Committente:

L. ENERGIA S.r.l

Via XX Settembre 33/10 - 16121 Genova (GE)

Oggetto:

PARCO EOLICO "MERLINO"
IN COMUNE DI CALICE LIGURE (SV)

STUDIO PRELIMINARE AMBIENTALE

Titolo elaborato:

RELAZIONE GEOLOGICA

(documento redatto da Dott. Geol. Gabriele Civardi)

Coordinamento progettuale:

INGEPRO Ingegneri Associati

Corso Torino 17/6 sc.A - 16129 Genova
Tel. 010.5740568 - fax : 010.4211059
e-mail: studio@ingepro.eu - PEC: studio@pec.ingepro.eu
C.F. e P. IVA: 02726060995

Revisione	Data	Redatto da:	Verificato da:	Approvato da:	Descrizione
4					
3					
2					
1					
0	23.02.2023	GC	RG	MR	

Nome file:	Scala:	Commessa: Livello prog: Elaborato:
P028.PP.R02.00_Relaz-geologica	-	P028 PP R02

DOTT. GEOL. GABRIELE CIVARDI
Geologia – Idrogeologia – Geofisica
Acustica ambientale
Sicurezza del lavoro

COMUNE DI CALICE LIGURE

Provincia di Savona

Oggetto:
Realizzazione impianto eolico in Loc. Monte Merlino all'interno del territorio comunale di Calice Ligure.

Contenuto:
RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Committente:
L. Energia S.r.l.

Data
Genova, Febbraio 2023

N° lavoro
476/G

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA
Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

INDICE

1 – PREMESSA.....*3*

2 – ESAME DEL PROGETTO.....*4*

3 - INQUADRAMENTO IDRO - GEO - MORFOLOGICO.....*5*

3.1 – Geologia.....**5**

3.2 – Geomorfologia.....**6**

3.3 – Idrogeologia.....**7**

4 - PROVE IN SITO.....*8*

4.1 – Campagna di indagini geofisiche svolte.....**9**

5 - NOTE GEOTECNICHE.....*10*

5.1 - Coltre.....**11**

5.2 – Substrato roccioso.....**11**

5.3 – Dati geotecnici di sintesi.....**11**

5.3.1 - Coltre.....11

5.3.2 – Cappellaccio di alterazione.....11

5.3.3 – Substrato roccioso (quarziti).....12

6 – MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO.....*12*

6.1 – Classificazione sismica regionale.....**12**

7 – STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO.....*13*

8 - INDICAZIONI OPERATIVE.....*13*

8.1 – Scavi.....**14**

8.2 – Riempimenti.....**14**

9 – ASPETTI AMMINISTRATIVI.....*15*

9.1 – Vincolo idrogeologico.....**15**

9.2 – Piano stralcio di bacino Torrente Pora.....**15**

10 – CONCLUSIONI.....*16*

ALLEGATI

- ✓ **Carta geologica in scala 1:5000**
- ✓ **Stralcio suscettività al dissesto**
- ✓ **Stralcio franosità reale**
- ✓ **Sezioni geologiche interpretative in scala 1:100**
- ✓ **Tabulati prove sismiche**
- ✓ **Valutazione stabilità dei fronti di scavo**

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

1 – PREMESSA

Con riferimento al progetto di realizzazione di un impianto eolico nel comune di Calice Ligure, lo scrivente tecnico è stato incaricato dalla società L. Energia S.r.l. di eseguire le opportune indagini geognostiche, al fine di evidenziare eventuali problematiche di ordine geologico in senso lato.

Lo studio si prefigge quindi di evidenziare i principali parametri geotecnici del terreno nonché le possibili problematiche derivanti dalle sue caratteristiche stratigrafiche, con riferimento sia alle fasi di sbancamento sia alle varie fasi costruttive, fornendo i suggerimenti necessari per effettuare le scelte tecniche operative più idonee.

Le caratteristiche geomorfologiche ed idrogeologiche dell'area in oggetto e di un suo intorno significativo sono state evidenziate attraverso osservazioni di campagna, sulla base della cartografia tecnica regionale e ancora attraverso la comparazione con situazioni note in zone limitrofe.

Per quanto riguarda la definizione della stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento è stato ritenuto necessario effettuare una campagna di indagini geofisiche, tramite l'esecuzione di una serie di prove geofisiche.

Le informazioni riportate nella carta geologica di sintesi sono tratte da osservazioni dirette e dalla cartografia allega al Piano di Bacino del Torrente Pora.

La seguente relazione sarà quindi così articolata:

- Esame del progetto;
- Inquadramento idro-geomorfologico;
- Risultati prove svolte in situ;
- Caratterizzazione dei parametri geotecnici del terreno;
- Caratterizzazione sismica del terreno di fondazione;
- Valutazione della stabilità dei fronti di scavo;
- Indicazioni sulle modalità di esecuzione dell'opera in base ai risultati ottenuti dai punti precedenti;

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

- Aspetti amministrativi che riguardano l'area di intervento.

2 – ESAME DEL PROGETTO

L'area oggetto di intervento si colloca a ridosso della strada provinciale SP 23 Calice Ligure - Carbuta-Melogno, dove è presente un crinale raggiungibile da diversi sentieri.

Il progetto prevede la realizzazione di un singolo aerogeneratore tripala di potenza nominale pari a 4,2 MW.

La torre presenterà un'altezza al mozzo pari a circa 111 m ed un diametro delle pale di 136 metri.

La fondazione della torre eolica sarà di forma circolare ed avrà un diametro di circa 20 m.

Il parco eolico sarà collegato alla rete elettrica nazionale di trasporto tramite una cabina di consegna dell'energia elettrica esistente, per la trasformazione dell'energia prodotta e la sua immissione in rete. La linea elettrica sarà completamente interrata.

L'energia elettrica in bassa tensione necessaria alle operazioni di manutenzione del parco è fornita attraverso le strutture del parco prelevandola dal trasformatore per i servizi ausiliari.

L'accesso alla torre è garantito dalla strada provinciale n.23, adiacente al sito di installazione. Sono previsti interventi di allargamento e sistemazione della strada esistente per il trasporto dei componenti e la realizzazione di nuovi brevi tratti stradali.

L'intervento prevede sbancamenti per un totale (cavidotto, fondazione, cabina ed opere stradali) pari a circa 5680 m^3 da effettuarsi in parte in coltre ed in parte in roccia. Per la piazzola gli sbancamenti saranno caratterizzati da una forma in pianta pressoché circolare. Gli scavi avranno un fronte massimo di altezza pari a circa 7 m.

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

Le terre e rocce derivanti dagli scavi verranno completamente riutilizzate in loco per l'esecuzione dei riporti previsti dal progetto e che riguardano la realizzazione delle piazzole delle torri eoliche, il rinterro delle fondazioni e l'adeguamento della strada di accesso.
In ottemperanza di quanto previsto dal D. Lgs. 3 aprile 2006, n° 152, "Norme in materia ambientale, corretto ed integrato dal D. Lgs. 16 gennaio 2008, n° 4 e della Delibera Regionale del 18 luglio 2008, n° 859 "Criteri per la gestione e l'utilizzo delle terre e rocce da scavo", sarà cura della società committente predisporre la documentazione richiesta per il riutilizzo dei materiali di risulta in sito, prima dell'inizio dei lavori.

3 - INQUADRAMENTO IDRO - GEO - MORFOLOGICO

3.1 – Geologia

L'assetto geologico generale dell'areale si inquadra nell'evoluzione del paleodominio geografico "Brianzonese Ligure" ed è caratterizzato principalmente da terreni permocarboniferi costituiti da rocce metamorfiche scistose (SCISTI DI GORRA e PORFIROIDI DEL MELOGNO) e da una parte di terreni cenozoici di origine sedimentaria costituiti da rocce triassiche con quarziti, conglomerati quarzitici, dolomie [FORMAZIONE DI MONTE PIANOSA- QUARZITI DI PONTE DI NAVA - (Triass Inf)] [DOLOMIE DI S. PIETRO DEI MONTI (Triass medio)]. La strutturazione tettonica del territorio è condizionata dalla presenza di un sistema piuttosto articolato "pieghe - scaglie" coricate con vergenza prevalente E-S-E le quali determinano condizioni di elevata fratturazione negli ammassi rocciosi a comportamento rigido quali quarziti e dolomie ed una serie di piani di scistosità secondari nelle rocce costituenti il tegumento permo-carbonifero. recente istituzione (Gelati,

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

1967), pressoché interamente clastiche, costituenti fasce variamente allungate in direzione SO-NE.

CARATTERI LOCALI

Il dominio Pennidico delle Alpi Liguri è formato da unità tettoniche che hanno ben registrato la storia metamorfico – deformativa alpine e sono di pertinenza sia continentale europea (Brianzonese) sia del suo stesso margine (Piemontese s.l.), comprese le unità di Calcescisti con prasiniti e/o olistoliti ofiolitici (Calcescisti esterni e interni) depositi verosimilmente su crosta continentale, presumibilmente assottigliata.

In questa sede ci si limita ad una descrizione della principale unità affiorante nell'area in esame.

SCISTI DI GORRA (Prmiano inf.)

Quarziti, scisti quarzo – sericitici e cloritici, con spessore complessivo superiore ai 100 metri, di colore prevalentemente biancastro, talora con grossi fenocristalli di K – feldspato e con intercalazioni di lave e piroclastiti andesitiche. Paragenesi metamorfica alpina albite, clorite e cloritoide.

3.2 – Geomorfologia

L'aerogeneratore verrà realizzato lungo una linea di crinale che giunge sino alla ex base N. A. T. O. (1016 m s.l.m.).

Le zone nei pressi dei rilievi appaiono sub pianeggianti, mentre i versanti sono caratterizzati da notevoli pendenze. Il versante verso sud è caratterizzato da una acclività media del 20%, mentre quello nord presenta una acclività del 25 %. Il settore non appare urbanizzato.

L'aspetto morfologico della zona risulta condizionato direttamente dall'assetto geologico-strutturale e dal grado di erodibilità dei litotipi affioranti.

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

Infatti, la diversa natura dei litotipi affioranti nell'area presa in esame, si riflette sulle forme morfologiche a testimonianza di una risposta differenziata all'azione di modellamento degli agenti esogeni.
Per cui la topografia presenta un andamento piuttosto variabile con cambiamenti di pendenze nel raggio di centinaia di metri.
Le acque superficiali vengono regimate dai numerosi impluvi naturali, che trovano origine lungo i pendii.
La notevole pendenza dei versanti, unitamente alla presenza di numerosi rii naturali ha permesso di modellare i versanti, dando origine ad una morfologia marcata da erosioni torrentizie ad andamento all'incirca rettilineo ed a breve sviluppo lineare. Le pendenze delle varie aste torrentizie risultano molto acclivi con scarso deflusso a carattere stagionale.
L'area di progetto non presenta nessuna forma di degradazione morfologica.
All'interno dell'area interessata dal progetto non si individuano manufatti di origine antropica, ne di carattere abitativo, tanto meno industriale, che potrebbero essere l'origine di inquinamento dei terreni e del substrato che interessa l'area.
Il settore è accessibile tramite una strada le cui dimensioni e pendenze ne restringono la percorribilità solo a piedi.
Tali indicazioni vengono fornite per escludere la possibilità di un inquinamento del settore da parte di materiali provenienti da lavorazioni di tipo industriali e comunque esterne all'area oggetto di studio.
Inoltre, una attenta indagine ha escluso la presenza di discariche di tipo abusivo lungo il crinale su cui verrà realizzato il parco eolico.

3.3 – Idrogeologia

L'area del parco è caratterizzata dalla presenza di numerosi Rii, le cui sorgenti si individuano lungo i versanti del crinale oggetto di studio.

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

Lungo il versante est la regimazione delle acque superficiali è regolata da numerosi impluvi, che vengono convogliati verso il Rio Frasce. Mentre lungo il versante ovest, le acque vengono convogliate verso i Rio Cravarezza emissario in sponda sinistra del Torrente Carbuta.

Per quanto riguarda i fattori che condizionano la circolazione delle acque nel sottosuolo va detto che questi sono essenzialmente legati alle caratteristiche idrogeologiche delle rocce ed ai rapporti stratigrafici e tettonici esistenti tra complessi a diversa permeabilità relativa.

Nell'area in esame si ipotizza l'esistenza di un sensibile contrasto di permeabilità tra la coltre detritica (costituita da depositi detritico-colluviali perlopiù grossolani) ed il substrato roccioso. Infatti, mentre la coltre è da considerarsi sostanzialmente permeabile per porosità, le quarziti sono pressoché impermeabili o moderatamente permeabili per porosità fessurazione, in relazione al grado di fratturazione della roccia. Dall'osservazione della Carta Idrogeologica si è potuto verificare che il substrato roccioso viene classificato con un grado di permeabilità alto, mentre le coltri presentano un grado di permeabilità da medio a basso.

4 - PROVE IN SITO

Tenendo conto delle conoscenze geologiche in possesso dello scrivente e della bibliografia esistente riferita all'area esaminata è stato ritenuto sufficiente effettuare una stesa di sismica.

E' prevista, in fase esecutiva, l'esecuzione di alcune indagini di dettaglio (sondaggi), che verranno concordate con i progettisti e la società che realizzerà l'intervento.

Lo scopo delle prove era quello di definire la stratigrafia dell'area interessata dall'intervento e il V_{s30} così come previsto dalla normativa vigente.

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

4.1 – Campagna di indagini geofisiche svolte

E' stata realizzata una stesa di sismica utilizzando il Tromino, tromografo digitale progettato specificamente per l'acquisizione del rumore sismico, ma utilizzabile anche per la realizzazione di stese di sismica attiva.

Lo strumento (10 x 7 x 14 cm per 1,1 kg di peso) è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e verticalmente, alimentato da 2 batterie AA da 1.5 V.

Le indagini svolte hanno permesso di realizzare analisi del terreno tipo MASW e tipo H/V.

I dati misurati dal Tromino, amplificati e digitalizzati a 24 bit equivalenti, sono stati acquisiti alla frequenza di campionamento di 512 Hz per la MASW, mentre a 128 Hz per la H/V.

La prova MASW haa previsto l'esecuzione di una stesa di lunghezza pari a 21 metri e lo svolgimento di 7 tiri, con spaziatura di 3 m in modo da ottenere la migliore copertura possibile dell'area in oggetto.

La scelta del sito:

L'ubicazione della prova è stata stabilita in base alle esigenze progettuali e ai limiti imposti dalle caratteristiche del sito in oggetto.

In particolare la stesa è stata svolta in modo tale che passasse circa attraverso il centro della fondazione dell'aerogeneratore, in modo da definire la stratigrafia del versante e che si potessero dimensionare le opere previste dall'intervento a progetto.

La lunghezza della stesa e quindi la profondità di investigazione è stata scelta in base alle osservazioni dirette, che hanno permesso di raggiungere la roccia sana, in modo da caratterizzare coltre e substrato.

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

I risultati:

L'elaborazione dei dati acquisiti dalla prova ha permesso di ricavare la stratigrafia, lo spessore degli strati individuati e la velocità delle onde S, attraverso ogni singolo strato del terreno. Il dettaglio dei risultati viene riportato in allegato.

Considerando che generalmente la prova di tipo MASW fornisce buoni risultati per i primi strati di terreno, mentre la prova H/V è più precisa per profondità maggiori, l'utilizzo delle due tecniche ha permesso di caratterizzare in maniera adeguata i terreni su cui andranno a poggiarsi i nuovi manufatti.

Ecco una sintesi dei risultati ottenuti:

- **Torre 1 (Ag1)**:

Livello	Spessore	Velocità onde S
Coltre	2 m	280 m/s
Substrato		500 m/s

Vs $_{eq}$ del sito: 478 m/s

5 - NOTE GEOTECNICHE

Le considerazioni riportate nel presente paragrafo riguardano l'area dell'intervento a progetto. Lo studio è stato svolto al fine di evidenziare i principali parametri geotecnici del substrato roccioso e della coltre, facendo riferimento a dati di letteratura relativi a litotipi della medesima natura, integrati da precedenti studi svolti dallo scrivente in aree limitrofe.

Le sezioni geologiche allegate sono ovviamente interpretative e si basano su supposizioni che derivano dallo studio della cartografia tecnica e dalle osservazioni effettuate direttamente in sito.

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

5.1 - Coltre

Si tratta di un deposito di natura eluvio-colluviale parzialmente rimaneggiato, soprattutto nella parte più superficiale, caratterizzato da una potenza mai superiore ai 2 m. Le osservazioni effettuate in sito hanno indicato un terreno prevalentemente ghiaioso, con bassa percentuale di frazione fine di tipo limoso.

5.2 – Substrato roccioso

Si tratta, come descritto in precedenza, degli Scisti di Gorra.

Per quanto concerne le caratteristiche geomeccaniche del substrato litoide, si è fatto riferimento ai dati relativi a tale litotipo esistenti in bibliografia e specialmente alle conoscenze acquisite in aree contigue o mostranti caratteri simili.

5.3 – Dati geotecnici di sintesi

Basandosi pertanto su esperienze precedenti e su dati di letteratura (per coltre e substrato), ai vari livelli individuati sono stati attribuiti i seguenti parametri geotecnici:

5.3.1 - Coltre

Granulometria: sabbia ghiaiosa con scarsa frazione fine non coesiva (classe SW del sistema USCS)

Stato di addensamento: sciolto

Densità relativa (Dr): 45%

Peso di volume (γ): 1,6 t/m^3

Angolo di attrito efficace (ϕ'): 30°

Coesione: 0 Kg/cm^2

5.3.2 – Cappellaccio di alterazione

Peso di volume saturo (γs): 21 KN/m^3

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

Peso di volume secco (γd): 18.7 KN/m^3

Angolo di attrito (ϕ): 26°

Coesione: 30 KPa

5.3.3 – Substrato roccioso (quarziti)

Peso di volume saturo (γs): 22 KN/m^3

Peso di volume secco (γd): 20.5 KN/m^3

Angolo di attrito (ϕ): 30°

Coesione: 46 KPa

6 – MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO

6.1 – Classificazione sismica regionale

Basandosi sul D. M. 16 Gennaio 1996 " Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", in particolare all' Ord. P. C. M. del 20 Marzo 2003 n° 3274, allegato 2 e successive modifiche ed integrazioni e sulla "Nuova classificazione sismica della Regione Liguria" D.G.R. n. 216 del 17 Marzo 2017, si è proceduto alla classificazione del suolo di fondazione sul quale poggeranno i nuovi manufatti.

L'area in cui verranno realizzate le opere è classificata in base alla nuova classificazione sismica regionale in **zona 3**.

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione:

Categoria	Descrizione	V eq
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi	>800 m/s
B	**Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti**	**360 - 800 m/s**

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensate o terreni a grana fina di media consistenza	180 - 360 m/s
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti	100 - 180 m/s
E	Terreni riconducibili alle categorie C o D con profondità del substrato non superiore a 30 m	< 360 m/s

Le analisi sismiche effettuate hanno permesso di classificare il terreno di fondazione su cui poggeranno i nuovi manufatti in **categoria B**.

7 – STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO

Impiegando i dati geotecnici stimati, indicati nel capitolo precedente, è stata eseguita un'analisi di stabilità per i principali fronti di scavo secondo una sezione trasversale significativa e secondo la linea di massima pendenza. Tale analisi, svolta utilizzando un software specifico e secondo il metodo di Bishop è stata eseguita basandosi sulla stratigrafia individuata e su una superficie di scorrimento ritenuta la più probabile in relazione alla morfologia del versante ed alle osservazioni effettuate in sito.

Le analisi sono state svolte per i fronti degli scavi che riguarderanno la posa in opera della fondazione della torre. Il calcolo ha fornito un risultato con coefficienti di sicurezza a favore della stabilità.

8 - INDICAZIONI OPERATIVE

Il progetto prevede, come già accennato, scavi di sbancamento per l'aerogeneratore pari a circa 5680 m^3 da eseguire in parte in roccia ed in parte in coltre. Gli scavi previsti hanno come fine la preparazione del sedime per la

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

posa in opera delle fondazioni, l'allargamento di alcune parti della strada esistente e la realizzazione della strada di servizio.
L'altezza massima a progetto dei fronti di scavo risulta pari a circa 7 m.
Il tutto si ritiene rientri nelle normali procedure esecutive dell'edilizia e per la sicurezza del lavoro, sia in merito agli scavi di preparazione dell'area, sia in merito alla scelta e all'esecuzione delle fondazioni del nuovo manufatto.
Viste le principali caratteristiche geologico-geotecniche individuate nell'area sottoposta ad indagine si indicano le seguenti modalità operative per la realizzazione dell'opera.

8.1 – Scavi

1. Gli scavi per la realizzazione del cavidotto, qualora venissero effettuati nei pressi di strutture esistenti, andranno effettuati avendo cura di non influenzare negativamente la staticità degli eventuali manufatti.
2. I fronti di scavo non protetti da opere provvisionali, non dovranno mai rimanere aperti a lungo, dovranno essere eseguiti per campioni di lunghezza non eccessiva e sagomati secondo angoli compatibili con le caratteristiche di resistenza indicate nei precedenti capitoli.
3. E' consigliabile non aprire campioni di fronte troppo lunghi ed è bene fare in modo che siano comunque proporzionati alle risorse della squadra operativa e dell'impresa.
4. Tutte le opere di sostegno dovranno essere dotate di efficienti sistemi di drenaggio.
5. Tutta l'area dovrà essere sottoposta a una efficiente regimazione per garantire un rapido smaltimento delle acque meteoriche e di falda.

8.2 – Riempimenti

I riempimenti previsti dovranno essere eseguiti con terreno appartenente almeno alla classe ***A3 della classificazione AASHO*** e dovranno essere

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

realizzati per strati non superiori a ***50 cm*** di spessore e adeguatamente compattati previa bagnatura. Il materiale impiegato deve essere assolutamente inerte e privo quindi di materiale terroso, torboso e coesivo.

9 – ASPETTI AMMINISTRATIVI

9.1 – Vincolo idrogeologico

Dal punto di vista amministrativo la zona risulta soggetta a vincolo idrogeologico e pertanto alla L.R. 4/99. Si può tuttavia affermare, in rapporto ai fattori che regolano tale vincolo (regimazione delle acque, stabilità dei versanti e coperture vegetali) che l'intervento proposto risulta sostanzialmente ininfluente.

9.2 – Piano stralcio di bacino Torrente Pora

Carta della suscettività al dissesto

Nel Piano di Bacino stralcio del Torrente Pore, l'area ricade in una zona caratterizzata da una suscettività al dissesto **media Pg2.**

Carta del rischio geomorfologico

Rischio geologico **moderato Rg1.**

Si attesta la conformità delle opere a progetto al Piano di Bacino Stralcio del Torrente Pora

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

10 – CONCLUSIONI

Tenuto conto del contesto geomorfologico in cui si inseriscono i nuovi manufatti, tenuto altresì conto delle caratteristiche geotecniche del terreno sopra citato e delle sostanziali condizioni di stabilità dell'area interessata, si conferma la fattibilità dell'intervento a progetto tenuto debito conto delle prescrizioni sopra elencate.

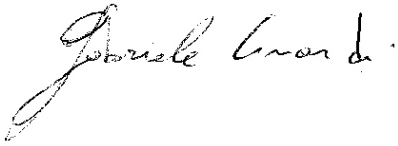
Si rassegna la presente relazione la quale assolve quanto prescritto dal NTC 2018.

Il presente documento non comprende valutazioni su possibili conseguenze dannose alle strutture ed ai manufatti circostanti legate ai processi più strettamente operativi che fanno capo all'impresa e al direttore dei lavori eventualmente delegato dal committente.

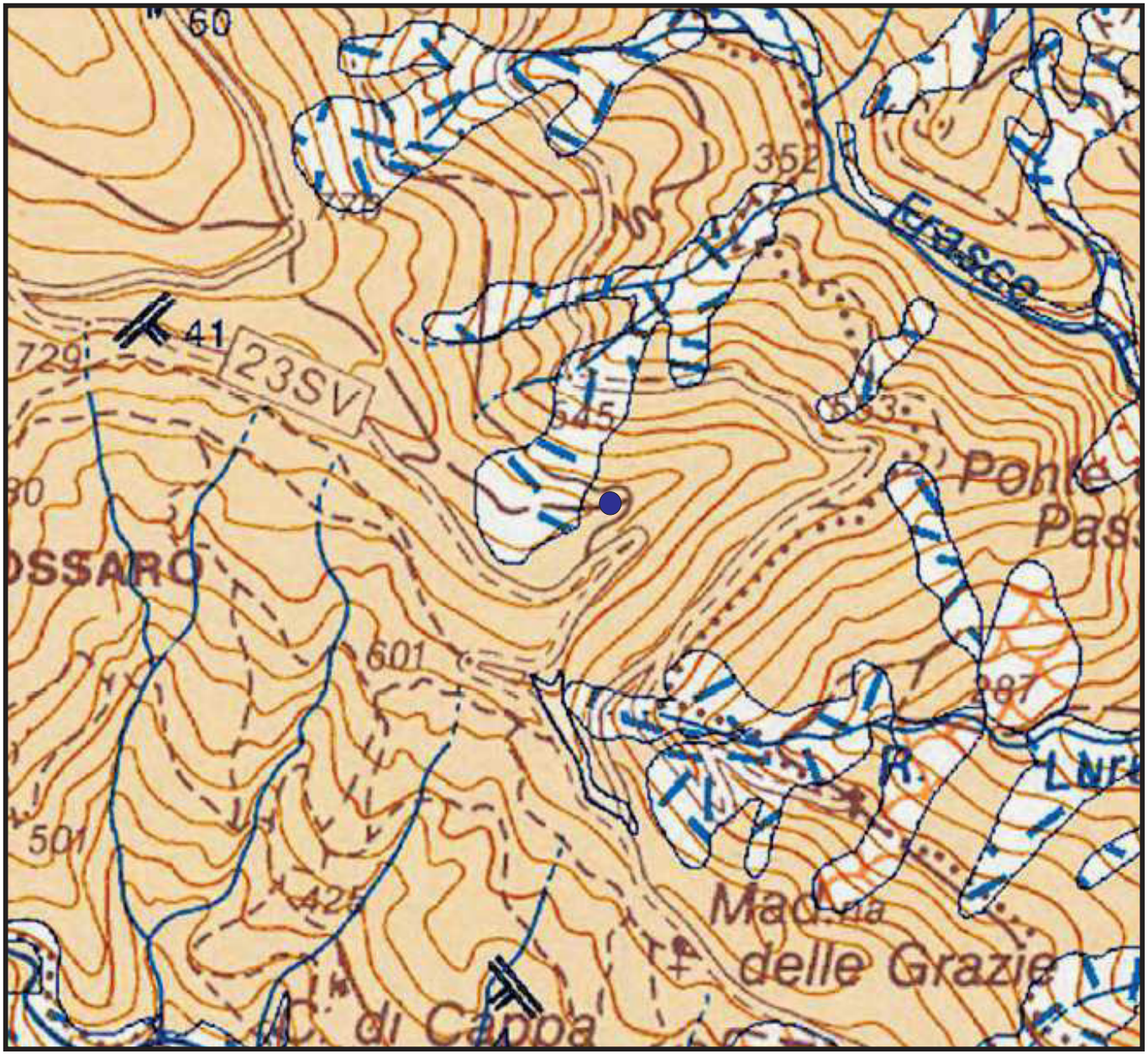
Genova, Febbraio 2023

Il tecnico
Dott. Geol. Gabriele Civardi





STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com



Scisti di Gorra

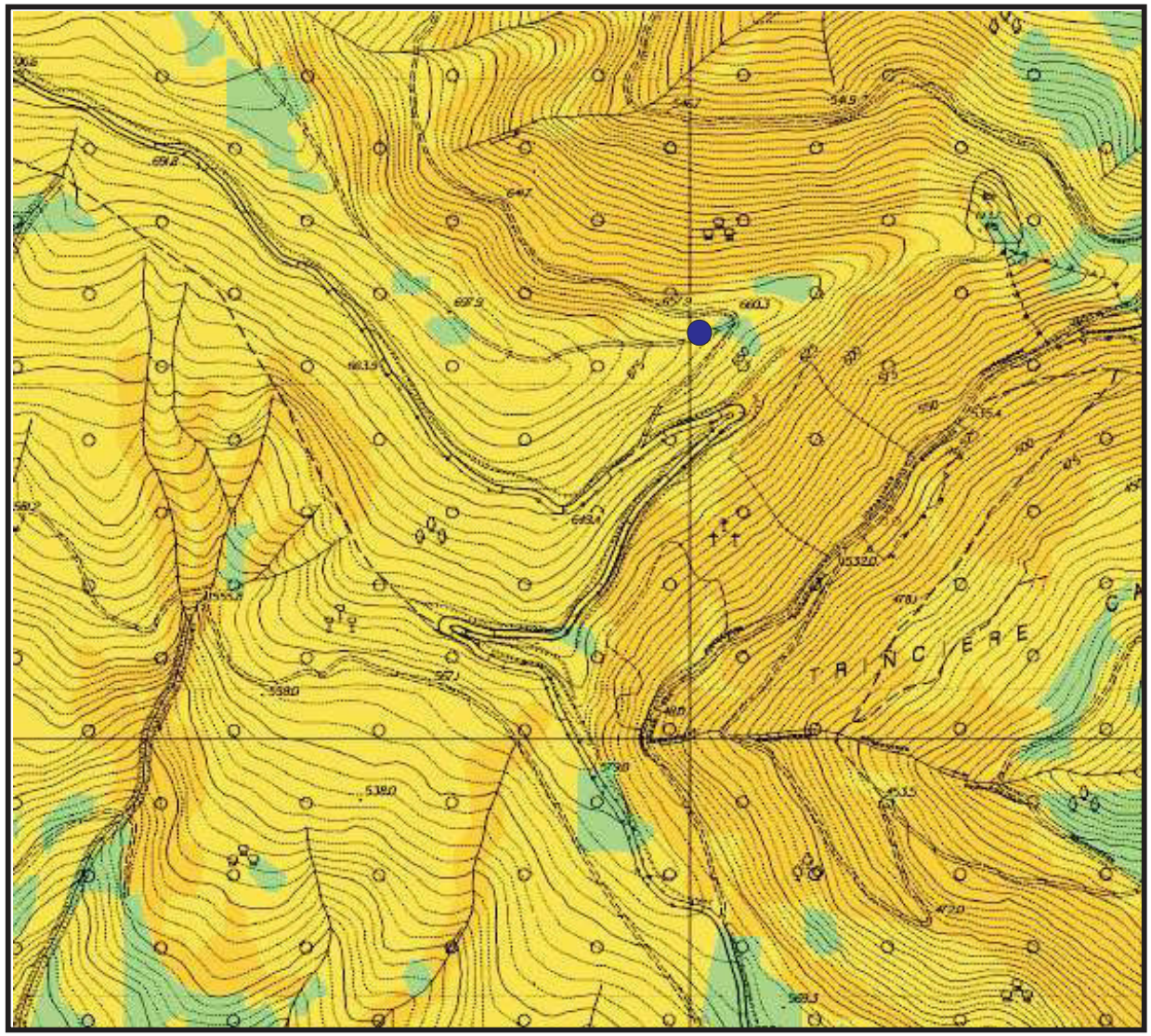
Coltri eluvio colluviali

Deposito di frana

Posizione torri eoliche

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA
Geologo Gabriele Civardi
Via Cantore 8 int. Q 16149 Genova - cell. 3491720806

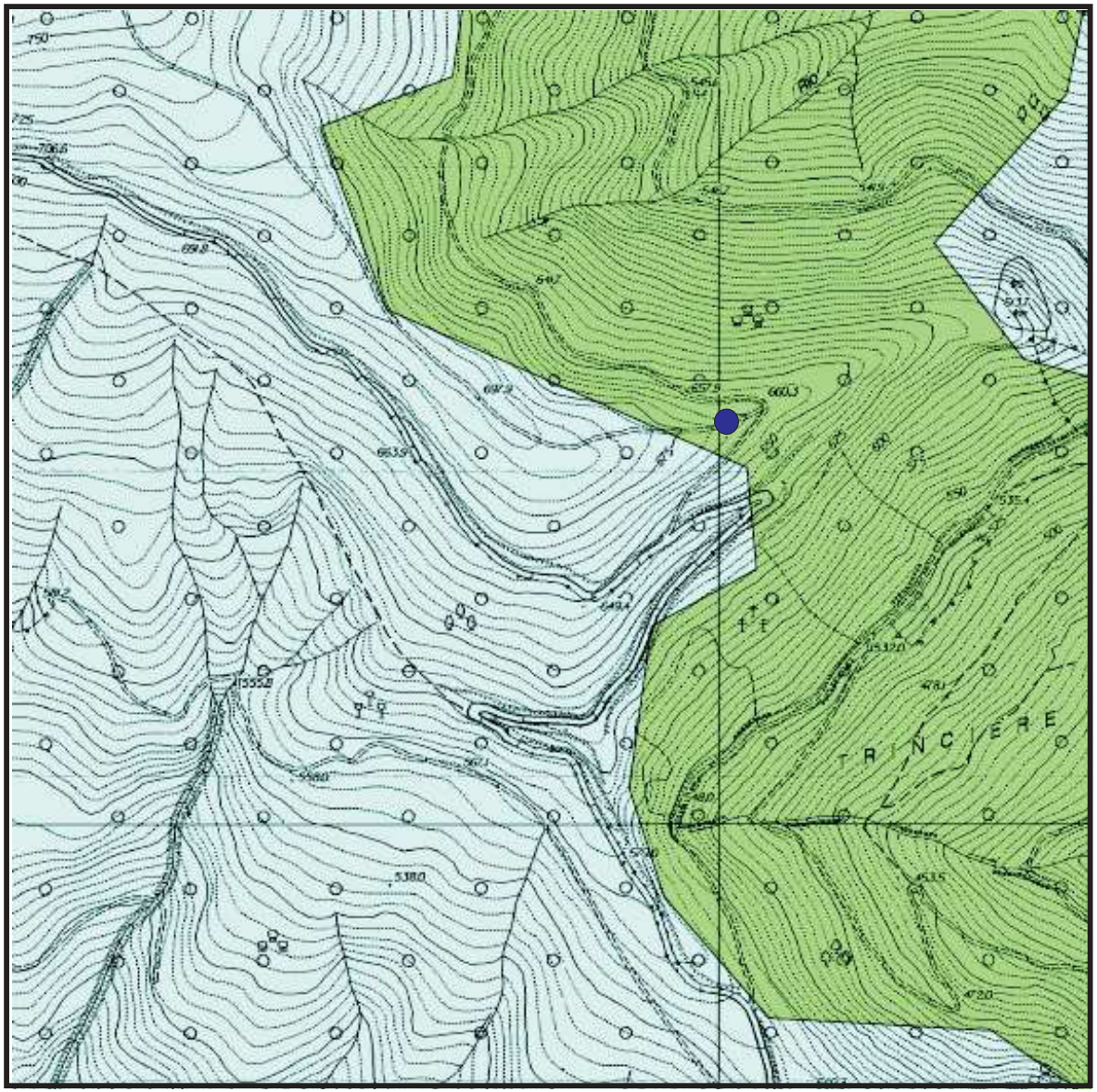
CARTA GEOLOGICA



Torre eolica

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA
Geol. Gabriele Civardi
Via Cantore 8 int. Q 16149 Ge Cell. 349.1720806

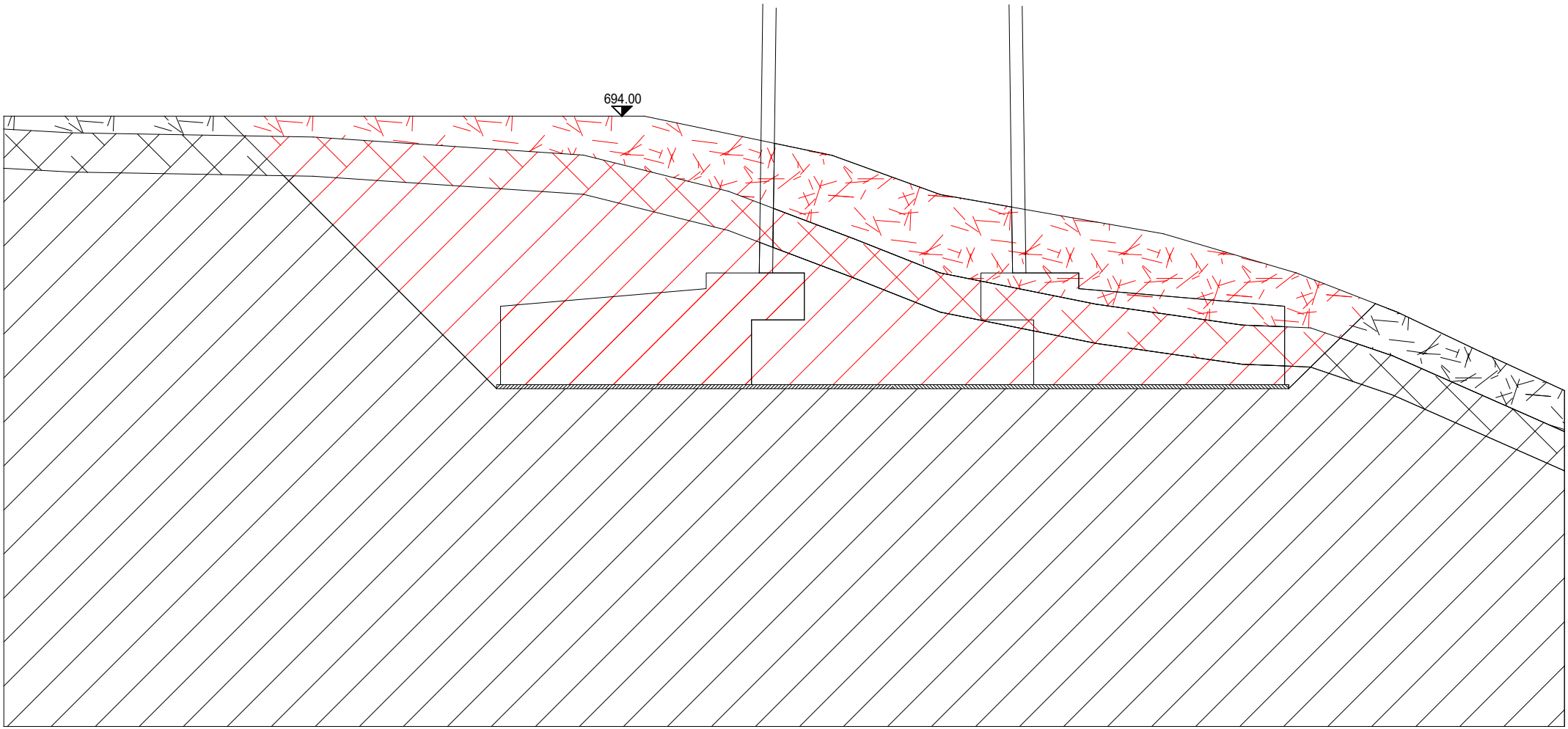
SUSCETTIVITA' AL DISSESTO



Torre eolica

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA
Geol. Gabriele Civardi
Via Cantore 8 int. Q 16149 Ge Cell. 349.1720806

RISCHIO GEOMORFOLOGICO



Coltre

Cappellaccio di alterazione

Substrato

Sbancamenti

I. g. per la realizzazione di un parco eolico in Comune di Calice Ligure

Dott. Geol. Gabriele Civardi

Via Cantore 8 int. Q 16149 GE – cell. 3491720806

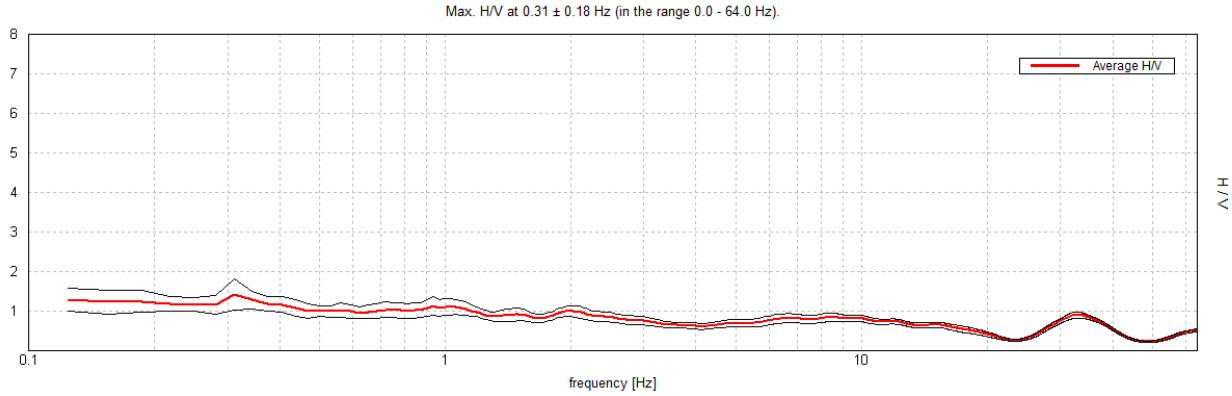
Sezione geologica interpretativa torre AG1

MERLINO, MERLINO H/V1

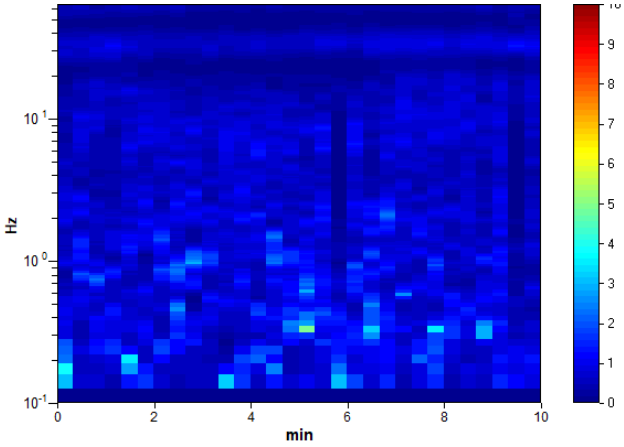
Instrument: TEP-0120/01-10
Data format: 16 bit
Full scale [mV]: 51
Start recording: 17/02/2023 11:17:15 End recording: 17/02/2023 11:27:15
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN ; north south; east west ; up down ; Y + Y - ; X + X - ; Z + Z - ; TRG + TRG -; 09+ 09-
GPS data not available

Trace length: 0h10'00". Analysis performed on the entire trace.
Sampling rate: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing type: Triangular window
Smoothing: 10%

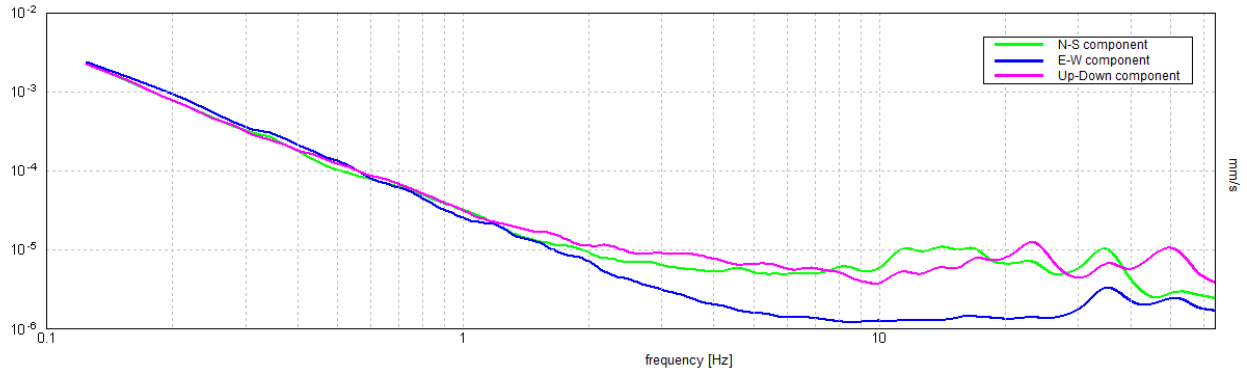
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



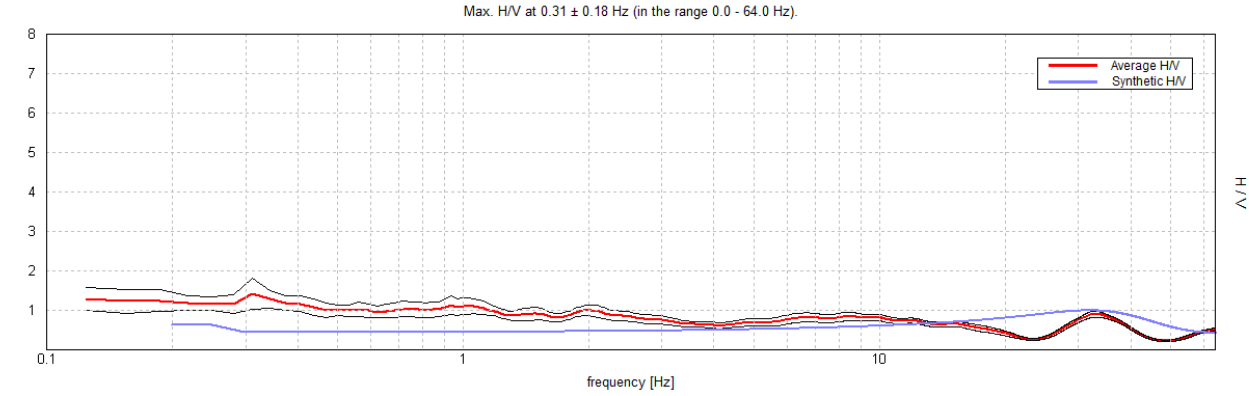
H/V TIME HISTORY



SINGLE COMPONENT SPECTRA



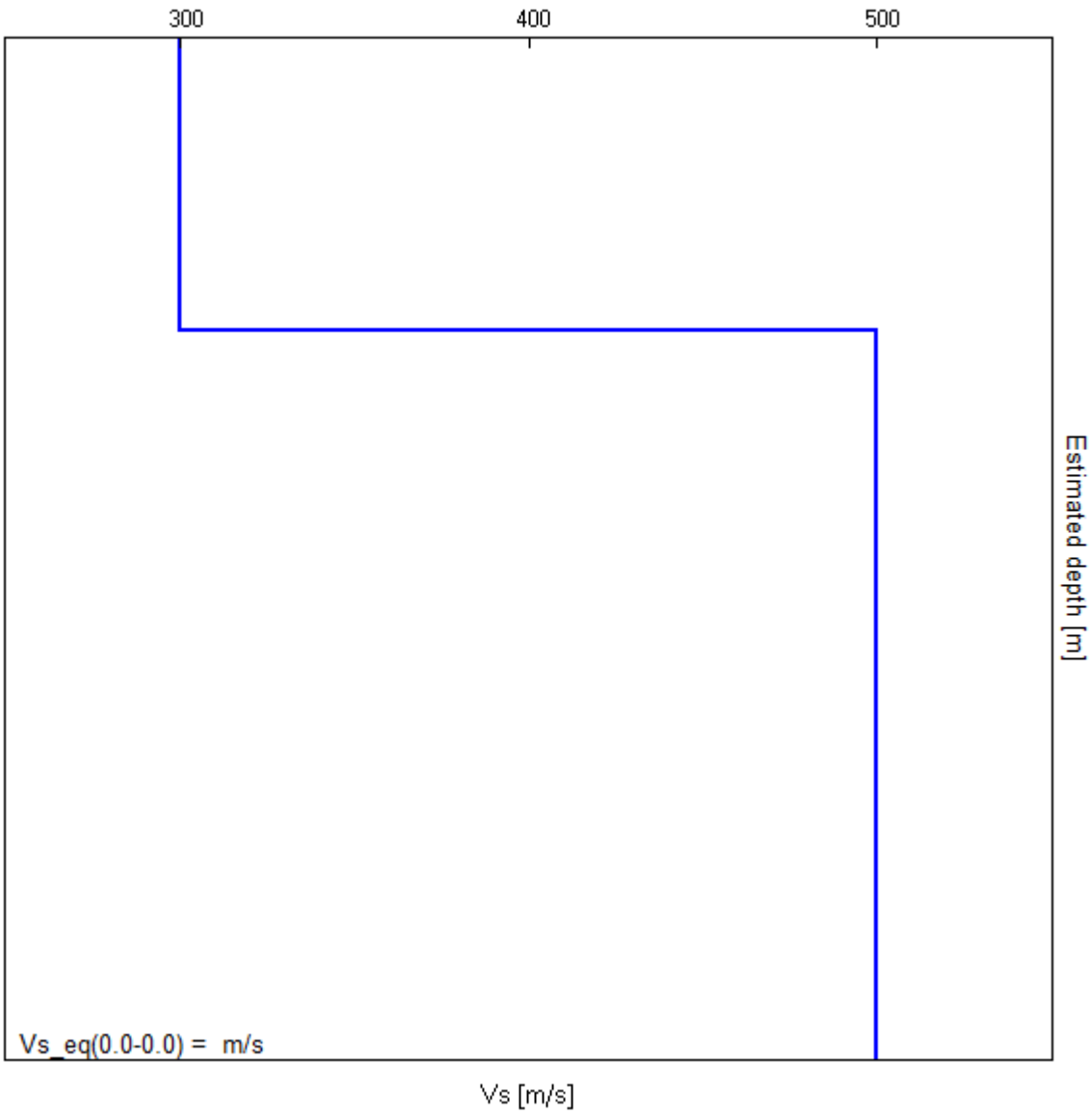
EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
2.00	2.00	300	0.35
inf.	inf.	500	0.35

Vs_eq(0.0-0.0) = 478 m/s

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com



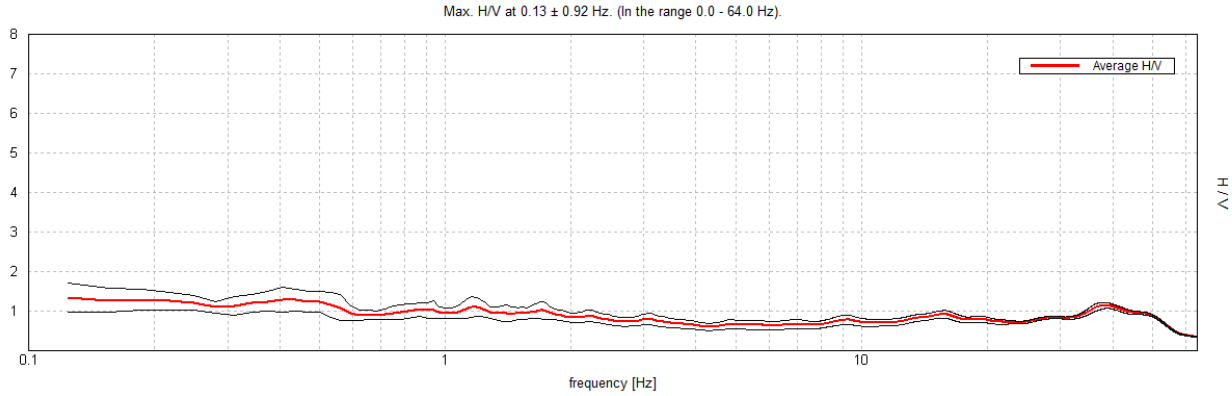
STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

MERLINO, MERLINO H/V2

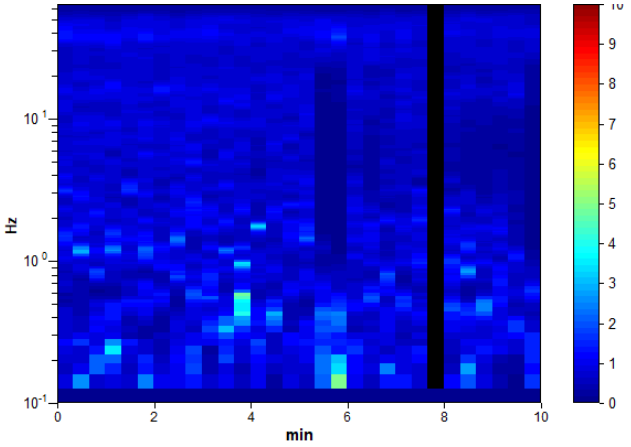
Instrument: TEP-0120/01-10
Data format: 16 bit
Full scale [mV]: 51
Start recording: 17/02/2023 11:28:01 End recording: 17/02/2023 11:38:01
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN ; north south; east west ; up down ; Y + Y - ; X + X - ; Z + Z - ; TRG + TRG -; 09+ 09-
GPS data not available

Trace length: 0h10'00". Analyzed 97% trace (manual window selection)
Sampling rate: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing type: Triangular window
Smoothing: 10%

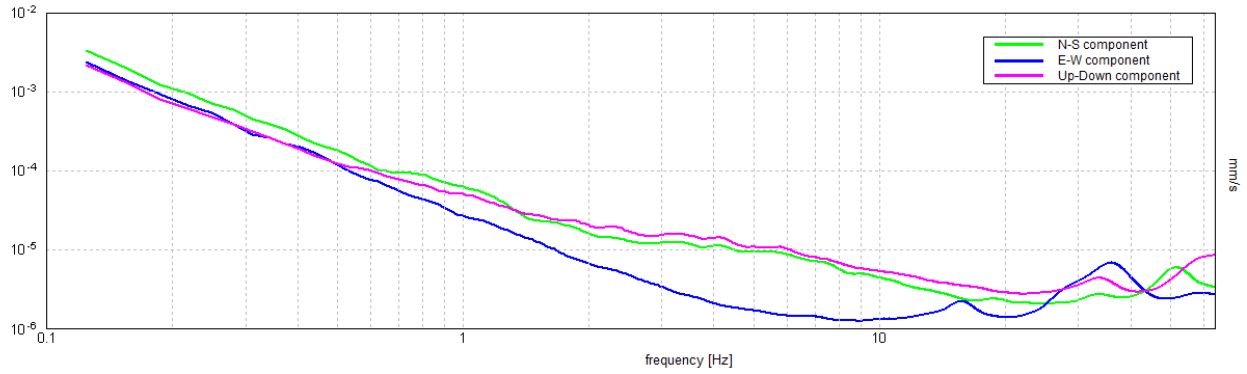
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



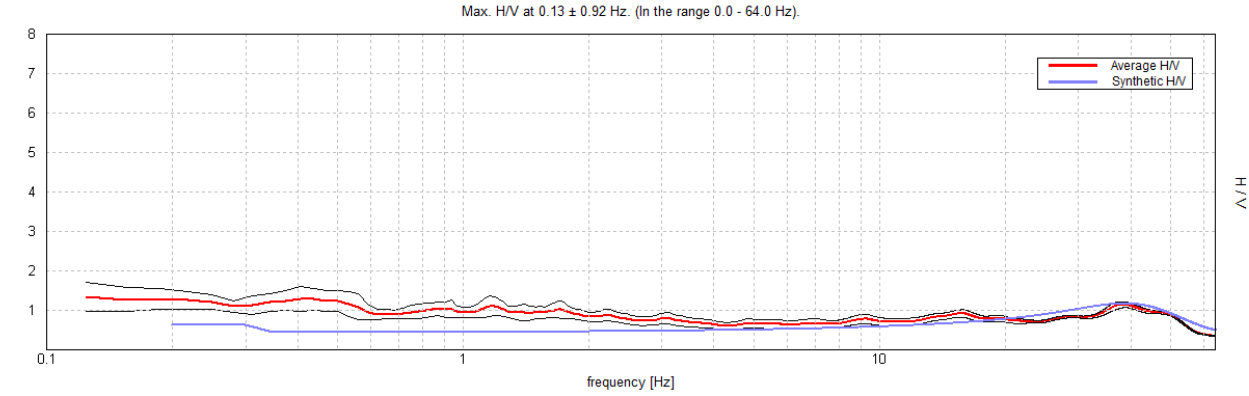
H/V TIME HISTORY



SINGLE COMPONENT SPECTRA



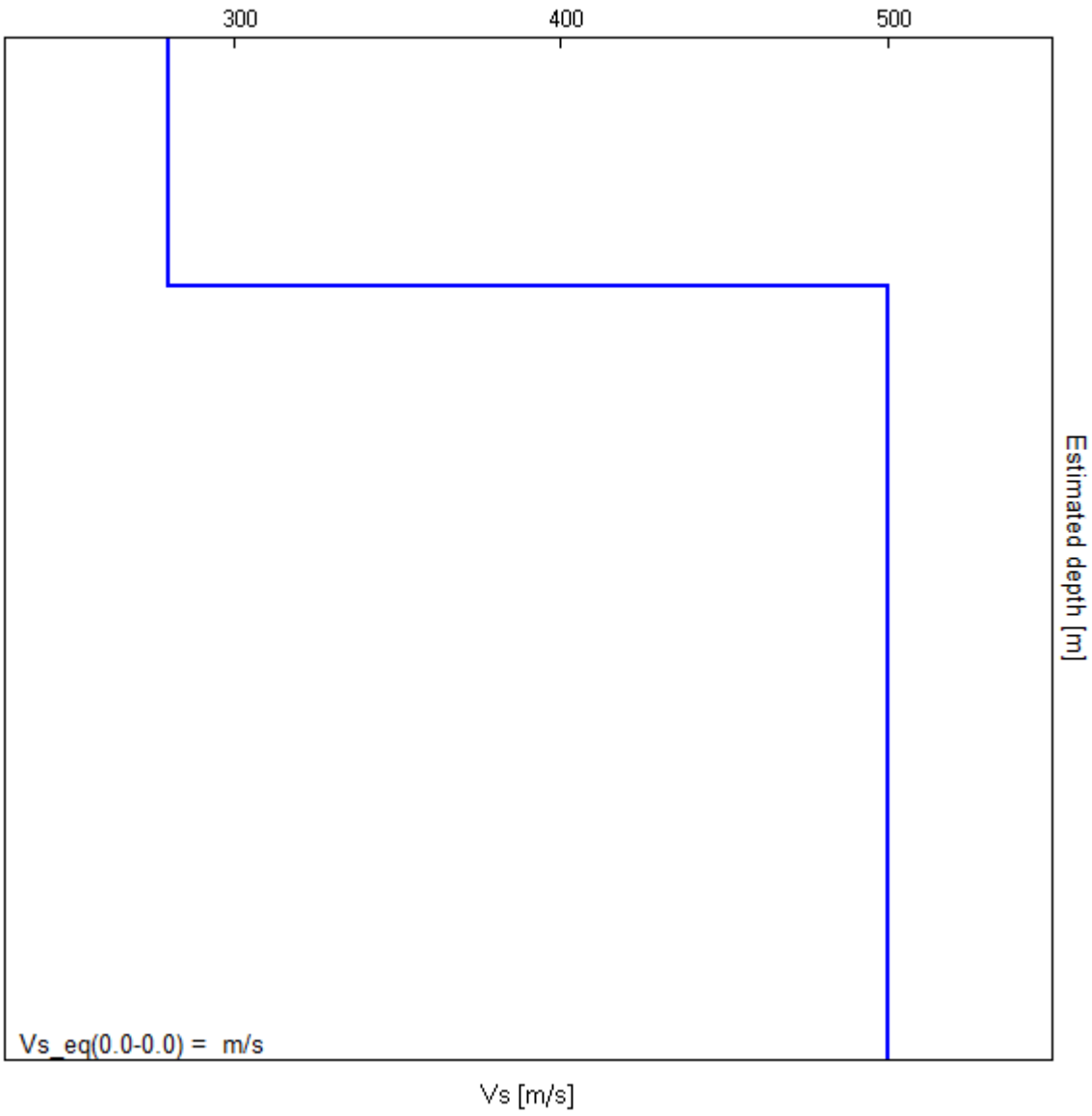
EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.60	1.60	280	0.35
inf.	inf.	500	0.35

Vs_eq(0.0-0.0) = 485 m/s

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com



STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

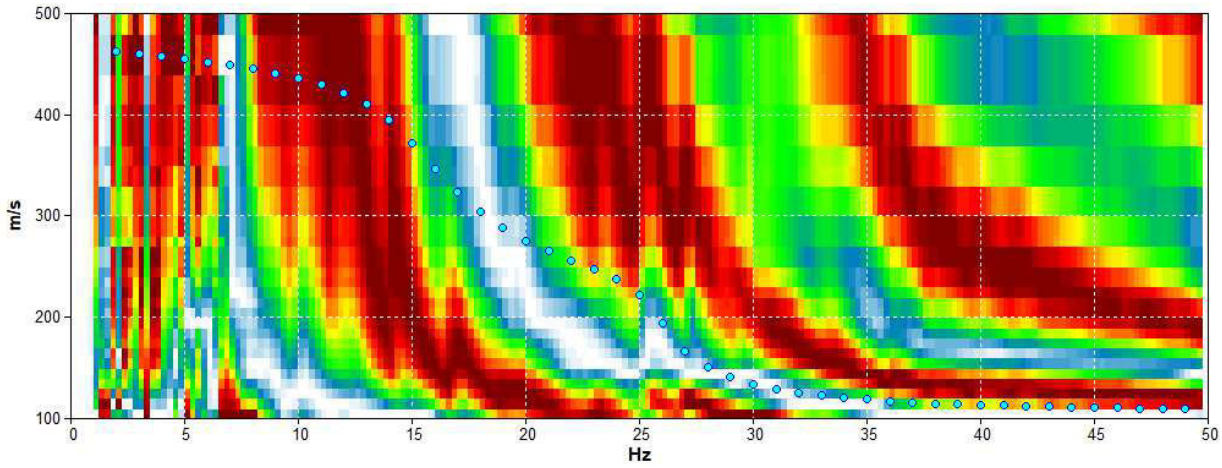
MERLINO, [Z] MASW

Trace length: 0h00'02".
Sampling rate: 512 Hz

Channel labels: B1 ; B2 ; B3 ; B4 ; B5

Array geometry (x): 0.0 3.0 6.0 9.0 12.0 m.

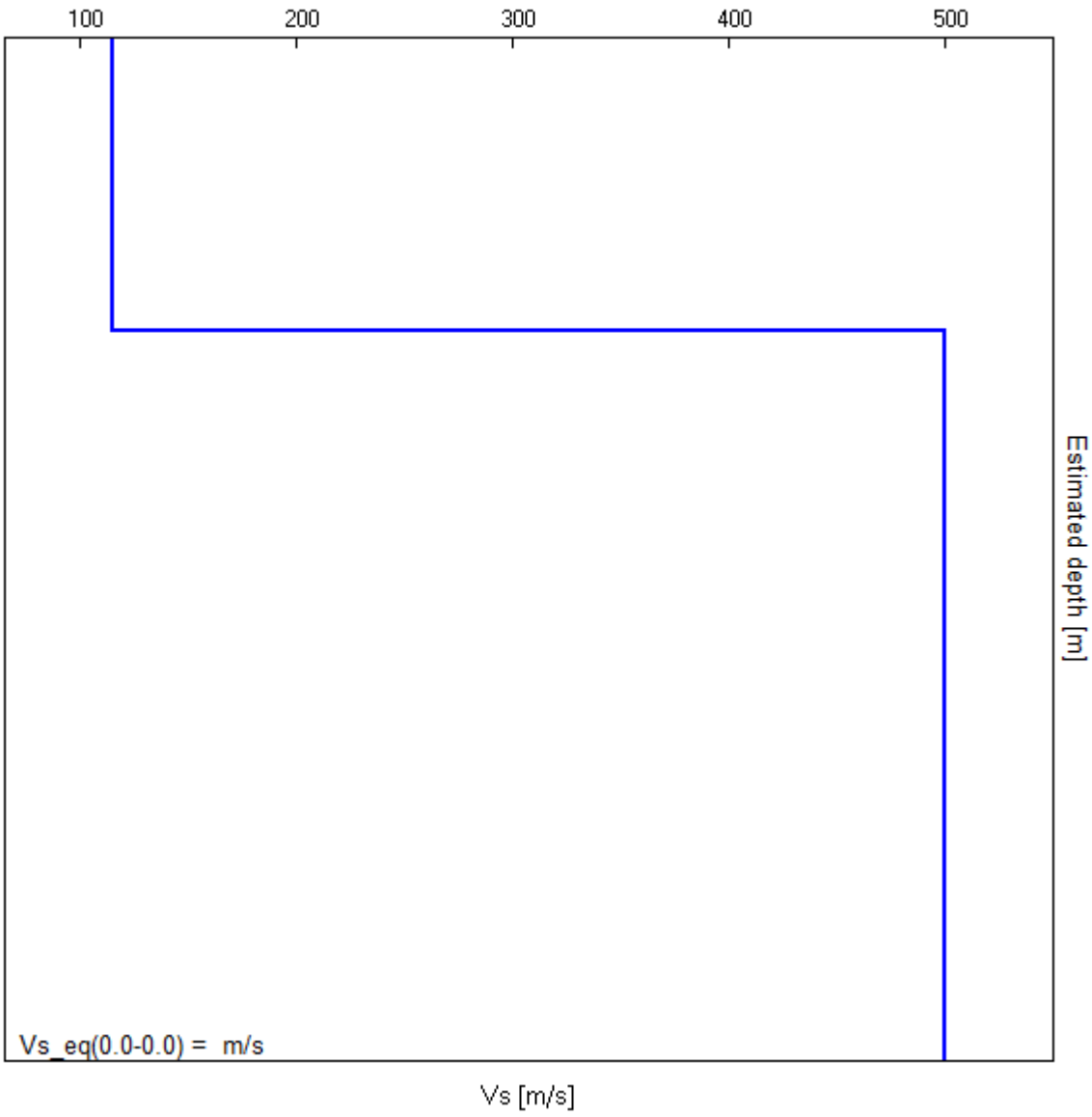
MODELLED RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
2.00	2.00	115	0.35
inf.	inf.	500	0.35

Vs_eq(0.0-0.0) = 451 m/s

STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com



STUDIO TECNICO DI GEOLOGIA Via Cantore 8 int. Q 16149 – GENOVA
CELL 3491720806 – PI 01488490994 - E-Mail gabriele.civardi@gmail.com

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:

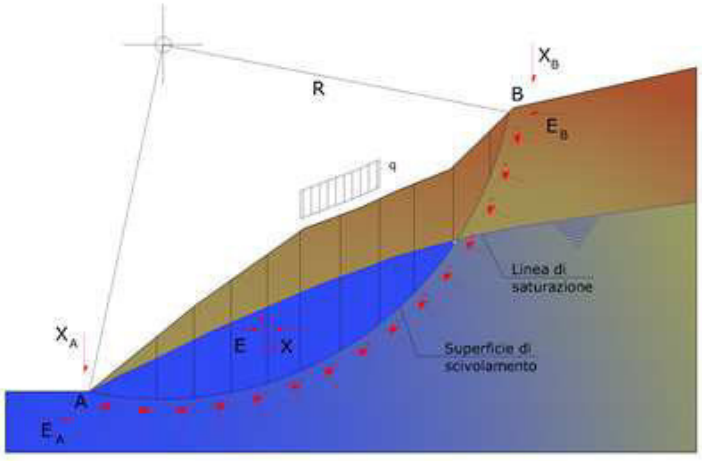
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido 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 conci
La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci 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 conci;
- (n-1) forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- 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.

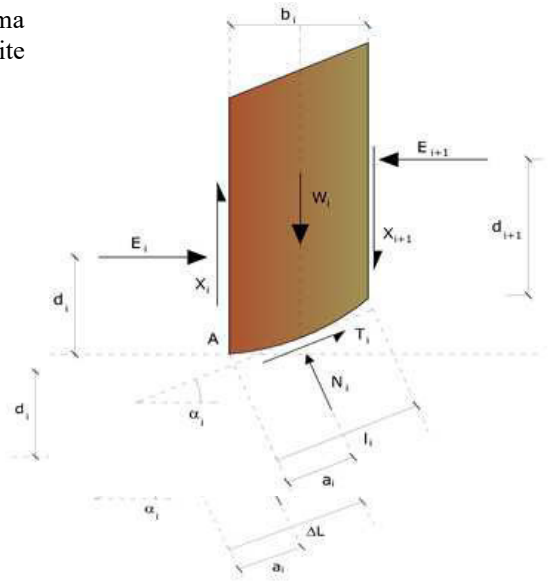
Totale numero di equazioni 4n.
Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

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

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.

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

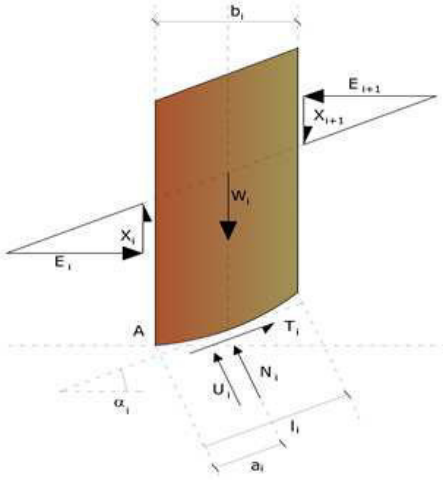
Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

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:

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

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

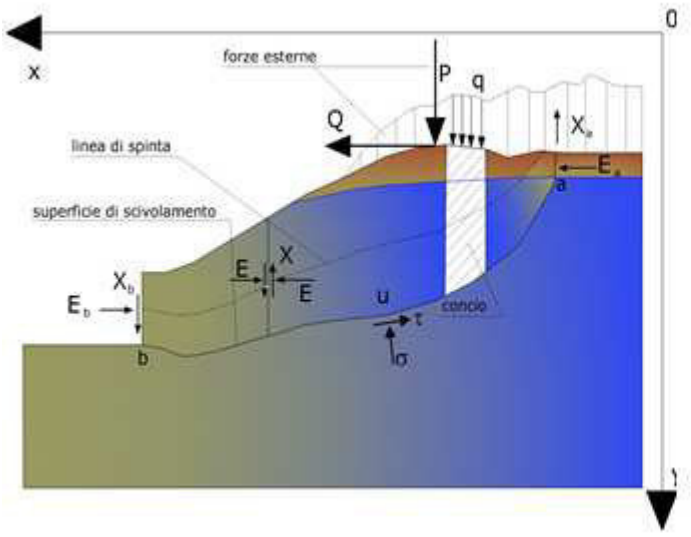


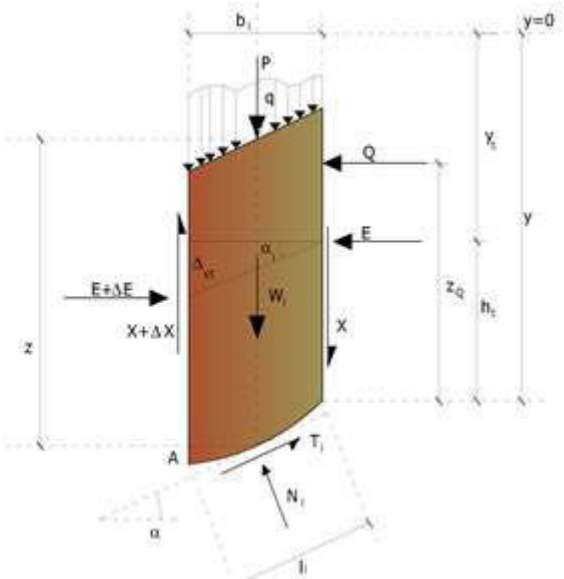
I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre ΔX = 0 ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario,** gli errori commessi rispetto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

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



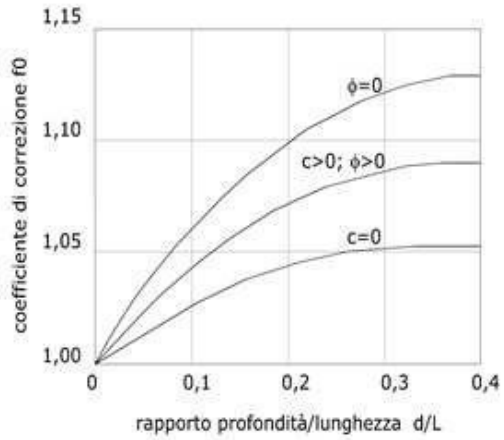


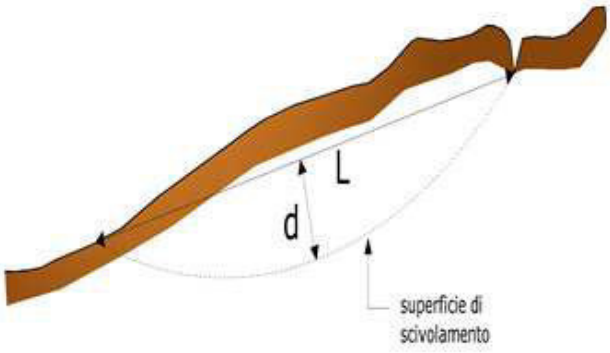
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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

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

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



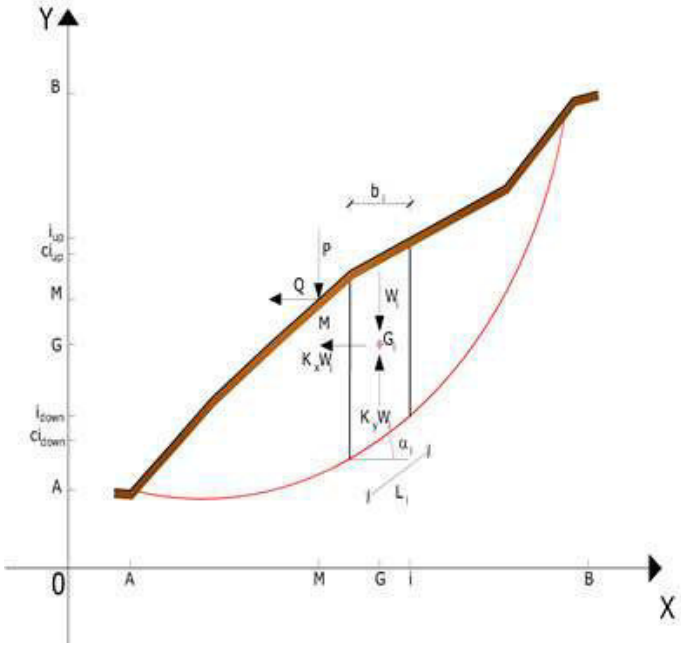


Metodo di Bell (1968)

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 concio è data da:

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

in cui:
F = il fattore di sicurezza;
$\mathbf{c_i}$ = la coesione efficace (o totale) alla base dell'i-esimo concio;
$\boldsymbol{\phi_i}$ = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'i-esimo concio;
$\mathbf{L_i}$ = la lunghezza della base dell'i-esimo concio;
$\mathbf{u_{ci}}$ = 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:

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

$W_i \cos\alpha_i / L_i =$ valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

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

dove $\mathbf{x_0}$ ed $\mathbf{x_n}$ sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre $\mathbf{x_{ci}}$ 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 C_3. 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:

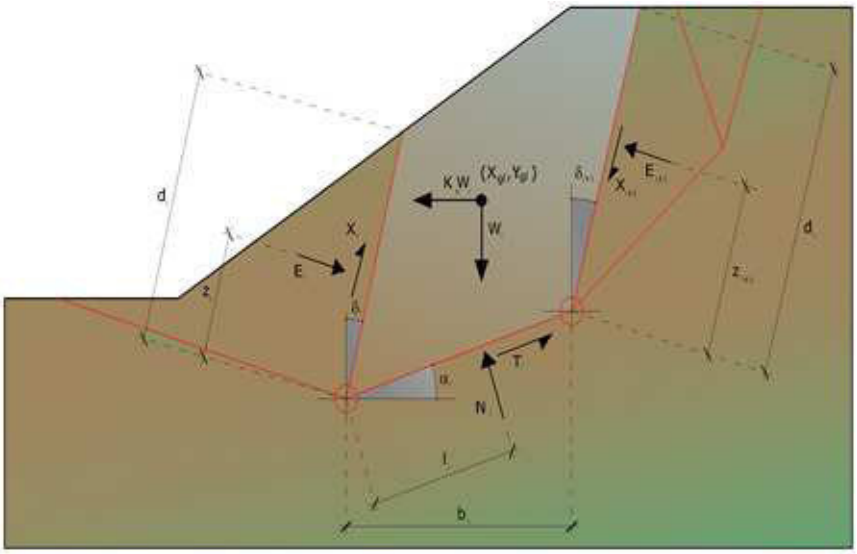
$$N_i \cos\alpha_i + T_i \sin\alpha_i = W_i - \Delta X_i$$
$$T_i \cos\alpha_i - N_i \sin\alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

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

$$\Sigma \Delta E_i = 0$$
$$\Sigma \Delta X_i = 0$$

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

$$\sum \Delta X_i \cdot tg\left(\psi_i' - \alpha_i\right) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot \left[\left(y_{mi} - y_G\right) \cdot tg\left(\psi_i' - \alpha'\right) + \left(x_i' - x_G\right)\right] = \sum W_i \cdot \left(x_{mi} - x_G\right) + \sum \Delta_i \cdot \left(y_{mi} - y_G\right)$$

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=Kc **Accelerazione critica** se F=1
F=Fs **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:

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

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:

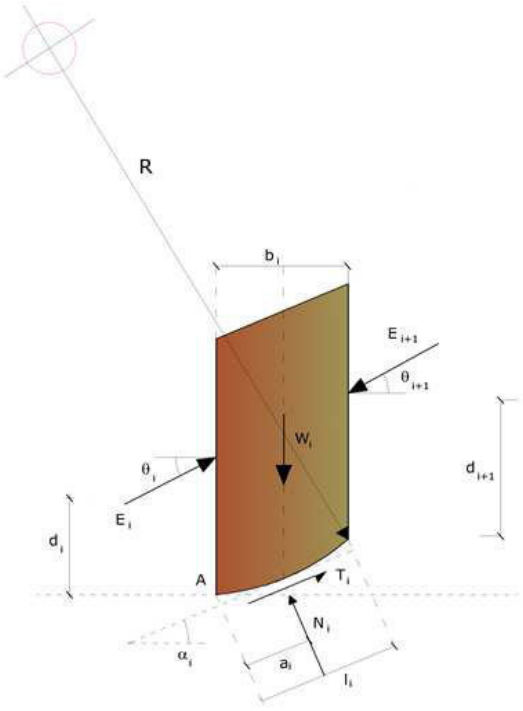
1. le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ;
2. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ con i=1…..n.

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale ametodo 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) $$\sum Q_i R\cos(\alpha-\theta)=0$$

dove:

$$Q_i=\frac{\frac{c}{F_s}\left(W\cos\alpha-\gamma_w hl\sec\alpha\right)\frac{tg\,\alpha}{F_s}-Wsen\,\alpha}{\cos(\alpha-\theta)\left[\frac{F_s+tg\,\phi\,tg(\alpha-\theta)}{F_s}\right]}$$



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:

$$\sum\left(Q_i\cos\theta\right)=0$$
$$\sum\left(Q_i\,sen\,\theta\right)=0$$

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

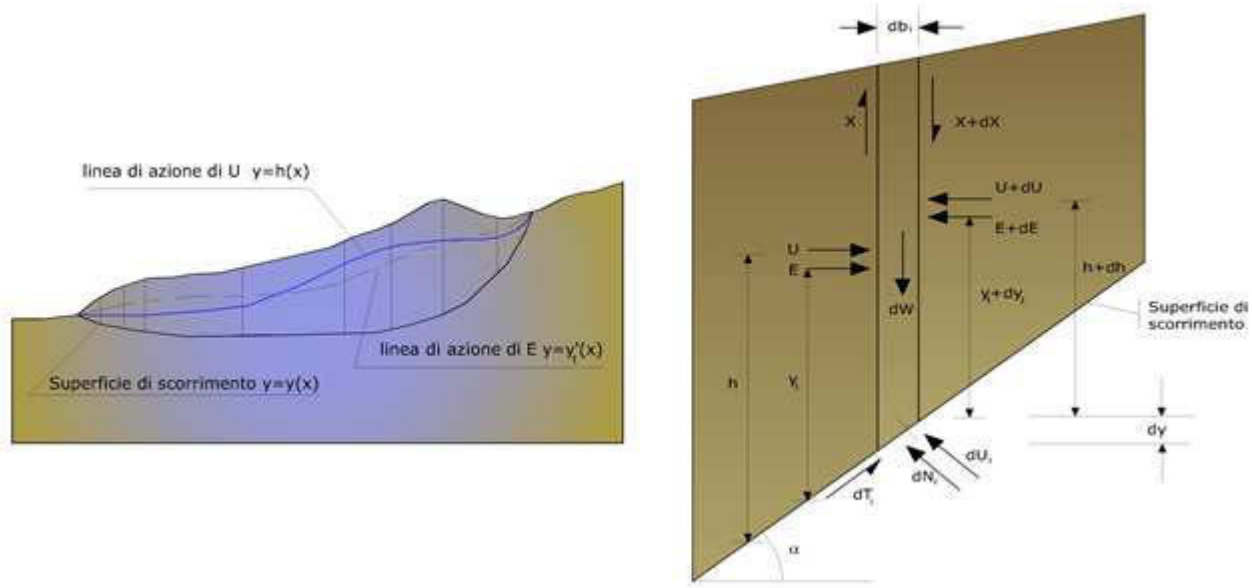
2) $$\sum Q_i=0$$

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 = λ 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, sinusoide, semisinusoide, 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**":

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



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

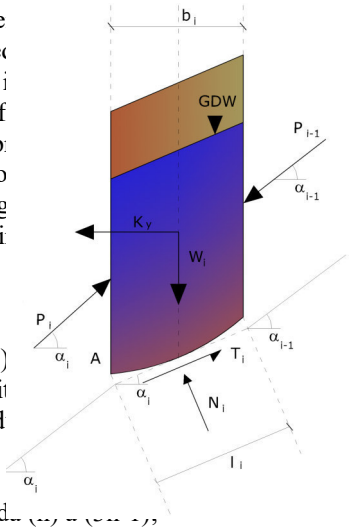
Una seconda equazione, detta "**equazione dei momenti**", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X = \frac{d\left(E_y\right)}{dx} - y\frac{dE}{dx}$$

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 bidime agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drille nale riproduce un striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga i iana nella direzione parallela all'asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l'inf 'etto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le p Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei i pali (s/d) il parametro r la formazione dell'effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con g (8n-4), ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle i elle 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 incogni
-La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e rid);
-Le forze (Pi-1) e Pi si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia (αi), 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 d

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:

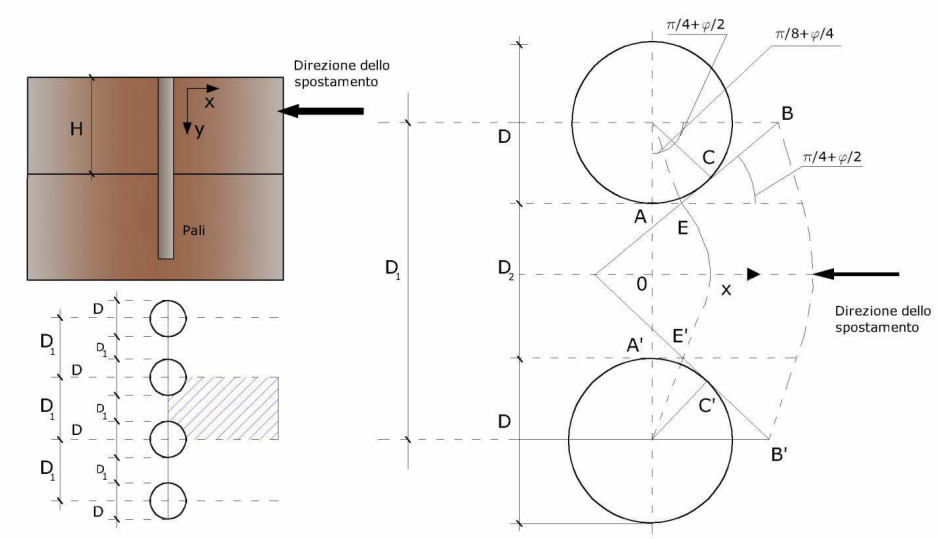
- $\mathbf{F_H}$ e $\mathbf{F_V}$ rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- $\mathbf{K_x}$ coefficiente sismico orizzontale;
- $\mathbf{K_y}$ coefficiente sismico verticale.

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 esaminarne 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×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 sollecitativi 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 spinte 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 + φ/2) e –(45 + φ/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 rigidezza a flessione e taglio.

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

$$P(Z)=C\cdot D_1\left(D_1/D_2\right)^{k1}\left[1/\left(N_\phi tag\,\phi\right)\left(e^{k2}-2\left(N_\phi\right)^{1/2}tag\,\phi-1\right)+K3\right]-C\left[D_1\cdot K_3-D_2/\left(N_\phi\right)^{1/2}\right]+\gamma Z/N_\phi\left[D_1\left(D_1/D_2\right)^{k1}\cdot e^{k2}-D_2\right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:
C = coesione terreno;
φ = angolo di attrito terreno;
γ = peso specifico terreno;
$\mathbf{D_1}$ = interasse tra i pali;
$\mathbf{D_2}$ = spazio libero fra due pali consecutivi;
$\mathbf{N_\varphi}$ = $tag^2(\pi/4 + \varphi/2)$

$$K_1=\left(N_\phi\right)^{1/2}tag\,\phi+N_\phi-1$$

$$K_2=\left(D_1-D_2\right)/D_2\cdot N_\phi tag\left(\pi/8+\phi/4\right)$$

$$K_3=\left[2\,tag\,\phi+2\left(N_\phi\right)^{1/2}+1/\left(N_\phi\right)^{1/2}\right]/\left[\left(N_\phi\right)^{1/2}tag\,\phi+N_\phi-1\right]$$

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:

$$P=1/2\gamma\cdot H^2/N_\phi\left[D_1\left(D_1/D_2\right)^{k1}\cdot e^{k2}-D_2\right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con φ = 0 e C ≠ 0, si ha:

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

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

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

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:

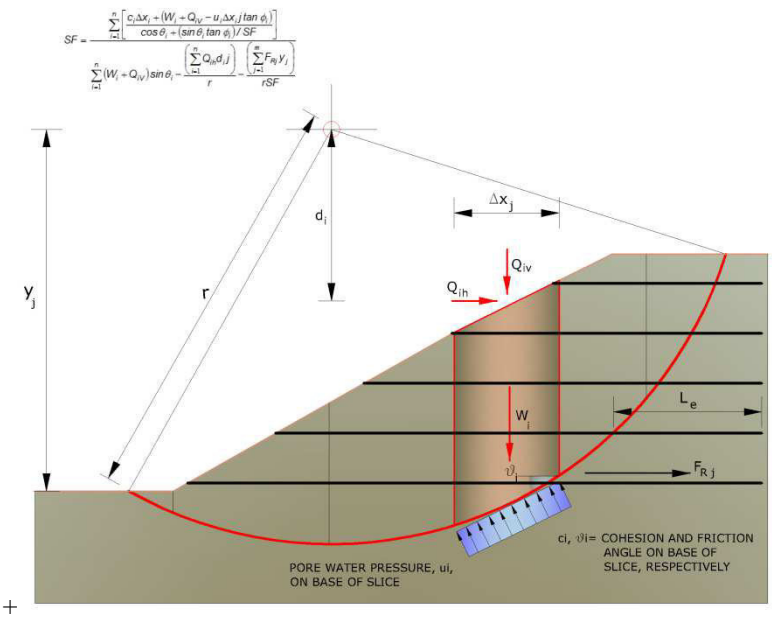
- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D2/D1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti (D_2 = 0 P→ ∞ e D_2 = D_1 P→ 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:

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

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.

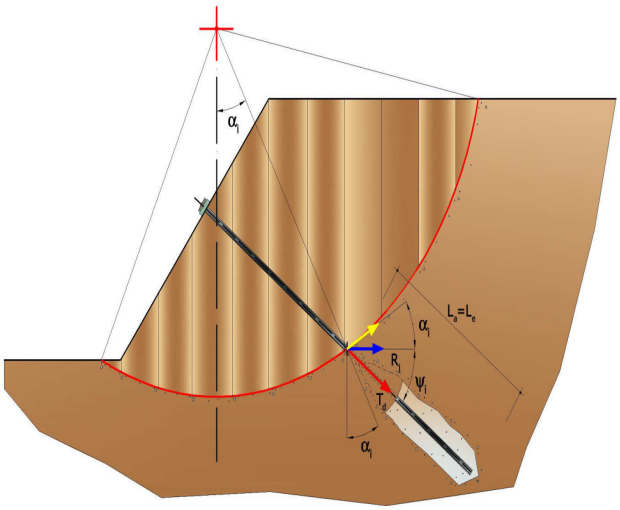
Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e $T_{Pullout}$, la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T'.

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:

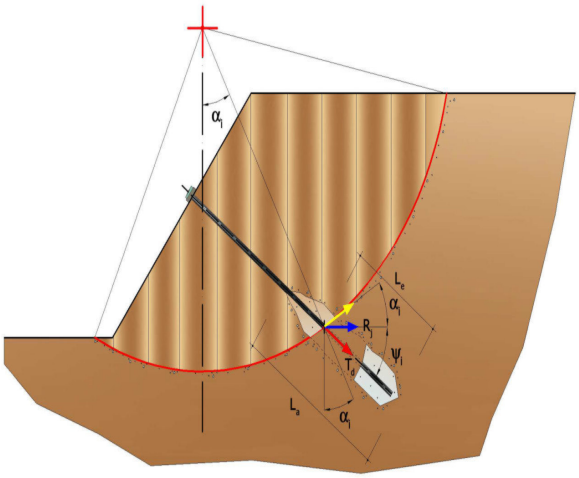
- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione**: indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

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);

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

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

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

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

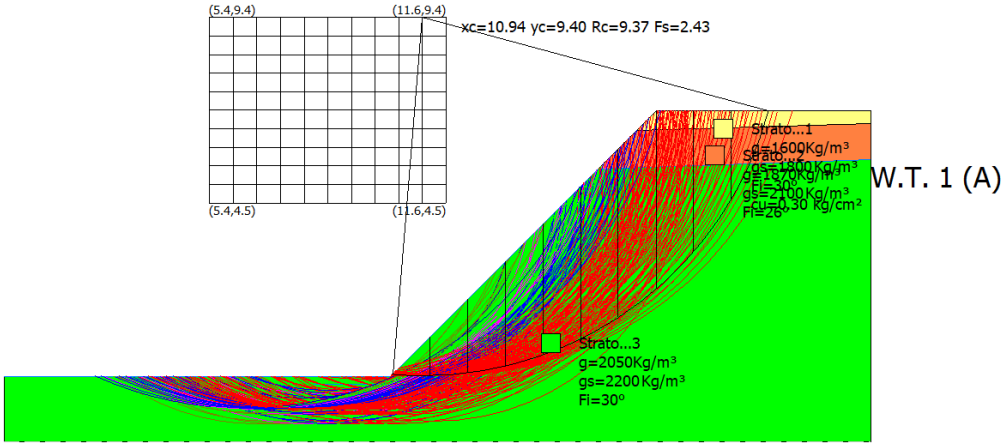
$$R_j = T_d \cdot \cos\Psi_i \cdot \left(\frac{1}{i}\right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a}\right)$$

dove:

T_d	tiro esercizio;
Ψ_i	inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;
i	interasse;
Le	lunghezza efficace;
La	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.

AG01



Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

==========

Lat./Long.	44.236509/8.29868
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	1.2
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

==========

Maglia dei Centri

==========

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	5.38 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	4.55 m
Ascissa vertice destro superiore xs	11.56 m
Ordinata vertice destro superiore ys	9.4 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 I
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	35.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.19	2.62	0.16
S.L.D.	35.0	0.21	2.6	0.17
S.L.V.	332.0	0.59	2.58	0.28
S.L.C.	682.0	0.78	2.58	0.31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.228	0.2	0.0047	0.0023
S.L.D.	0.252	0.2	0.0051	0.0026
S.L.V.	0.708	0.2	0.0144	0.0072
S.L.C.	0.936	0.2	0.0191	0.0095

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.0047
Coefficiente azione sismica verticale 0.0023

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	10.1	0.0
3	17.05	6.95
4	22.67	6.95

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	10.1	0.0
3	15.53	5.43
4	22.67	5.68

Vertici strato 1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	10.1	0.0
3	16.55	6.45
4	22.67	6.62

Vertici strato 2

N	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	10.1	0.0
3	15.53	5.43
4	22.67	5.68

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	No

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm²)	Coesione non drenata (kg/cm²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m³)	Peso saturo (Kg/m³)	Litologia	
1	0	0.30	30	1600	1800		
2	0.3		26	1870	2100		
3	0.46		30	2050	2200		

G0: Modulo di taglio dinamico a basse deformazioni; G: Modulo di taglio dinamico; Dr: Densità relativa; OCR: Grado di sovraconsolidazione; IP: Indice di plasticità

Strato	G0 (KPa)	G (KPa)	Dr (%)	OCR	IP (%)
1					
2	0	0	0	1	0
3					

Risultati analisi pendio [NTC 2018]

Fs minimo individuato	2.43
Ascissa centro superficie	10.94 m
Ordinata centro superficie	9.4 m
Raggio superficie	9.37 m

Numero di superfici esaminate....(168)

N°	Xo	Yo	Ro	Fs
1	7.2	4.5	5.5	16.67
2	7.5	4.8	5.6	16.67
3	7.8	4.5	5.5	14.05
4	8.2	4.8	5.6	9.88
5	8.5	4.5	5.5	7.90
6	8.8	4.8	5.6	6.34
7	9.1	4.5	5.5	5.57
8	9.4	4.8	5.6	4.79
9	9.7	4.5	5.5	4.44
10	10.0	4.8	5.6	3.97
11	10.3	4.5	5.5	3.83
12	10.6	4.8	5.6	3.53
13	10.9	4.5	4.7	3.43

14	11.2	4.8	5.2	3.25
15	11.6	4.5	5.0	3.31
16	6.6	5.0	6.2	16.67
17	6.9	5.3	6.4	16.67
18	7.2	5.0	6.2	15.89
19	7.5	5.3	6.4	10.76
20	7.8	5.0	6.2	8.77
21	8.2	5.3	6.4	6.90
22	8.5	5.0	6.2	6.11
23	8.8	5.3	6.4	5.13
24	9.1	5.0	6.2	4.76
25	9.4	5.3	6.4	4.20
26	9.7	5.0	6.2	4.01
27	10.0	5.3	6.4	3.66
28	10.3	5.0	6.2	3.58
29	10.6	5.3	5.4	3.30
30	10.9	5.0	5.3	3.26
31	11.2	5.3	6.4	3.10
32	11.6	5.0	5.3	3.05
33	7.8	5.5	6.1	14.10
34	8.2	5.8	6.2	9.69
35	8.5	5.5	6.1	7.39
36	8.8	5.8	6.2	5.94
37	9.1	5.5	6.1	5.11
38	9.4	5.8	6.2	4.39
39	9.7	5.5	6.1	4.02
40	10.0	5.8	6.2	3.60
41	10.3	5.5	6.1	3.44
42	10.6	5.8	6.2	3.17
43	10.9	5.5	6.1	3.12
44	11.2	5.8	6.2	2.90
45	11.6	5.5	6.1	2.90
46	6.9	6.2	7.2	16.67
47	7.5	6.2	7.2	8.74
48	8.2	6.2	7.2	5.90
49	8.5	6.0	6.4	7.32
50	8.8	6.2	7.2	4.53
51	9.1	6.0	6.4	4.94
52	9.4	6.2	7.2	3.77
53	9.7	6.0	6.4	3.85
54	10.0	6.2	7.2	3.30
55	10.3	6.0	6.4	3.28
56	10.6	6.2	7.2	2.99
57	10.9	6.0	6.4	2.94
58	11.2	6.2	6.5	2.74
59	11.6	6.0	6.4	2.74
60	6.6	6.5	7.4	16.67
61	7.2	6.5	7.4	10.98
62	7.8	6.5	7.4	6.79
63	8.5	6.5	7.4	4.94
64	9.1	6.5	7.4	4.00
65	9.4	6.7	6.8	3.98
66	9.7	6.5	7.4	3.43
67	10.0	6.7	6.8	3.23
68	10.3	6.5	7.4	3.05
69	10.6	6.7	6.8	2.79
70	10.9	6.5	6.6	2.76

71	11.2	6.7	6.8	2.62
72	11.6	6.5	6.6	2.60
73	6.6	7.0	7.8	16.67
74	6.9	7.2	8.0	12.33
75	7.2	7.0	7.8	9.91
76	7.5	7.2	8.0	7.19
77	7.8	7.0	7.8	6.27
78	8.2	7.2	8.0	5.08
79	8.5	7.0	7.8	4.67
80	8.8	7.2	8.0	4.05
81	9.1	7.0	7.8	3.82
82	9.4	7.2	8.0	3.40
83	9.7	7.0	7.8	3.26
84	10.0	7.2	7.2	2.91
85	10.3	7.0	6.9	2.83
86	10.6	7.2	7.2	2.67
87	10.9	7.0	6.9	2.65
88	11.2	7.2	7.2	2.58
89	11.6	7.0	6.9	2.60
90	6.6	7.5	8.3	16.67
91	6.9	7.7	8.5	10.00
92	7.2	7.5	8.3	8.38
93	7.5	7.7	8.5	6.30
94	7.8	7.5	8.3	5.61
95	8.2	7.7	8.5	4.70
96	8.5	7.5	8.3	4.35
97	8.8	7.7	8.5	3.79
98	9.1	7.5	8.3	3.58
99	9.4	7.7	8.5	3.27
100	9.7	7.5	7.4	3.02
101	10.0	7.7	7.7	2.77
102	10.3	7.5	7.4	2.71
103	10.6	7.7	7.7	2.59
104	10.9	7.5	7.4	2.58
105	11.2	7.7	7.7	2.55
106	11.6	7.5	7.4	2.56
107	6.6	7.9	8.8	12.53
108	6.9	8.2	9.0	8.44
109	7.2	7.9	8.8	7.24
110	7.5	8.2	9.0	5.65
111	7.8	7.9	8.8	5.12
112	8.2	8.2	9.0	4.36
113	8.5	7.9	8.8	4.05
114	8.8	8.2	9.0	3.57
115	9.1	7.9	8.8	3.41
116	9.4	8.2	8.2	2.81
117	9.7	7.9	7.9	2.85
118	10.0	8.2	8.2	2.68
119	10.3	7.9	7.9	2.63
120	10.6	8.2	8.2	2.56
121	10.9	7.9	7.9	2.55
122	11.2	8.2	8.2	2.52
123	11.6	7.9	7.9	2.54
124	6.3	8.7	9.5	12.76
125	6.6	8.4	9.3	10.11
126	6.9	8.7	9.5	7.30
127	7.2	8.4	9.3	6.34

128	7.5	8.7	9.5	5.16
129	7.8	8.4	9.3	4.73
130	8.2	8.7	9.5	4.04
131	8.5	8.4	9.3	3.78
132	8.8	8.7	8.6	3.11
133	9.1	8.4	8.4	2.94
134	9.4	8.7	8.6	2.70
135	9.7	8.4	8.4	2.74
136	10.0	8.7	8.6	2.51
137	10.3	8.4	8.4	2.58
138	10.6	8.7	8.6	2.53
139	10.9	8.4	8.4	2.52
140	11.2	8.7	8.6	2.52
141	11.6	8.4	8.4	2.54
142	6.3	9.2	10.0	10.25
143	6.6	8.9	9.7	8.53
144	6.9	9.2	10.0	6.43
145	7.2	8.9	9.7	5.72
146	7.5	9.2	10.0	4.72
147	7.8	8.9	9.7	4.35
148	8.2	9.2	10.0	3.83
149	8.5	8.9	8.9	3.33
150	8.8	9.2	9.1	2.92
151	9.1	8.9	8.9	2.80
152	9.4	9.2	9.1	2.72
153	9.7	8.9	8.9	2.55
154	10.0	9.2	9.1	2.48
155	10.3	8.9	8.9	2.45
156	10.6	9.2	9.1	2.43
157	10.9	8.9	8.9	2.52
158	11.2	9.2	9.1	2.52
159	11.6	8.9	8.9	2.54
160	6.6	9.4	10.2	7.41
161	7.2	9.4	10.2	5.19
162	7.8	9.4	10.2	4.07
163	8.5	9.4	9.4	3.07
164	9.1	9.4	9.4	2.81
165	9.7	9.4	9.4	2.51
166	10.3	9.4	9.4	2.43
167	10.9	9.4	9.4	2.43
168	11.6	9.4	9.4	2.54