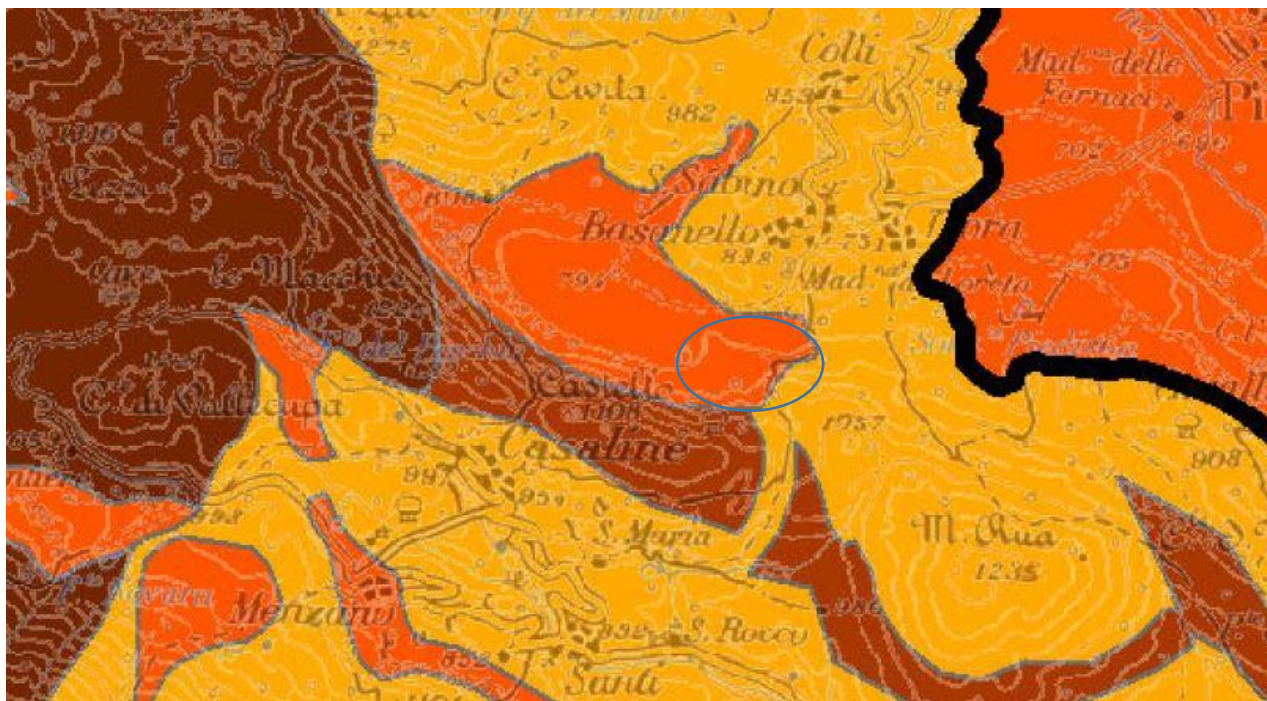
3.1.2.8 Perimetrazione Aree di Salvaguardia

Carta delle Aree di Salvaguardia
Foglio 8

Scala

1:50.000

NELL'INTORNO DELL'AREA NON RISULTANO ESSERE PERIMETRATE AREE DI SALVAGUARDIA



Centri urbani principali

11

 Limite di Provincia

 Corpo idrico sotterraneo principale significativo in successioni fluvio-lacus

Corpo idrico sotterraneo principale significativo in successioni carbonatiche

GRADO DI VULNERABILITA'

1 - elevato

2 - alto-elevato

3 - alto

4 - medio-alto

5 - medio

6 - medio-basso

7 - basso

9 - molto basso

114

INDIVIDUAZIONE DELLE AREE DI SALVAGUARDIA DELLE
CAPTAZIONI DI ACQUE SOTTERRANEE E DELLE DERIVAZIONI DI
ACQUE SUPERFICIALI DESTINATE AL CONSUMO UMANO COSÌ
COME PREVISTO DAL D.LGS.152/2006 E DAL PIANO DI TUTELA
DELLE ACQUE ADOTTATO DALLA REGIONE ABRUZZO

CIG 4508834784

CUP



3.2.3

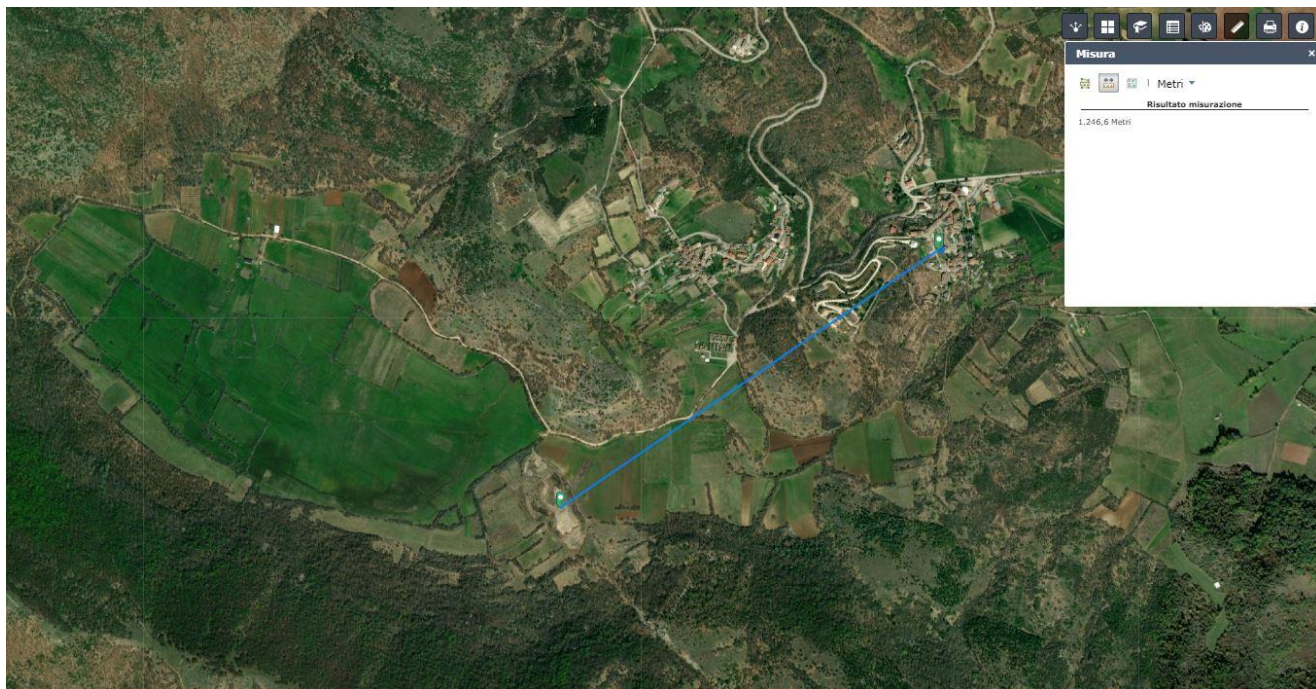
Analisi criticità e proposta soluzioni

Carta della vulnerabilità degli acquiferi

L'AQUIFERO SUPERFICIALE COME DA STUDIO EFFETTUATO DALLLO SCRIVENTE CON IL METODO G.O.D. PRESENTA
UNA VULNERABILITA' MEDIO ALTA

<https://www.regione.abruzzo.it/content/aree-di-salvaguardia-delle-acque-destinate-al-consumo-umano-proposta-ersi>

Sono state inoltre prese in considerazione le distanze dei pozzi registrati nel CATALOGO ISPRA <http://sqi2.isprambiente.it/viewersqi2/>, rispetto all'areale in oggetto. Il pozzo più vicino è posto ad una distanza di 1200 metri lineari.

POZZO:

rappresentazione della distanza tra il sito in oggetto ed il pozzo più vicino

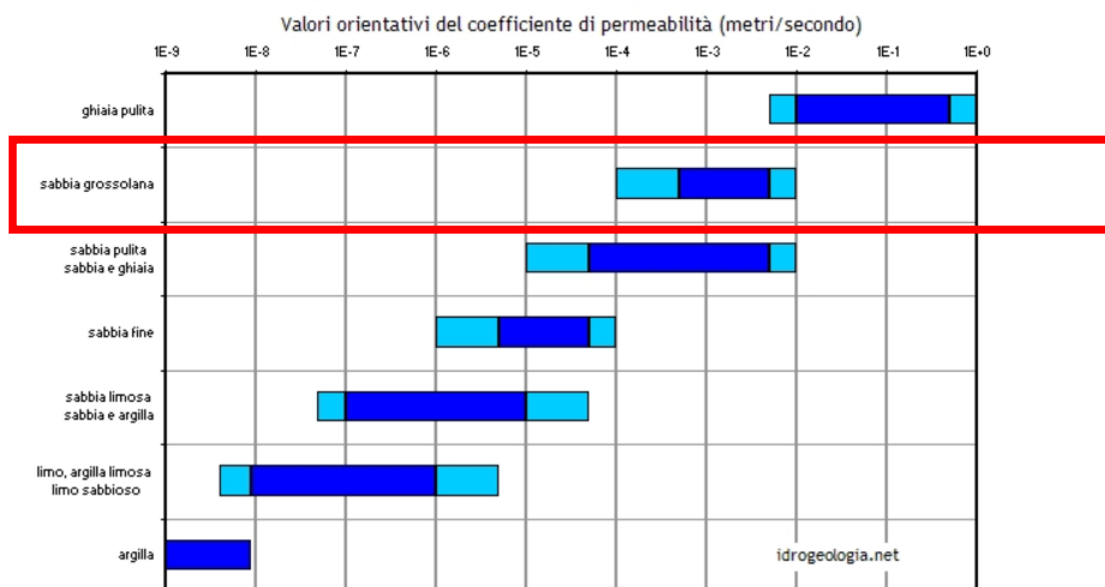
6 PROVA DI PERMEABILITÀ



Per stimare il coefficiente di permeabilità delle litologie sopra descritte, è stato realizzato un foro a sezione circolare profondo 50 cm. All'interno del foro esplorativo, è stata effettuata una prova di permeabilità a carico variabile. Le litologie che caratterizzano questa prima porzione, sono materiale detritico calcareo in matrice sabbioso limosa:

Valori orientativi del coefficiente di permeabilità

La figura seguente riporta i valori tipici del coefficiente di permeabilità orizzontale (k_h) per una serie di terreni sciolti a granulometria decrescente dalle ghiaie alle argille. Per via della natura usualmente stratificata dei terreni, il valore del coefficiente di permeabilità verticale (k_v) è di solito inferiore al valore di k_h . Il rapporto fra k_h e k_v tipicamente oscilla da 2 a 20 ma può arrivare fino a 100 in presenza di terreni molto stratificati.



k (m/s)	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
<i>Grado di permeabilità</i>	alto			medio		basso		molto basso		impermeabile		
<i>Drenaggio</i>	buono					povero			praticamente impermeabile			
<i>Tipo di terreno</i>	ghiaia pulita		sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			terreni impermeabili argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici			
						terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo						

Le prove in pozzetto, consentono di determinare la permeabilità di un terreno superficiale sopra falda. Il pozzetto di prova può essere di forma quadrata o circolare.

Le fasi operative consistono nel realizzare uno scavo, riempirlo d'acqua valutare l'abbassamento dell'acqua all'interno dello scavo (prove a carico variabile).

Le seguenti condizioni sono necessarie per una corretta esecuzione della prova:

a) Il terreno deve essere preventivamente saturato mediante immissione di acqua in modo da stabilire un regime di flusso permanente;

b) le dimensioni geometriche del pozzetto devono aumentare all'aumentare delle dimensioni dei granuli del terreno. In particolare il diametro del cerchio (per pozzetti circolari) deve essere superiore a 10-15 volte la dimensione della frazione granulometrica significativa;

c) è preferibile eseguire la prova in terreni omogenei, isotropi e con coefficiente di permeabilità $k > 10^{-6}$ m/s.



Di seguito si riportano le formule utilizzate per calcolare il coefficiente di permeabilità

Pozzetto circolare, Prova a carico variabile

$$k = d \cdot (h_2 - h_1) / [32 \cdot (t_2 - t_1) \cdot h_m]$$

Dove:

q = portata assorbita a livello costante;

h = altezza dell'acqua nel pozzetto (**h > d/4**); 40 CM

d = diametro del pozzetto. 20 CM

h_m = altezza media dell'acqua nel pozzetto (**h_m > d/4**); 20 CM

t₂ - t₁ = intervallo di tempo; 180 S

h₂ - h₁ = variazione di livello dell'acqua nell'intervallo **t₂ - t₁** 20 CM

Associando i dati ricavati dalla prova si evince come, per i terreni superficiali in esame, è possibile definire quantitativamente il coefficiente di permeabilità e qualitativamente i loro parametri idrogeologici (grado di permeabilità K e drenaggio), come descritto nella tabella seguente.

Pozzetto	Prof. Da P.C. (m)	Litologia	Kh(cm/s)	Grado di K	Drenaggio
1	0.50	materiale detritico calcareo in matrice sabbioso limosa	3.1x10⁻²	alto	Buono

Quanto emerge dalla prova di permeabilità, mette in evidenza come questi depositi, abbiano una permeabilità medio - alta.

7 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' DELL'ACQUIFERO CON METODO G.O.D.

La vulnerabilità rappresenta la facilità con cui un acquifero può essere raggiunto da una sostanza inquinante introdotta sulla superficie del suolo. Maggiore è la vulnerabilità di un acquifero, più facilmente esso potrà essere contaminato da un carico inquinante rilasciato dalla superficie. I metodi di valutazione della vulnerabilità degli acquiferi sono molteplici e si differenziano in base al grado di approfondimento delle fasi in cui si attua il processo di contaminazione di un acquifero. I metodi più impiegati oggi sono i metodi parametrici (semi-quantitativi). Essi sono basati sulla determinazione del valore numerico di alcuni parametri che influiscono sul grado di vulnerabilità di un acquifero. Tra i vari il più utilizzato, e di seguito descritto, è il Metodo G.O.D, risultato molto efficace nei sistemi pianeggianti.

7.1 DESCRIZIONE DEL METODO G.O.D.

Al fine di valutare la vulnerabilità dell'acquifero è stato impiegato il **Metodo G.O.D.** (Foster e Hirata, 1987), poiché risulta uno dei metodi, riconosciuti in campo internazionale, più facilmente applicabile e aggiornabile, inoltre i dati a nostra disposizione permettono l'utilizzo di tale metodo. Il metodo G.O.D. (acronimo di Groundwater occurrence, Overall lithology of aquifer, Depth to groundwater table or strike) è stato proposto da Foster e Hirata nel 1987.

Tale metodo considera i seguenti fattori:

- **G** (tipologia della falda: libera, confinata, semi-confinata);
- **O** (tipo di acquifero, ed in particolare caratteristiche litologiche e grado di consolidazione delle rocce della zona non satura, per gli acquiferi non confinati, e dei livelli confinati al tetto, per gli acquiferi confinati);
- **D** (soggiacenza della falda a superficie libera nel caso di acquifero non confinato o tetto dell'acquifero per gli acquiferi confinati).

Per quanto concerne il parametro **G**, (tipo di falda) è possibile scegliere tra 6 classi alle quali vengono attribuiti punteggi tra 0 e 1.

Ai caratteri litologici della tipologia di acquifero, parametro **O**, compete un punteggio variabile tra 0,4 e 1.

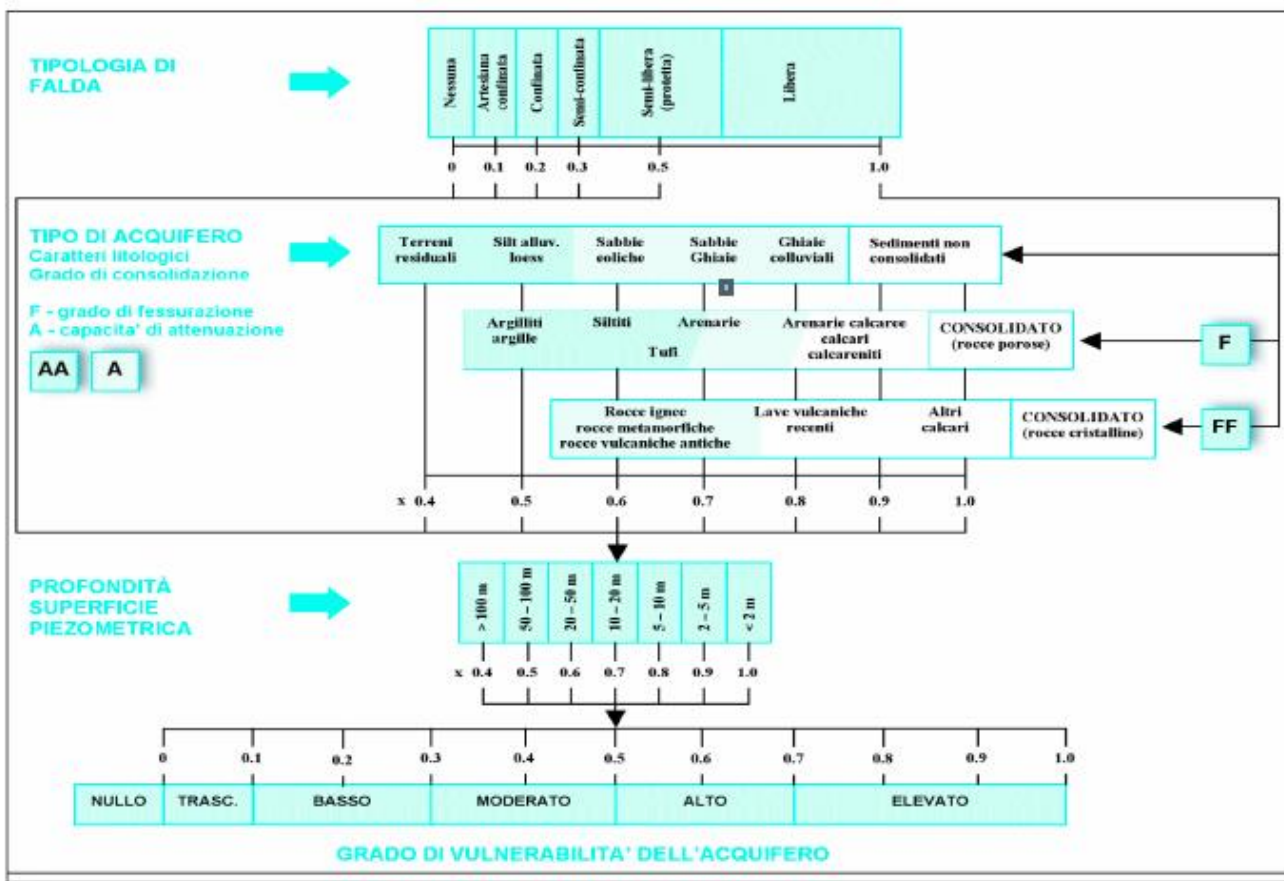
Alla soggiacenza della falda, parametro **D**, può essere assegnato un punteggio compreso tra 0,4 e 1.

La vulnerabilità è valutata come il prodotto tra i tre indici numerici corrispondenti ai parametri suddetti:

$$\text{Indice di vulnerabilità GOD} = G \cdot O \cdot D$$

Tale indice può essere compreso tra 0 e 1 e corrisponde a 5 gradi di vulnerabilità individuati dagli autori, a cui si aggiunge un'ulteriore classe con vulnerabilità nulla (caso con acquifero mancante):

- **0 – 0,1 vulnerabilità trascurabile**
- **0,1 – 0,3 vulnerabilità bassa**
- **0,3 – 0,5 vulnerabilità moderata**
- **0,5 – 0,7 vulnerabilità alta**
- **0,7 – 1 vulnerabilità elevata**



L'acquifero è stato considerato, in relazione ai terreni mediamente permeabili con $K=0.000347 \text{ cm/s}$ limoso sabbiosi.

Trattandosi di una falda LIBERA, al parametro **G** è stato attribuito il punteggio 1

L'acquifero risulta essere costituito essenzialmente da ARENARIE CALCAREE CONSOLIDATE pertanto al parametro **O** è stato attribuito il valore di 0.8

I dati ricavati dalle ricerche bibliografiche effettuate hanno permesso di individuare il livello statico della superficie freatica posto a 40 m dal P.C. pertanto al parametro **D** è stato dato un valore pari a 0.5.

Sulla base dei valori ottenuti è stato possibile calcolare il valore dell'indice di vulnerabilità dell'acquifero:

$$1 \times 0.9 \times 0.5 = 0.4$$

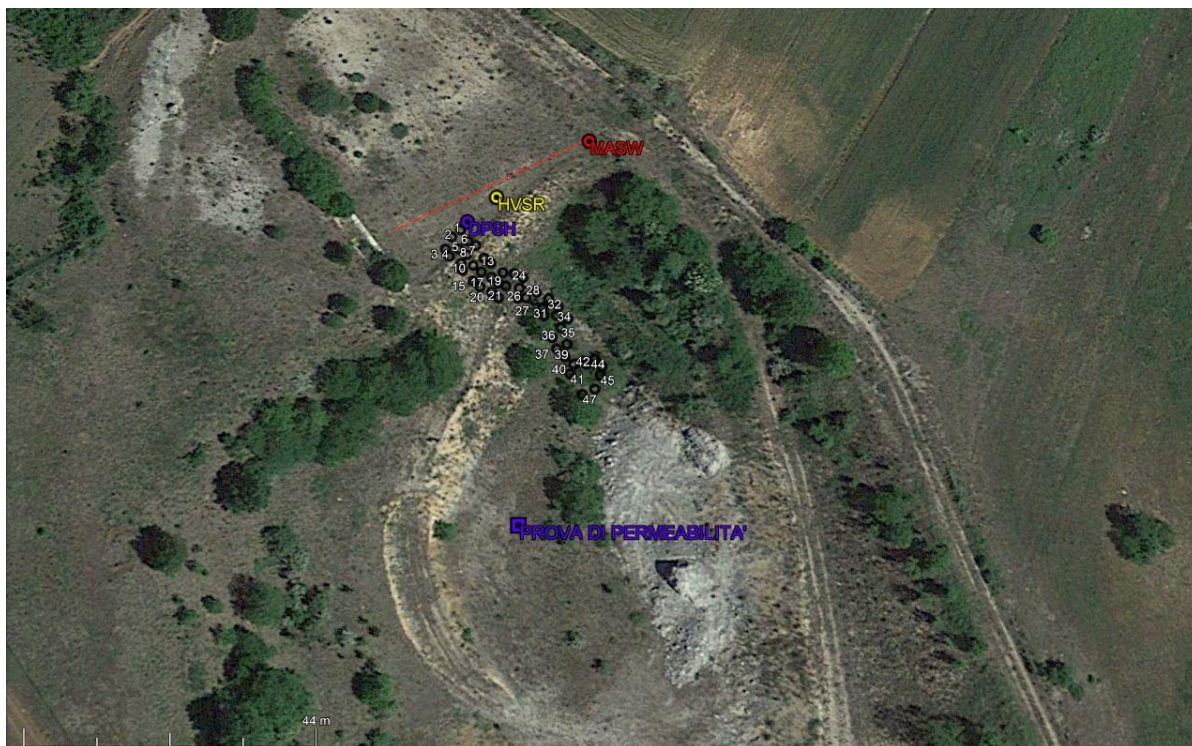
Il valore ottenuto, individua un grado di vulnerabilità della falda MODERATO

7 INDAGINI IN SITU

Come riportato in premessa, le indagini, sono state pianificate e realizzate nel rispetto della normativa vigente e sono consistite nella realizzazione di:

- **n.1 prova penetrometrica superpesante DPSH (Dinamic Probing Super Heavy; DPSH);**
- **n.1 prova sismica di tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves;**
- **n.1 misura di rumore ambientale HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio);**

La scelta dell'ubicazione delle indagini, è stata effettuata tenendo conto della geologia del sito e dell'idea progettuale.



stralcio in scala con l'ubicazione delle indagini geotecniche e geofisiche realizzate.

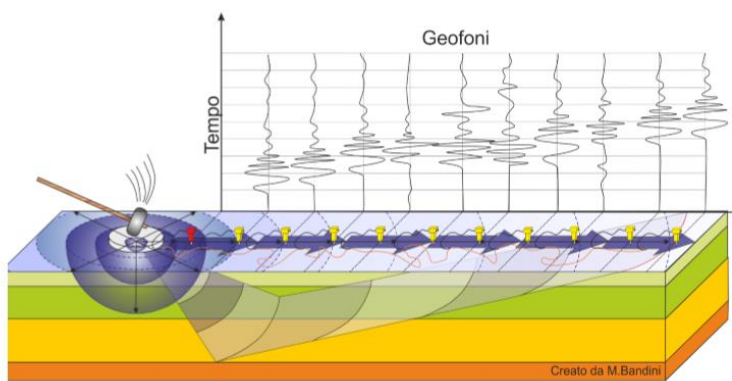
8.1 PROVE SISMICHE DI TIPO MASW (Multichannel Analysis Of Surface Waves)

Cantiere	PROGETTO DI RIPRISTINO DI UNA CAVA DI INERTI NEL COMUNE DI BARETE (AQ) LOC. "MACCHIOLA" Richiesta di Autorizzazione in Procedura Semplificata ai sensi dell'art. 216 del D.Lgs. 152/2006 e s.m.i.
Località	BARETE
Operatore prova	DOTT. GEOL. LUCA RUBEIS
Responsabile prova	DOTT. GEOL. LUCA RUBEIS
Data della prova	04/05/2023
LatitudineED50	42,42045
LongitudineED50	13,252934



stralcio in scala con l'ubicazione dell'indagine geofisica MASW.

Il metodo Masw (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica d'indagine non invasiva, che individua il profilo di V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante delle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo. (V. Roma 2004).



Caratterizzazione sismica dei terreni definita nella Normativa (NTC 2018)

La velocità di propagazione delle onde sismiche trasversali V_{s30} è uno dei parametri più importanti nell'ambito della valutazione dell'amplificazione del moto del suolo dovuto ad un sisma, essendo ampiamente dimostrato che gli effetti di un terremoto sono legati al contrasto di impedenza sismica tra i diversi mezzi attraversati, ovvero al prodotto tra la velocità di taglio delle onde sismiche ed il peso di volume dello strato attraversato. Notevole interesse al parametro V_s è stato inoltre fornito dalla normativa sismica (D.M. 14.01.2008) che definisce l'azione sismica di progetto per diverse categorie di suolo di fondazione sulla base del parametro V_{s30} , ovvero della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio entro 30 metri di profondità:

Categoria	DESCRIZIONE GEOTECNICA
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30m.

Tabella 3: categorie di suolo di fondazione

Per velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio si intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati nei primi metri di profondità dal piano di posa della fondazione, secondo la relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h(strato)}{V_s(strato)}}$$

Dove

- N è il numero di strati individuabili nei primi metri di suolo, ciascuno caratterizzato dallo spessore $h(\text{strato})$ e dalla velocità delle onde S $V_s(\text{strato})$.
- Per H si intende la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.
- Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro V_{s30} , ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

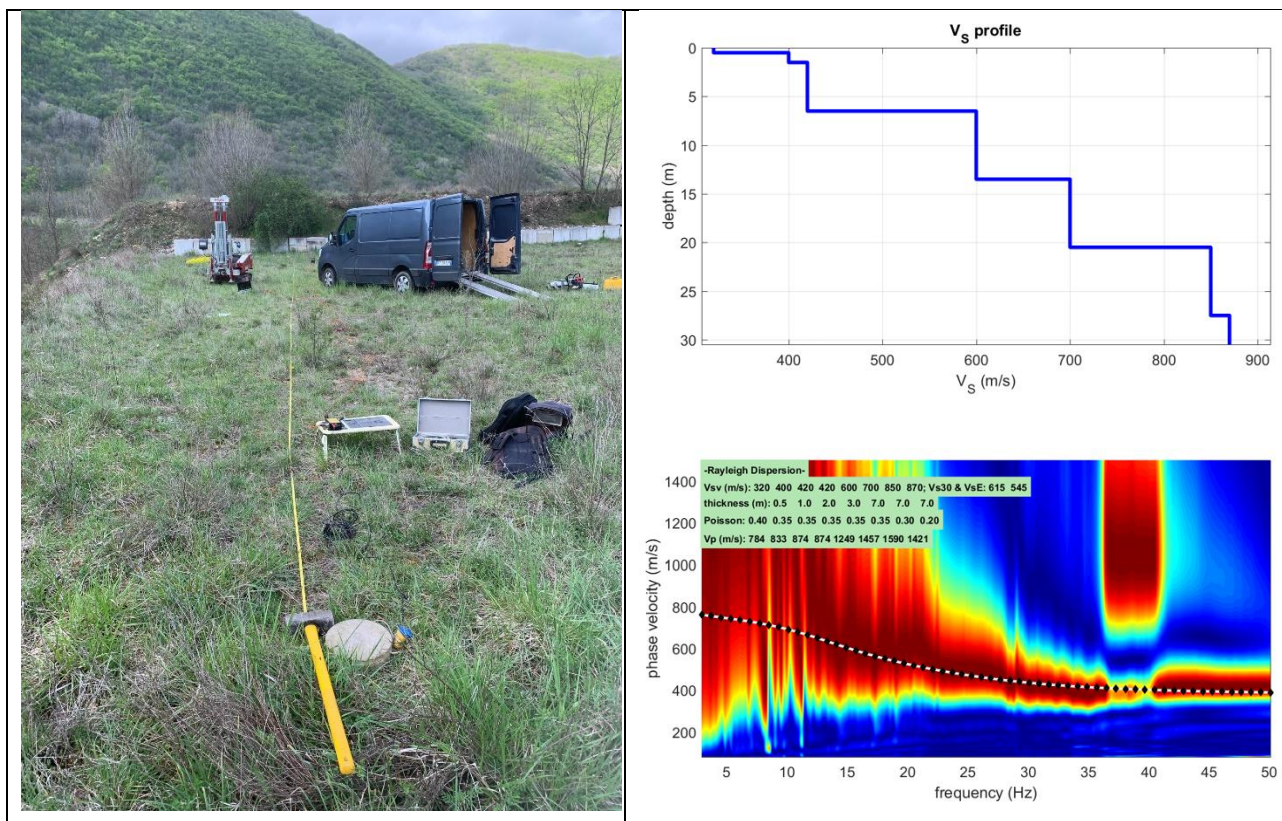


Foto dello stendimento MASW con i relativi profili di velocità ricavati.

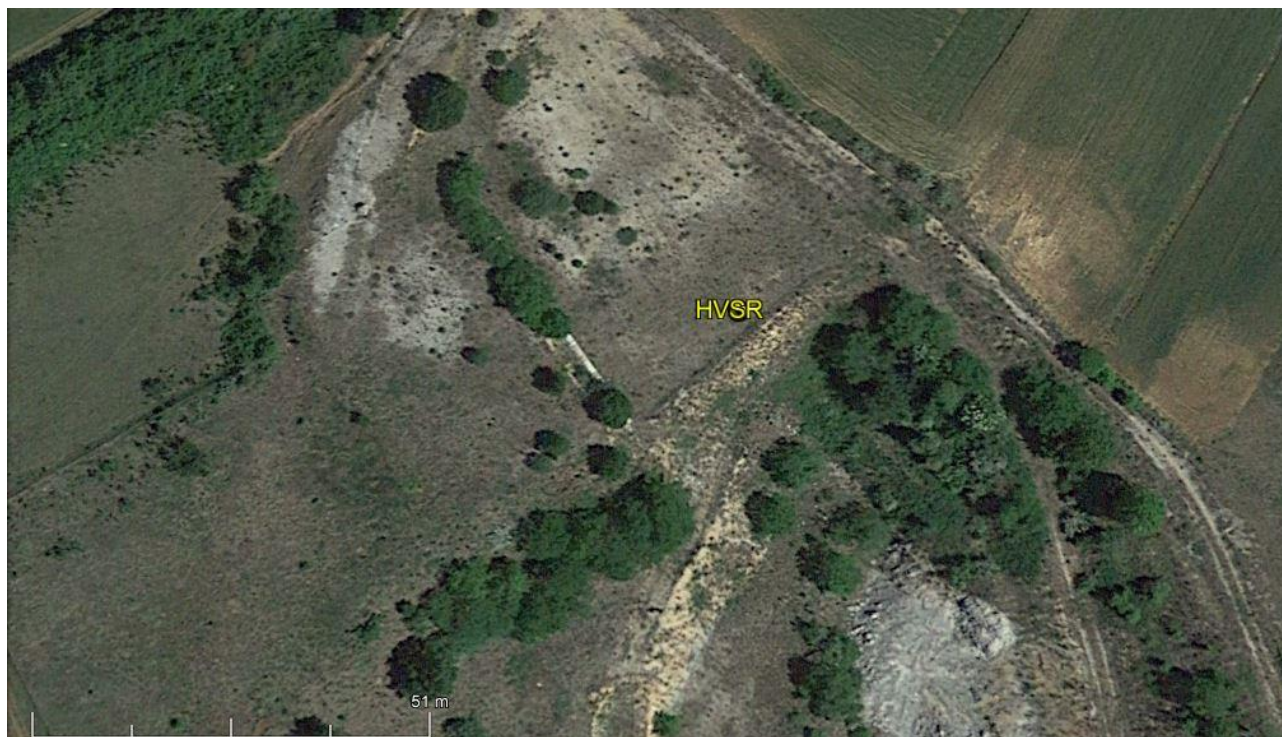
Così come previsto dalla normativa vigente, è stato realizzato uno stendimento di tipo MASW. Sono stati utilizzati 12 canali disposti ad una interdistanza (distanza intergeofonica) di 2 m tra loro con energizzazione posta a 5 m di distanza dal primo geofono. La velocità delle onde sismiche nei primi 30m ($V_{s,eq}$) è risultata pari a **545 m/s**, dai profili sismostragrafici, non sono emerse inversioni di velocità, pertanto è possibile attribuire a tale successione stratigrafica, la **categoria di suolo di fondazione B**:

Suolo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Per maggiori dettagli, si rimanda agli allegati.

8.2 MISURA DI RUMORE AMBIENTALE:

Prova HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)



ubicazione HVSR.

Al fine di ricavare la frequenza fondamentale dei terreni di fondazione è stata realizzata una misura di rumore ambientale. Tale indagine si basa sulla tecnica di Nakamura (1998) e si avvale delle misure del rapporto spettrale H/V. Le vibrazioni ambientali (o rumore sismico ambientale o microtremori) sono movimenti del terreno caratterizzati da ampiezze non percepibili dall'uomo ($10^4 - 10^2$ mm), osservabili in ogni parte della superficie della Terra. Queste vibrazioni sono l'effetto di una molteplicità di sorgenti agenti a diverse frequenze: onde marine e perturbazioni atmosferiche, ad esempio, contribuiscono al campo d'onda prevalentemente a frequenze inferiori a 0.5 Hz; vento, traffico veicolare e attività industriali contribuiscono prevalentemente a frequenze superiori a 0.5 Hz. La tecnica sismica passiva a stazione singola si è imposta negli anni recenti come il metodo più semplice per verificare se in un sito esista la possibilità di amplificazione per motivi stratigrafici e a quali frequenze. La tecnica assume che i microtremori siano principalmente composti da onde di Rayleigh che si propagano in un singolo strato soffice su un mezzo rigido e che la presenza di quello strato sia la causa dell'amplificazione al sito. Questa tecnica ha lo scopo principale di evidenziare la presenza di fenomeni di risonanza sismica e consentire una stima delle frequenze alle quali il moto del terreno può risultare amplificato a causa di questi fenomeni. Il risultato è una curva sperimentale che rappresenta il valore del rapporto H/V in funzione della frequenza di vibrazione. Le frequenze alla quali la curva H/V mostra dei massimi sono legate alle frequenze di risonanza del terreno al di sotto del punto di misura. In casi semplici (coperture soffice al di sopra di un basamento sismico rigido), è possibile stabilire una relazione fra lo spessore h dello strato soffice, la velocità media delle onde S all'interno di quest'ultimo (VS) e la frequenza di risonanza f dello strato, nella forma:

$$\text{Frequenza } f = V_s/4H$$

$$\text{Periodo } T = 1/f = 4h/V_s$$

Dall'equazione emerge come la tecnica H/V possa fornire anche indicazioni di carattere stratigrafico: a partire da una misura di vibrazioni ambientali che vincola il valore di f , nota la VS delle coperture, si può infatti stimare la profondità dei riflettori sismici principali o viceversa. Le misure di microtremore a stazione singola si effettuano per mezzo di sismometri tricomponenti sufficientemente sensibili nell'intervallo di frequenze di interesse ingegneristico (0.1-10) Hz, corrispondenti alle frequenze dei modi di vibrare della maggior parte delle strutture).

Dal punto di vista pratico bisogna effettuare:

- 1) un accurato accoppiamento dello strumento di misura con il terreno;
- 2) registrazioni di almeno 20 min in modo da poter analizzare il segnale su finestre di almeno 30 s su cui effettuare una media;
- 3) verificare che la misura rispetti i criteri per la valutazione della significatività dei picchi H/V (*progetto SESAME*).

Le misure sono state effettuate con una stazione singola GEOBOX SARA ELECTRONICS INSTRUMENTS (PG). Si tratta di una stazione sismica digitale compatta e leggera, equipaggiata con sismometro a banda larga e ad alta sensibilità, costituito da tre velocimetri a breve periodo. L'analisi dei dati è stata condotta tramite il software GEOEXPLORER con il quale è possibile analizzare e visualizzare le misure effettuate tramite tale strumentazione. Il software effettua l'analisi spettrale completa delle tracce, effettua il calcolo delle curve H/V per la determinazione delle frequenze di risonanza del sottosuolo effettuando le procedure di pulizia dei tracciati nel dominio del tempo e della frequenza. Inoltre provvede ai test sulla significatività dei picchi secondo le linee guida europee del SESAME.

La misura di rumore ambientale come detto è stata effettuata con una stazione della "SARA s.r.l. modello GEOBOX con sensori a 4.5Hz". La registrazione ha avuto una durata di 20 minuti (come specificato in seguito) ed i dati acquisiti sono stati analizzati con la tecnica dei rapporti spettrali HVSR mediante l'ausilio del software "GeoExplorer della Sara electronics instruments (PG)". Le misure sono state eseguite in presenza di condizioni meteo caratterizzate da cielo sereno e vento poco percepibile. Il traffico veicolare e le attività umane nelle vicinanze, erano sporadiche. Le misure sono state effettuate dopo aver ottenuto un buon accoppiamento strumento - terreno. La durata della misura denominata nelle cartografie ubicative HVSR è durata circa 1200 secondi.

Dall'applicazione della tecnica dei rapporti spettrali HVSR, sul rumore ambientale si ricava per la prova H/V una curva che presenta un picco in corrispondenza della frequenza di 44 Hz.

Sampling frequency: 300 Hz

Recording start time: 2023/05/04 09:58:18

Recording length: 16.67 min

Windows count: 31

Average windows length: 30

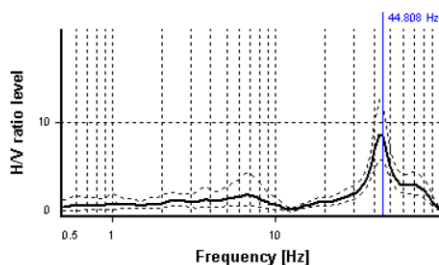
Signal coverage: 93%

Selected f_0 frequency

44.808 Hz

A_0 amplitude = 8.515

Average f_0 = 44.006 ± 1.977



Immagini relative all'ubicazione della prova HVSR ed alla strumentazione **GeoBox della Sara electronics instruments**

Va comunque ribadito che si ha "risonanza" e quindi particolare accentuazione dell'amplificazione, per periodo $T = 4h/V_s$, con h spessore della copertura e V_s velocità delle onde di taglio nella copertura. Gli edifici a loro volta sono caratterizzati da un periodo proprio di vibrazione che dipende essenzialmente dall'altezza, comportandosi essi come degli "oscillatori semplici" (pendoli).

Quando il periodo di risonanza del terreno coincide con il periodo fondamentale di vibrazione del fabbricato si ha la "doppia risonanza", con effetti particolarmente dannosi.

8.3 PROVE PENETROMETRICHE DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica (di caratteristiche standardizzate) posta all'estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste, mediante battitura facendo cadere da un'altezza pari a 75 cm un maglio di peso pari a 63,5 kg in accordo con lo standard dell'International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Si contano i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza standard pari a 20cm, ottenendo la resistenza del terreno come funzione inversa della penetrazione per ciascun colpo e, diretta, del numero di colpi (N_{20}) per una data penetrazione.



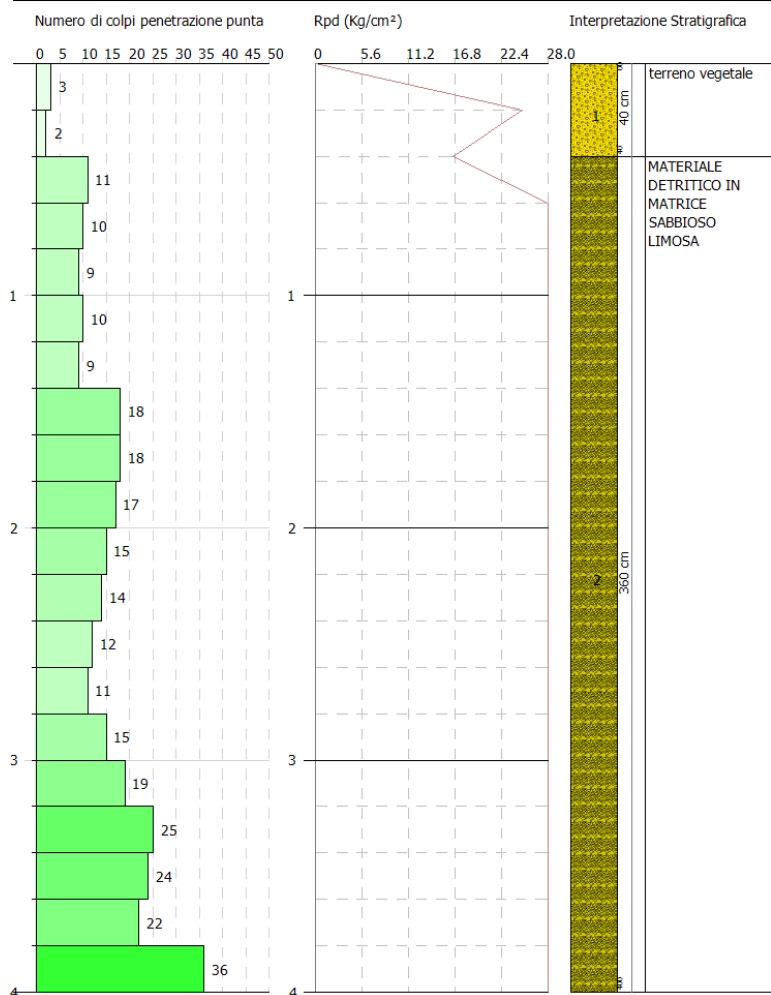
stralcio in scala con l'ubicazione delle indagini geotecniche DPSH.

Come già accennato in premessa, al fine di ottenere ulteriori indicazioni sulle principali caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni di fondazione, è stata realizzata una indagine penetrometrica superpesante, tipo **(DPSH)**. La prova penetrometrica dinamica superpesante è stata realizzata con penetrometro dinamico superpesante della casa **"PAGANI GEOTECHNICAL EQUIPMENT"** con le seguenti caratteristiche:



Motore	Tipo	Benzina; 2 cil.; V
	Potenza [HP (kW) – RPM]	16 (12) – 3600
	Raffreddamento	Aria
Traslazione	Cingolato a trasmissione idrostatica	Cingolato Gommato
	Velocità di traslazione [km/h]	0 + 1.8
	Pendenza max. %	25
Pompa idraulica	Numero di pompe	2
	Max. pressione operativa [bar]	250
Stabilizzatori	Numero	3
	Tipo	Idraulico

Caratteristiche meccaniche del penetrometro Superpesante Pagani



In seguito si riporta l'elaborazione grafica della prova DPSH:

9 STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Analizzando e confrontando i dati relativamente alle indagini svolte, ed integrando questi con i dati relativi al rilievo geologico di campagna, è stato possibile ricostruire il modello geologico tecnico della porzione di sottosuolo interessata dall'edificio. Si riporta in seguito la stratigrafia di dettaglio dell'area con i relativi parametri geotecnici associati.

I dati riportati nella tabella in seguito, sono stati ricavati dalla prova DPSH. Viste le litologie, emerse dalla stratigrafia di sondaggio, i parametri relativi alla prova DPSH, sono stati elaborati per terreni **INCOERENTI**.

PROVA ...DPSH

Strumento utilizzato...DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data 11/05/2023

Profondità prova 4.00 mt

Falda non rilevata

GEOL. RUBEIS LUCA

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità' (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	3	0.855	24.92	29.15	1.25	1.46
0.40	2	0.851	16.54	19.44	0.83	0.97
0.60	11	0.847	90.54	106.90	4.53	5.34
0.80	10	0.843	81.95	97.18	4.10	4.86
1.00	9	0.840	67.94	80.91	3.40	4.05
1.20	10	0.836	75.18	89.90	3.76	4.49
1.40	9	0.833	67.39	80.91	3.37	4.05
1.60	18	0.780	126.15	161.82	6.31	8.09
1.80	18	0.776	125.62	161.82	6.28	8.09
2.00	17	0.773	109.93	142.18	5.50	7.11
2.20	15	0.770	96.61	125.45	4.83	6.27
2.40	14	0.767	89.82	117.09	4.49	5.85
2.60	12	0.814	81.72	100.36	4.09	5.02
2.80	11	0.811	74.65	92.00	3.73	4.60
3.00	15	0.759	88.98	117.28	4.45	5.86
3.20	19	0.756	112.30	148.55	5.62	7.43
3.40	25	0.703	137.49	195.46	6.87	9.77
3.60	24	0.701	131.51	187.64	6.58	9.38
3.80	22	0.698	120.13	172.01	6.01	8.60
4.00	36	0.646	170.71	264.25	8.54	13.21

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unita' di volume (t/m ³)	Peso unita' di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0.4	2.5	9.44	Incoerente	0	1.48	1.88	0.03	1.5	3.76	terreno vegetale

4	16.39	66.9	Incoerente	0	2.07	2.01	0.43	1.5	24.65	MATERIALE LE DETRITICO O IN MATRICE SABBIO O LIMOSA
---	-------	------	------------	---	------	------	------	-----	-------	---

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH

Strato	Prof. (m)	NSPT	Tipo	Peso unita' di volume (t/m ³)	Peso unita' di volume saturo (t/m ³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	Modulo Elastico (Kg/cm ²)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm ²)	Velocità di onde di taglio (m/s)	Densità relativa (%)
Strato (1) terreno vegetale	0.00-0.40	3.76	Incoerente	1.40	1.87	21.07	--	26.70	30.08	0.35	225.73	63.06	47.67
Strato (2) MATERIALE DETRITICO IN MATRICE SABBIO SO LIMOSA	0.40-4.00	24.65	Incoerente	1.65	2.02	27.04	--	175.01	197.20	0.31	1321.97	138.67	98

10 CONCLUSIONI

Riassumendo quanto segue per il sito di intervento in base allo studio eseguito.

Lo studio geologico ed idrogeologico, è stato svolto a supporto del **PROGETTO DI RIPRISTINO DI UNA CAVA DI INERTI NEL COMUNE DI BARETE (AQ) LOC. "MACCHIOLA"** Richiesta di Autorizzazione in Procedura Semplificata ai sensi dell'art. 216 del D.Lgs. 152/2006 e s.m.i.

E' stata eseguita una prova di permeabilità in pozzetto a carico variabile per avere una stima del coefficiente di permeabilità K, questo è risultato pari a 3.1×10^{-2} cm/s, pertanto è possibile affermare che si tratta di litologie a **MEDIO ALTA** permeabilità.

- Inoltre i dati in possesso hanno permesso di calcolare l'indice di vulnerabilità dell'acquifero tramite il metodo parametrico G.O.D., tale valore è pari a 0,4 pertanto il grado di vulnerabilità è **MODERATO** in quanto compresa tra 0,3 e 0.5.

Sono state condotte indagini geognostiche e sismiche al fine di determinare la stabilità del versante antropico derivante dalla precedente fase di ripristino della cava. I risultati delle analisi condotto evidenziano come il versante in oggetto possa essere ritenuto con le condizioni attuali **STABILE**.

Si rimane a disposizione della Committenza per eventuali ulteriori chiarimenti.

11 ALLEGATI FUORI RELAZIONE

INDAGINI MASW

INDAGINI HVSR

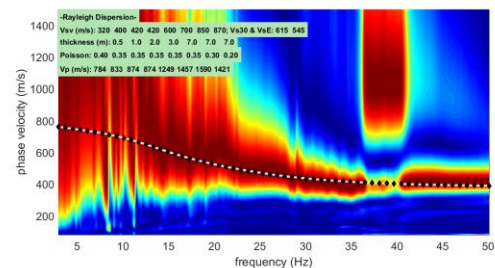
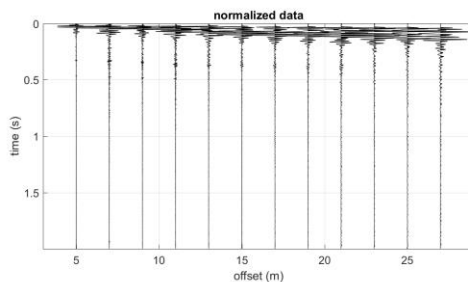
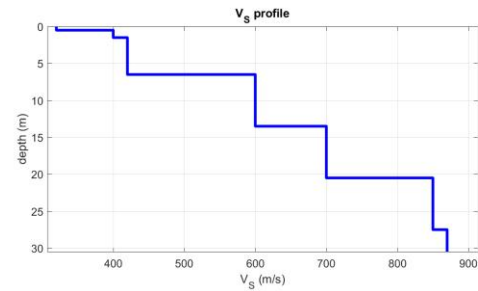
INDAGINI DPSH

ANALISI DI STABILITÀ DEL VERSANTE

winMASW - Inversion of Surface-Wave Dispersion Curves

www.winmasw.com

Dataset: 2023-05-06_09-18-45_01000_00200_012_2m_5mAcquis.dat



Subsurface Model

Vs (m/s): 320 400 420 420 600 700 850 870

Thickness (m): 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 7.0, 7.0, 7.0

Density (gr/cm³) (approximate values): 1.99 2.01 2.02 2.02 2.11 2.15 2.17 2.14

Shear modulus (MPa) (approximate values): 204 322 357 357 759 1051 1565 1619

Analyzing Phase velocities

Analysis: Rayleigh Wave

Approximate values for Vp and Poisson (please, see manual)

Vp (m/s): 784 833 874 874 1249 1457 1590 1421

Poisson: 0.40 0.35 0.35 0.35 0.35 0.35 0.30 0.20

Vs30 and VsE (m/s): 615 545

Pay attention

Soil classification must be performed by the user.

For Italian Users:

Decreto 17 gennaio 2018 in aggiornamento alle Norme Tecniche per le Costruzioni e pubblicato sul Supplemento ordinario n° 8 alla Gazzetta Ufficiale del 20/02/2018:

A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.

B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

C - Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

D - Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.

E - Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

winMASW - Surface Waves & Beyond

www.winmasw.com

STATION INFORMATION

Station code: -

Model: -

Sensor: -

Notes: -

PLACE INFORMATION

Place ID: -

Address: -

Latitude: -

Longitude: -

Coordinate system: -

Elevation: -

Weather: -

Notes: -

SIGNAL AND WINDOWING

Sampling frequency: 300 Hz

Recording start time: 2023/05/04 09:58:18

Recording length: 16.67 min

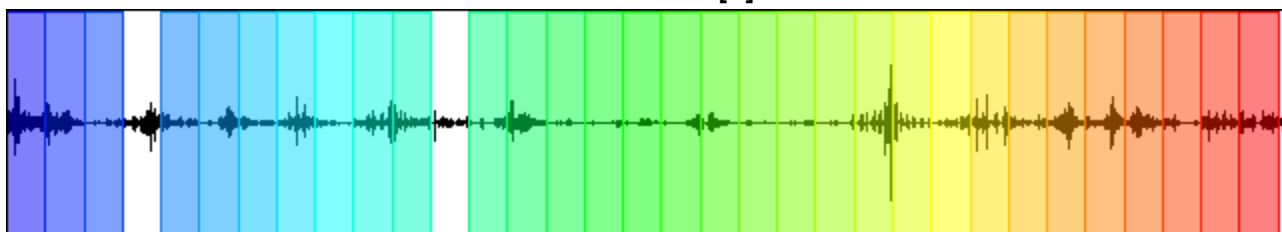
Windows count: 31

Average windows length: 30

Signal coverage: 93%

15641 Counts

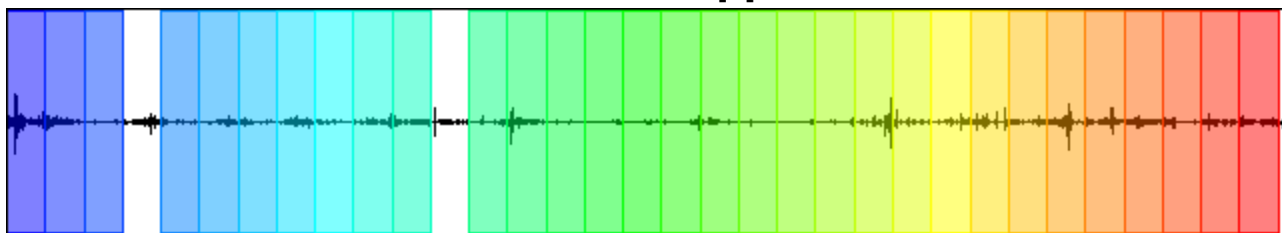
CHANNEL #1 [V]



-10789 Counts

52270 Counts

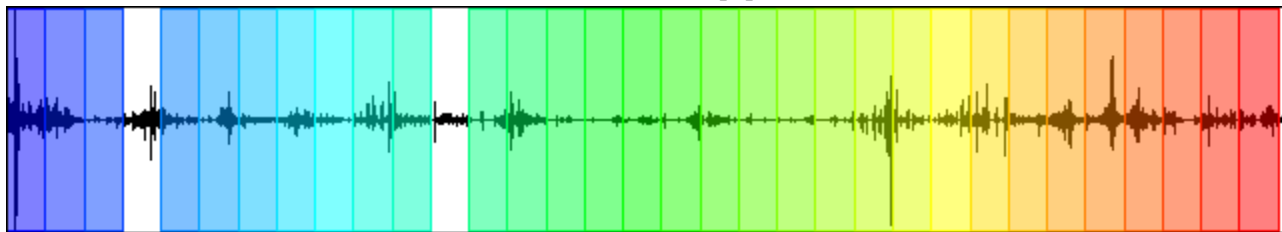
CHANNEL #2 [N]



-33969 Counts

17541 Counts

CHANNEL #3 [E]



-17501 Counts

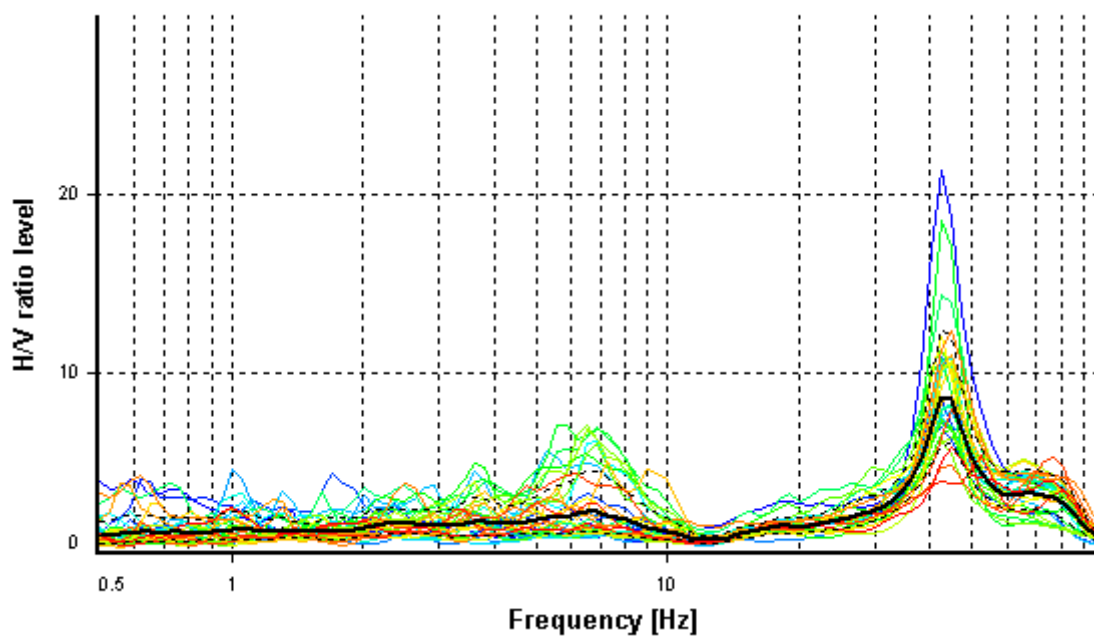
HVSR ANALYSIS

Tapering: Enabled (Bandwidth = 5%)

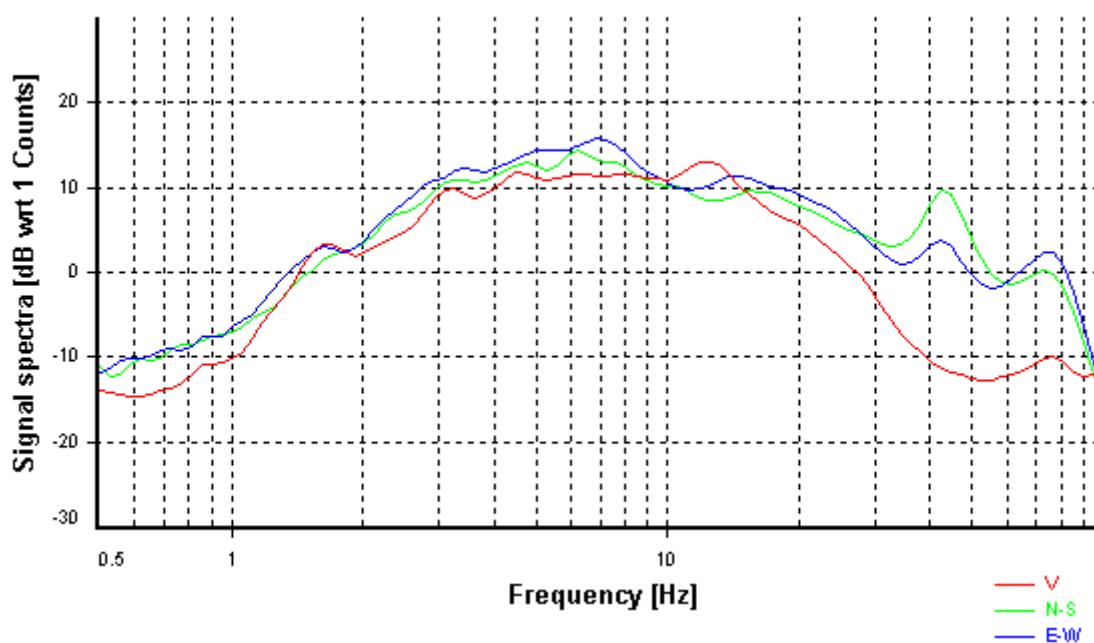
Smoothing: Konno-Ohmachi (Bandwidth coefficient = 40)

Instrumental correction: Disabled

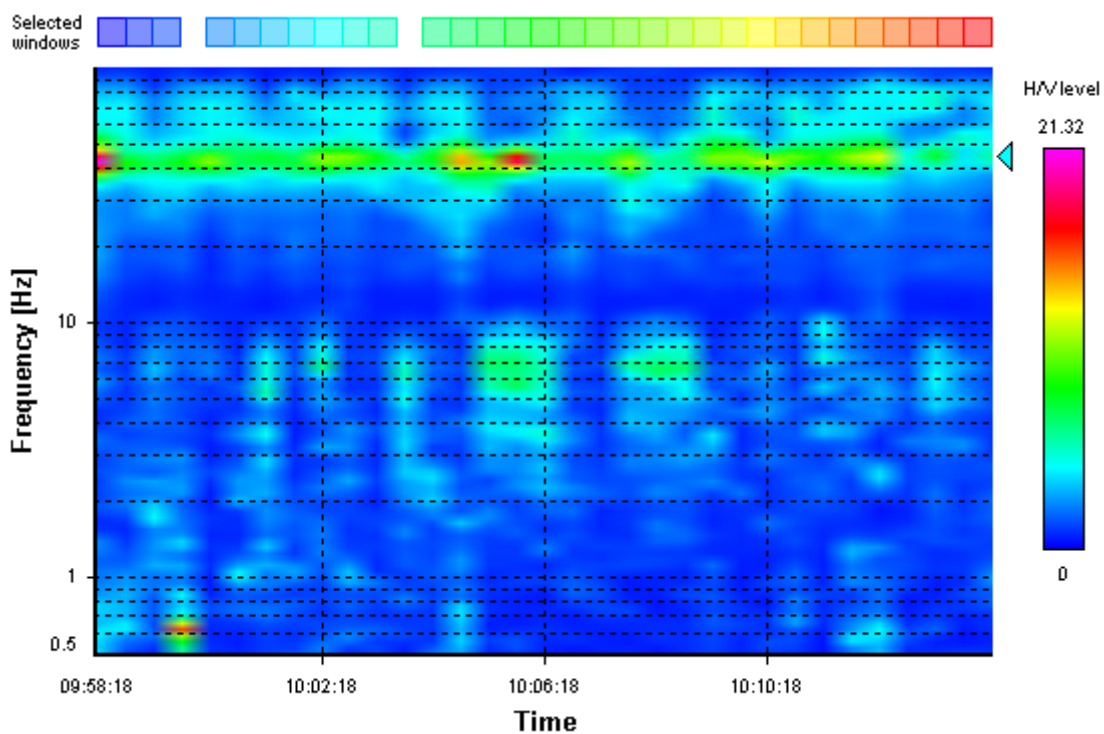
HVSR average



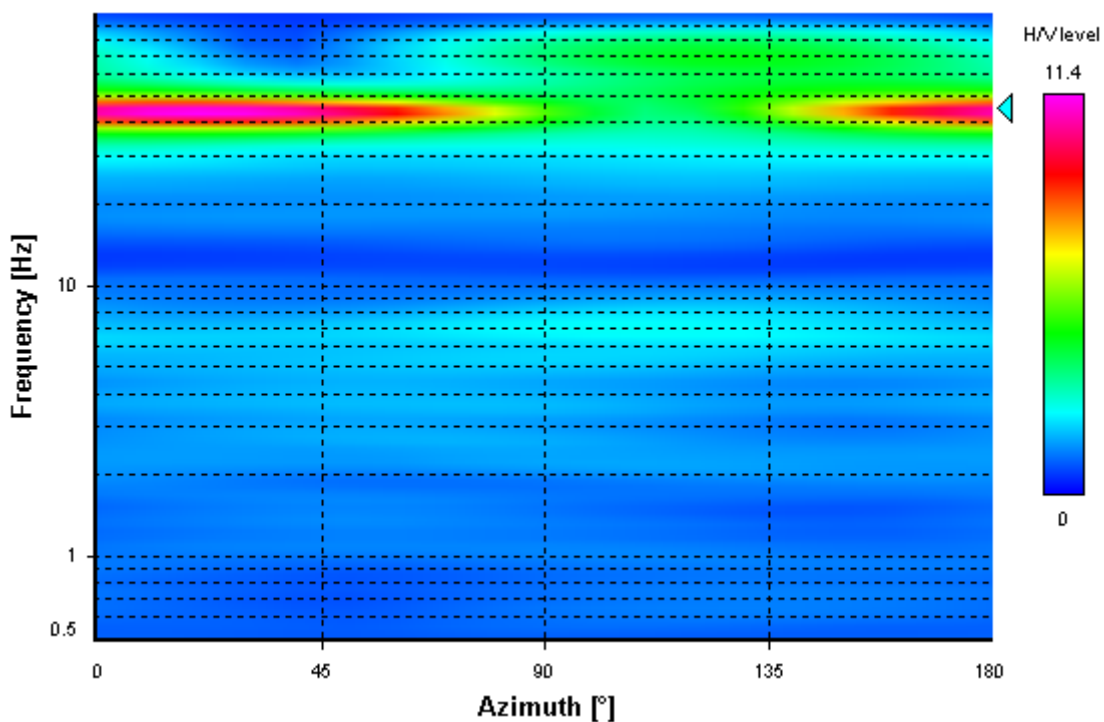
Signal spectra average



HVSR time-frequency analysis (30 seconds windows)



HVSR directional analysis



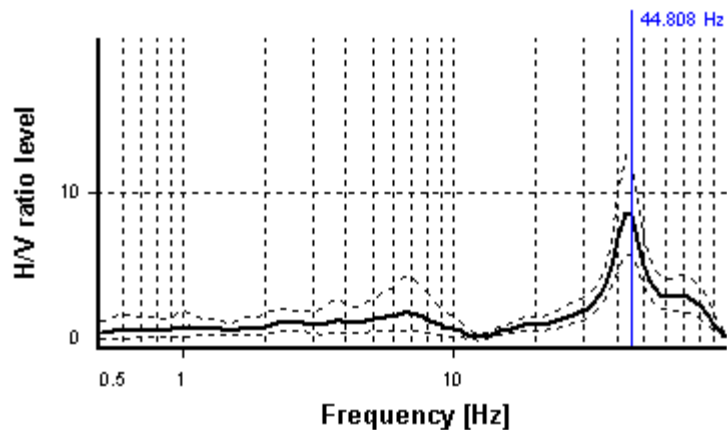
SESAME CRITERIA

Selected f_0 frequency

44.808 Hz

A_0 amplitude = 8.515

Average $f_0 = 44.006 \pm 1.977$



HVSR curve reliability criteria

$f_0 > 10 / L_w$	31 valid windows (length > 0.22 s) out of 31	OK
$n_c(f_0) > 200$	41671.78 > 200	OK
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$	Exceeded 0 times in 25	OK

HVSR peak clarity criteria

$\exists f \text{ in } [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f) < A_0/2$	36.1733 Hz	OK
$\exists f^+ \text{ in } [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	55.50473 Hz	OK
$A_0 > 2$	8.51 > 2	OK
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	5.21% > 5%	NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	1.977 < 2.24042	OK
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	1.41331 < 1.58	OK
Overall criteria fulfillment		OK

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Descrizione: Localita':	
--	--

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	8 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.3 Kg/m
Profondita' giunzione prima asta	0.80 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1.504
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE
(DYNAMIC PROBING)
DPSH – DPM (... scpt ecc.)

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M;
- altezza libera caduta H;
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α);
- avanzamento (penetrazione) δ ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL);
- tipo MEDIO (DPM);
- tipo PESANTE (DPH);
- tipo SUPERPESANTE (DPSH).

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof. max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25

Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25
--------------------------------	------	-------------	----

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 30$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ - 90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A = 10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 20$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ - 90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A = 10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 73$ kg, altezza di caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$), diametro $D = 50.8$ mm, area base cono $A = 20.27 \text{ cm}^2$ rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
 massa battente $M = 63.5$ kg, altezza caduta $H = 0.75$ m, avanzamento $\delta = 20 - 30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ - 90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20 \text{ cm}^2$, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} . Il passaggio viene dato da:

$$NSPT = \beta_t \cdot N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M peso massa battente.

M'	peso aste.
H	altezza di caduta.
A	area base punta conica.
δ	passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

Rpd	resistenza dinamica punta (area A).
e	infissione media per colpo (δ/N).
M	peso massa battente (altezza caduta H).
P	peso totale aste e sistema battuta.

Calcolo di $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$ è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

$$(N_1)_{60} = CN \cdot N_{60} \text{ con } CN = \sqrt{(Pa'/\sigma_{v0})} \quad CN < 1.7 \quad Pa = 101.32 \text{ kPa} \quad (Liao \text{ e } Whitman 1986)$$

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot (ER/60) \cdot C_s \cdot C_r \cdot C_d$$

ER/60	rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.
C_s	parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).
C_d	funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).
C_r	parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981). Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media (+ s)

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media (- s)

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Distribuzione normale R.C.

Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}})$$

dove $\sigma_{N_{spt}}$ è la deviazione standard di N_{spt}

Distribuzione normale R.N.C.

Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di N_{spt} distribuiti normalmente:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}}) / \sqrt{n}$$

dove n è il numero di letture.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 m ed immersione $d = 1$ m.

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti**Liquefazione**

Permette di calcolare utilizzando dati N_{spt} il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING* (1982), applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se N_{spt} dello strato considerato risulta inferiore a N_{spt} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

$$N_{spt\text{ corretto}} = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

N_{spt} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956) - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 m; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 m per terreni sopra falda e < 8 m per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof (1956) - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers (1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 m. sopra falda e < 7 m per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.

- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito $< 38^\circ$.
- Malcev (1964) - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m e per valori di angolo di attrito $< 38^\circ$).
- Schmertmann (1977)- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %.
- Shioi-Fukuni (1982) - ROAD BRIDGE SPECIFICATION, Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni (1982) - JAPANESE NATIONALE RAILWAY, Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Meyerhof (1965) - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo $< 5\%$ a profondità < 5 m e con (%) di limo $> 5\%$ a profondità < 3 m.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie D_r viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC, metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici.
- Schultze-Menzenbach, correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970), correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia.
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia

- Buismann-Sanglerat , correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Terzaghi-Peck (1948-1967)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss (1978-1981) . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/s)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione (K_o)

- Navfac (1971-1982) - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA (1983).
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). C_u (min-max).
- Sanglerat , da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi , tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività > 5 , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat , (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche " di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità , (C_u - N_{spt} -grado di plasticità).
- Schmertmann (1975), C_u (Kg/cm²) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con $N_c = 20$ e $Q_c/N_{spt} = 2$.
- Schmertmann (1975), C_u (Kg/cm²) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher (1965), (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata C_u (Kg/cm²), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni (1982), valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

- Stroud e Butler (1975),- per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970), correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).

- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato -Mo (Eed) (Kg/cm²)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buismann- Sanglerat, valida per argille compatte ($N_{spt} < 30$) medie e molli ($N_{spt} < 4$) e argille sabbiose ($N_{spt} = 6-12$).

Modulo Di Young (E_y)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. > 15.
- D'Appollonia ed altri (1983), correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977.

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Meyerhof ed altri.

PROVA ...DPSH

Strumento utilizzato...DPSH (Dinamic Probing Super Heavy)

Prova eseguita in data 11/05/2023

Profondita' prova 4.00 mt

Falda non rilevata

GEOL. RUBEIS LUCA

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0.20	3	0.855	24.92	29.15	1.25	1.46
0.40	2	0.851	16.54	19.44	0.83	0.97
0.60	11	0.847	90.54	106.90	4.53	5.34
0.80	10	0.843	81.95	97.18	4.10	4.86
1.00	9	0.840	67.94	80.91	3.40	4.05

1.20	10	0.836	75.18	89.90	3.76	4.49
1.40	9	0.833	67.39	80.91	3.37	4.05
1.60	18	0.780	126.15	161.82	6.31	8.09
1.80	18	0.776	125.62	161.82	6.28	8.09
2.00	17	0.773	109.93	142.18	5.50	7.11
2.20	15	0.770	96.61	125.45	4.83	6.27
2.40	14	0.767	89.82	117.09	4.49	5.85
2.60	12	0.814	81.72	100.36	4.09	5.02
2.80	11	0.811	74.65	92.00	3.73	4.60
3.00	15	0.759	88.98	117.28	4.45	5.86
3.20	19	0.756	112.30	148.55	5.62	7.43
3.40	25	0.703	137.49	195.46	6.87	9.77
3.60	24	0.701	131.51	187.64	6.58	9.38
3.80	22	0.698	120.13	172.01	6.01	8.60
4.00	36	0.646	170.71	264.25	8.54	13.21

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unita' di volume (t/m ³)	Peso unita' di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0.4	2.5	9.44	Incoerente	0	1.48	1.88	0.03	1.5	3.76	terreno vegetale
4	16.39	66.9	Incoerente	0	2.07	2.01	0.43	1.5	24.65	MATERIALE DETRITICO IN MATRICE SABBIOSO LIMOSA

TERRENI INCOERENTI

Densita' relativa

	NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - terreno vegetale	3.76	0.40	21.09	47.67	81.07	17.45
[2] - MATERIALE DETRITICO IN	24.65	4.00	52.94	98	98.68	57.53

MATRICE SABBIOSO LIMOSA							
-------------------------------	--	--	--	--	--	--	--

Angolo di resistenza al taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck- Hans- on- Thorn- burn- Meyer- hof 1956	Meyer- hof (1956)	Sowers (1961)	Malc- ev (1964)	Meyer- hof (1965)	Schm- ertman (1977) Sabbie	Mitch- ell & Katti (1981)	Shioi- Fuku- ni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFIC ATION)	Japan- ese National Railway	De Mello	Owas- aki & Iwasaki
[1] - terreno o vegetale	3.76	0.40	3.76	28.07	21.07	29.05	34.79	31.14	0	<30	22.51	28.13	23.91	23.67
[2] - MATERIALE DETRITICO IN MATRICE SABBIOSO LIMOSA	24.65	4.00	24.65	34.04	27.04	34.9	32.02	38.38	41.72	30-32	34.23	34.4	29.51	37.2

Modulo di Young (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze- Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - terreno vegetale	3.76	0.40	3.76	---	30.08	---	---	---
[2] -	24.65	4.00	24.65	354.39	197.20	291.57	364.88	198.25

MATERIALE DETRITICO IN MATRICE E SABBIOSO O LIMOSO								
--	--	--	--	--	--	--	--	--

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman- Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - terreno vegetale	3.76	0.40	3.76	---	35.19	26.70	54.77
[2] - MATERIALE DETRITICO IN MATRICE SABBIOSO O LIMOSO	24.65	4.00	24.65	147.90	78.10	175.01	147.94

Classificazione AGI

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - terreno vegetale	3.76	0.40	3.76	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[2] - MATERIALE DETRITICO IN MATRICE SABBIOSO LIMOSO	24.65	4.00	24.65	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unita' di volume

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
[1] - terreno vegetale	3.76	0.40	3.76	Terzaghi-Peck 1948	1.40
[2] - MATERIALE DETRITICO IN	24.65	4.00	24.65	Terzaghi-Peck 1948	1.65

MATRICE SABBIOSO LIMOSA					
-------------------------------	--	--	--	--	--

Peso unita' di volume saturo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' Volume Saturo (t/m ³)
[1] - terreno vegetale	3.76	0.40	3.76	Terzaghi-Peck 1948	1.87
[2] - MATERIALE DETRITICO IN MATRICE SABBIOSO LIMOSA	24.65	4.00	24.65	Terzaghi-Peck 1948	2.02

Modulo di Poisson

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - terreno vegetale	3.76	0.40	3.76	(A.G.I.)	0.35
[2] - MATERIALE DETRITICO IN MATRICE SABBIOSO LIMOSA	24.65	4.00	24.65	(A.G.I.)	0.31

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - terreno vegetale	3.76	0.40	3.76	225.73	280.77
[2] - MATERIALE DETRITICO IN MATRICE SABBIOSO LIMOSA	24.65	4.00	24.65	1321.97	885.75

Liquefazione

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza	Correlazione	Fs Liquefazione
--	------	---------------------	-------------------------------	--------------	--------------------

			falda		
[1] - terreno vegetale	3.76	0.40	3.76	Seed e Idriss (1971)	--
[2] - MATERIALE DETRITICO IN MATRICE SABBIOSO LIMOSA	24.65	4.00	24.65	Seed e Idriss (1971)	--

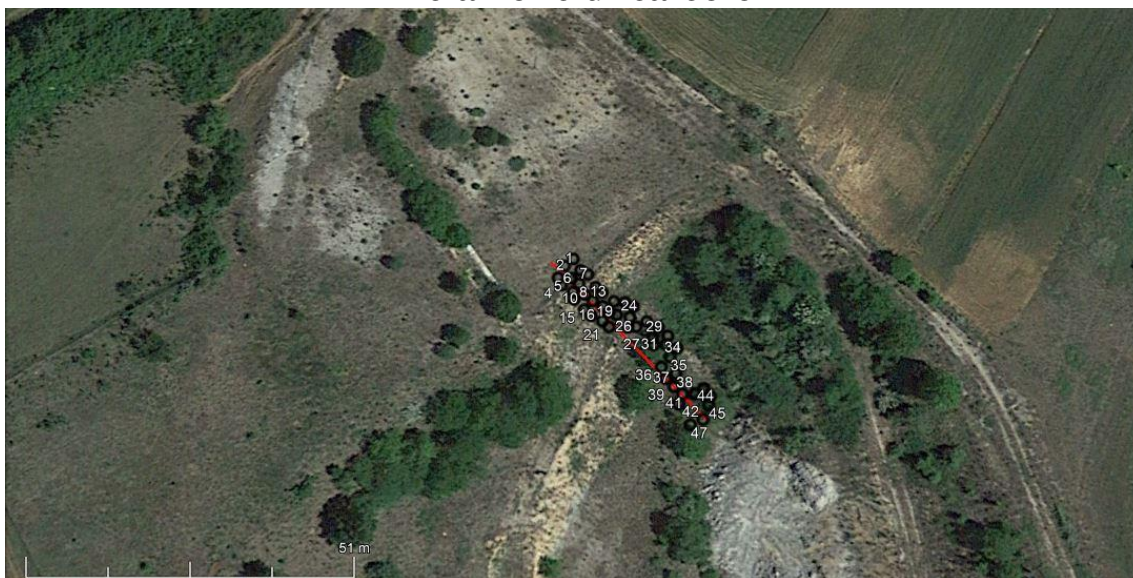
Coefficiente spinta a Riposo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
[1] - terreno vegetale	3.76	0.40	3.76	Navfac 1971-1982	0.69
[2] - MATERIALE DETRITICO IN MATRICE SABBIOSO LIMOSA	24.65	4.00	24.65	Navfac 1971-1982	4.82

Indice

PROVA ...DPSH	.10
Densita' relativa	.12
Angolo di resistenza al taglio	.12
Modulo di Young (Kg/cm ²)	.13
Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	.13
Classificazione AGI	.13
Peso unita' di volume	.14
Peso unita' di volume saturo	.14
Modulo di Poisson	.14
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	.15
Liquefazione	.15
Indice	.17

Relazione di calcolo



Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

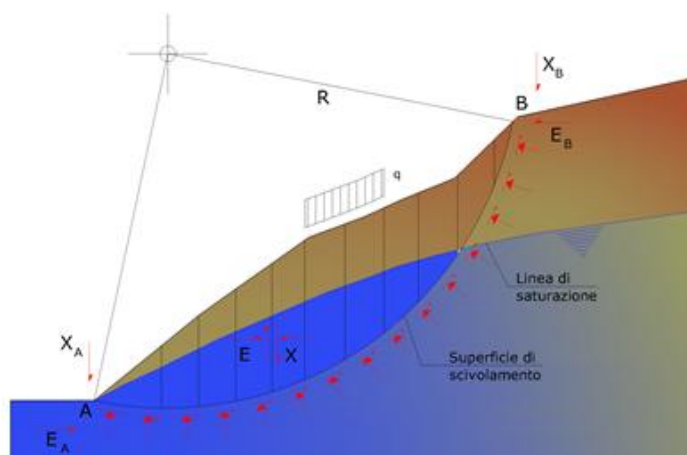
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.). Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei concii

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di concii. Se il numero dei concii è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei concii;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei concii;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

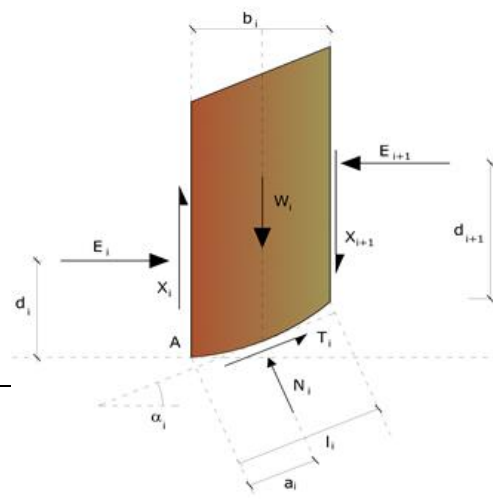
Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite. I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di Fellenius (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:



- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite (2n+1).

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \varphi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

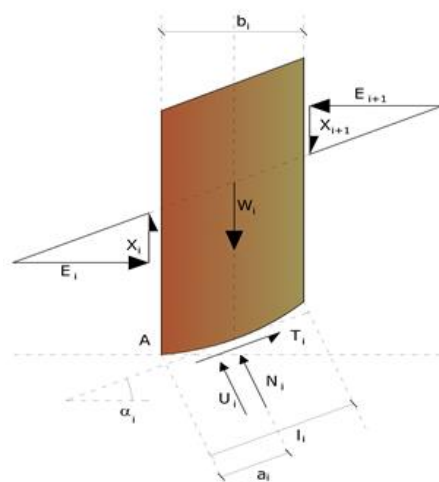
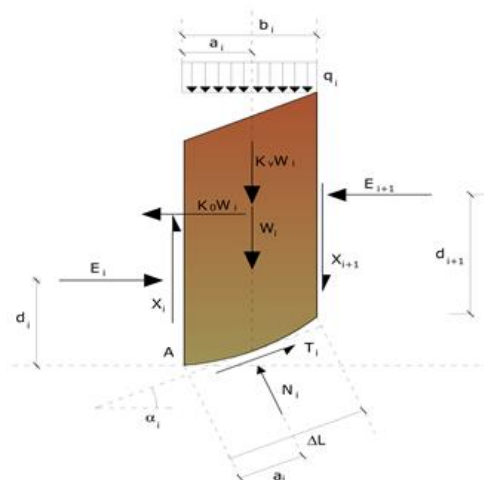
I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

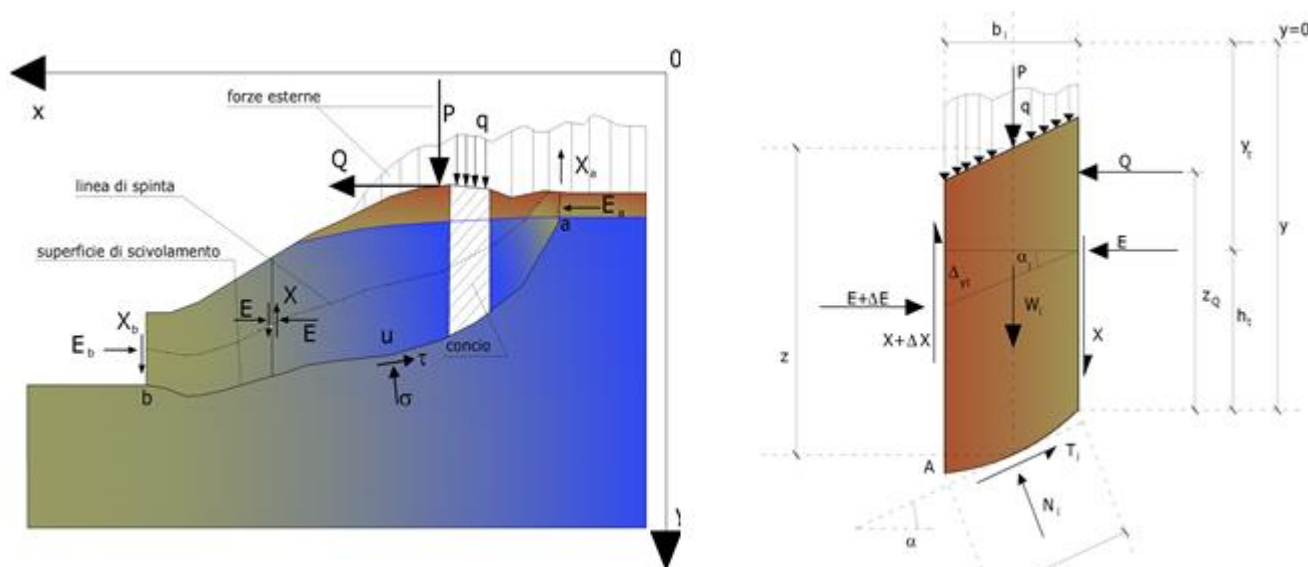
Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$



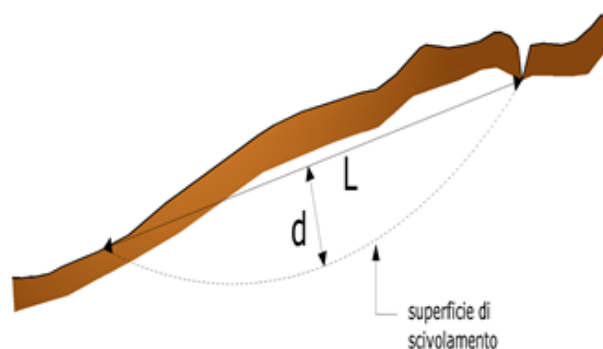
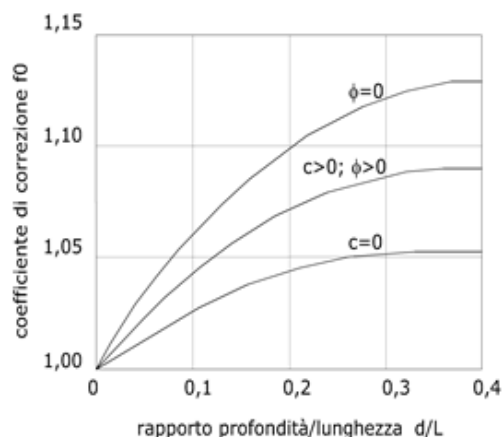


Azioni sul conco i -esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propone inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



Metodo di Bell (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_X W$ e $K_Z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio σ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo conco è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \Phi_i}{F}$$

in cui:

F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell'*i*-esimo concio;

Φ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'*i*-esimo concio;

L_i = la lunghezza della base dell'*i*-esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell'*i*-esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1 (1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$$W_i \cos \alpha_i / L_i = \text{valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei concii}$$

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

dove **x₀** ed **x_n** sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre **x_{ci}** rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio *i*-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno **K_z** g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore (1 - **K_z**).

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

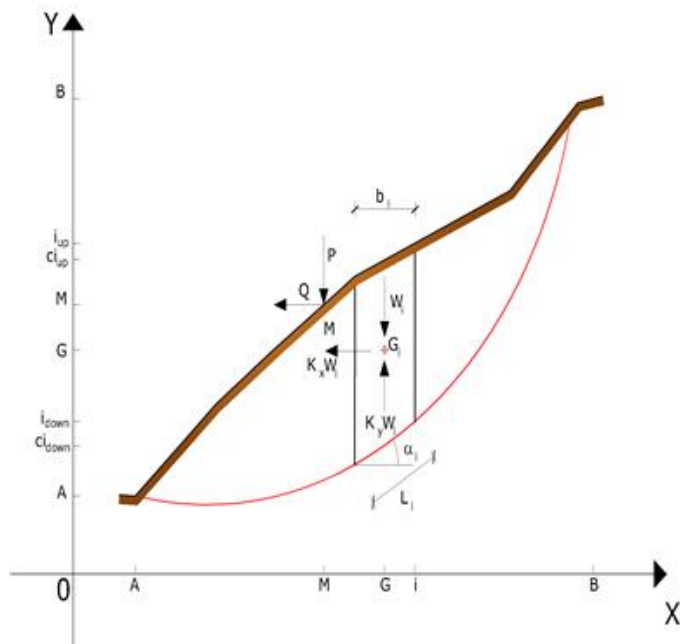
$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza **F**, sostituendo l'espressione di **N_i** e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario **C₃**. Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di Sarma (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica **K_C**) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.



Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

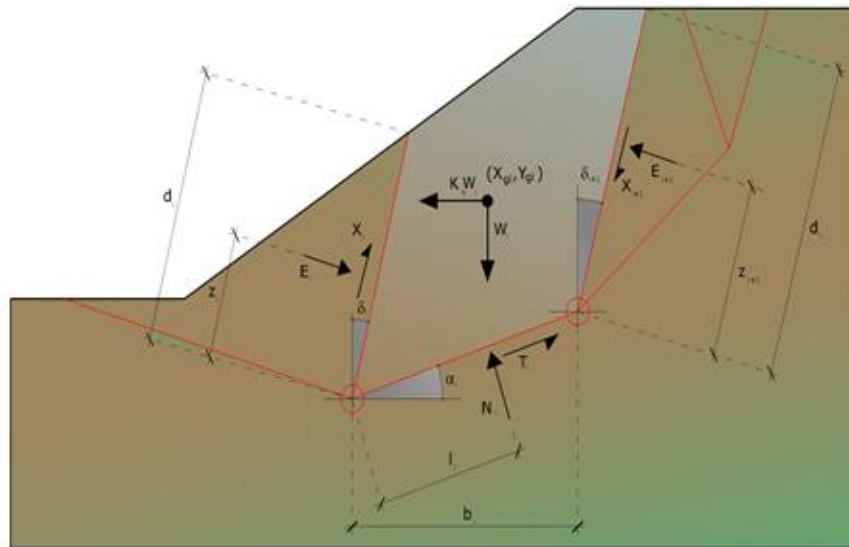
$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\begin{aligned} \sum \Delta E_i &= 0 \\ \sum \Delta X_i &= 0 \end{aligned}$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i -esima del concio generico i .

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel **metodo di Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:



Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \tan(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \tan(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di K (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione K corrispondente al fattore di sicurezza $F = 1$, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

$$K=K_c \quad \text{Accelerazione critica se } F=1$$

$$F=F_s \quad \text{Fattore di sicurezza in condizioni statiche se } K=0$$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

1. le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ ;
2. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ con $i=1, \dots, n$.

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$. Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$1) \quad \sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + \tan \alpha \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

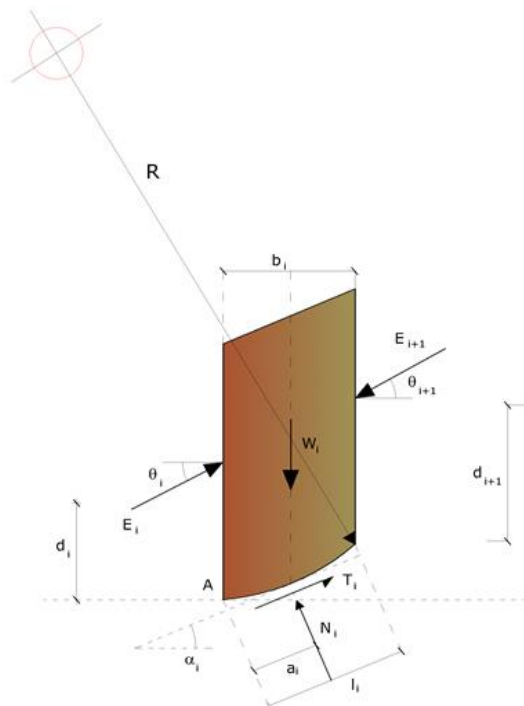
$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0$$

$$\sum (Q_i \sin \theta) = 0$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$2) \quad \sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:



$$F_{sm} = F_{sf}$$

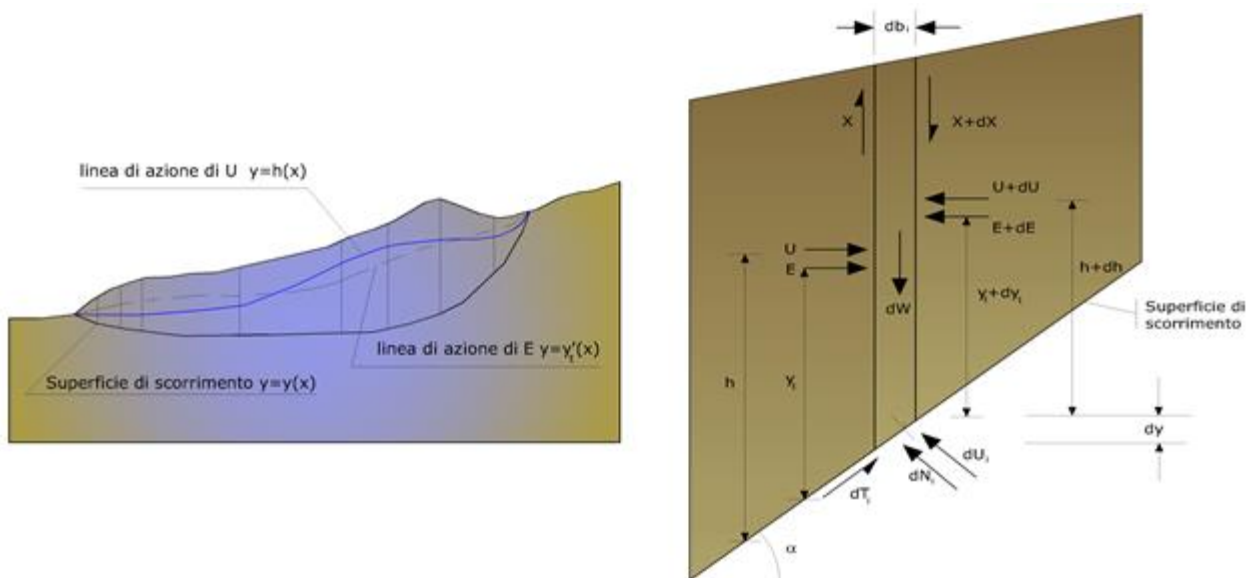
Metodo di Morgenstern e Price (1965)

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, senoide, semisenoide, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E , X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU .

Si ottiene la cosiddetta “**equazione delle forze**”:

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \operatorname{tg} \rho' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \frac{dE}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$



Azioni sul concio i -esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Una seconda equazione, detta “**equazione dei momenti**”, viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

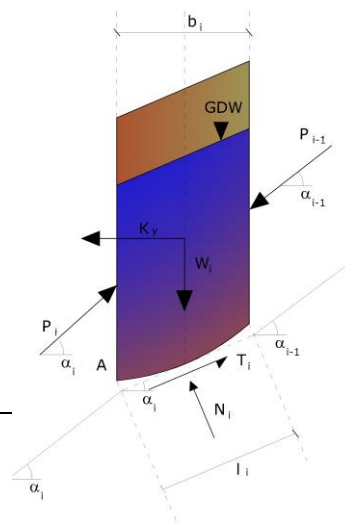
$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali



immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce un striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei i pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a $(8n-4)$, ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

- Ky sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da $(n-1)$ a $(7n-3)$;
- Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a $(6n-3)$;
- La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da $(n-1)$ a $(5n-2)$;
- Le forze (P_i-1) e P_i si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia
- (α_i), riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;
- Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;

Il numero totale di incognite quindi è ridotto a $(3n)$, da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R , chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore R_p che tiene conto dell'effetto arco.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- **F_H** e **F_V** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- **K_x** coefficiente sismico orizzontale;
- **K_y** coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminare un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che

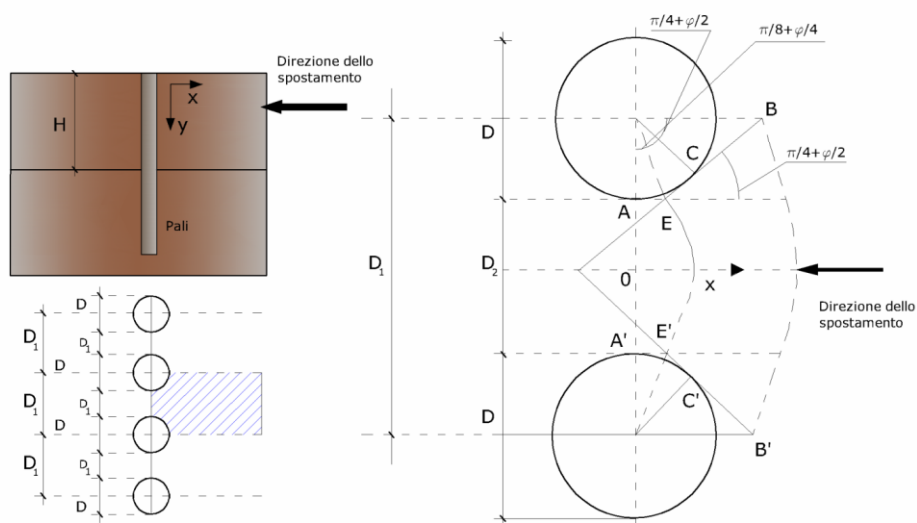
responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativo nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra “sbarramento” e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo–terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinta attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli $+(45 + \varphi/2)$ e $-(45 + \varphi/2)$;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidità a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{K1} \left[\frac{1}{(N_{\phi} \tan \phi)} \left(e^{k2} - 2(N_{\phi})^{1/2} \tan \phi - 1 \right) + K3 \right] - C \left[D_1 \cdot K3 - D_2 / (N_{\phi})^{1/2} \right] + \gamma Z / N_{\phi} \left[D_1 (D_1/D_2)^{K1} \cdot e^{k2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D_1 = interasse tra i pali;

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

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

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2)/D_2 \cdot N_\varphi \tan(\pi/8 + \varphi/4)$$

$$K_3 = \left[2 \tan \varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1/(N_\varphi)^{1/2} \right] / \left[(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H , è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere $c = 0$, l'espressione diventa:

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{K_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\varphi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z) dZ$$

$$P = C \cdot H \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + 1/2 \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P , influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D_2/D_1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ($D_2 = 0 \rightarrow P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1 \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

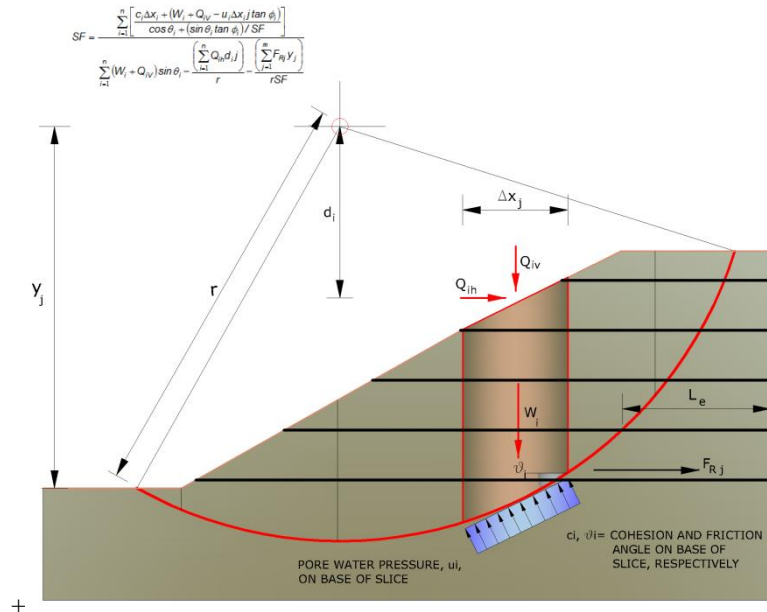
Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).

Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento.

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.



Le verifiche di natura interna hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, quelle calcolate sono la verifica a rottura dell'elemento di rinforzo per trazione e la verifica a sfilamento (*Pullout*). Il parametro che fornisce la resistenza a trazione del rinforzo, T_{Allow} , si calcola dalla resistenza nominale del materiale con cui è realizzato il rinforzo ridotto da opportuni coefficienti che tengono conto dell'aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione.

L'altro parametro è la resistenza a sfilamento (*Pullout*) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{Pullout} = 2 \cdot L_e \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\phi)}$$

dove:

- δ Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;
- $T_{Pullout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;
- L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;
- f_b Coefficiente di *Pullout*;
- σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e $T_{Pullout}$, la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T' .

Ancoraggi

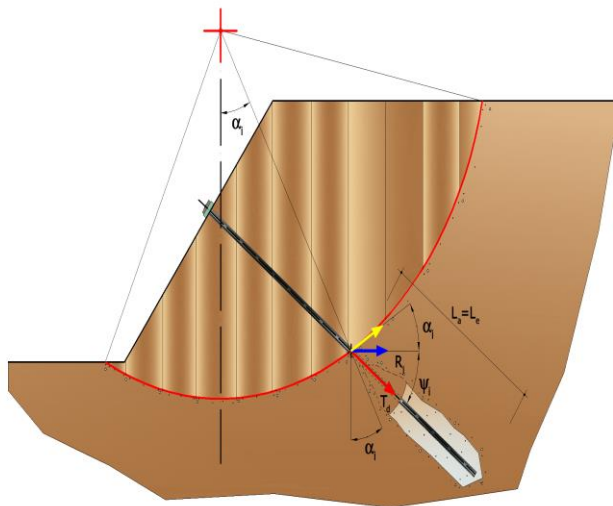
Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

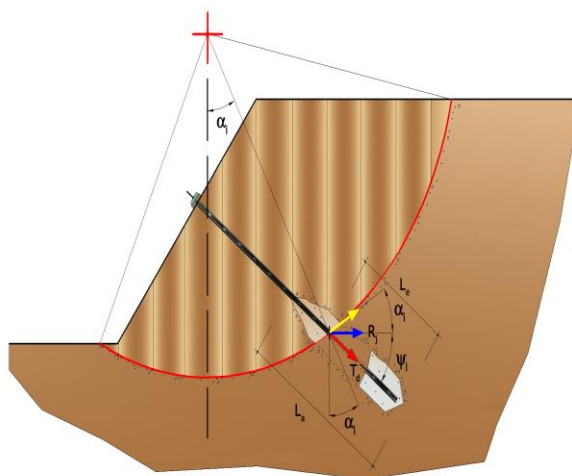
- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione:** indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

- per i tiranti di *tipo attivo*, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$F_s = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}$$

- per tiranti di *tipo passivo* e per *i chiodi*, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$F_s = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos \Psi_i \cdot \left(\frac{l}{i} \right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a} \right)$$

dove:

T_d tiro esercizio;
 Ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;
 i interasse;
 L_e lunghezza efficace;
 L_a lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l'i-esimo concio e il j-esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell'i-esimo concio.

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long.	42.419478/13.252017
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	3.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.1
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	6.63 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	843.58 m
Ascissa vertice destro superiore xs	17.12 m
Ordinata vertice destro superiore ys	853.46 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie

Classe d'uso: Classe II
 Vita nominale: 50.0 [anni]
 Vita di riferimento: 50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B
 Categoria topografica: T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.76	2.4	0.27
S.L.D.	50.0	1.01	2.33	0.28
S.L.V.	475.0	2.54	2.36	0.34
S.L.C.	975.0	3.26	2.4	0.36

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1.0944	0.2	0.0223	0.0112
S.L.D.	1.4544	0.24	0.0356	0.0178
S.L.V.	3.5219	0.28	0.1006	0.0503
S.L.C.	4.2283	0.28	0.1207	0.0604

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.101
 Coefficiente azione sismica verticale 0.05

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	824.69
2	0.8	824.69
3	4.09	824.71
4	4.95	824.65
5	6.95	824.72
6	7.03	824.72
7	8.9	824.95
8	9.77	825.29
9	12.5	826.77
10	17.76	830.23
11	20.02	831.3
12	21.62	832.41
13	22.76	833.19
14	22.89	833.28
15	23.03	833.36
16	24.5	834.03
17	25.29	834.53
18	27.04	835.69
19	27.56	836.03
20	29.02	837.12
21	29.06	837.15
22	29.11	837.18
23	31.63	838.89
24	32.57	839.45
25	35.01	839.55

26	35.5	839.49
----	------	--------

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	824.16
2	1.77	824.16
3	3.74	824.11
4	6.18	824.23
5	7.9	824.23
6	9.15	824.45
7	10.78	825.39
8	12.03	826.11
9	13.97	827.37
10	15.35	828.24
11	18.01	829.92
12	20.02	830.9
13	23.0	832.92
14	24.59	833.68
15	27.52	835.7
16	29.66	837.15
17	31.56	838.35
18	32.69	838.85
19	33.79	839.02
20	34.87	839.07
21	35.5	839.09

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	0.0	824.16
2	1.77	824.16
3	1.77	824.16
4	1.77	824.16
5	3.74	824.11
6	6.18	824.23
7	6.74	824.2
8	9.32	824.14
9	10.76	824.28
10	12.97	824.76
11	15.51	825.39
12	18.0	825.84
13	20.53	826.71
14	21.7	827.16
15	23.19	827.69
16	25.68	829.11
17	28.42	830.52
18	30.0	831.14
19	31.83	832.39
20	35.5	834.05

Coefficienti parziali azioni

```
=====
Sfavorevoli: Permanenti, variabili      1.0  1.0
Favorevoli: Permanenti, variabili      1.0  1.0
=====
```

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0.1	0	27	1400	1870	terreno vegetale	
2	0.16	0	33	1650	2020	Materiale detritico in matrice sabbioso limosa	
3	0.3	0	36	2000	2100	Detrito cementato	

Risultati analisi pendio [NTC 2018]

Fs minimo individuato	1.11
Ascissa centro superficie	11.35 m
Ordinata centro superficie	849.01 m
Raggio superficie	24.01 m

$$xc = 11.348 \quad yc = 849.014 \quad Rc = 24.006 \quad Fs=1.109$$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0.5	-4.3	0.5	82.26	8.31	4.11	0.08	22.2	0.0	112.9	402.3
2	2.73	-0.5	2.73	4306.18	434.92	215.31	0.13	27.5	0.0	4351.0	5185.4
3	4.01	7.6	4.04	18614.94	1880.11	930.75	0.13	27.5	0.0	17094.6	12672.4
4	1.25	13.9	1.29	8348.9	843.24	417.45	0.13	27.5	0.0	7374.5	4945.2
5	2.26	18.4	2.38	16676.99	1684.38	833.85	0.13	27.5	0.0	14420.0	9497.5
6	1.6	23.2	1.74	12771.95	1289.97	638.6	0.13	27.5	0.0	10854.7	7093.3
7	1.14	26.9	1.28	9683.83	978.07	484.19	0.13	27.5	0.0	8169.2	5303.1
8	0.13	28.7	0.14	1099.62	111.06	54.98	0.13	27.5	0.0	924.8	600.5
9	0.15	29.0	0.17	1257.77	127.03	62.89	0.13	27.5	0.0	1057.5	686.8
10	10.35	47.9	15.43	77502.73	7827.78	3875.14	0.13	27.5	0.0	63143.1	47387.8

