



COMUNE DI LIONI

Provincia di Avellino

PROGETTO DI RECUPERO AMBIENTALE E MESSA IN SICUREZZA DELLA CAVA DI CALCARE DI LOCALITA' OPPIDO BALZATA DELLA SOCIETA' CASTELLANO CAVE Srl (ex VIOLA VINCENZO)

Committente: CASTELLANO CAVE Srl

Sede Legale Piazza F. De Sanctis, snc – S. Angelo dei Lombardi (Av)

R.E.A. n. 155139 – Partita I.V.A. 02393670647

SEZIONE C

MICROZONAZIONE SISMICA E VERIFICA DI STABILITA'

**Coordinamento generale – Aspetti minerari e tecnici
Geologo Enrico Spagnuolo**

**Aspetti Ingegneristici
ing. Renato D'Alessio**



Ing. Angelo Donatiello
Angelo Donatiello

**Aspetti Naturalistici, Agronomici e Forestali
agron. Mario Spagnuolo**



**Indagini e Microzonazione Sismica
geol. E. Spagnuolo e Società Geosafe s.a.s.**

**Aspetti Geologici, Geomorfologici e Idrogeologici
geol. Enrico Spagnuolo**



Geosafe s.a.s.
Geological
Seismic Analysis for Engineering
CORSO VITTORIO EMANUELE II, 642 83100 AVELLINO (ITALY)
P. IVA 02641290644

AVELLINO DICEMBRE 2015

SOMMARIO

1.0 PREMESSA.....	3
2.0 INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA	5
3.0 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STABILITA' DEI FRONTI.....	7
4.0 CARATTERIZZAZIONE SISMICA E MICROZONAZIONE	16
5.0 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	23

[CARTE TEMATICHE \(L.R. 9/83\) - EL. SEZ. C' - TAV. 1](#)

- Carta ubicazione indagini e della Microzonazione Sismica, in scala 1:2.000;

[ALLEGATI:](#)

- INDAGINE SISMICA (HVSr)
- VERIFICHE DI STABILITA'

1.0 PREMESSA

Facendo seguito all'incarico ricevuto, dalla soc. CASTELLANO CAVE srl relativo al progetto di "RECUPERO AMBIENTALE E MESSA IN SICUREZZA DELLA CAVA DI CALCARE DI LOCALITA' OPPIDO - BALZATA (ex VIOLA VINCENZO), è stato eseguito il seguente studio specialistico, riferito alla stabilità dei fronti e alla microzonazione sismica dell'area.

L'area di interesse è ubicata sul versante meridionale del rilievo calcareo-marnoso di loc. Balzata - Serra dei Mortai, lungo il margine meridionale del territorio comunale di Lioni (AV), il sito estrattivo è raggiungibile dalla strada comunale OPPIDO-SERRA DEI MORTAI, che si collega a breve distanza alla SS7bis OFANTINA.

Nello specifico, lo studio redatto secondo la normativa nazionale (D.M. 14/01/2008 e s.m.) e regionale vigente (L.R. 9/83 e s.m.), è basato sulla seguente campagna di indagini geologiche e sismiche (come ubicate nella Carta Ubicazione Indagini) eseguite direttamente sul sito e costituite da:

- 1 prova sismica di tipo HVSR finalizzata alla definizione della categoria di sottosuolo basata sul valore delle onde Vs (30);
- rilievi della giacitura e dell'inclinazione della stratigrafia locale;

si è fatto inoltre riferimento ai sondaggi e alle prove di laboratorio eseguite per nell'ambito dello studio geologico degli strumenti urbanistici comunali e sovracomunali, in un'area prossima a quella in oggetto con caratteristiche geologiche, idrogeologiche, morfoevolutive e geotecniche simili all'area in esame al fine di inquadrare il tutto in uno scenario geologico a scala regionale.

Lo studio, è stato articolato in più fasi, anche nel rispetto di quanto riportato negli strumenti urbanistici e di pianificazione, sia a livello comunale che sovracomunale, come di seguito riportate:

- fase preliminare durante la quale si sono reperiti gli studi eseguiti sul

territorio comunale e presenti presso vari Enti, una cartografia aggiornata in scala di dettaglio e tutte le foto aeree riguardanti il territorio in questione;

- seconda fase nella quale è stato effettuato un rilevamento geologico di campagna e un rilevamento geomorfologico, confortato sempre dalle foto aeree;
- terza fase durante la quale è stata eseguita una campagna geognostica di dettaglio, che si è sviluppata mediante i sopracitati rilievi sismici e giacitureali.

Tutti i dati reperiti, misurati e interpretati hanno premesso di chiarire le caratteristiche geologiche e sismiche del sito in esame, i cui risultati sono rappresentati nelle seguenti carte tematiche e negli elaborati geotecnici e sismici allegati in fondo alla presente:

Carta ubicazione indagini e della Microzonazione Sismica, in scala 1:2.000;

Relazione illustrativa finale, grafici e tabulati relativi alle indagini e alle verifiche di stabilità sui fronti di progetto.

2.0 INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA

Il territorio comunale di Lioni (AV) ricade nel settore centrale del Foglio 186 "S. Angelo dei Lombardi" della carta topografica d'Italia I.G.M., in scala 1:100.000. Il tessuto urbano del comune si sviluppa tra le quote 530 e 560 m. s.l.m., lungo la sponda sinistra del Fiume Ofanto; il sito in oggetto è ubicato, invece, sulla sponda destra, a circa 1,5 km dall'abitato, in direzione sud - est, in località Oppido - Balzata - Serra dei Mortai, in prossimità dello spartiacque che separa le alte valli del F. Sabato (a nord) e del F. Sele (a sud).

La morfologia in questa zona assume una configurazione piano - altimetrica alquanto dolce, dell'ordine del 15 - 30%, laddove affiorano i terreni argillosi e/o arenitici delle Unità Iripine mentre assume un aspetto aspro, con pendenze notevoli, dell'ordine del 70 - 80%, fino a raggiungere, nelle zone ove è presente una cava abbandonata, anche pareti sub - verticali. Nell'area di recupero l'ammasso roccioso è coperto da terreni di origine eluviale e/o colluviale, che nascondono un'antica morfologia incisa nella roccia, costituita da impluvi più o meno profondi e "cicatrici" di origine tettonica e carsica.

L'area in esame rientra nello schema appenninico configurandosi in una catena a falde di ricoprimento con le varie unità stratigrafico - strutturali reciprocamente accavallate, originatesi tra il Miocene ed il Pliocene dalla

deformazione dei domini paleogeografici precedenti articolati in piattaforme carbonatiche e bacini.

6.27

Le caratteristiche litostratigrafiche, la tettonica traslativa miocenica e quella distensiva e di sollevamento plio – pleistocenica hanno condizionato l'attuale morfologia dei luoghi. Il territorio è attualmente caratterizzato da:

- grandi masse montuose, quasi sempre impervie con versanti anche subverticali,
- zone collinari con pendii alquanto acclivi,
- aree a debole pendenza con forme regolari e pendii lievemente concavi, formatesi per colmamenti fluvio - lacustri, attraversati da alvei fluviali piuttosto ampi.

3.0 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E STABILITA' DEI FRONTI

7.27

L'area in studio è caratterizzata dalla presenza di rocce lapidee di natura calcarea, mascherate da terreni limo sabbiosi di origine eluviale e/o colluviale e terreno agrario.

Le indagini eseguite hanno permesso di definire le caratteristiche tecniche dell'ammasso roccioso costituito da calcareniti e calciruditi. Tali caratteristiche sono state confrontate con i dati presenti in "letteratura" ed in altri lavori di carattere professionale. La roccia in questione, principalmente quella corticale, si presenta con fratturazione ed alterazione elevate e variabili.

A verifica dei dati disponibili in letteratura sono state eseguite dei rilievi in loco ed un tomografia, al fine di avere utili indicazioni sullo stato di consistenza della roccia, inoltre si è tenuto conto del patrimonio di indagine eseguite nel passato dal geologo incaricato, sui terreni limitrofi.

Caratteristiche principali, come stralciate dalla relazione geologica:

- Peso di volume (2,00 – 2,50 t/m³)
- $c' = 1,5 \text{ kg/cm}^2$
- $\varphi' = 35^\circ$

Lo stato di fatto è caratterizzato dalle vecchie pareti di cava, funzione anche della genesi deposizionale del giacimento oggetto di coltivazione (monoclinale), comunque le verifiche dello stato di fatto restituiscono valori del fattore di sicurezza di poco superiori a uno.

L'intervento proposto, si pone come obiettivo finale, quello di ottenere un fronte stabile, caratterizzato da pendenze medie e gradonature in substrato calcareo con altezze tali da contemplare la geomorfologia dei luoghi.

Pertanto le verifiche di stabilità svolte nell'ambito del presente studio sono state eseguite ai fini di verificare che nello stato di progetto si abbiano adeguate condizioni di stabilità anche per un uso successivo dell'area oggetto

di estrazione, riferendosi in particolare alla sezione più critica n. 3, che è rappresentativa delle lavorazioni a farsi e dello stato di fatto più gravoso.

Le analisi sono state eseguite nel rispetto del D.M. 11/3/88, relativo alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", così come integrate e modificate dalla norme tecniche sulle costruzioni DM 14/01/2008.

I calcoli sono stati effettuati mediante due approcci differenti, il primo dell'equilibrio limite globale, che si basa sulle seguenti ipotesi:

- La legge tensioni-deformazioni del terreno è di tipo rigido-plastico
- La deformazione è piana
- La rottura si raggiunge contemporaneamente lungo tutta la superficie di scorrimento
- Il coefficiente di sicurezza FS è definito come rapporto tra le forze resistenti disponibili e quelle necessarie per l'equilibrio.

ed un secondo che sfrutta il metodo di Hoek e Bray, successivamente descritto.

E' stato adottato, quindi per il primo approccio, un programma di calcolo basato sul metodo dell'equilibrio limite di Morgenstern-Price, in cui l'operatore fornisce la geometria del pendio, la sua stratigrafia, le caratteristiche meccaniche del materiale e la maglia dei centri, ossia una regione del piano in cui il programma di calcolo colloca i centri dei cerchi di scorrimento, distanziandoli in verticale ed in orizzontale di una quantità specificata dallo stesso operatore. I risultati sono espressi in termini di coefficiente di sicurezza FS, definito come il rapporto fra la resistenza a taglio disponibile e la resistenza a taglio mobilitata (aliquota della resistenza disponibile necessaria all'equilibrio).

Adoperando il metodo di Morgenstern-Price, nell'equilibrio del concio i-mo con il quale si suddivide la superficie analizzata (si veda fig.1), si considera nota la forma della funzione che lega le forze di interstriscia tangenziali X con le forze normali E.

In particolare la suddetta relazione si esprime come:

$$X = \lambda f(x) E$$

dove λ è una costante scalare incognita ed $f(x)$ è una funzione di inclinazione definibile con la limitazione $|f(x)| \leq 1$.

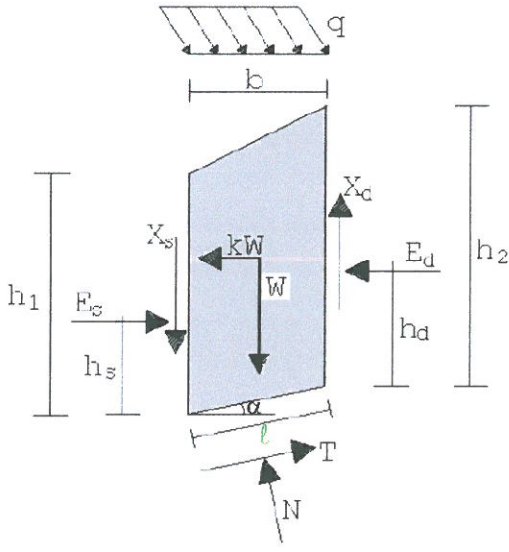


Figura 1 – Forze che intervengono nell'equilibrio del concio i-mo.

Questo metodo consente l'analisi di stabilità per qualsiasi forma della superficie di rottura. Supponendo che la linea di rottura abbia equazione $y = y(x)$ e la linea delle forze abbia equazione $y = yt(x)$, il coefficiente di sicurezza nel metodo di Morgenstern-Price si ottiene risolvendo il sistema di equazioni differenziali che esprimono l'equilibrio alla traslazione e quello alla rotazione. Lo stesso Morgenstern ammette che la risoluzione di queste equazioni differenziali è tutt'altro che agevole, e suggerisce di linearizzare il problema in

modo che

- la superficie di rottura ha sulla striscia un'espressione del tipo $y = Ax + B$
- la funzione $f(x)$ ha sulla striscia un'espressione del tipo $f(x) = kx + m$
- la funzione peso ha sulla striscia un'espressione del tipo $dW/dx = px + q$

10.27

Il software è in grado di risolvere le suddette equazioni differenziali, applicando le opportune condizioni al contorno. Inoltre con riferimento alla superficie circolare più critica, ossia quella a cui compete il coefficiente di sicurezza minimo, il software esegue un processo di ottimizzazione della superficie di scorrimento basato su una procedura di discretizzazione con la quale l'arco di circonferenza viene suddiviso in una serie di segmenti i cui vertici vengono spostati in maniera consequenziale fino a quando non si ottiene una superficie a cui compete un coefficiente di sicurezza inferiore. Il processo di calcolo viene ripetuto fino a quando viene soddisfatto il criterio di convergenza imposto, ossia quando la differenza tra i coefficienti di sicurezza calcolati negli ultimi 2 step rientra nei limiti della tolleranza dettata dall'utente (si vedano fig. 2 e 3). Questo tipo di analisi numerica, basato su analisi statistiche del tipo Monte Carlo, è il frutto delle ultime ricerche nel campo della stabilità dei pendii affrontata con gli usuali metodi dell'equilibrio limite (Greco, 1996; Malkawi, Hassan e Sarma, 2001)

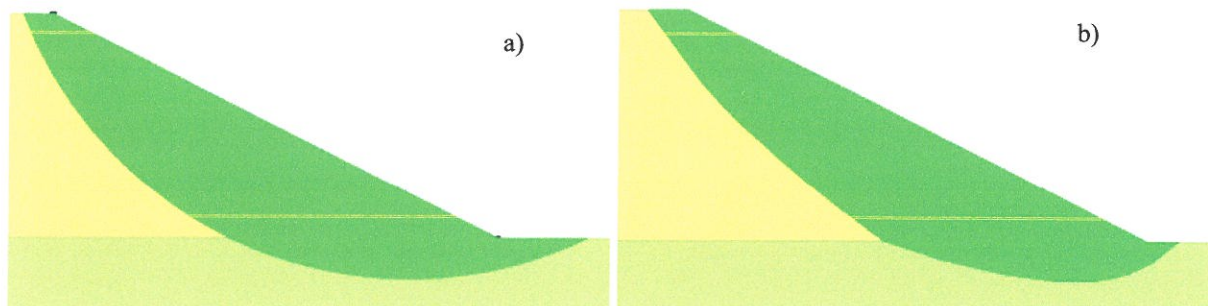


Figura 2 – Superficie di scorrimento ottenuta dagli usuali metodi dell'equilibrio limite (a) e superficie di scorrimento a seguito del processo di ottimizzazione (b).

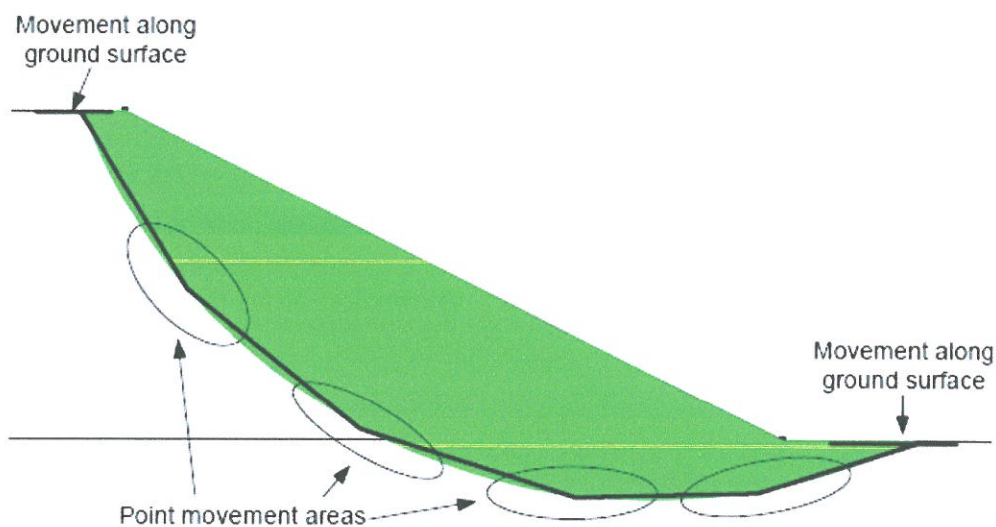


Figura 3 – Schema grafico che illustra il processo di ottimizzazione della superficie analizzata.

Le verifiche, condotte sempre in condizioni drenate, sono state inoltre effettuate in condizioni sismiche, adottando un metodo pseudo-statico con il quale si introducono delle forze instabilizzanti mediante un coefficiente moltiplicativo c dei pesi propri di ciascun concio in cui è stato suddiviso il volume analizzato. In base alla classificazione sismica del territorio nazionale l'area in questione presenta i seguenti parametri sismici.

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii

Sito in esame.

latitudine: 40,863408

longitudine: 15,211143

Classe: 2

Vita nominale: 50

12.27

Siti di riferimento

Sito 1ID: 32993 Lat: 40,8720Lon: 15,2091 Distanza: 967,930

Sito 2ID: 32994 Lat: 40,8710Lon: 15,2753 Distanza: 5457,183

Sito 3ID: 33216 Lat: 40,8210Lon: 15,2739 Distanza: 7078,891

Sito 4ID: 33215 Lat: 40,8220Lon: 15,2078 Distanza: 4614,955

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B¹

Categoria topografica: T2

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 475 [anni]

ag: 0,260 g

Fo: 2,290

Tc*: 0,376[s]

¹ come risulta dalla prova sismica eseguita

Coefficienti Sismici

SLV:

Ss: 1,160

Cc: 1,340

St: 1,200

Kh: 0,101

Kv: 0,051

Amax: 3,550

Beta: 0,280

13.27

E' opportuno sottolineare che adoperando tali metodi per le analisi di stabilità in condizioni sismiche si opera molto a vantaggio di sicurezza in quanto la sollecitazione dovuta al sisma sul pendio è considerata sincrona, quindi estremamente gravosa.

Dai risultati emerge che nelle ipotesi di progetto proposte, la configurazione delle pareti come schematizzata nella sezione tipo analizzata, risulta ampiamente sufficiente a garantire coefficienti di sicurezza maggiore di quelli previsti dalla normativa, sia in condizioni statiche che in presenza di sisma.

I calcoli sono stati eseguiti mediante l'approccio all'equilibrio limite globale, che si basa sulle seguenti ipotesi:

- la legge tensioni-deformazioni del terreno è di tipo rigido plastico;
- la deformazione è piana;
- la rottura si raggiunge contemporaneamente lungo tutta la superficie di scorrimento, che è nota;
- il coefficiente di sicurezza FS, definito come rapporto fra la resistenza disponibile e la tensione tangenziale agente lungo la superficie di scorrimento

ipotizzata, è costante lungo l'intera superficie di scorrimento.

Le analisi di stabilità sono state effettuate riferendosi alla sezione tipo geologica rappresentativa del versante nello stato finale di progetto, utilizzando anche considerazioni di back analyst (metodo di Jambu) per individuare i parametri minimi in condizioni di sicurezza estreme, pertanto le proprietà geotecniche del giacimento sono state ricavate mediante un'analisi a ritroso, variando l'angolo di attrito e la coesione in modo tale da giustificare la stabilità del fronte roccioso nello stato di fatto di aree già oggetto di coltivazione.

14.27

Variando nel modello di calcolo i valori dei parametri geotecnici, sono stati ricavati i valori della coesione e dell'angolo di attrito tali da giustificare la stabilità all'equilibrio limite ($FS=1-1,3$), tali valori riportati in tab. 1.

I risultati delle analisi di stabilità, basate sul calcolo e sui parametri prima riportati, confermano che le configurazioni finali della gradonatura oltre a quelle dello stato di fatto, risultano sufficienti a garantire coefficienti di sicurezza maggiori di quelli minimi previsti dalla normativa.

	Resistenza a taglio di picco			Resistenza a compressione (kg/cm ²)
	Peso dell'unità di volume (kg/m ³)	Coesione (kg/cm ²)	Angolo di attrito (°)	
Calcere fratturato	2000-2500	1,0-2,0	35°	700-800

Tab. 1 - Proprietà fisico-meccaniche dei terreni utilizzati nel modello stratigrafico

SEZIONE 3	METODO DI	
	Bishop	Fellenius
STATO DI FATTO	1,11	1,24
STATO DI PROGETTO	2,30	2,26

Tab. 2 - Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità

4.0 CARATTERIZZAZIONE SISMICA E MICROZONAZIONE

16.27

Sismicamente con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_{s30} > 800$ m/s), viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". Ciò comporta delle non trascurabili differenze nel calcolo dell'accelerazione sismica di base rispetto alle precedenti normative.

Per microzonazione sismica si intende l'individuazione, nell'area investigata, di varie zone aventi caratteristiche di omogeneità, mediante caratterizzazioni quantitative e semi - quantitative delle risposte dinamiche locali.

In base alla vecchia legislazione vigente il territorio comunale di LIONI era ascritto alla II categoria di rischio sismico, con "grado sismico" $S = 9$ a cui corrisponde un coefficiente di intensità sismica $C = (S - 2) / 100$ che rappresenta l'accelerazione tangenziale che può prodursi durante un evento sismico sulle strutture edilizie. Detta valutazione del rischio sismico, frutto del Progetto Finalizzato Geodinamica del C.N.R., pur avendo prodotto una discreta macrozonazione sismica del territorio nazionale, in tempi brevi, presenta oggettivamente un grosso limite, cioè quello di caratterizzare omogeneamente un intero territorio comunale con un unico valore di intensità sismica, quando è indiscutibile, anche alla luce delle condizioni fatte nei precedenti paragrafi, che gli effetti di un sisma in superficie, interagendo con le strutture, variano da zona a zona in funzione delle caratteristiche idro - geomorfologiche, topografiche e di rigidità dei luoghi.

Il quadro normativo, tuttavia, in tema di Pianificazione Urbanistica e Costruzioni ha subito, negli ultimi anni, un travagliato processo evolutivo nell'adeguamento alla norma europea di riferimento (Eurocodice 8) .Tale adeguamento è partito con l'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei

Ministri del 20 marzo 2003 n° 3274, successivamente modificata dal Testo Unico sulle Costruzioni 14/09/2005, poi integralmente sostituito dall'ultimo D.M. Infrastrutture emanato il 14/01/2008. Tutte le normative citate fanno riferimento, ai fini della valutazione dell'azione sismica di progetto, alla definizione del quadro morfologico e stratigrafico che contribuisce alla ricostruzione della "pericolosità sismica di base " del sito di costruzione. Essa è definita in termini di accelerazione sismica massima attesa (a_g), in campo libero su profilo stratigrafico di riferimento rigido (A), pianeggiante.

L'ultimo riferimento normativo varato, nella valutazione della pericolosità sismica, fa richiamo, alla Vita nominale (V_n) ed alla Classe d'uso (C_u) dell'opera in progetto, che insieme contribuiscono alla definizione della Vita Reale del manufatto (V_r), riferimento fondamentale per la definizione del Periodo di ritorno dell'azione sismica (Cap.2.4); essa, infatti, sarà d'intensità maggiore quanto più lunga sarà la vita reale del manufatto (V_r). Al punto 3.2, che esamina l'azione sismica, definisce le forme spettrali in funzione di ciascuna probabilità di superamento del Periodo di riferimento (P_{Vr}) a partire dai seguenti parametri riferiti a sito rigido orizzontale:

- **a_g** accelerazione orizzontale massima al sito;
- **F_o** valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- **T** periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla norma cui ci si riferisce (Allegato B), sono tabellati i valori dei parametri citati per tutti i siti considerati (10751) elencati per coordinate geografiche sul reticolo di riferimento e per 9 periodi di ritorno crescenti (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475

anni), i cui vertici dell'area in oggetto sono riportati nell'allegato parametri sismici.

18.27

Le categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione riportate al punto 3.2.2 nell'ultimo decreto di riferimento, sono rimaste pressoché invariate e sono definite, preferibilmente, in virtù del parametro V_{s30} , ovvero della velocità media di propagazione entro 30 metri di profondità rispetto al piano di fondazione delle onde di taglio, calcolata con la seguente espressione :

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} h_i / V_i}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori. Alternativamente le stesse categorie di suolo possono essere definite in funzione della resistenza penetrometrica dinamica equivalente N_{SPT30} :

$$N_{SPT30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} h_i / N_{SPTi}}$$

o della resistenza non drenata equivalente C_{u30} :

$$C_{u30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} h_i / C_{ui}}$$

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (Standard Penetration Test) $NSPT_{30}$ (definito successivamente) nei terreni prevalentemente a grana grossa o della resistenza non drenata equivalente Cu_{30} (definita successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina.

Pertanto, il sito in esame è stato parametrizzato, partendo dalla ricostruzione litostratigrafia effettuata e in base ai risultati delle misurazioni sismografiche di onde di taglio (V_s) eseguite con metodologia HVSR nel punto centrale dello giacimento.

Rimandando, per i dettagli, all'allegato relativo all'indagine sismica

eseguita, per l'area indagata è risultata una schematizzazione geosismica, costituita dalla presenza, in superficie di almeno due strati, di cui uno più superficiale con spessore di circa 5,0 m. corrispondente alla porzione fratturata del substrato che risente dei fenomeni di alterazione legati agli agenti esterni, il secondo e terzo sismostrato rappresentano il giacimento in s.s., con aumento graduale della velocità con la profondità e valori medi di 700-1000 m/sec..

Sulla base di tali valori, è possibile calcolare il parametro V_{s30} la cui espressione di calcolo è quella sopra descritta ed il cui valore consentirà di classificare il sottosuolo sismicamente significativo dell'area in studio nell'ambito della scala di cui al punto 3.1 del D.M..

La classificazione ottenuta condurrà, quindi, alla individuazione del fattore di amplificazione S , che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo e delle condizioni topografiche (ricavate dalla carta delle pendenze elaborata che ha portato ad una classificazione T1-T2), secondo quanto disposto alle tabelle 3.2.IV, 3.2.V e 3.2.VI che appresso si descrivono. La categoria Topografica distingue, quindi, 4 condizioni topografiche, come appresso esplicitato:

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

A tali categorie topografiche corrispondono altrettanti Fattori di amplificazione ST che si rifanno ad altrettante condizioni morfologiche.

Il parametro ST viene definito in base alla seguente tabella che, oltre alla categoria topografica, considera anche l'ubicazione dell'opera:

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica ST

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	ST
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il fattore di amplificazione S che viene utilizzato nel calcolo dello spettro di risposta elastico, come indicato al punto 3.2.3. del D.M., combina anche una componente dipendente dalla classe di suolo presente nel sito in esame (S_s).

La stessa Classe di suolo condiziona anche il calcolo del Periodo T_C corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante nello spettro di risposta sismica, che in uno con il fattore SS viene così computato:

Tabella 3.2.V – Espressioni di SS e di CC

Categoria sottosuolo	SS	CC
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 F_0 a_p / g \leq 1,20$	$1,10 * (T_C)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 a_p / g \leq 1,50$	$1,05 * (T_C)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 F_0 a_p / g \leq 1,80$	$1,25 * (T_C)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 F_0 a_p / g \leq 1,60$	$1,15 * (T_C)^{-0,40}$

Per i valori ricavati dalla prospezione HVSR eseguita sul sito si ottiene un valore del V_{s30} in superficie (V_{s30} dal p.c.) che nel rispetto di tutte le approssimazioni può essere cautelativamente considerato compreso nella classe tra 360 m/sec e 800 m/sec (**430 m/sec**).

Il valore del parametro V_{s30} così ottenuto ricade nella Classe di profilo stratigrafico di suolo di tipo "**B**", così come definito nel paragrafo 3.1 del D.M. 14/01/08 citato "*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero*

NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina)".

In funzione delle tipologie di opere da realizzare (Tabella 2.4.I – Vita nominale V_n per diversi tipi di opere), e della classe d'uso dell'opera di "frequentazione pubblica", il periodo di riferimento e lo stato limite a cui riferirsi per la definizione dell'azione sismica di progetto sarà quindi:

$$V_R = V_N * C_u$$

I vari parametri sismici caratteristici per il sito oggetto di variante in funzione anche delle finalità dell'intervento, per i diversi periodi di ritorno, definiscono una Risposta Sismica Locale S , calcolata secondo la formula riportata nella tabella 3.2.V del D.M. 14/01/08 funzione della categoria del sottosuolo S_s e della categoria topografica ST , riportati sia negli allegati dei parametri sismici che della Carta della zonazione in prospettiva sismica, redatta in conformità alla L.R. 9/83 e al DM 14/01/2008.

5.0 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

23.27

Nella presente relazione sono stati analizzati e presentati gli aspetti relativi alla stabilità e alla sismicità dei terreni che saranno oggetto delle varie fasi di coltivazione ed estrazione. Lo studio ha consentito l'inquadramento globale dell'intera area interessata, al fine di individuare le parti del territorio geologicamente e geotecnicamente omogenee, alle quali riferire la caratterizzazione dei terreni.

Secondo i dati emersi dal presente studio, tuttavia, si evince che gli interventi a farsi non daranno luogo a disequilibri nell'assetto statico dei terreni, che alla fine del periodo di coltivazione risulteranno ampiamente in sicurezza come di mostrato dalle verifiche eseguite.

Relativamente agli aspetti sismici e di microzonazione, per le possibili classi di suolo individuate in sito, e in funzione delle caratteristiche morfologiche del sito analizzato legato al contributo morfologico dell'amplificazione sismica, il valore relativo all'amplificazione sismica locale, varia, come noto, in funzione della tipologia dell'opera, della classe di utilizzo e quindi dello stato limite di progetto (funzione del tempo di ritorno).

Sulla base delle tipologie di lavorazioni previste, scavo e risagomatura del giacimento, e sulla scorta delle classi d'uso ipotizzabili, l'Amplificazione Sismica Locale, su sottosuolo di categoria B e categoria topografica T2, tende a variare in funzione dello stato limite considerato.

Pertanto, valutati i parametri spettrali a_g , F_0 e T^*c per il sito di progetto (approccio "sito-dipendente"), corretti per il calcolo del periodo di ritorno necessario, incrementati per l'amplificazione stratigrafica e topografica e sulla base della classe d'uso, è stato possibile definire gli spettri orizzontali e verticali, necessari per la stima dell'azione sismica di progetto delle singole opere a farsi, che nel caso in esame sono state utili per eseguire le verifiche di stabilità.

Le indagini specifiche eseguite integrate con le indagini sismiche ha permesso di redigere la carta in prospettiva sismica classificando i suoli secondo la nuova normativa tecnica.

Nello specifico, le risultanze dei parametri sismici integrati con i rilievi geomorfologici e di stabilità del territorio, hanno permesso di definire le prescrizioni e le raccomandazioni per la zona classificata, anche in accordo con quanto indicato dalla Regione Campania – A.G.C. LL.PP. – Settore Geologico Regionale, nelle Linee Guida finalizzate alla mitigazione del Rischio sismico - Indagini ed Analisi Geologiche, Geofisiche e Geotecniche – Zonazione Sismica.

Pertanto, la carta in prospettiva sismica che riporta la microzonazione dell'area interessata, in funzione delle attività e/o infrastrutture previste ha consentito di giungere all'obiettivo finale di definire la suscettibilità :

- alla amplificazione del segnale sismico
- alla liquefazione
- alla instabilità dei pendii naturali

L'approccio utilizzato, integrazione dei dati geolitologici, geomorfologici e dei dati sismici di campagna, ha quindi permesso la redazione di una carta in scala 1:2.000 che rispetta anche quanto previsto dalla normativa regionale 9/83 che riporta la "categoria di suolo media della Microzona" e quindi il relativo fattore di incremento da applicare, nelle varie Microzone o Sottozone individuate.

E' da sottolineare che, nello spirito della normativa, tale suddivisione del territorio rappresenta una sottozonazione sismica a carattere ancora generale, a livello cioè di pianificazione del territorio e non può, né vuole, rappresentare una specifica e corretta identificazione della categoria di terreno presente nell'immediato sottosuolo di uno specifico sito. I valori di "Vs30" determinati nei punti di rilevamento sono stati infatti estrapolati su tutta l'area sulla base anche della litologia affiorante e, come è ben comprensibile, possono solo

essere rappresentativi di situazioni non particolari, ma generali, come è appunto negli obiettivi di una Microzonazione in prospettiva sismica di un territorio Comunale o di una porzione di esso.

Pertanto, ai fini delle opere previste a farsi, gli interventi di coltivazione con sistemazione finale, così come presenti nelle tavole di progetto (piante e sezioni), sono da considerarsi compatibili con il rischio sismico presente e rilevato nell'area.

In definitiva, i terreni potenzialmente interessati dalle opere di coltivazione, non essendo riconducibili a situazioni tipo di "grave pericolosità sismica" non sono pertanto da escludere quale sito oggetto di intervento estrattivo, resta chiaro che, sarà necessario e indispensabile uno studio di Risposta sismica locale con procedure di indagine e di analisi di maggiore dettaglio così come d'altro canto prevede la normativa sismica oggi in vigore, per qualunque opera o manufatto accessorio a farsi.

In definitiva, quindi si è individuato un areale con le seguenti caratteristiche, geologiche, geomorfologiche, geotecniche e sismiche (vedi carta in prospettiva sismica):

Area con velocità delle onde $360 \text{ m/sec} < VS(30) < 800 \text{ m/sec}$ (di tipo B) e caratteristiche topografiche cautelativamente T2.

Inoltre, al fine di ottemperare a quanto previsto dalla nuova normativa si è provveduto, in questa fase di microzonazione, a indicare le amplificazioni di sito delle aree in funzione del tipo di suolo e della categoria topografica, indicando come suolo di partenza ad incremento uno quello di tipo "A" relativo al comune di LIONI e considerando le possibili tipologie di opere e la relativa classe di utilizzo.

La dipendenza dello spettro di risposta elastico dalle caratteristiche geosismiche o comunque dinamiche dei terreni di fondazione, sembrerebbe aver superato i problemi di genericità e di scarsa attenzione alle problematiche

geolitologiche, geosismiche e geotecniche, che pur tantissima e preponderante influenza hanno sulla Risposta di Sito, riscontrati nelle leggi antisismiche precedenti.

E' da sottolineare, infatti, che già la precedente normativa in materia della Regione Campania (L.R. 9/83 art.14 e seg.) prevedeva, per le indagini a scopo antisismico in un sito ove era ubicata o doveva esser ubicata una costruzione, la valutazione sperimentale delle caratteristiche sismiche dei terreni fino ad una profondità di 20-40 metri. Ciò evidentemente allo scopo di procedere, utilizzando tale dato, alla modulazione della funzione di risposta $R(T)$ che la legge definiva specificamente in Ampiezza, R , ed in Periodo, T , per il basamento rigido, e di individuare così i periodi per i quali si sarebbero potute avere particolari amplificazioni del segnale sismico in superficie in presenza di terreni di copertura non rigidi.

La Microzonazione sismica deve tener conto di quanto espressamente citato nella su indicata legge regionale 9/83 relativamente alla programmazione dell'uso del territorio ed ai Piani Regolatori Generali e nella più recente normativa della Regione Campania (Delibera n. 5447 G. R. Campania del 07/11/2002; Delibera n. 248 G. R. Campania del 24/01/2003; Delibera n. 334 G. R. Campania del 31/01/2003; Delibera n°816 G. R. Campania del 10-6-2004) riguardante la zonazione del territorio in prospettiva sismica, ma essere anche congrua ed omogenea con quanto previsto dalla Ordinanza 3274 e dalle Nuove Norme Tecniche relativamente alle costruzioni ed ai relativi siti.

I valori di incremento assegnati alla singola "Microzona" individuata possono quindi essere anche essi resi congrui con quanto disposto della normativa vigente, considerando soltanto i fattori di incremento del livello massimo raggiunto dallo spettro elastico relativo alle varie Categorie di suolo rispetto a quello riferito alla Categoria di suolo A. Ovviamente non si vuole qui definire la specifica forma spettrale che caratterizza il sito, non essendo

necessario eseguire una valutazione della Risposta Sismica di Sito, ma solo dare una valutazione generale del livello massimo dell'amplificazione dell'evento sismico che si avrà nella microzona individuata rispetto a quello che si avrà nelle altre sottozone ove affiori il basamento o in ogni caso affiori un mezzo rigido.

27.27

Avellino, dicembre 2015

Carta ubicazione indagini e della Microzonazione Sismica, in scala 1:2.000

6 Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii

Sito in esame.

latitudine: 40,863408

longitudine: 15,211143

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 32993 Lat: 40,8720 Lon: 15,2091 Distanza: 967,930

Sito 2 ID: 32994 Lat: 40,8710 Lon: 15,2753 Distanza: 5457,183

Sito 3 ID: 33216 Lat: 40,8210 Lon: 15,2739 Distanza: 7078,891

Sito 4 ID: 33215 Lat: 40,8220 Lon: 15,2078 Distanza: 4614,955

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 475 [anni]

ag: 0,260 g

Fo: 2,290

Tc*: 0,376 [s]

Coefficienti Sismici

SLV:

Ss: 1,160

Cc: 1,340

St: 1,200

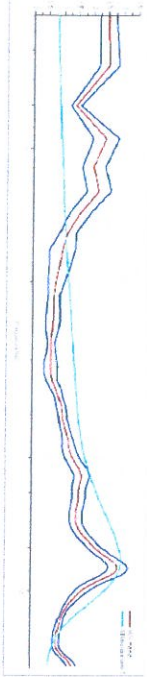
Kh: 0,101

Kv: 0,051

Amax: 3,550

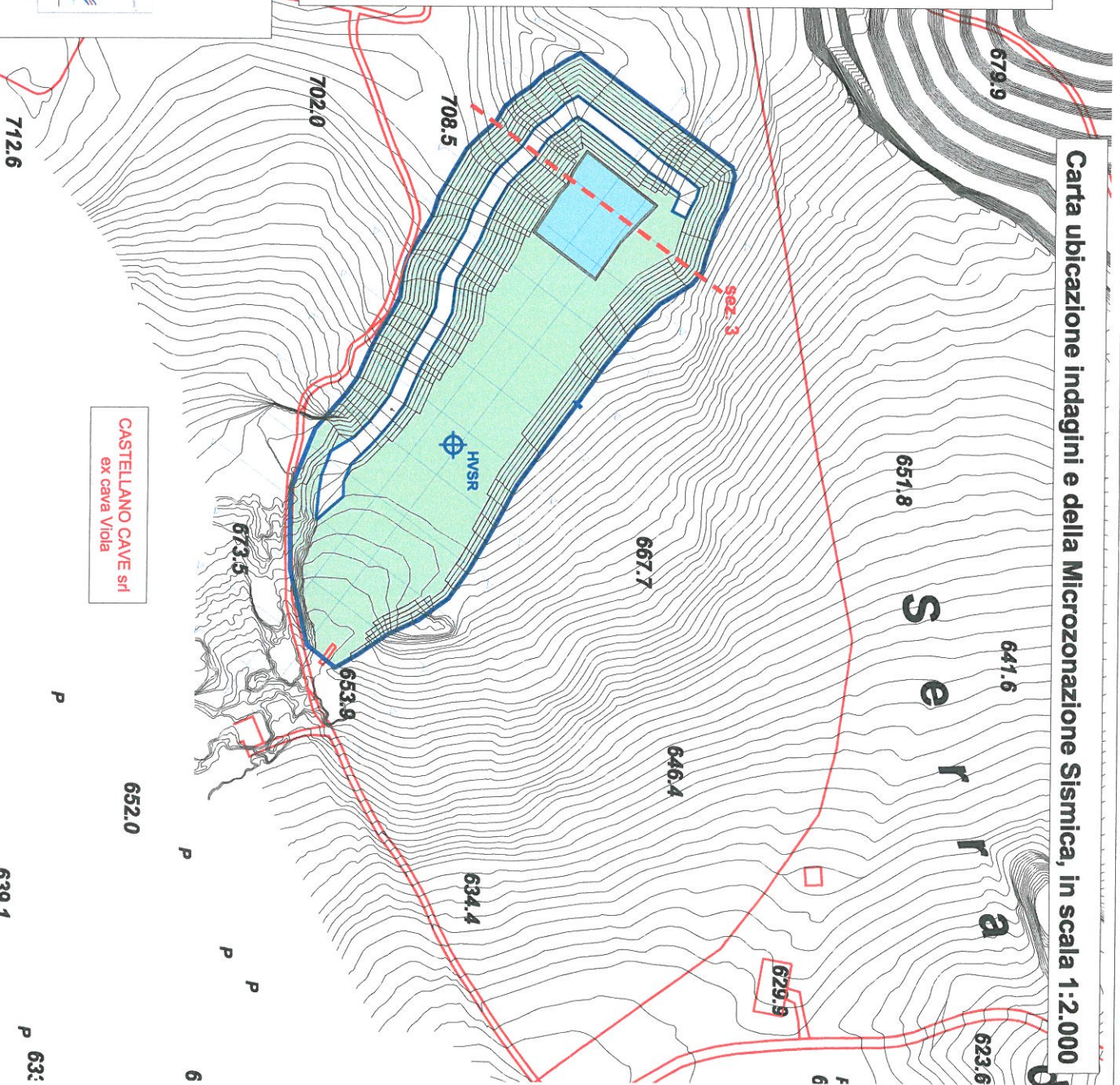
Beta: 0,280

Frequenza del picco del rapporto H/V [Hz] 8,90 ± 0,12



RAPPORTO SPETTRALE H/V E SUO INTERVALLO DI FIDUCIA

CASTELLANO CAVE srl
ex cava Viola



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.

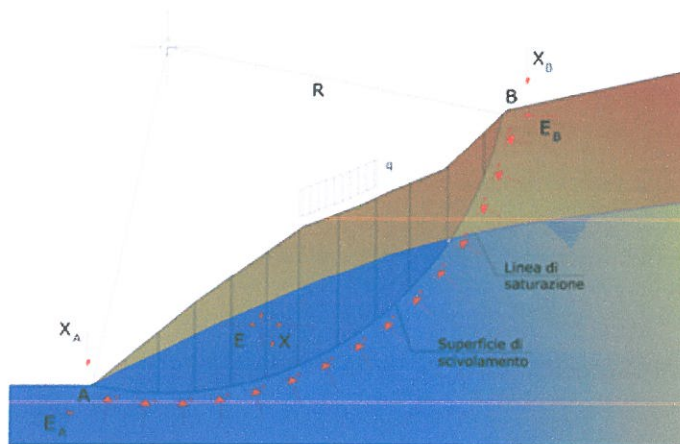
Metodo equilibrio limite (LEM)

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_j agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_j ;
- $(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;

- 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 :

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

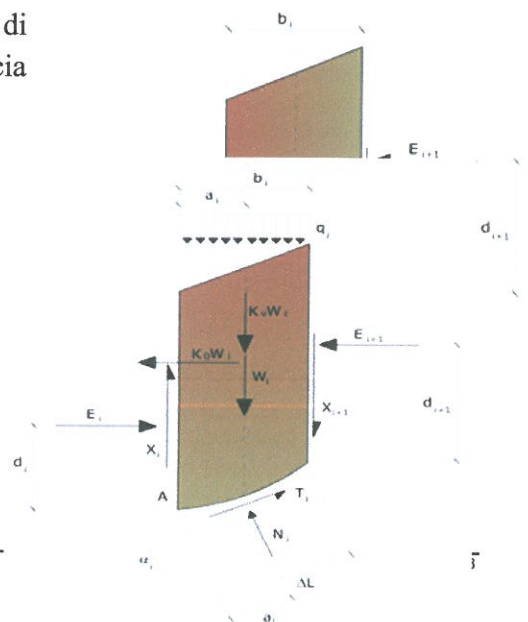
Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

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.

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

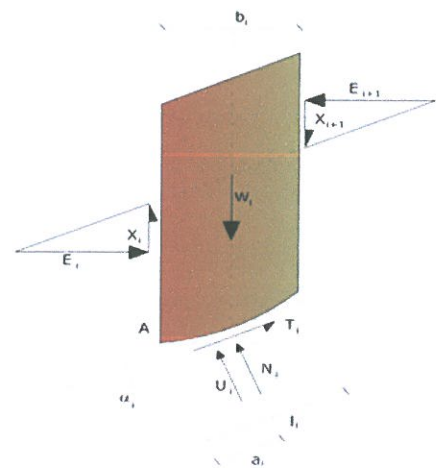
Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

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:

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

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



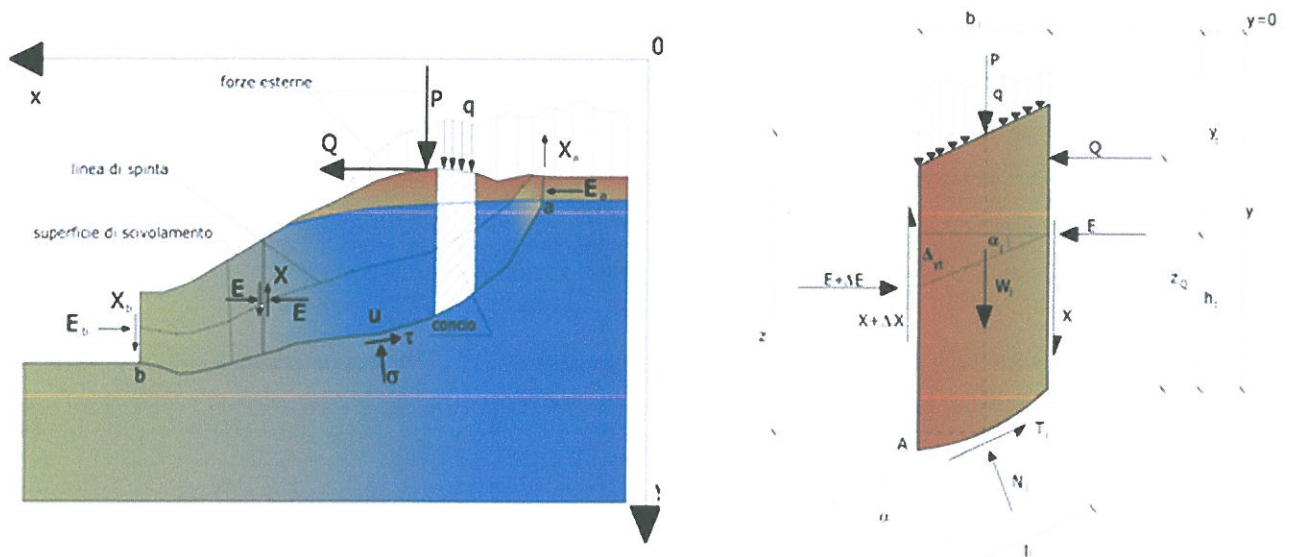
I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi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

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

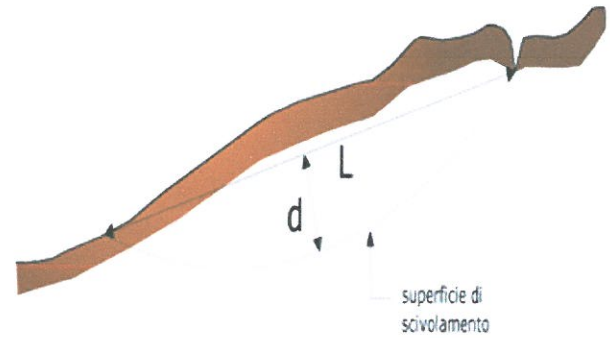
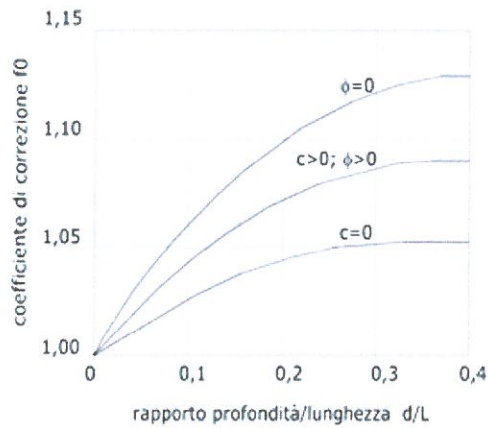


Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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:

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

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 concio è data da:

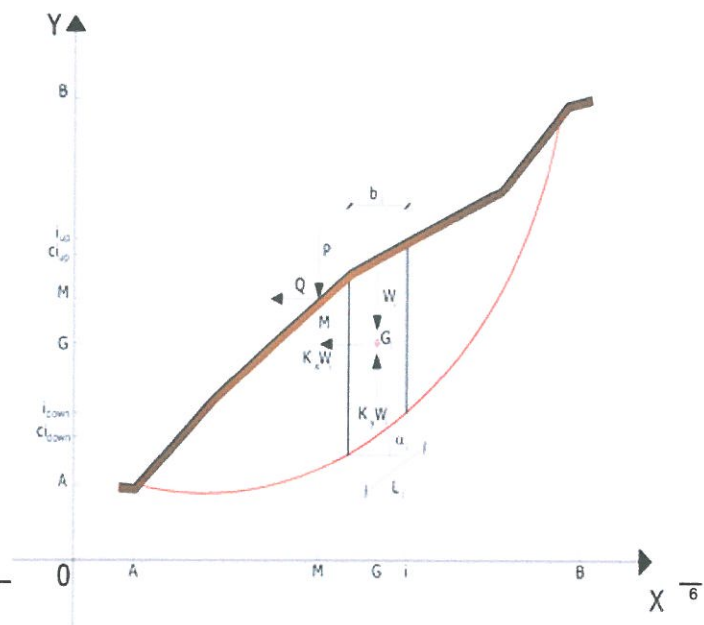
$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \Phi_i}{F}$$

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:

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

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

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

dove x_0 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 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:

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

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

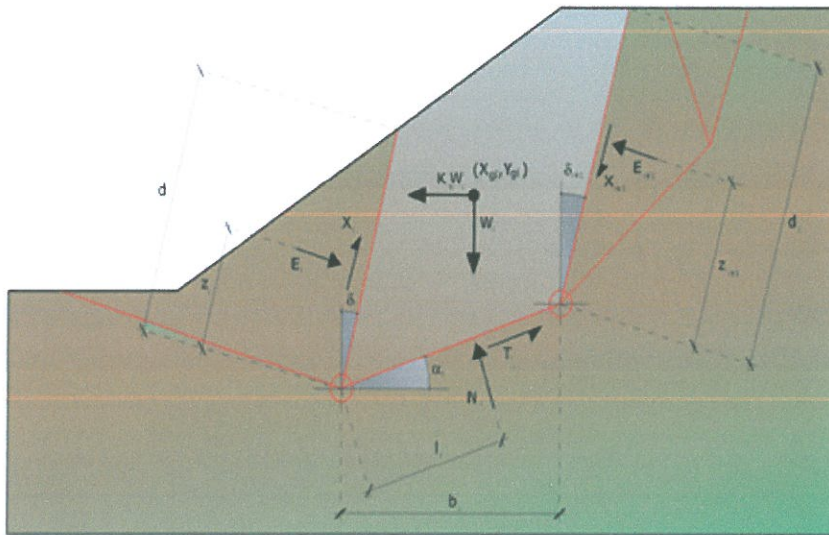
Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\sum \Delta E_i = 0$$

$$\sum \Delta X_i = 0$$

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

$$\sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi_i' - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

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

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:

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

c

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

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.

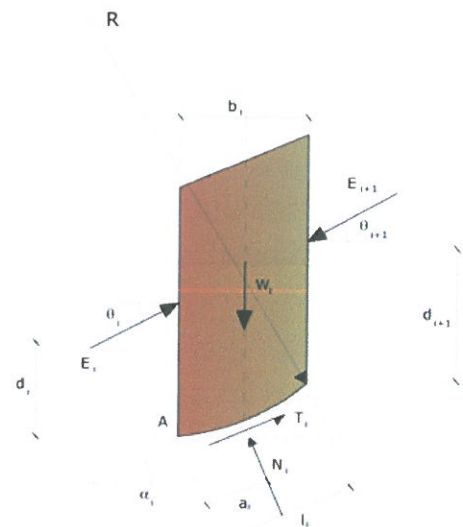
Metodo di Spencer (1967)

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:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{F_s} - W \operatorname{sen} \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + \operatorname{tg} \phi \operatorname{tg}(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

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:

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

$$\sum (Q_i \operatorname{sen} \theta) = 0$$

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)

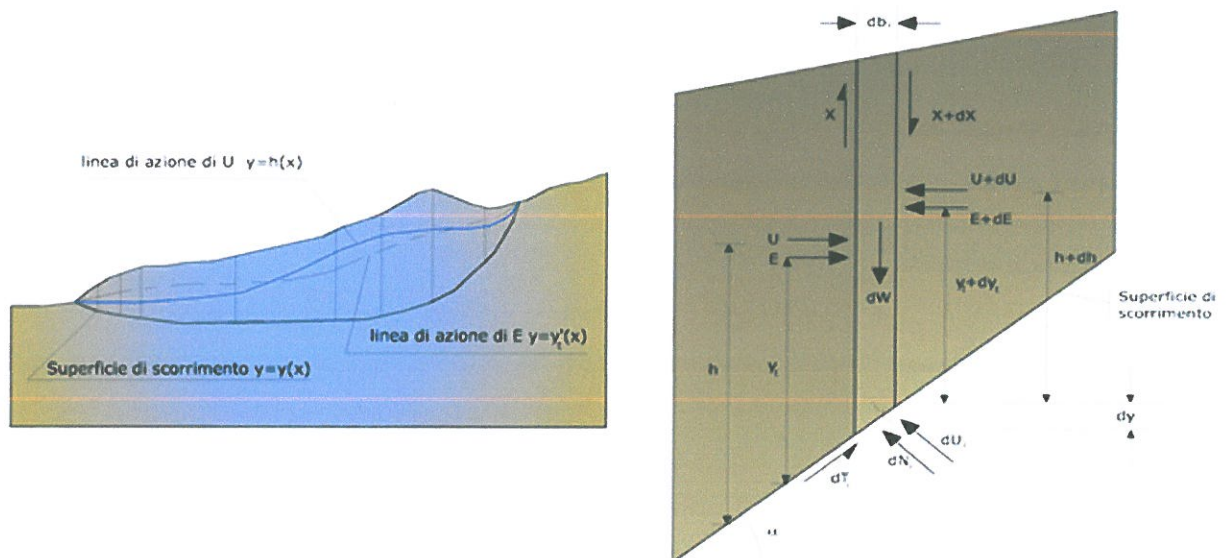
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, 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**”:

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

$$= \frac{dE}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$



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:

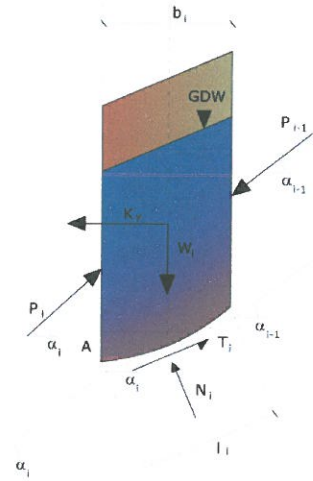
$$X = \frac{d(E \cdot \gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

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 una 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:

- K_y 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 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 $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Pendii in roccia (*Metodo di Hoek e Brown*)

Per i versanti in roccia, diversamente da quelli in terra, il criterio di rottura di Mohr-Coulomb non può essere impiegato per definire la resistenza del materiale; tuttavia con questo metodo viene descritta una procedura che consente l'applicazione dei metodi classici dell'Equilibrio Limite anche nei versanti rocciosi. A tale scopo vengono definiti l'angolo di resistenza a taglio e la coesione che si mobilitano lungo la superficie di scorrimento secondo le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}\varphi &= AB \left(\frac{N}{\sigma_c} - T \right)^{B-1} \\ c &= A\sigma_c \left(\frac{N}{\sigma_c} - T \right)^B - N \operatorname{tg}\varphi \end{aligned}$$

dove:

σ_c è la resistenza a compressione monassiale della roccia;

A, B, T costanti in funzione del litotipo e della qualità della roccia (*riportati in tabella*);

N sforzo normale alla base del concio.

Le costanti A, B e T sono determinate in funzione della classificazione della roccia secondo Bieniawski (indice RMR) e secondo Barton (indice Q). Tra i due sistemi di classificazione, sulla base di 111 esempi analizzati, è stata trovata la seguente correlazione:

$$\text{RMR} = 9 \ln Q + 44$$

	Calcari Dolomie Marne	Argilliti Siltiti Scisti	Areniti Quarziti	Andesiti Basalti Rioliti	Anfiboliti Gneiss Graniti
RMR = 100 Q = 500	A = 0.816 B = 0.658 T = -0.140	A = 0.918 B = 0.677 T = -0.099	A = 1.044 B = 0.692 T = -0.067	A = 1.086 B = 0.696 T = -0.059	A = 1.220 B = 0.705 T = -0.040
RMR = 85 Q = 100	A = 0.651 B = 0.679 T = -0.028	A = 0.739 B = 0.692 T = -0.020	A = 0.848 B = 0.702 T = -0.013	A = 0.883 B = 0.705 T = -0.012	A = 0.998 B = 0.712 T = -0.008
RMR = 65 Q = 10	A = 0.369 B = 0.669 T = -0.006	A = 0.427 B = 0.683 T = -0.004	A = 0.501 B = 0.695 T = -0.003	A = 0.525 B = 0.698 T = -0.002	A = 0.603 B = 0.707 T = -0.002
RMR = 44 Q = 1	A = 0.198 B = 0.662 T = -0.0007	A = 0.234 B = 0.675 T = -0.0005	A = 0.280 B = 0.688 T = -0.0003	A = 0.295 B = 0.691 T = -0.003	A = 0.346 B = 0.700 T = -0.0002

RMR = 3	A = 0.115	A = 0.129	A = 0.162	A = 0.172	A = 0.203
Q = 0.1	B = 0.646	B = 0.655	B = 0.672	B = 0.676	B = 0.686
	T = -0.0002	T = -0.0002	T = -0.0001	T = -0.0001	T = -0.0001
RMR = 3	A = 0.042	A = 0.050	A = 0.061	A = 0.065	A = 0.078
Q = 0.01	B = 0.534	B = 0.539	B = 0.546	B = 0.548	B = 0.556
	T = 0	T = 0	T = 0	T = 0	T = 0

SEZIONE 3 - STATO DI FATTO (ex cava Viola)

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long.	40.862416/15.210292
Normativa	NTC 2008
Numero di strati	1.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	-33.56 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	52.16 m
Ascissa vertice destro superiore xs	-11.73 m
Ordinata vertice destro superiore ys	74.06 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	0.58	2.38	0.28
S.L.D.	50.0	0.78	2.35	0.29
S.L.V.	475.0	2.55	2.29	0.38
S.L.C.	975.0	3.5	2.29	0.41

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.	0.8352	0.2	0.017	0.0085
S.L.D.	1.1232	0.2	0.0229	0.0115
S.L.V.	3.5551	0.28	0.1015	0.0508
S.L.C.	4.5068	0.28	0.1287	0.0643

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.102

Coefficiente azione sismica verticale 0.051

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	0.58	0.84
3	0.66	1.0
4	1.22	1.85
5	1.31	2.0
6	1.34	2.07
7	1.47	2.36
8	1.74	3.0
9	1.81	3.2
10	2.08	4.0
11	2.24	4.46
12	2.42	5.0
13	2.66	5.72

14	2.75	6.0
15	3.0	6.92
16	3.02	7.0
17	3.13	7.4
18	3.27	7.92
19	3.29	8.0
20	3.32	8.11
21	3.56	9.0
22	3.65	9.31
23	3.83	10.0
24	4.0	10.52
25	4.15	11.0
26	4.46	11.8
27	4.54	12.0
28	4.79	12.65
29	4.91	13.0
30	5.1	13.54
31	5.26	14.0
32	5.3	14.1
33	5.65	15.0
34	5.89	15.66
35	6.02	16.0
36	6.17	16.4
37	6.39	17.0
38	6.45	17.09
39	6.98	18.0
40	7.55	18.79
41	7.7	19.0
42	8.11	19.75

43	8.26	20.0
44	8.32	20.12
45	8.78	21.0
46	9.04	21.56
47	9.24	22.0
48	9.7	22.95
49	9.72	23.0
50	9.76	23.08
51	9.78	23.11
52	10.23	24.0
53	10.43	24.39
54	10.75	25.0
55	11.18	25.84
56	11.26	26.0
57	11.44	26.34
58	11.77	27.0
59	11.91	27.28
60	12.27	28.0
61	12.7	28.9
62	12.74	29.0
63	13.1	29.79
64	13.2	30.0
65	13.24	30.08
66	13.66	31.0
67	13.89	31.48
68	14.17	32.0
69	14.76	32.78
70	14.82	32.86
71	14.92	33.0

SLOPE

72	15.03	33.16
73	15.49	34.0
74	15.79	34.62
75	15.95	35.0
76	16.04	35.23
77	16.42	35.94
78	16.46	36.0
79	16.83	36.31
80	17.17	36.52
81	17.51	36.74
82	17.94	37.0
83	18.08	37.07
84	19.09	38.0
85	19.36	38.27
86	19.55	38.48
87	19.74	38.68
88	19.97	39.0
89	21.4	39.9
90	21.64	40.0
91	21.88	40.0
92	21.97	40.0
93	22.78	40.0
94	30.27	40.53
95	33.74	40.41
96	36.4	40.56
97	37.06	40.55
98	40.25	40.76
99	40.73	40.79
100	41.01	40.81

101	41.56	40.83
102	43.13	41.0
103	47.72	41.83
104	50.27	41.64
105	52.29	41.8
106	54.18	42.0
107	58.14	42.57
108	59.54	42.75

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	Peso unità di volume (Kg/m ³)	A	B	T	Resistenza compressione e monoassiale (kg/cm ²)	Texture	Descrizione
1	2500	0.198	0.662	-0.0007	500-700		substrato calcareo

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	1.11
Ascissa centro superficie	-12.82 m
Ordinata centro superficie	53.25 m
Raggio superficie	48.63 m

Numero di superfici esaminate....(190)

N°	Xo	Yo	Ro	Fs
1	-28.1	53.3	48.5	5.12
2	-24.8	52.2	47.4	2.06
3	-23.7	53.3	48.5	1.64
4	-22.6	52.2	42.8	9.86
5	-21.6	53.3	48.6	1.35
6	-20.5	52.2	47.5	1.31
7	-19.4	53.3	43.9	1.86
8	-18.3	52.2	47.5	1.18
9	-17.2	53.3	48.6	1.17
10	-16.1	52.2	42.9	1.45
11	-15.0	53.3	44.0	1.38
12	-13.9	52.2	47.5	1.12
13	-12.8	53.3	48.6	1.11
14	-11.7	52.2	42.9	1.26
15	-29.2	54.3	49.6	9.35
16	-28.1	55.4	50.7	2.96
17	-24.8	54.3	49.6	1.74
18	-23.7	55.4	50.7	1.46
19	-22.6	54.3	45.0	3.62
20	-21.6	55.4	50.8	1.28

SLOPE

21	-20.5	54.3	49.7	1.24
22	-19.4	55.4	46.1	1.67
23	-18.3	54.3	45.0	1.58
24	-17.2	55.4	50.8	1.17
25	-16.1	54.3	45.1	1.41
26	-15.0	55.4	46.2	1.37
27	-13.9	54.3	49.7	1.13
28	-12.8	55.4	50.8	1.12
29	-11.7	54.3	45.1	1.27
30	-29.2	56.5	51.8	3.52
31	-28.1	57.6	52.9	2.17
32	-25.9	57.6	48.2	9.22
33	-24.8	56.5	51.8	1.52
34	-23.7	57.6	52.9	1.36
35	-22.6	56.5	47.1	2.35
36	-21.6	57.6	52.9	1.27
37	-20.5	56.5	51.9	1.24
38	-19.4	57.6	48.3	1.58
39	-18.3	56.5	51.9	1.19
40	-17.2	57.6	53.0	1.18
41	-16.1	56.5	47.2	1.40
42	-15.0	57.6	48.4	1.35
43	-13.9	56.5	51.9	1.13
44	-12.8	57.6	53.0	1.13
45	-11.7	56.5	47.3	1.27
46	-32.5	59.8	55.1	9.26
47	-31.4	58.7	54.0	6.10
48	-28.1	59.8	55.1	1.79
49	-27.0	58.7	54.0	1.69
50	-25.9	59.8	50.4	3.73

51	-24.8	58.7	54.0	1.40
52	-23.7	59.8	55.1	1.33
53	-22.6	58.7	49.3	1.97
54	-21.6	59.8	55.1	1.27
55	-20.5	58.7	54.0	1.24
56	-19.4	59.8	50.5	1.53
57	-18.3	58.7	49.4	1.49
58	-17.2	59.8	55.2	1.18
59	-16.1	58.7	54.1	1.16
60	-15.0	59.8	50.5	1.34
61	-13.9	58.7	54.1	1.15
62	-12.8	59.8	55.2	1.15
63	-11.7	58.7	49.5	1.28
64	-31.4	60.9	56.2	3.00
65	-30.3	62.0	57.3	2.01
66	-28.1	62.0	57.3	1.60
67	-27.0	60.9	56.2	1.54
68	-25.9	62.0	52.6	2.76
69	-24.8	60.9	56.2	1.36
70	-23.7	62.0	57.3	1.32
71	-22.6	60.9	51.5	1.80
72	-21.6	62.0	52.6	1.66
73	-20.5	60.9	56.2	1.24
74	-19.4	62.0	57.3	1.22
75	-18.3	60.9	51.6	1.46
76	-17.2	62.0	57.4	1.19
77	-16.1	60.9	56.3	1.17
78	-15.0	62.0	52.7	1.34
79	-13.9	60.9	56.3	1.16
80	-12.8	62.0	57.4	1.18

SLOPE

81	-11.7	60.9	51.7	1.29
82	-32.5	64.2	59.4	2.42
83	-31.4	63.1	58.3	2.18
84	-28.1	64.2	59.5	1.54
85	-27.0	63.1	58.4	1.48
86	-25.9	64.2	54.8	2.24
87	-24.8	63.1	58.4	1.35
88	-23.7	64.2	59.5	1.31
89	-22.6	63.1	53.7	1.74
90	-21.6	64.2	59.5	1.26
91	-20.5	63.1	58.4	1.24
92	-19.4	64.2	54.9	1.48
93	-18.3	63.1	53.8	1.44
94	-17.2	64.2	59.5	1.20
95	-16.1	63.1	58.5	1.19
96	-15.0	64.2	54.9	1.34
97	-13.9	63.1	58.5	1.18
98	-12.8	64.2	59.6	1.20
99	-11.7	63.1	53.9	1.31
100	-31.4	65.3	60.5	1.89
101	-30.3	66.4	61.6	1.68
102	-29.2	65.3	55.8	4.97
103	-28.1	66.4	61.7	1.49
104	-27.0	65.3	60.6	1.45
105	-25.9	66.4	56.9	2.02
106	-24.8	65.3	60.6	1.34
107	-23.7	66.4	61.7	1.30
108	-22.6	65.3	55.9	1.67
109	-21.6	66.4	57.0	1.57
110	-20.5	65.3	60.6	1.23

SLOPE

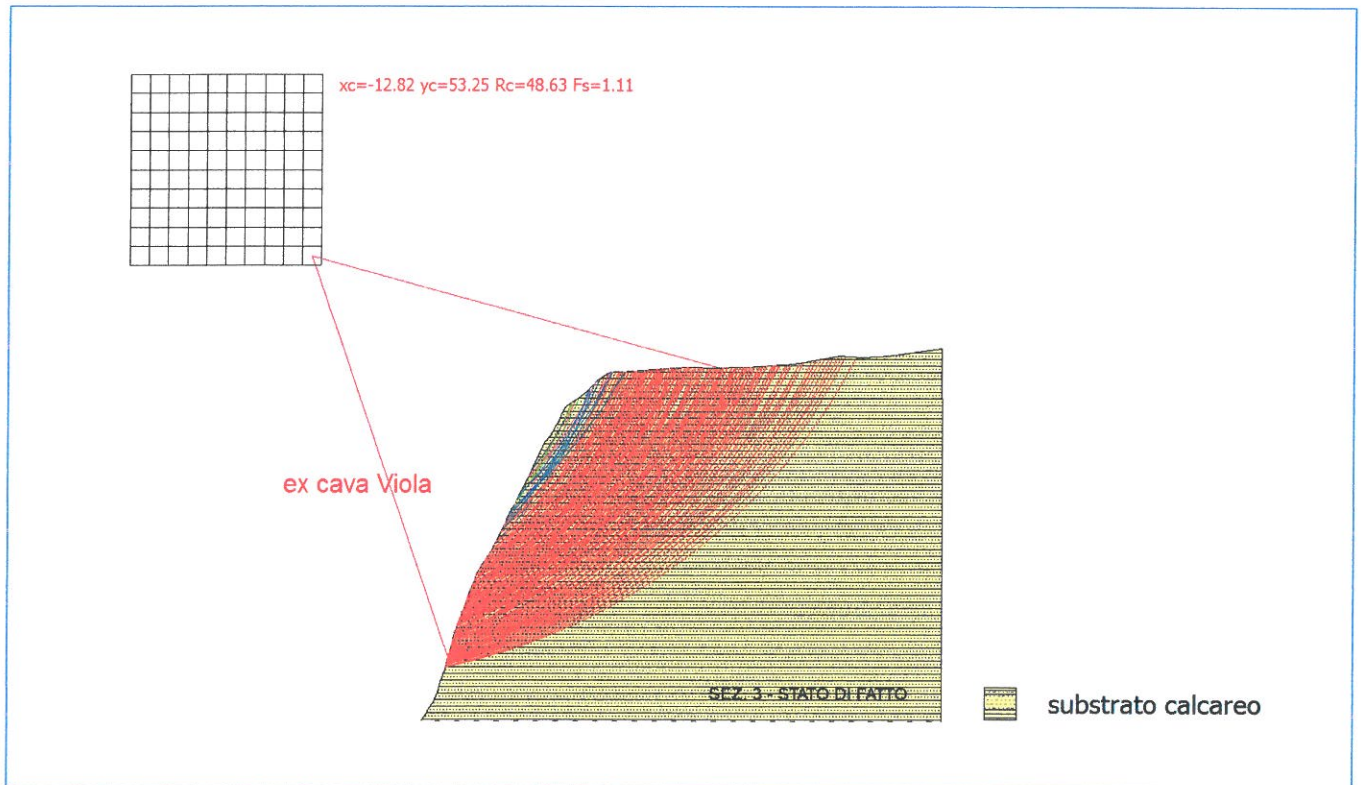
111	-19.4	66.4	61.7	1.23
112	-18.3	65.3	56.0	1.42
113	-17.2	66.4	61.7	1.22
114	-16.1	65.3	60.6	1.21
115	-15.0	66.4	57.1	1.35
116	-13.9	65.3	60.7	1.21
117	-12.8	66.4	61.8	1.22
118	-11.7	65.3	56.1	1.33
119	-31.4	67.5	62.7	1.76
120	-30.3	68.6	63.8	1.60
121	-29.2	67.5	58.0	3.38
122	-28.1	68.6	63.8	1.46
123	-27.0	67.5	62.8	1.41
124	-25.9	68.6	59.1	1.90
125	-24.8	67.5	62.8	1.33
126	-23.7	68.6	63.9	1.30
127	-22.6	67.5	58.1	1.62
128	-21.6	68.6	59.2	1.53
129	-20.5	67.5	62.8	1.24
130	-19.4	68.6	63.9	1.24
131	-18.3	67.5	58.2	1.42
132	-17.2	68.6	63.9	1.24
133	-16.1	67.5	62.8	1.23
134	-15.0	68.6	59.3	1.37
135	-13.9	67.5	62.9	1.23
136	-12.8	68.6	64.0	1.24
137	-11.7	67.5	58.3	1.36
138	-33.6	69.7	64.9	1.99
139	-32.5	70.8	66.0	1.75
140	-31.4	69.7	64.9	1.67

SLOPE

141	-30.3	70.8	66.0	1.55
142	-29.2	69.7	60.2	2.75
143	-28.1	70.8	66.0	1.42
144	-27.0	69.7	65.0	1.39
145	-25.9	70.8	61.3	1.79
146	-24.8	69.7	65.0	1.32
147	-23.7	70.8	66.1	1.30
148	-22.6	69.7	65.0	1.28
149	-21.6	70.8	66.1	1.27
150	-20.5	69.7	65.0	1.25
151	-19.4	70.8	66.1	1.26
152	-18.3	69.7	60.3	1.42
153	-17.2	70.8	66.1	1.26
154	-16.1	69.7	65.0	1.25
155	-15.0	70.8	61.5	1.40
156	-13.9	69.7	65.0	1.25
157	-12.8	70.8	66.1	1.26
158	-11.7	69.7	65.1	1.26
159	-33.6	71.9	67.1	1.83
160	-32.5	73.0	63.4	4.75
161	-31.4	71.9	67.1	1.61
162	-30.3	73.0	68.2	1.52
163	-29.2	71.9	62.4	2.38
164	-28.1	73.0	68.2	1.40
165	-27.0	71.9	67.1	1.37
166	-25.9	73.0	68.2	1.34
167	-24.8	71.9	67.2	1.31
168	-23.7	73.0	68.3	1.30
169	-22.6	71.9	67.2	1.28
170	-21.6	73.0	63.6	1.50

SLOPE

171	-20.5	71.9	67.2	1.27
172	-19.4	73.0	68.3	1.28
173	-18.3	71.9	62.5	1.43
174	-17.2	73.0	68.3	1.28
175	-16.1	71.9	67.2	1.27
176	-15.0	73.0	68.3	1.28
177	-13.9	71.9	67.2	1.27
178	-12.8	73.0	68.3	1.28
179	-11.7	71.9	67.3	1.28
180	-33.6	74.1	69.3	1.75
181	-31.4	74.1	69.3	1.56
182	-29.2	74.1	64.6	2.11
183	-27.0	74.1	69.3	1.36
184	-24.8	74.1	69.3	1.32
185	-22.6	74.1	69.4	1.29
186	-20.5	74.1	69.4	1.29
187	-18.3	74.1	64.7	1.44
188	-16.1	74.1	69.4	1.29
189	-13.9	74.1	69.4	1.29
190	-11.7	74.1	69.4	1.30



SEZIONE 3 STATO DI PROGETTO (Castellano cave srl)**Analisi di stabilità dei pendii con: FELLENIUS (1936)**

Normativa	NTC 2008
Numero di strati	1.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	-13.35 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	39.75 m
Ascissa vertice destro superiore xs	19.98 m
Ordinata vertice destro superiore ys	64.92 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Coefficiente azione sismica verticale	0.051
---------------------------------------	-------

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	4.1	0.23

3	4.83	2.16
4	6.61	2.16
5	6.8	4.15
6	8.7	4.16
7	8.95	6.14
8	10.9	6.16
9	11.12	8.14
10	13.1	8.16
11	13.34	10.14
12	15.2	10.16
13	15.48	12.14
14	17.31	12.16
15	17.58	14.14
16	19.42	14.16
17	19.72	16.13
18	21.72	16.13
19	21.89	18.13
20	23.69	18.16
21	23.98	20.13
22	31.69	20.16
23	31.93	22.12
24	33.79	22.16
25	34.05	24.16
26	35.9	24.16
27	36.16	26.16
28	38.0	26.16
29	38.27	28.16
30	40.09	28.16
31	40.32	30.16

32	42.13	30.16
33	42.27	32.16
34	44.29	32.16
35	44.46	34.16
36	46.37	34.16
37	46.57	36.16
38	48.58	36.16
39	48.78	39.16
40	51.76	39.69
41	53.02	39.8

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	Peso unità di volume (Kg/m ³)	A	B	T	Resistenza compression e monoassiale (kg/cm ²)	Texture	Descrizione
1	2500	0.198	0.662	-0.0007	500-700		substrato carbonatico

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato**2.26**

Ascissa centro superficie	14.98 m
Ordinata centro superficie	41.01 m
Raggio superficie	34.28 m

Numero di superfici esaminate...(91)

N°	Xo	Yo	Ro	Fs
1	-1.7	41.0	37.4	4.14
2	0.0	39.7	36.1	3.27
3	1.6	41.0	33.8	6.55
4	3.3	39.7	36.1	3.04
5	5.0	41.0	37.4	2.94
6	6.6	39.7	36.1	2.64
7	8.3	41.0	33.2	4.65
8	10.0	39.7	35.8	2.66
9	11.6	41.0	37.0	2.31
10	13.3	39.7	31.8	3.91
11	15.0	41.0	34.3	2.26
12	16.6	39.7	29.2	4.01
13	18.3	41.0	28.0	4.82
14	20.0	39.7	29.8	3.52
15	-1.7	43.5	39.9	3.40
16	0.0	42.3	38.7	3.26
17	1.6	43.5	36.3	5.30
18	3.3	42.3	38.7	3.08
19	5.0	43.5	39.7	3.01

SLOPE

20	6.6	42.3	38.4	2.90
21	8.3	43.5	39.4	2.49
22	10.0	42.3	33.9	4.30
23	11.6	43.5	33.4	4.57
24	13.3	42.3	35.8	2.31
25	15.0	43.5	30.6	6.01
26	16.6	42.3	32.9	3.62
27	18.3	43.5	28.1	6.04
28	20.0	42.3	26.5	6.25
29	-1.7	46.0	42.4	3.42
30	0.0	44.8	41.2	3.30
31	1.6	46.0	38.7	5.25
32	3.3	44.8	37.3	4.95
33	5.0	46.0	38.0	5.22
34	6.6	44.8	40.7	2.98
35	8.3	46.0	40.9	2.66
36	10.0	44.8	39.1	2.63
37	11.6	46.0	37.7	3.64
38	13.3	44.8	36.1	3.48
39	15.0	46.0	30.9	10.57
40	16.6	44.8	33.1	3.95
41	20.0	44.8	30.1	4.31
42	-3.3	47.3	43.7	3.57
43	-1.7	48.6	44.9	3.53
44	0.0	47.3	43.7	3.40
45	1.6	48.6	40.8	5.53
46	3.3	47.3	39.4	5.29
47	5.0	48.6	44.3	2.73
48	6.6	47.3	38.5	5.14
49	8.3	48.6	41.3	3.30

SLOPE

50	10.0	47.3	39.4	3.75
51	13.3	47.3	36.5	4.25
52	15.0	48.6	35.2	4.63
53	16.6	47.3	33.5	4.30
54	18.3	48.6	32.3	6.03
55	20.0	47.3	30.5	5.55
56	-6.7	49.8	46.2	4.44
57	-3.3	49.8	46.2	3.60
58	-1.7	51.1	47.3	3.68
59	3.3	49.8	45.6	2.93
60	6.6	49.8	43.2	3.33
61	8.3	51.1	41.8	4.75
62	11.6	51.1	38.6	5.26
63	13.3	49.8	37.0	4.71
64	18.3	51.1	32.8	20.00
65	-6.7	52.3	48.7	4.27
66	-3.3	52.3	48.6	3.80
67	-1.7	53.6	49.6	3.88
68	0.0	52.3	44.2	6.51
69	1.6	53.6	48.9	3.14
70	3.3	52.3	42.7	7.13
71	5.0	53.6	41.3	9.76
72	6.6	52.3	43.7	4.75
73	10.0	52.3	40.5	5.21
74	11.6	53.6	39.3	7.54
75	13.3	52.3	37.6	6.96
76	-3.3	54.9	50.9	4.01
77	-1.7	56.1	51.9	4.29
78	0.0	54.9	46.3	7.00
79	10.0	54.9	41.2	8.22

SLOPE

80	11.6	56.1	40.1	18.33
81	13.3	54.9	38.4	19.40
82	-3.3	57.4	53.2	4.49
83	-1.7	58.6	53.5	4.03
84	6.6	57.4	45.2	7.10
85	10.0	57.4	42.1	15.03
86	-1.7	61.1	54.3	5.66
87	0.0	59.9	52.3	6.94
88	5.0	61.1	48.1	11.73
89	-1.7	63.7	55.2	6.60
90	3.3	62.4	50.1	10.52
91	3.3	64.9	51.1	17.02

