Città di Fisciano

Consorzio di Bonifica Integrale

COMPRENSORIO SARNO BACINI DEL SARNO, DEI TORRENTI VESUVIANI E DELL'IRNO

ACCORDO DI PROGRAMMA EX-ART.5 L.R. N.4/2003

OPERE DI DIFESA LONGITUDINALE LUNGO IL CORSO DEL TORRENTE SAN ROCCO IN LOCALITA' GAIANO DEL COMUNE DI FISCIANO (SA)

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO: N.32

CONSULENZA GEOLOGICA: RELAZIONE

DATA: GIUGNO 2021

PROGETTISTA:

ING. BRUNO CARLONI
(DIRETTORE AREA TECNICA-CONSORZIO)

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

ING. GIUSEPPE VERTULLO
(COMUNE DI FISCIANO)

COLLABORAZIONI:

GEOM. ANTONIO GRECO
(UFFICIO PROGETTAZIONE E D.L.-CONSORZIO)
GEOM. GIOVANFIORE CATALANO
(CAPÓ UFFICIO CATASTO ED ESPR.-CONSORZIO)

COORDINATORE DELLA SICUREZZA
CALCOLATORE STRUTTURE:

ING. GERARDO GUSTATO
(CAPO UFFICIO PROGETTAZIONE E D.L.-CONSORZIO)

CONSULENTI:

DOTT. IGNAZIO ESPOSITO (GEOLOGIA)
DOTT. IDA SORIENTE (FORESTAZIONE)

RILIEVO TOPOGRAFICO:

ING. ANTONIO VISONE

STUDIO K.A.P.P. Dott. Geologo Ignazio Esposito
Consulenze per Aziende, Professionisti e Privati dal 1994
GEOLOGIA – IDROGEOLOGIA – GEOTECNICA – AMBIENTE – SICUREZZA LAVORO – PROTEZIONE CIVILE

COMUNE DI FISCIANO
(PROV. SALERNO)

RELAZIONE GEOLOGICA

PROGETTO
OPERE DI DIFESA LONGITUDINALE LUNGO IL CORSO DEL TORRENTE SAN ROCCO IN LOCALITA' GAIANO

Committente: *CONSORZIO DI BONIFICA INTEGRALE COMPRENSORIO SARNO*

Sede studio:
Via I TRAV. Masseria Medici 2/a
84087 SARNO (SA)
Tel. 081/950917
Cell.3385402013
E-mail:
ignazio.esposito@alice.it

Sedi su Appuntamento:
Salerno-Napoli-Roma

IL GEOLOGO

Dott. Ignazio Esposito

ORDINE DEI GEOLOGI della Regione Campania – dr. geol. IGNAZIO ESPOSITO Albo n. 1260

Sommario

Premessa
2. RIFERIMENTI NORMATIVI
3. UBICAZIONE GEOGRAFICA
4. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA
    4.1 LITOLOGIA
    4.2 CARTA GEOLOGICA
5.0 IDROGEOLOGIA
6. ANALISI DEL DISSESTO
7.0 DETERMINAZIONE DELLE PROPRIETÀ FISICO - MECCANICHE DEI TERRENI
    7.1 PROVE PENETRO METRICHE
    7.2 PARAMETRI GEOTECNICI
    7.3 ACCORPAMENTO PER STRATI OMOGENEI
    7.4 COSTANTE DI SOTTOFONDO
    7.5 PROVE DI LABORATORIO
8.0 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA
    8.1 INDAGINI ESEGUITE
    8.2 ELABORAZIONE INDAGINI
    8.3 PERICOLOSITA' SISMICA
9.0 DISSESTI
    9.1 VERIFICA DI STABILITÀ
10 INTERVENTI DA EFFETTUARSI NELL'AREA IN STUDIO A RISCHIO ELEVATO DI DISSESTO DI VERSANTE
    10.1 CRITERI DI MASSIMA PER LA PROGETTAZIONE, LA REALIZZAZIONE E LA MANUTENZIONE ORDINARIA E STRAORDINARIA DEGLI INTERVENTI NECESSARI.
    10.2 TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI
11 CONCLUSIONI

La presente relazione si compone di n. 62 pag. + allegati

RELAZIONE GEOLOGICA PER OPERE DI DIFESA LONGITUDINALE LUNGO IL CORSO DEL TORRENTE SAN ROCCO IN LOCALITA' GAIANO NEL COMUNE DI FISCIANO (SA)

Premessa

Il sottoscritto dott. geologo Ignazio Esposito, nato a Sarno (SA) il 22/10/1966 ed ivi residente alla Via Masseria Spagnuolo 43/a, iscritto all'ordine dei geologi della Regione Campania al n. 1260, effettua Il presente lavoro, finalizzato alla valutazione delle caratteristiche geologiche dei terreni di fondazione per la realizzazione di opere di difesa longitudinale lungo il corso del Torrente SAN ROCCO in Località Gaiano nel Comune di Fisciano (SA). per conto della *CONSORZIO DI BONIFICA INTEGRALE COMPRENSORIO SARNO DI NOCERA INFERIORE (SA).*

L'area risulta identificata nel catasto comunale al Fl. foglio 20-21, mappali 100, 111, 224.

Gli interventi di sistemazione sono resi necessari per la messa in sicurezza di un tratto di scarpata in sponda sinistra dell'alveo San Rocco oggetto di Frana nel Marzo del 2010.

Pertanto l'evento sopra descritto rende necessario una serie di interventi per mitigare il rischio di ulteriori smottamenti e rendere sicura l'area. Senza interventi di mitigazione del rischio con il passare del tempo con l'esposizione del sito ad ulteriori fenomeni erosivi si potrebbero avere danni rilevati e al sito ed alle aree immediatamente a valle.

Essa contiene quindi informazioni tecniche ad ampio spettro di osservazione necessarie per la definizione della progettazione esecutiva: geologia / geomorfologia di dettaglio e categoria del sottosuolo necessaria per la definizione delle azioni sismiche.

In particolare lo scopo di detta relazione consiste in:

1. ricostruzione della geologia locale;
2. ricostruzione della stratigrafia particolare;
3. approfondimento del livello tecnico per una migliore definizione progettuale. Le indagini condotte per un corretto espletamento dell'incarico sono state eseguite in

un intorno geologico e geomorfologico espressivo, ed estesa alla porzione di sottosuolo ritenuta significativa ai fini dell'accertamento della fattibilità dell'opera in progetto.

In riferimento agli interventi da effettuare si sono effettuate una serie di indagini articolate nelle seguenti fasi:

- **R**ilevamento geologico di superficie integrato dalla lettura della Carta Geologica Regionale 1:25.000 foglio N°467 "Salerno". e dalla cartografia geologica redatta dall'Autorità di Bacino del Sarno in scala 1:10.000

- **D**eterminazione delle caratteristiche geomeccaniche dei litotipi formanti Il substrato dell'area in esame tramite l'esecuzione di prove penetrometriche del tipo dinamica pesante eseguite in prossimità del piano di posa del vecchio manufatto esistente.

- **I**ndividuazione della successione stratigrafica locale desunta dalla bibliografia e dalla consistenza penetrometrica, nonchè dalla conoscenza dell'area da parte del sottoscritto.

- **E**laborazione dati di campagna e stesura della presente relazione finale.

- Indagine Masw per la classificazione sismica del sito

- **I** risultati, delle indagini in sito e bibliografiche sono riportate nei profili penetrometrici e stratigrafici, allegati al presente lavoro.

- Prelievo di campione significativo e successive analisi di Laboratorio

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI
Decreto 14 gennaio 2008
"Norme tecniche costruzioni"
- paragrafo 3.2, azione sismica
- paragrafo 6, progettazione geotecnica.

3.0 UBICAZIONE GEOGRAFICA

Il tratto della scarpata sinistra del Torrente San Rocco del Torrente, San Rocco si trova in località Gaiano del Comune di Fisciano, esso è posto a sud dell'abitato di Fisciano lungo la strada che conduce alla Frazione di Gaiano.

Geograficamente è situato lungo la valle del Torrente Lavinaio nel quale il Torrente San Rocco si immette. La quota sul livello del mare oscilla tra i 330 m sulla cresta della frana e i 294 del letto del torrente così come rilevato dai rilievi topografici realizzati.

La valle è circondata da rilievi collinari con un altezza massima di 654 m.s.l.m di C.le Scalelle e i 700 m. circa di M.te Bastiglia

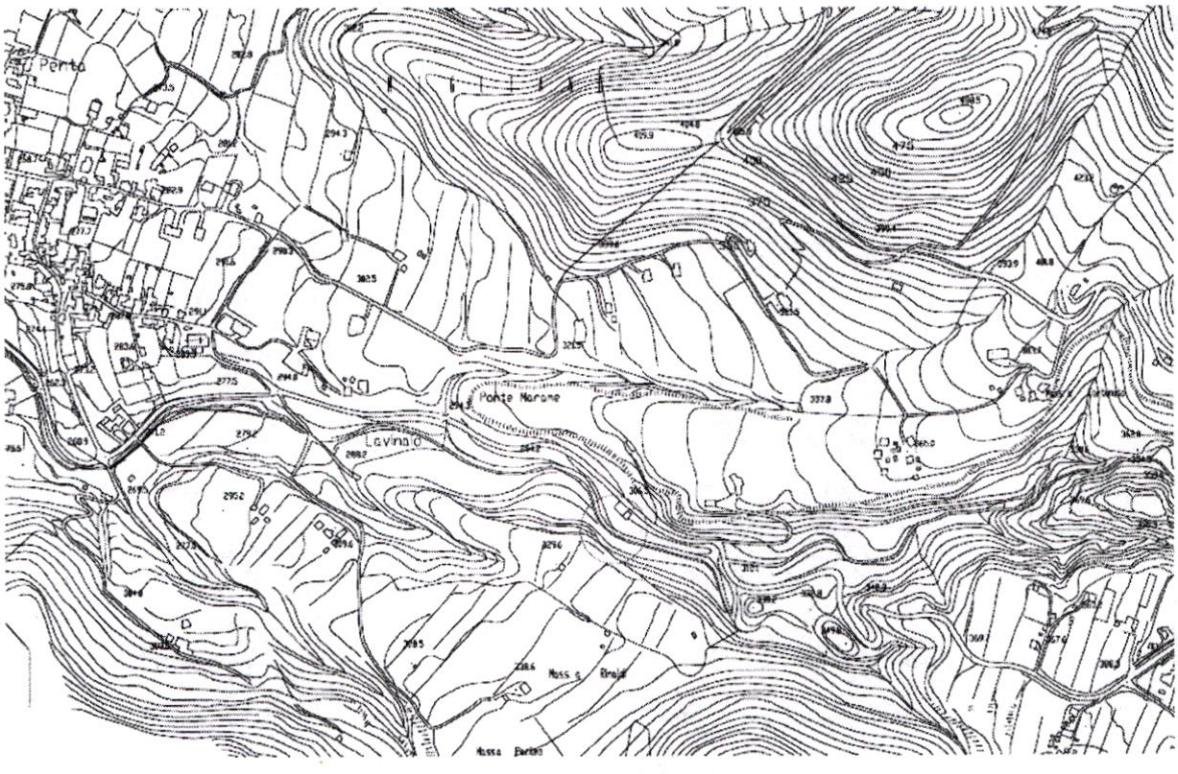


Figura 1. Ubicazione dell'intervento.

4. GEOLOGIA e GEOMORFOLOGIA

Il fondo in oggetto è situato nel Comune di Fisciano (SA) ed in particolare nella zona periferica post a sud rispetto al centro abitato, lungo la strada che porta alla Frazione di Gaiano. La zona in esame si trova lungo una stretta valle quaternaria circondata da rilievi carbonatici mesozoici i rilievi fanno del complesso Strutturale dei Monti Picentini, una dorsale carbonatica Mesozoica, con orientamento NO-SE, appartenente dal punto di vista paleogeografico alla piattaforma Campano – Lucana (carta Geologica d'Italia foglio 185). La dorsale appare percorsa da faglie, per lo più normali, che ne hanno determinato l'attuale assetto strutturale circa 0.75 M.A.

La fisiografia è caratterizzata da una medio-alta escursione altimetrica (250 m s.l.m. fino a circa 600 – 700 m s.l.m.) e da un'energia del rilievo molto variabile.

Si passa, infatti, da superfici quasi orizzontali nei fondo valle a pendii che raggiungono i 35° di inclinazione; localmente si incontrano tratti di pareti con pendenze superiori a 50°, fino a sub-verticali. L'orografia generale risente di un forte controllo strutturale, ed anche la morfogenesi è condizionata dall'assetto strutturale.

I versanti dolomitici sono caratterizzati da pendenze generalmente sostenute, ma non sono rari limitati settori a gradiente più basso. Su di essi dominano anche le forme di dissezione torrentizia e fluviale, che di solito risultano impostate lungo linee tettoniche. La potente serie delle rocce carbonatiche affioranti, è riferibile all'Unità stratigrafico– strutturale che è nota in letteratura geologica come Unità Alburno–Cervati. Si tratta di una sequenza di dolomie, calcari dolomitici e calcari, con rare e sottili intercalazioni marnose, avente una potenza complessiva, di circa 4.000 m, che si depositò tra il Carnico ed il Cretacico superiore, in ambiente di piattaforma carbonatica intraoceanica (Piattaforma Campano–Lucana Auct.).

Di questa sequenza a monte del territorio in esame affiora la parte basale. Per quanto riguarda le formazioni quaternarie che dominano la zona pedemontana e valliva dell'area, esse possono distinguersi nelle seguenti unità :

_ detrito di falda e clasti carbonatici

_ depositi piroclastici

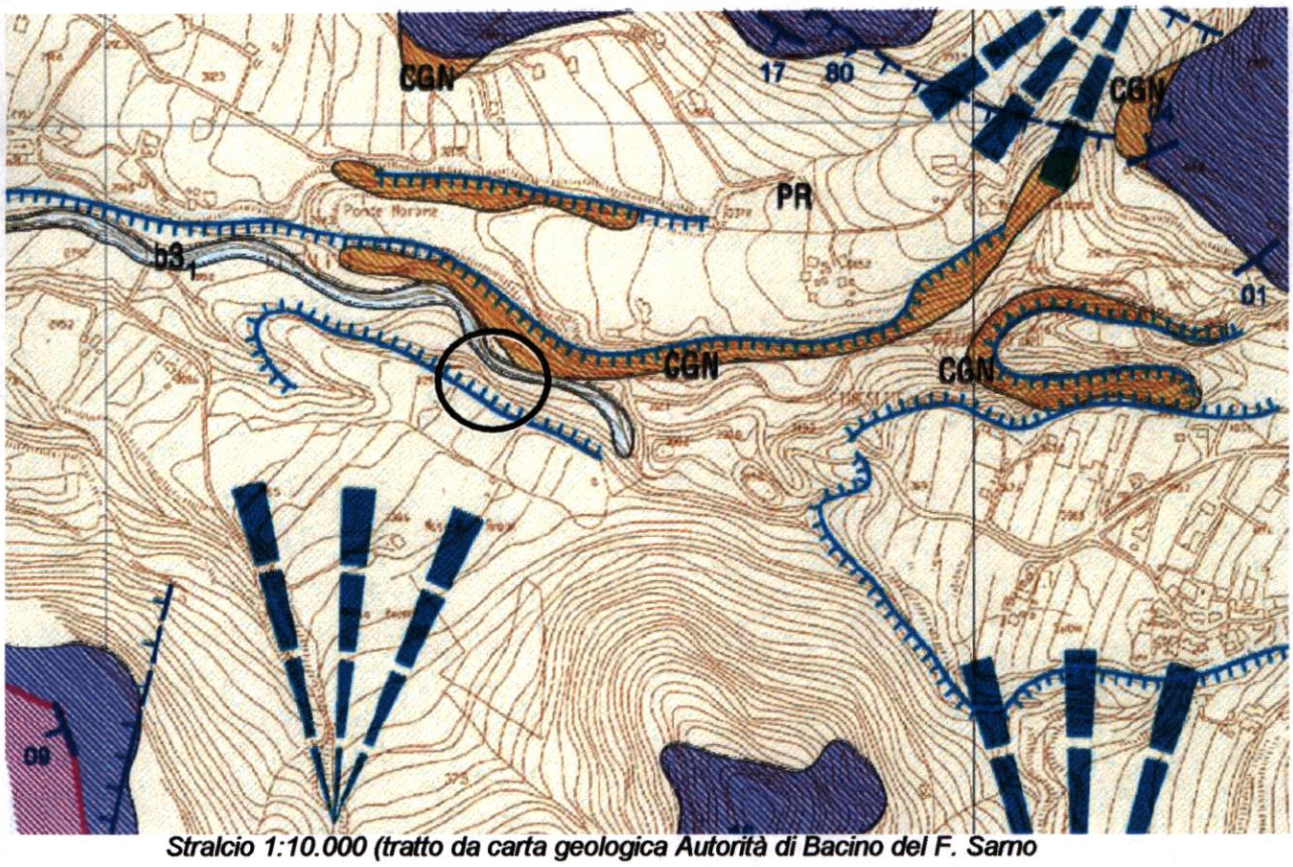
_ alluvioni del Torrente San Rocco

L'attuale assetto strutturale dell'area in cui ricade l'area deriva dalla tettonica surrettiva plio–pleistocenica, che con più fasi ha portato al sollevamento dei rilievi carbonatici alla quota attuale.
L'area oggetto di studio si colloca nella fascia intermedia dove prevalgono litologie di passaggio tra i rilievi carbonatici di Bordo e la zona valliva.

4.1 Litologia

I terreni costituenti l'area in frana sono per lo più di tipo detritico alluvionale frammisti a materiali piroclastici rimaneggiati, non mancano però livelli di materiali piroclastici autoctoni, provenienti direttamente dalle attività del Somma – Vesuvio e dei restanti complessi vulcanici della Campania. Più in profondità è presente il complesso calcareo dolomitico. Di seguito si rappresentano le litologie affioranti così come riportato nella carta geologica 1:10.000 redatta dall'autorità di bacino del F. Sarno.

4.2 Carta Geologica



Stralcio 1:10.000 (tratto da carta geologica Autorità di Bacino del F. Sarno

PP

Depositi piroclastici di caduta prevalentemente in giacitura primaria, stratificati, costituenti alternanze di ceneri, lapilli e pomici che colmano le conche endoreiche e le piane alluvionali; depositi piroclastici di caduta da poco rimaneggiati, sulle aree sommitali e/o con pendenze moderate dei rilievi, a sensibilmente rimaneggiati, lungo i versanti. I depositi in giacitura primaria si presentano stratificati con giaciture di regola conformi alla morfologia del substrato. Quelli pomicei sono costituiti principalmente da lapilli e/o blocchi essenzialmente sciolti, privi o con scarsa cenere intergranulare, con gradazioni inverse generalmente multiple. Alla base di ogni livello gradato e in generale alla base del deposito si rinvengono pomici (subordinatamente anche scorie e frammenti litici) millimetriche e/o sub-millimetriche con abbondanti cristalli di un numero ristretto di specie mineralogiche (tali livelli presentano in generale una granulometria variabile da quella di una ghiaia fine a quelle di una sabbia grossolana) Il loro spessore è significativo solo alla base del deposito e può raggiungere anche qualche decimetro. Tali depositi si sono originati principalmente dall'eruzione di Avellino (circa 3.700 anni fa), da quella di Pollena (472 d.C.) e dall'evento eruttivo del 1944.

PR

I depositi predetti (PP) quando ubicati sui versanti risultano prevalentemente rimaneggiati; i caratteri generali del deposito rispondono al tipo tessiturale della sabbia e del limo a composizione cineritica con nuvole e/o singoli elementi flottanti di clasti calcarei e pomici subarrotondate. In genere, tale depositi, risultano di colore marrone scuro e contengono pomici da millimetriche a centimetriche di colore grigio chiaro-biancastro, con clasti calcarei eterometrici subarrotondati e talora sottili livelli (2-5 cm) discontinui di sabbie vulcaniche pisolitiche e di ceneri; spessore variabile, compreso tra i 10 cm e 2 m nei Monti Lattari e Penisola sorrentina e tra i 0,5 e 5 metri nei Monti di Forino, Bracigliano, Solofra e Montoro (cfr. Schema Stratigrafico). In alcuni casi risultano areati o mediamente addensati e costituiscono paleosuoli.





Conglomerati di Gragnano

Depositi di conoide alluvionale pre-Ignimbrite Campana: ghiaie a clasti carbonatici, di diametro variabile da pochi centimetri fino a 50 cm, frequentemente con matrice piroclastica giallastra che talora è prevalente. Nella parte alta frequenti livelli esclusivamente piroclastici con strutture da flusso e da caduta. La superficie-limite superiore ha una morfologia spesso ben conservata che è ammantata da piroclastiti primarie degli ultimi 37.000 anni ed è talvolta ricoperta da conoidi più giovani.
Le alluvioni ghiaiose e sabbiose, sono spesso terrazzate e reincise, e organizzate in conoidi singole o coalescenti.
PLEISTOCENE SUPERIORE





Depositi di pianura alluvionale recenti e attuali

Alternanza di ghiaie poligeniche, talora carbonatiche, in banchi e strati a matrice sabbioso-limosa, con sabbie limose e limi argillificati in strati decimetrici con ciottoli dispersi; sabbie e ghiaie; limi di natura vulcanoclastica e piroclastiti in giacitura primaria. Talora sono presenti manufatti romani (Marina di Aequa).
Limi talora torbosi e sabbie vulcanoclastiche, intercalati a paleosuoli e livelli vulcanici, ricoperti dai prodotti dell'eruzione del 79 d.C. e delle eruzioni successive.
OLOCENE



Dolomie a bande

Dolomie e dolomie calcaree spesso stromatolitiche di colore dal grigio chiaro al grigio scuro organizzate in strati da pochi centimetri a oltre un metro talvolta con strutture di tipo *tepee*. Sono presenti rari *Megalodon sp.* di piccole dimensioni millimetriche di lamellibranchi e gasteropodi.
TRIAS SUPERIORE



orlo di terrazzo di erosione fluviale



conoide relitta tardo-pleistocenica reincisa e ricoperta da piroclastiti da caduta

5.0 Idrogeologia

La rete drenante superficiale è caratterizzata da una configurazione geometrica piuttosto semplice, con aste drenanti sub-rettilinee, a decorso breve e ripido, confluenti nella medio alta valle dell'Irno.

Tali valloni sono a spiccato regime torrentizio, con portate di magra nulle e brevissimi periodi di piena, direttamente correlati all'andamento pluviometrico.

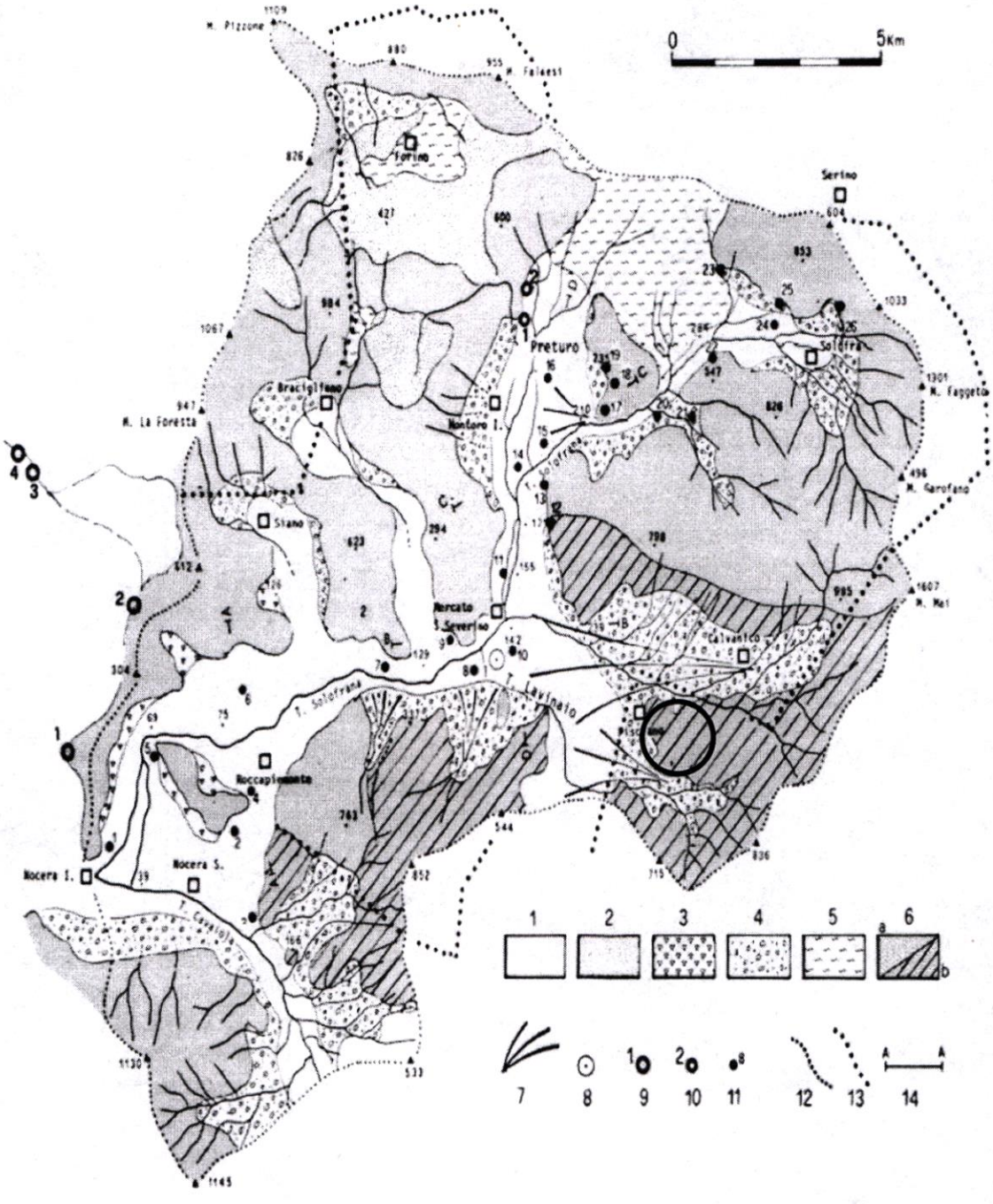
I litotipi presenti nell'area indagata costituiscono tre principali complessi idrogeologici, con differenti caratteristiche di permeabilità:

_ *complesso calcareo-dolomitico* - è formato da calcari e dolomie fratturate, caratterizzate da permeabilità a luoghi elevata per fratturazione e carsismo;

_ *complesso dei depositi piroclastici (su cui è impostato il sito d'indagine)*- raggruppa i materiali limosi e sabbiosi, presenti lungo le fasce pedemontane di raccordo tra l'area in studio ed i rilievi carbonatici sopra citati; risulta caratterizzato da permeabilità medio-bassa per porosità; in tale complesso è possibile inglobare la formazione del tufo grigio campano, normalmente a scarsa permeabilità in piccolo, a meno di plaghe localmente più permeabili per fratturazione;

_ *complesso delle alluvioni sub-attuali e recenti* - si rinviene estremamente disomogeneo dal punto di vista granulometrico e presenta negli strati limosi una scarsa permeabilità per porosità che aumenta, verso il basso, fino al tetto dello strato tufaceo (piroclastici tufacee) dove, in relazione alla granulometria, prevalente sabbiosa, si instaurano piccole falde sospese. La falda idrica di base risiede nel complesso carbonatico e trae alimentazione in massima parte dall'infiltrazione zenitale diretta. Essa conserva una direttrice di deflusso nord-sud e sfiora in corrispondenza di alcune polle sorgive ubicate sul fondo delle aste torrentizie principali. Nei terreni investigati al momento non è stata rilevata evidenza di falda idrica.

Schema idrogeologico della conca del Torrente Solofrana (da DE RISO & DUCCI, 1992).



Legenda: 1) Copertura piroclastico-alluvionale dei fondovalle. Permeabilità per porosità variabile in orizzontale e in verticale; 2) Piroclastiti sciolte a tetto dei massicci carbonatici e delle conche carsiche. Permeabilità per porosità medio-bassa; 3) Ignimbrite campana. Permeabilità per porosità e/o frattura di grado medio-basso; 4) Brecce di versante e detriti di falda. Permeabilità per porosità e/o frattura di grado medio-alto; 5) Alternanze arenaceo-marnoso-argillose. Substrato locale impermeabile; 6) Rocce calcaree (a) e dolomitiche (b) permeabili per frattura e carsismo; 7) Conoidi detritiche; 8) Area sorgiva di Mercato San Severino; 9) Sorgenti di Sarno (San Mauro, Santa Marina di Lavorate, Cerola, Mercato e Palazzo); 10) Sorgenti dell'Alta Valle di Montoro (Laura, Labso); 11) Sondaggi/pozzi (Fig. 3); 12) Spartiacque superficiali; 13) Probabili spartiacque sotterranei; 14) Tracce di sezioni geologiche (Fig. 2).

6. ANALISI DEL DISSESTO

Nella definizione del dissesto in studio occorre rilevare la concomitanza di alcuni fattori che hanno contribuito alla sua evoluzione:

1. le notevoli precipitazioni atmosferiche;
2. la tipologia dei terreni;
3. l'appesantimento dovuto alla presenza di vegetazione;

Riunendo tali elementi in un unico modello risulta il dissesto dovuto ad una eccessiva saturazione dei terreni di copertura, che ha di fatto rappresentato il fattore scatenante.

Il dissesto in essere è classificato come uno scorrimento rotazionale a rapida evoluzione.

Il torrente San Rocco in prossimità del'area in esame devia il suo percorso formando una leggera ansa, tale assetto geometrico ha portato nel tempo ad erodere la parte basale del versante, al punto di incrementare gli sforzi di taglio, che con il peso della vegetazione e le infiltrazioni dovute alle intense precipitazioni atmosferiche hanno innescato l'evento di colata.



Foto 1 particolare della Frana

7.0 DETERMINAZIONE DELLE PROPRIETÀ FISICO - MECCANICHE DEI TERRENI

7.1 Prove penetrometriche

Allo scopo di ottenere i parametri fisico meccanici più significativi dei terreni oggetto di studio, sono state effettuate delle prove penetrometriche. Nella scelta del tipo di prova e l'ubicazione della stessa si è tenuto conto degli interventi da realizzare. La caratterizzazione geotecnica consiste nella formulazione di un modello geomeccanico dei terreni di fondazione, tale da ricondurre la situazione naturale a schemi più semplici facilmente utilizzabili per i calcoli di progetto, essa è stata mostrata mediante indagini in sito. Le indagini svolte in sito sono state di prove penetrometriche del tipo dinamica pesante secondo la normativa EUROCODICE 7 UNI ENV 1997-3.

La penetrometria è stata eseguita con un penetrometro dinamico pesante **"COMPAC DPHS 63"** avente le seguenti caratteristiche:

TIPO DPSH (super pesante)

*	peso del maglio	= 63,5 (Kg)
*	altezza di caduta	= 75 (cm)
*	peso delle aste	= 8 (Kg)
*	sezione punta conica	= 20 (cmq)
*	angolo al vertice	= 90°
*	lunghezza delle aste	= 1.0 (mt)

La prova consiste nell'infiggere nel terreno, attraverso un dispositivo di battuta con sganciamento automatico, una batteria d'aste con alla base una punta conica, e contare il numero di colpi necessari all'avanzamento d'ogni 20 cm della stessa.

La penetrazione dinamica della punta battuta nel terreno consente il riconoscimento delle relative caratteristiche meccaniche.

Parametro caratteristico dello stato di addensamento dei terreni incoerenti è la resistenza di rottura dinamica alla punta "Rd" ricavabile direttamente dalla formula degli "Olandesi":

$$Rd = \frac{(M*h)}{A*e*(M+P)} * K$$ dove:

- *Rd* = resistenza dinamica.
- *Ki* = coefficiente adimensionale dello strumento dipendente dalla profondità.
- *M* = Peso del maglio.
- *h* = altezza di caduta del maglio.
- *A* = sezione della punta conica.
- *e* = 10/N con N numero di colpi opportunamente mediato alla profondità d'interesse.
- *P* = peso delle aste

In funzione di Rd, attraverso correlazioni di carattere empirico, è possibile ricavare direttamente la capacità portante *Qamm* dei terreni;

Herminier a tal scopo propone la relazione: $$Qamm = \frac{Rd}{20}$$ dove il valore della *Qamm* è comprensivo dei coefficiente di sicurezza S=3. (Tale formula risulta valida per fondazioni superficiali e non tiene conto della geometria della fondazione e della profondità di imposta della fondazione).

Il largo utilizzo dei penetrometri dinamici e le relative numerose esperienze di carattere professionale evidenziano precisi elementi di correlazione tra le prove DPSH ed SPT, quindi allo stato attuale delle conoscenze si può porre

1.5 N_{Dpsh} (20cm) = NSPT (30cm)

E' possibile quindi utilizzare la vasta bibliografia esistente e di sicura attendibilità, sviluppata sulle prove SPT da numerosi A.A., per effettuare correlazioni empiriche tra N_{SPT} e le caratteristiche geotecniche dei terreni.

Nelle tabelle in allegato, quindi sono riportati sia il numero di colpi sperimentali rilevato in campagna che i valori di Rd, Dr, ϕ, Ed e della *Qamm (calcolata secondo HERMINIER)*, ottenute con le correlazioni sopra citate.

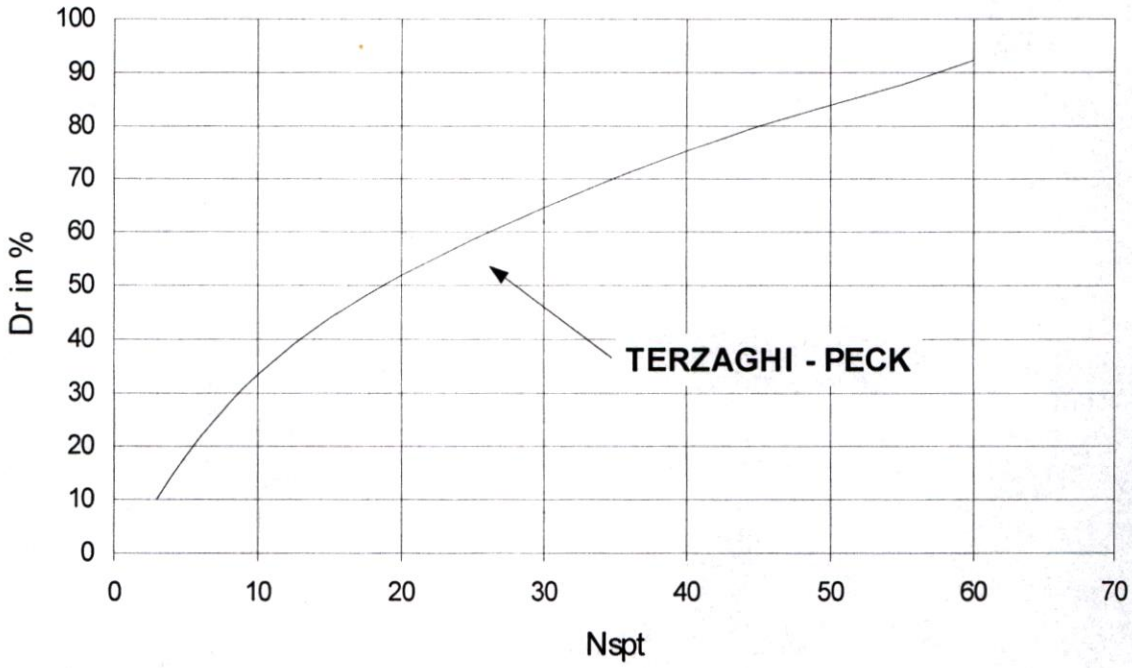


Figura A La Densità relativa in funzione del Nspt

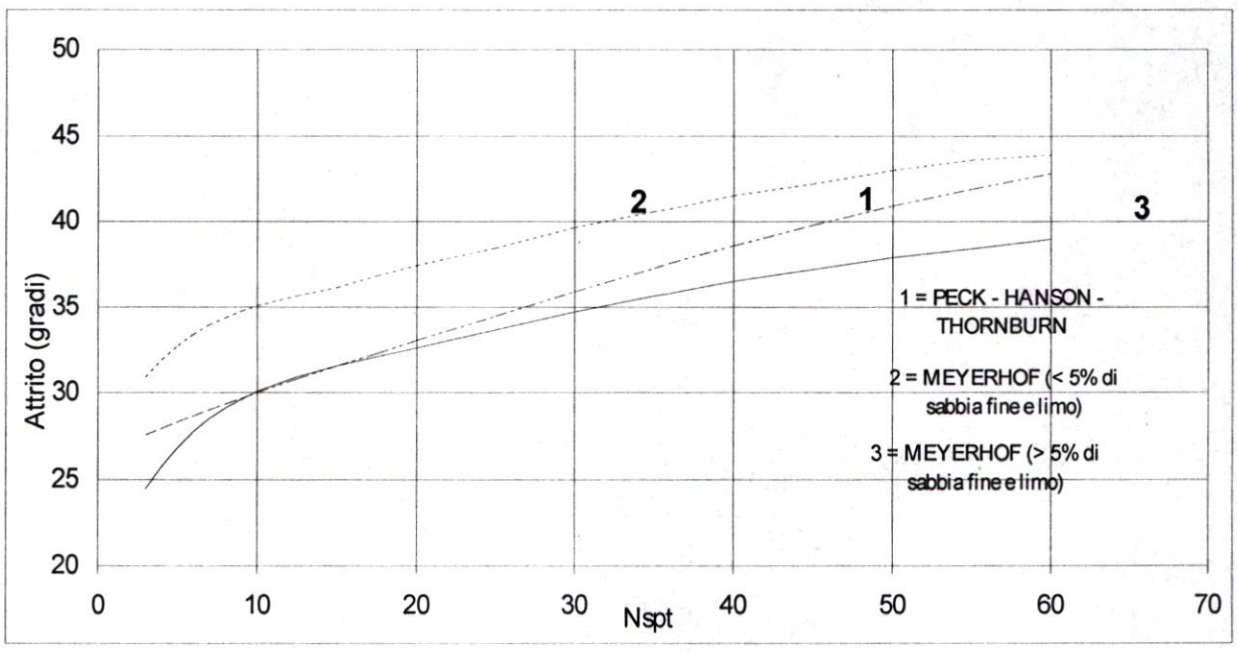


Fig. 2 Angolo d'attrito ϕ in funzione di Nspt

In funzione di N_{spt} sono stati ricavati i valori della densità relativa (D_r)(Fig.1) e dell'angolo d'attrito (ϕ) (Fig.2) utilizzando le curve sperimentali di Meyerhof e Terzaghi-Peck come da grafici e tabelle riportati sopra. Inoltre è stato

valutato anche il modulo edometrico (E_{ed}) in funzione di N_{SPT}, con le modalità descritte da Mezenbach e Malcev come da Fig.3, nella quale si attribuisce notevole importanza all'ambiente granulometrico.

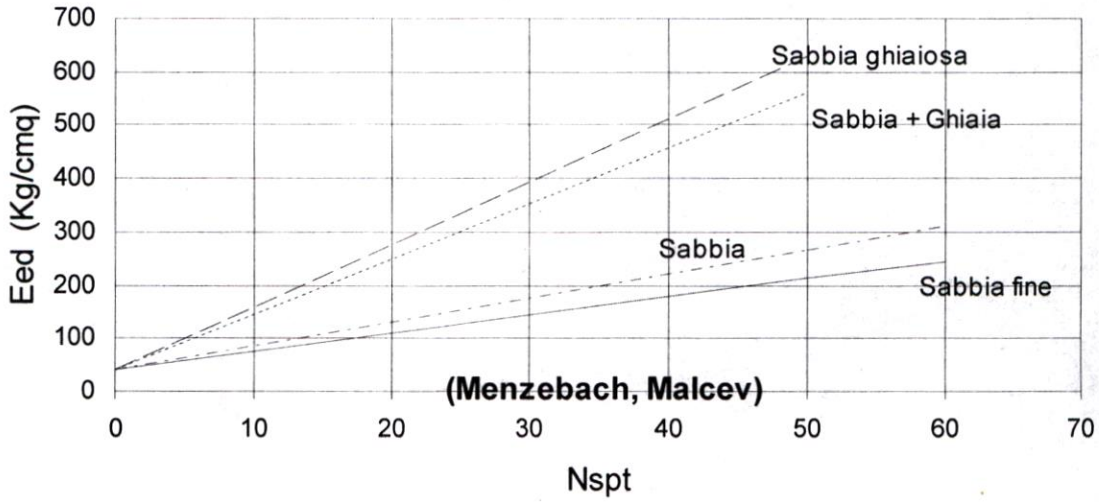


Fig.3 Variazione del Modulo edometrico in funzione di Nspt

7.2 PARAMETRI GEOTECNICI DESUNTI DALLE PROVE PENETROMETRICHE

7.3 Accorpamento per strati omogenei

L'elaborazione delle prove eseguite mediante le modalità sopra descritte ha portato alla caratterizzazione dei terreni ai fini del calcolo della capacità portante della fondazione così riassumibile:

TEST PENETROMETRICO SULLA TESTATA DELLA FRANA

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Tensione efficace (Kg/cm²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
2.2	2.7	24.34	Incoerente	0	1.5	1.88	0.17	1.5	4.06	SUOLO VEGETALE
3.6	10.71	86.1	Incoerente	0	1.91	1.96	0.46	1.51	16.21	SABBIE E GHIAIE
4.6	3.2	23.97	Incoerente	0	1.53	1.89	0.67	1.53	4.9	PIROCLASTITI
5.4	7.75	54.35	Incoerente	0	1.79	1.93	0.82	1.53	11.87	SABBIE
6.6	20.67	135.6	Incoerente	0	2.15	2.5	1.02	1.54	31.79	SABBIE E GHIAIE
9.2	2.38	14.43	Incoerente	0	1.48	1.88	1.34	1.55	3.69	PIROCLASTITI
10.6	8.71	47.76	Incoerente	0	1.84	1.94	1.67	1.56	13.57	SABBIE
12.2	14.88	76.15	Incoerente	0	2.05	2.46	1.96	1.57	23.3	SABBIE
14.6	25.5	119.38	Incoerente	0	2.2	2.5	2.39	1.57	40.09	GHIAIE E SABBIE
18	5.82	24.75	Incoerente	0	1.7	1.91	2.94	1.58	9.19	SABBIE
20	24.3	93.87	Incoerente	0	2.19	2.5	3.45	1.58	38.49	SABBIE E GHIAIE

TEST PENETROMETRICO PIEDEFRANA SPONDA ALVEO SPONDA DESTRA LATO MONTE

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Tensione efficace (Kg/cm²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
1.4	3.29	30.99	Incoerente	2	1.53	1.89	0.11	1.48	4.86	SUOLO
2.6	5	43.28	Incoerente	2	1.64	1.9	0.31	1.48	7.38	PiroclastiTi rimaneggiate
3.4	10.25	82.18	Incoerente	0	1.88	1.95	0.49	1.48	15.13	Detrito di falda
3.8	41	320.56	Coesivo	0	2.5	2.5	0.61	1.48	60.52	Detrito di falda

TEST PENETROMETRICO PIEDE FRANA SPONDA ALVEO SPONDA DESTRA LATO VALLE

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Tensione efficace (Kg/cm²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
1.6	3.12	29.28	Coesivo	0	1.74	1.87	0.14	1.48	4.61	SUOLO
5.2	27.39	212.02	Coesivo	0	2.5	2.5	0.73	1.48	40.43	DETRITO DI FALDA

7.4 COSTANTE DI SOTTOFONDO

Per la valutazione della costante di sottofondo (K) si può utilizzare la relazione di Terzaghi valida per terreni sabbiosi:

$$K = Kp((B+b)/2B)^2$$

dove ***Kp è il coefficiente di sottofondo*** dato da una piastra di carico quadrata con lato: b = 30 cm e con B la larghezza della fondazione.

Per determinare il valore di Kp, in mancanza di prove di carico su piastra, si utilizzano i valori medi proposti di Terzaghi e riportati nella seguente tabella:

SABBIE	sciolta	media	densa
Kp (kg/cmc)	0,7 – 2,1	2,1 –10,8	10,8 - 36

Quindi in base al modello del sottosuolo ricavato dall'analisi delle prove penetrometriche e tenendo conto della tipologia delle fondazione si può ottenere in via empirica il valore di K.

Quindi il coefficiente Kp in funzione dei terreni investigati risulta essere il seguente:

TEST 1

Nspt	**Kp (kg/cmc)**
4.06	1,2
16.21	4
4.9	1,4
11.87	2,7
31.79	9
3.69	1,2
13.57	3
23.3	6
40.09	15
9.19	2
38.49	13

TEST 2

Nspt	**Kp (kg/cmc)**
4.86	1,2
7.38	1,6
15.13	3
60.52	36

TEST 3

Nspt	Kp (kg/cmc)
4.61	1,2
40.43	15

7.5 PROVE DI LABORATORIO

Ulteriori indagini per completare le caratteristiche fisico meccaniche dei terreni investigati è stato prelevato un campione alla quota significativa di -2,00 m. rispendo all'alla sponda sinistra del torrente, da sottoporre ad analisi di laboratorio sul quel si sono determinati i seguenti parametri:

ANALISI GRANULOMETRICA

(ASTM D421-D422-D2217)

VALORI DETERMINATI MEDIANTE SETACCIATURA

Vaglio ASTM	(No)	5	10	20	40	70	140	200
Diametro granuli	(mm)	4.000	2.000	0.850	0.425	0.212	0.106	0.075
Peso passante compl.	(%)	76.15	67.93	61.04	56.49	49.77	42.03	39.27

VALORI DETERMINATI MEDIANTE SEDIMENTAZIONE

Diametro granuli	(mm)	0.044	0.032	0.021	0.013	0.006	0.005	0.003	0.0014	0.0010
Peso passante compl.	(%)	31.65	28.18	22.99	15.94	9.76	7.36	6.07	3.20	1.46

FRAZIONI GRANULOMETRICHE E PARAMETRI CORRELATI

Frazione argillosa < 0.002 mm	(%)	4.10	**Diametro efficace D_{10}**	(mm)	0.006718
Frazione limosa < 0.06 mm	(%)	31.47	**Diametro medio D_{30}**	(mm)	0.038238
Frazione < 0.074 mm	(%)	39.27	**Diametro medio D_{50}**	(mm)	0.219417
Frazione sabbiosa < 2 mm	(%)	40.57	**Diametro medio D_{60}**	(mm)	0.752618
Frazione ghiaiosa < 60 mm	(%)	23.85	**Coefficiente di uniformità C_u**	(-)	112.03
Frazione ciottolosa ≥ 60 mm	(%)	0.00	**Coefficiente di curvatura C_c**	(-)	0.29

Class. A.G.I. (1990): *sabbia con limo ghiaioso*

CARATTERISTICHE FISICHE DEL TERRENO

(CNR-UNI 10006-64 BS 1377/75 ASTM D854-83)

CONDIZIONI NATURALI

Peso specifico del terreno γ_s (KN/m³)	26.69
Peso dell'unità di volume (fustellamento) γ (KN/m³)	16.48
Peso dell'unità di volume (pesata idrostatica) γ (KN/m³)	
Contenuto d'acqua W (%)	22.16
Peso secco dell'unità di volume γ_d (KN/m³)	13.49
Indice di porosità e (-)	0.98
Porosità n (-)	0.49
Grado di saturazione S (-)	0.63

CONDIZIONI DI SATURAZIONE

Peso dellunità di volume immerso in acqua γ' (KN/m³)	8.50
Peso dell'unità di volume saturo d'acqua γ_{sat} (KN/m³)	16.30
Contenuto d'acqua W_{sat} (%)	35.96

TAGLIO DIRETTO

(ASTM D 3080-98)

VALORI RILEVATI AI COMPARATORI DELLA MACCHINA DI TAGLIO - CONDIZIONI DI PICCO

Provino n.1 ■			Provino n.2 ◆			Provino n.3 ●		
Def. orizz. S_h (mm)	Def. vert. S_v (mm)	Tensione tangenziale τ (MPa)	Def. orizz. S_h (mm)	Def. vert. S_v (mm)	Tensione tangenziale τ (MPa)	Def. orizz. S_h (mm)	Def. vert. S_v (mm)	Tensione tangenziale τ (MPa)
0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00	0.000
0.50	0.04	0.020	0.50	0.05	0.027	0.50	0.06	0.041
1.00	0.05	0.025	1.00	0.12	0.037	1.00	0.18	0.059
1.50	0.07	0.027	1.50	0.17	0.045	1.50	0.26	0.076
2.00	0.09	0.029	2.00	0.23	0.050	2.00	0.34	0.086
2.50	0.10	0.030	2.50	0.27	0.054	2.50	0.41	0.095
3.00	0.11	0.030	3.00	0.30	0.058	3.00	0.46	0.102
3.50	0.12	0.031	3.50	0.32	0.059	3.50	0.50	0.106
4.00	0.13	0.031	4.00	0.35	0.062	4.00	0.54	0.111
4.50	0.13	0.031	4.50	0.37	0.064	4.50	0.58	0.115
5.00	0.14	0.031	5.00	0.39	0.065	5.00	0.60	0.117
			5.50	0.40	0.065	5.50	0.64	0.121
			6.00	0.40	0.066	6.00	0.67	0.123
			6.50	0.41	0.065	6.50	0.70	0.125
			7.00	0.41	0.065	7.00	0.72	0.125
						7.50	0.74	0.125
						8.00	0.75	0.125

I dati completi sono riportati in allegato alla relazione.

8.0 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

Il territorio del comune di Fisciano. è stato interessato in tempi recenti e remoti da terremoti di origine prevalentemente tettonica, causati dalle strutture sismogenetiche dell'Appennino meridionale. L'ultimo evento sismico che ha interessato l'area è stato quello del 23/11/80 che ha provocato danni al patrimonio abitativo esistente.

Le ricerche effettuate negli ultimi anni sulla sismicità storica, sintetizzate in varie pubblicazioni scientifiche, ed in base alle quali si è giunti alla riclassificazione sismica dei comuni italiani, indicano che nell'area i massimi scuotimenti attendibili sono dello stesso ordine di quelli del terremoto del 23/11/80. In base alla nuova classificazione sismica nazionale, OPCM 3274/2003, il Comune di Fisciano è classificato in zona sismica 2 con accelerazione orizzontale su suolo rigido pari a 0.25g.

Inoltre ai fine di definire correttamente il Rischio sismico dell'area occorre classificare il suolo di fondazione in relazione alla specifica categoria.

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

A. ***Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi*** caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.

B. ***Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti***, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT > 50, o coesione non drenata cu>250 kPa).

C. ***Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza***, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 compresi tra 180 e 360 m/s (15 < NSPT < 50, 70 < cu <250kPa).

D. ***Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti***, caratterizzati da valori di VS30 < 180 m/s (NSPT < 15, cu <70 kPa).

E. ***Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali***, con valori di VS30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con VS30 > 800 m/s.

S1. Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità (PI > 40) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di VS30 < 100 m/s (10 < cu < 20 kPa)

S2. Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti

Per meglio definire le caratteristiche geosismiche del suolo in riferimento alla nuova normativa è stata eseguita n° 1 indagine sismica M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves ovvero Analisi Multicanale delle onde superficiali di Rayleigh), al fine di individuare spessori e geometrie dei litotipi, le caratteristiche sismostratigrafiche degli stessi e per classificare sismicamente il suolo dell'area oggetto di studi.

8.1 INDAGINI ESEGUITE

Le indagini eseguite sono state condotte sulla base di n. 2 prospezioni sismiche MASW con 2 stendimenti geofonici di 31.2*m* ubicati in posizioni ritenute particolarmente significative al fine di una completa individuazione delle caratteristiche del sottosuolo in area di progetto.
La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P**-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S**-Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L**-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R**-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – "R"

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un

disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidezza.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times v$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidezza.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

8.2 STRUMENTAZIONE

Per meglio definire le caratteristiche geosismiche del suolo in riferimento alla nuova normativa è stata eseguita n° 1 indagine sismica M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves ovvero Analisi Multicanale delle onde superficiali di Rayleigh), al fine di individuare spessori e geometrie dei litotipi, le caratteristiche sismostratigrafiche degli stessi e per classificare sismicamente il suolo dell'area oggetto di studi.

Le indagini eseguite sono state condotte sulla base di n. 1 prospezione sismica MASW con 1 stendimento geofonico di 31.2*m* ubicati in posizioni ritenute particolarmente significative al fine di una completa individuazione delle caratteristiche del sottosuolo in area di progetto.

Le indagini sono state condotte mediante l'utilizzo di sismografo **DBS280** 24 bit 24 canali (Fig. 1), strumento progettato e realizzato appositamente per eseguire indagini di prospezione sismica convenzionali (rifrazione, riflessione) e non convenzionali [Re.Mi. (Refraction Microtremor) - M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves) - S.A.S.W. (Spectral Analysis of Surface Waves)].

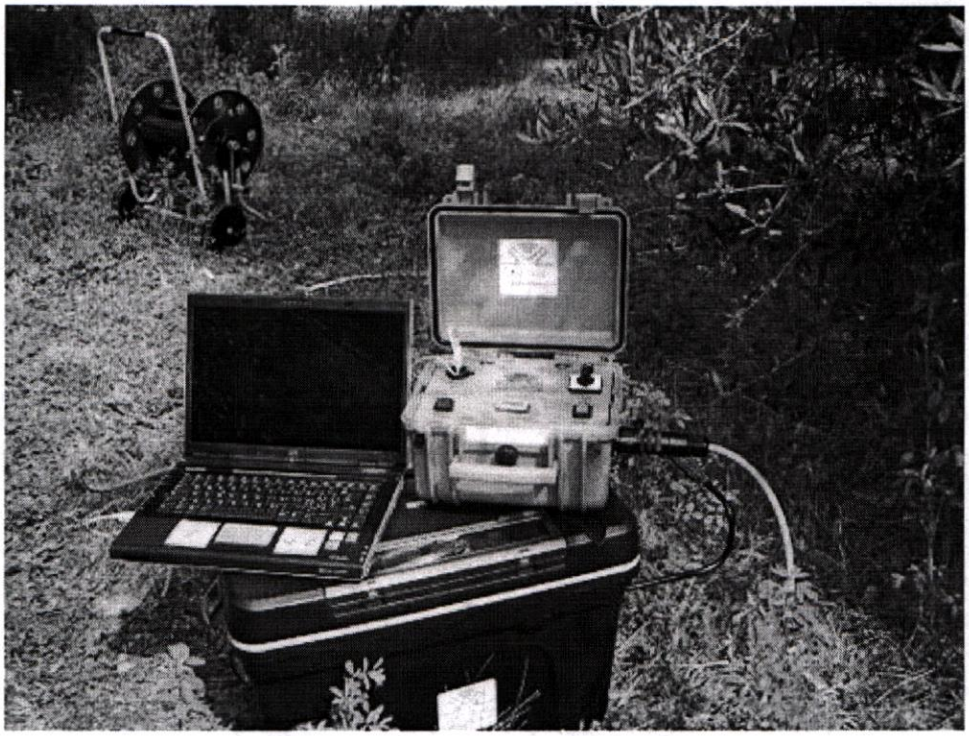


Fig. 1 – Sismografo 24 bit 24 canali.

L'elevata dinamica (24 bit di risoluzione) unita alla notevole memoria per l'acquisizione, ne consente l'utilizzo per tecniche di indagine di tipo non convenzionale. Tali indagini risultano particolarmente adatte in aree fortemente antropizzate (aree urbane e industriali) con notevole presenza di rumore di fondo (noise).

Il prodotto si basa sulla acquisizione e conversione dei dati con tecnologia MAX, connessione e alimentazione USB. Tutte le operazioni possono essere gestite in modo intuitivo mediante l'uso di un notebook.

La sorgente sismica è costituita da una massa battente (mazza dal peso di 8*kg*) che batte su una piastra di alluminio. Il martello funge contemporaneamente da starter poichè collegato a mezzo di trigger al sismografo.

Le oscillazioni del suolo sono state rilevate da 24 geofoni (Geospace – 4.5*Hz*) (Fig. 2) posizionati lungo il profilo di indagine con offset di 1.5*m* (totale lunghezza stendimento = 42*m* considerando anche i 2 spostamenti lungo la linea di indagine di sorgente e ricevitori). La lunghezza dello stendimento è stata sufficiente a determinare la sismostratigrafia 2D dei terreni fino alla profondità di 45*m* in area di progetto.

I segnali sismici acquisiti sono stati successivamente elaborati con apposito programma per la determinazione della sismostratigrafia del sottosuolo.



Fig. 2 – Geofono della Geospace a 4.5*Hz* utilizzato per il rilevamento delle oscillazioni del suolo.

8.3 ELABORAZIONE INDAGINI

LATO MONTE (TESTA FRANA)

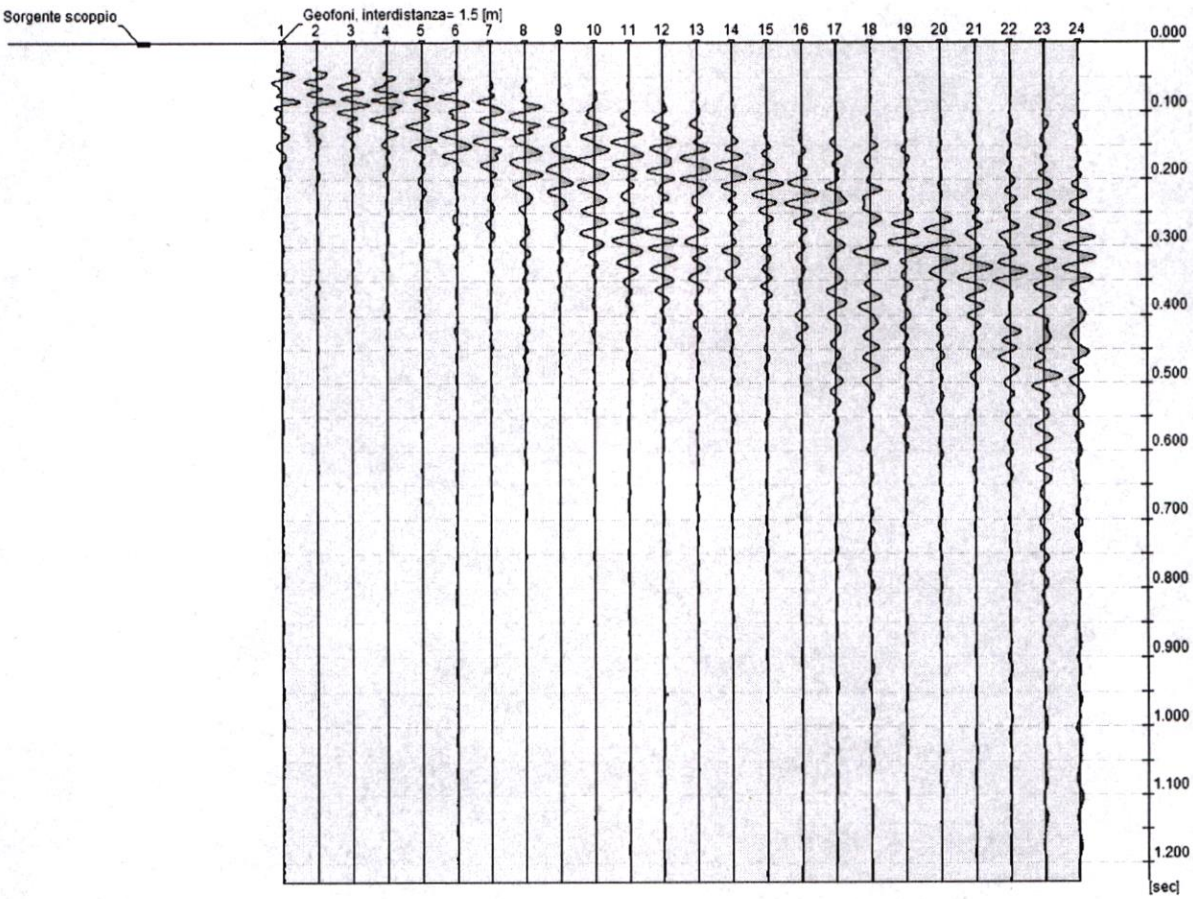
Dati generali

Committente	CONSORZIO DI BONIFICA INTEGRALE COMPRENSORIO SARNO
Cantiere	FISCIANO
Località	GAIANO TORRENTE SAN ROCCO
Operatore	DOTT. GEOL. IGNAZIO ESPOSITO
Responsabile	DOTT. GEOL. IGNAZIO ESPOSITO
Zona	FISCIANO
Data	02/06/2012
Latitudine	40.7560
Longitudine	14.8037



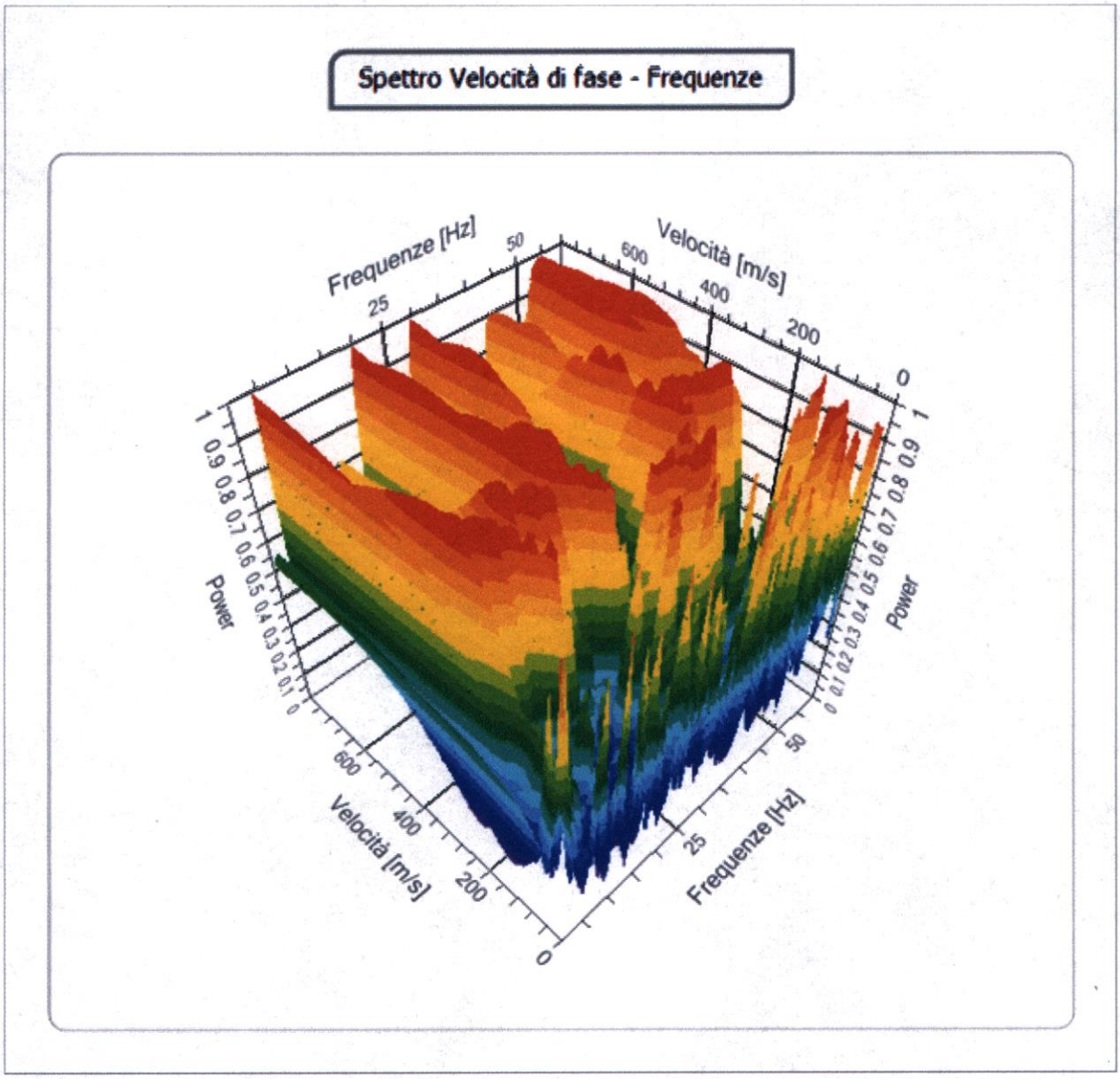
Tracce

N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	1228.8
Interdistanza geofoni [m]	1.5
Periodo di campionamento [msec]	0.30



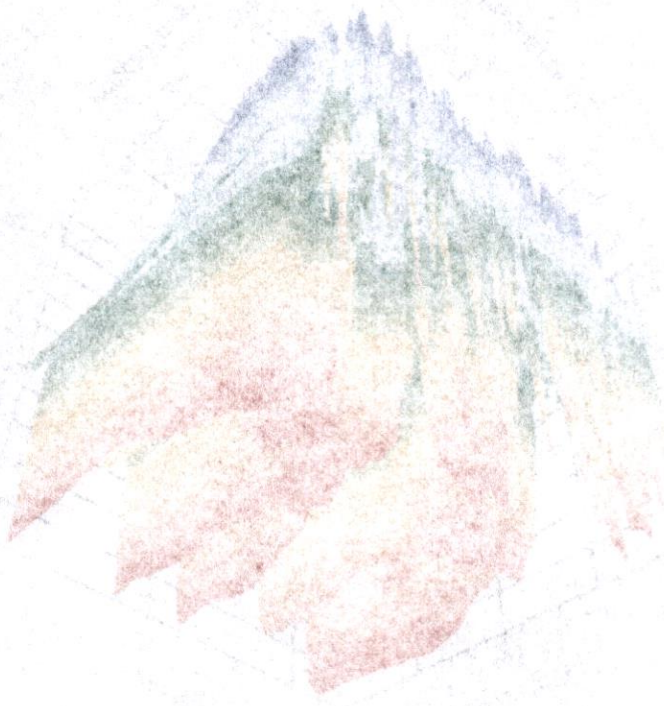
Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1

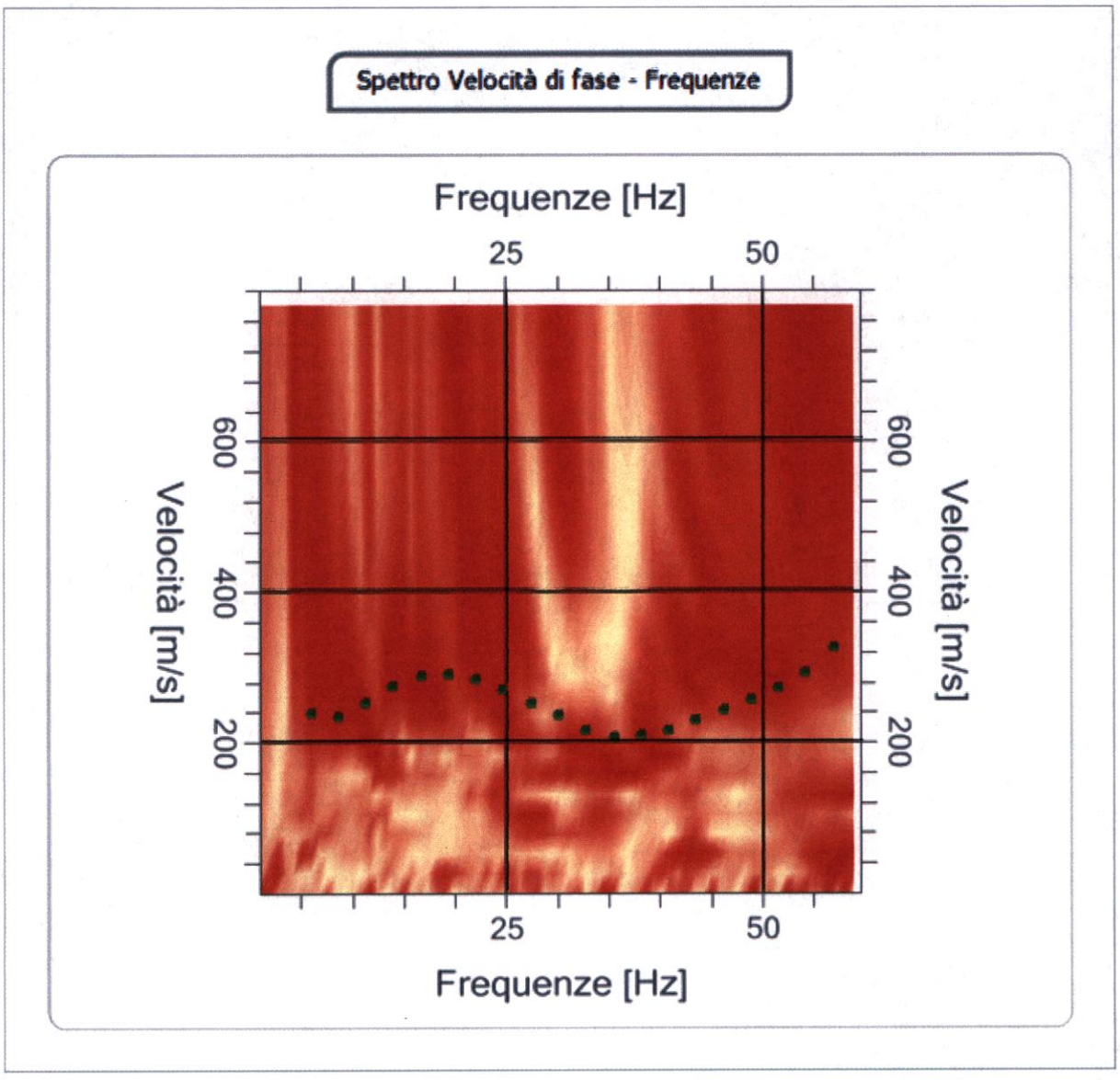


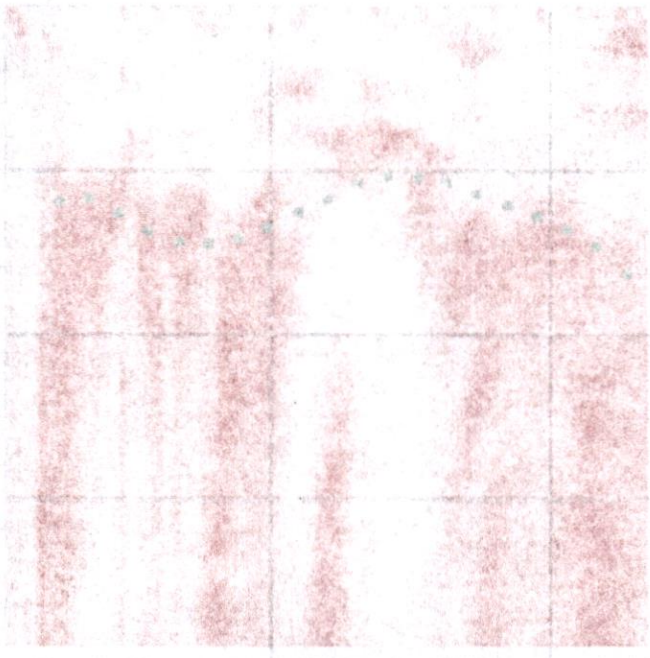
Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	6.0	237.5	0
2	8.6	233.0	0
3	11.3	251.7	0
4	14.0	273.0	0
5	16.7	286.9	0
6	19.4	289.9	0
7	22.1	282.6	0
8	24.8	268.2	0
9	27.4	251.0	0



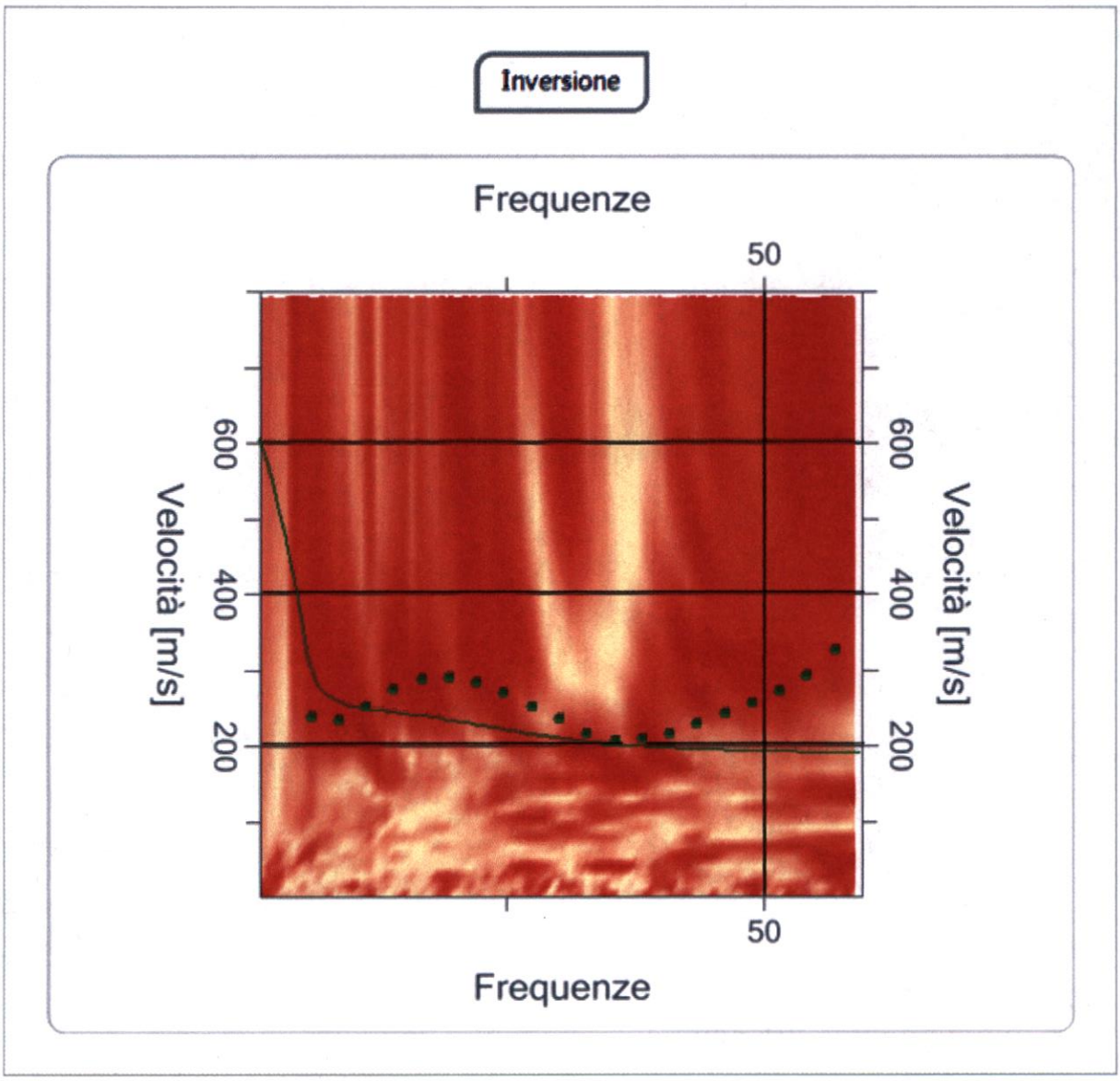
10	30.1	235.0	0
11	32.8	214.5	0
12	35.5	205.1	0
13	38.2	207.4	0
14	40.9	215.6	0
15	43.6	227.8	0
16	46.2	241.6	0
17	48.9	255.6	0
18	51.6	270.4	0
19	54.3	290.5	0
20	57.0	326.2	0

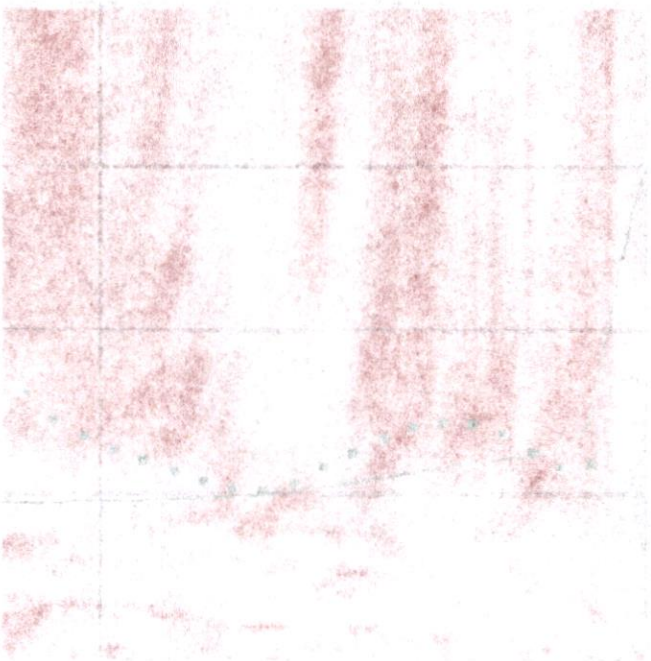




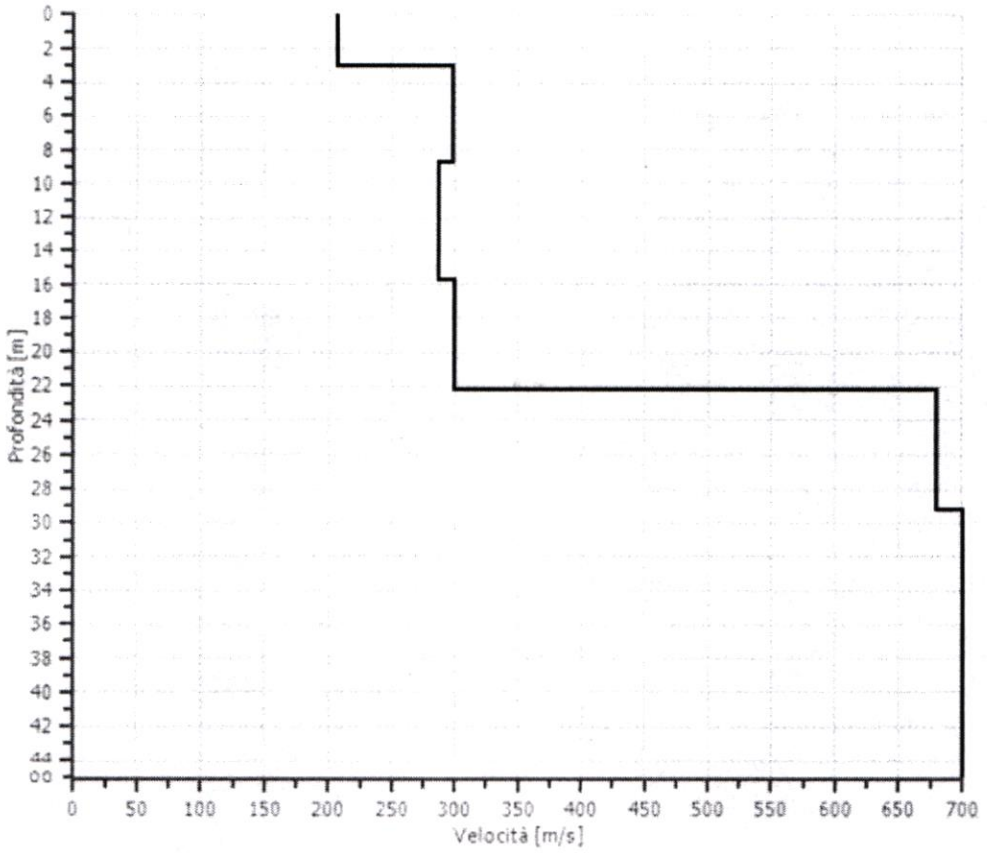
Inversione

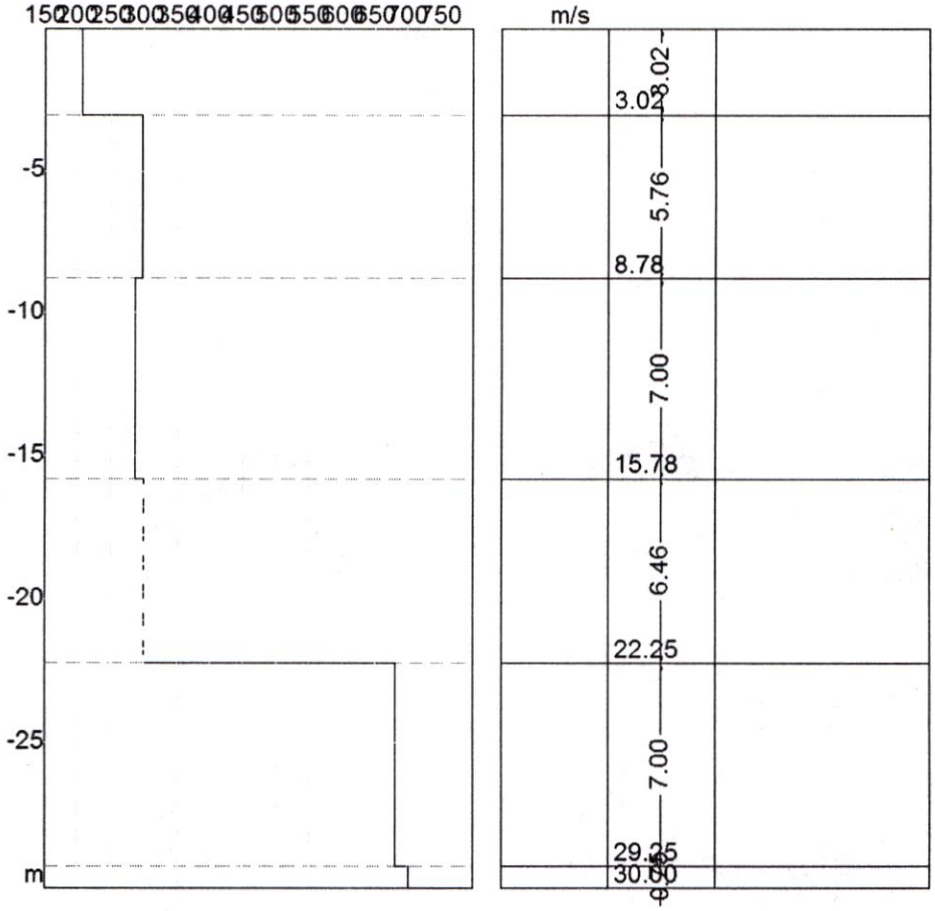
n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		3.02	3.02	1800.0	0.2	No	338.5	207.3
2		8.78	5.76	1800.0	0.2	No	487.2	298.3
3		15.78	7.00	1800.0	0.2	No	467.3	286.2
4		22.25	6.46	1800.0	0.2	No	488.5	299.1
5		29.25	7.00	1800.0	0.2	No	1111.5	680.7
6		oo	oo	1800.0	0.2	No	1144.2	700.6





Profilo di velocità





Risultati

Profondità piano di posa [m]	0.00
Vs30 [m/sec]	328.53
Categoria del suolo	C

Suolo di tipo C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).

Altri parametri geotecnici

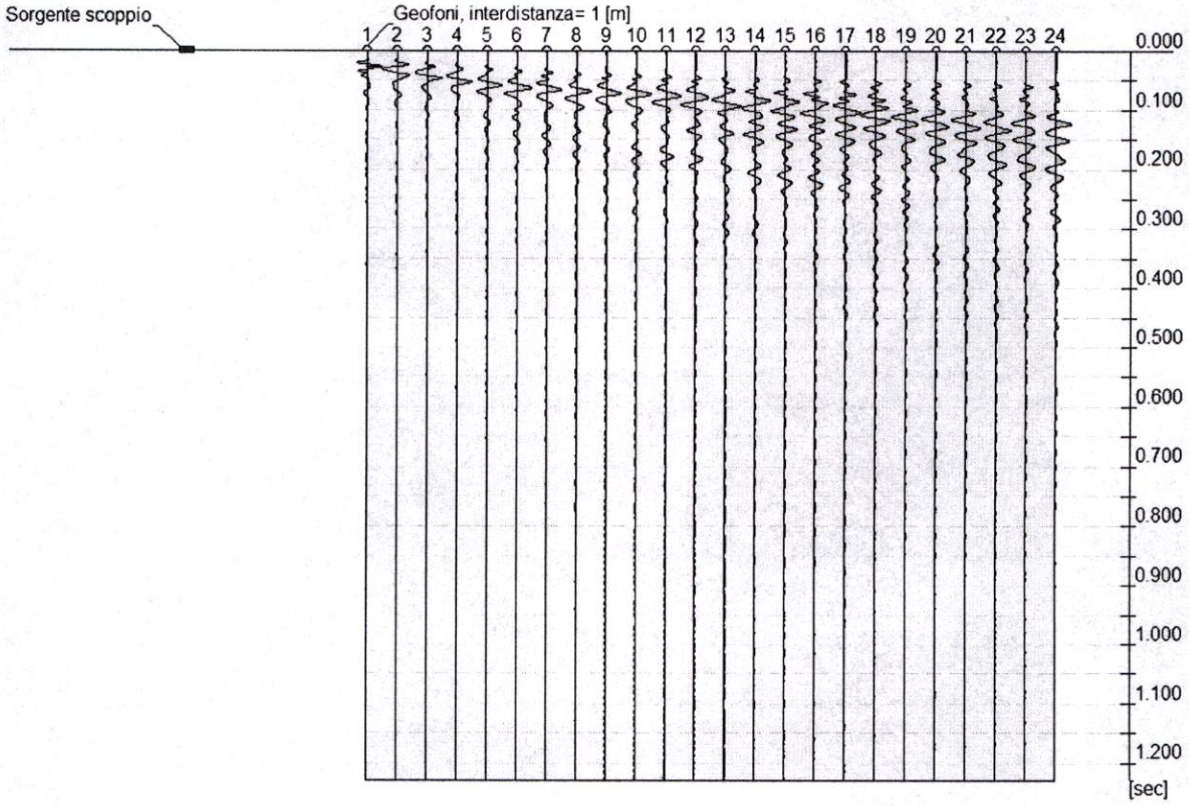
n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	3.02	3.02	207.30	338.52	1800.00	0.20	77.35	206.27	103.14	185.64
2	8.78	5.76	298.32	487.16	1800.00	0.20	160.19	427.18	213.59	384.46
3	15.78	7.00	286.16	467.31	1800.00	0.20	147.40	393.07	196.54	353.77
4	22.25	6.46	299.15	488.51	1800.00	0.20	161.08	429.56	214.78	386.60
5	29.25	7.00	680.66	1111.51	1800.00	0.20	833.93	2223.81	1111.90	2001.43
6	oo	oo	700.65	1144.15	1800.00	0.20	883.63	2356.36	1178.18	2120.72

G0: Modulo di deformazione al taglio;
Ed: Modulo edometrico;
M0: Modulo di compressibilità volumetrica;
Ey: Modulo di Young;

LATO VALLE (PIEDE FRANA)

Tracce

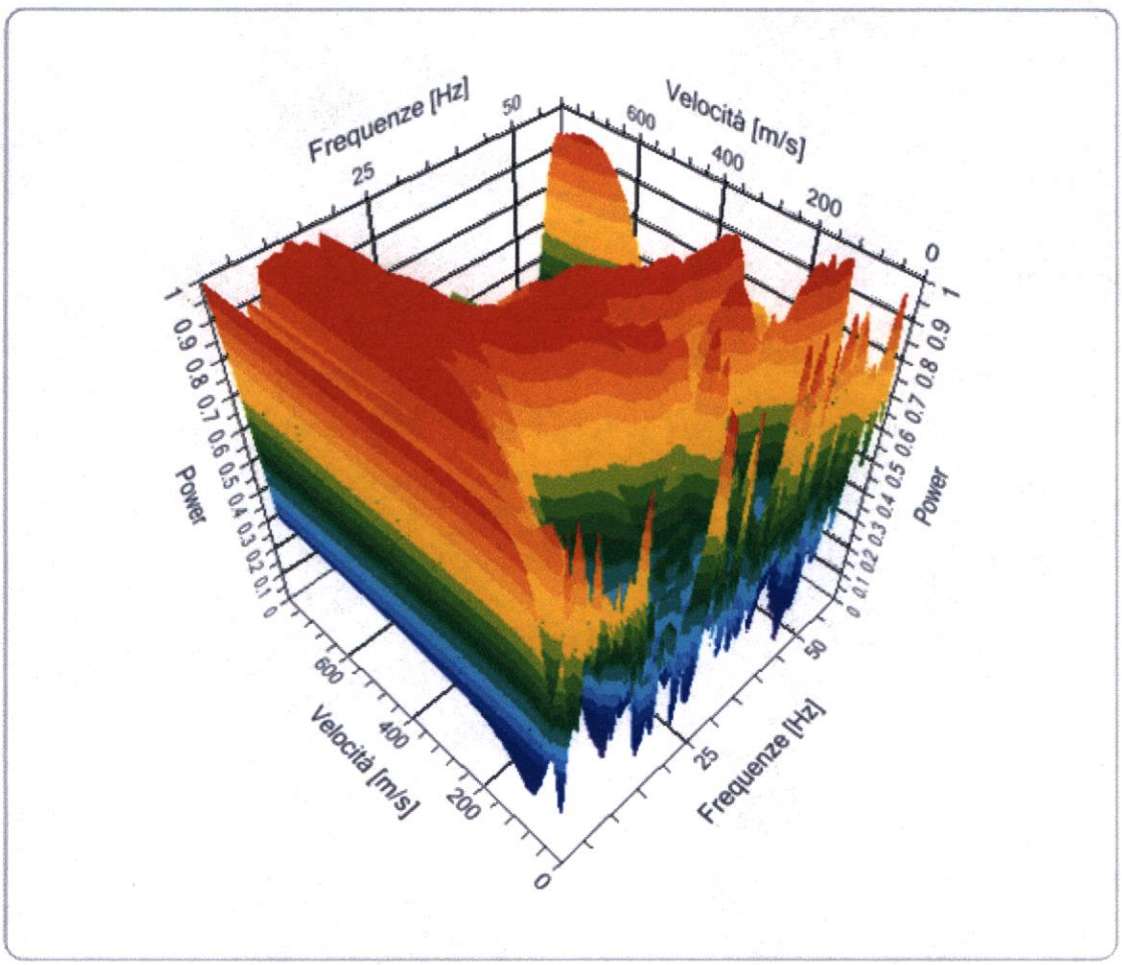
N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	1228.8
Interdistanza geofoni [m]	1.0
Periodo di campionamento [msec]	0.30



Analisi spettrale

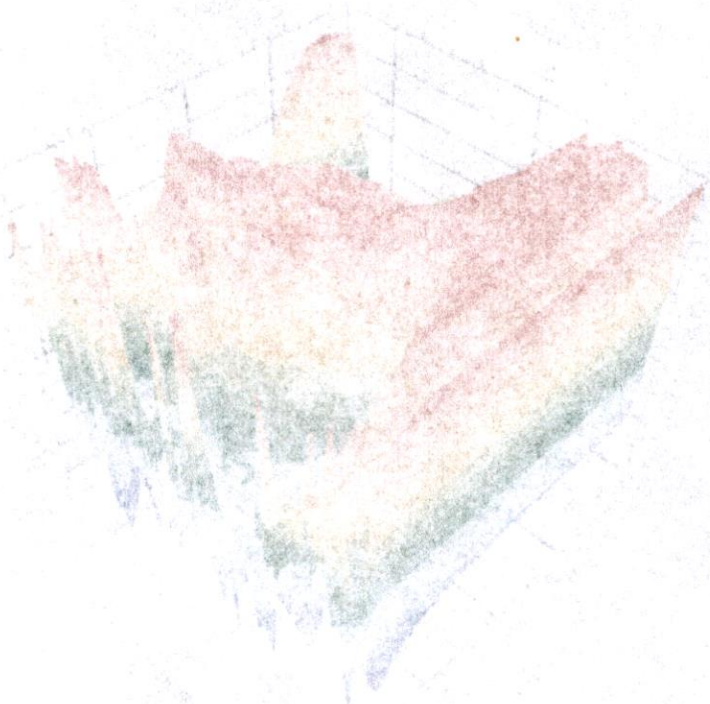
Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1

Spettro Velocità di fase - Frequenze

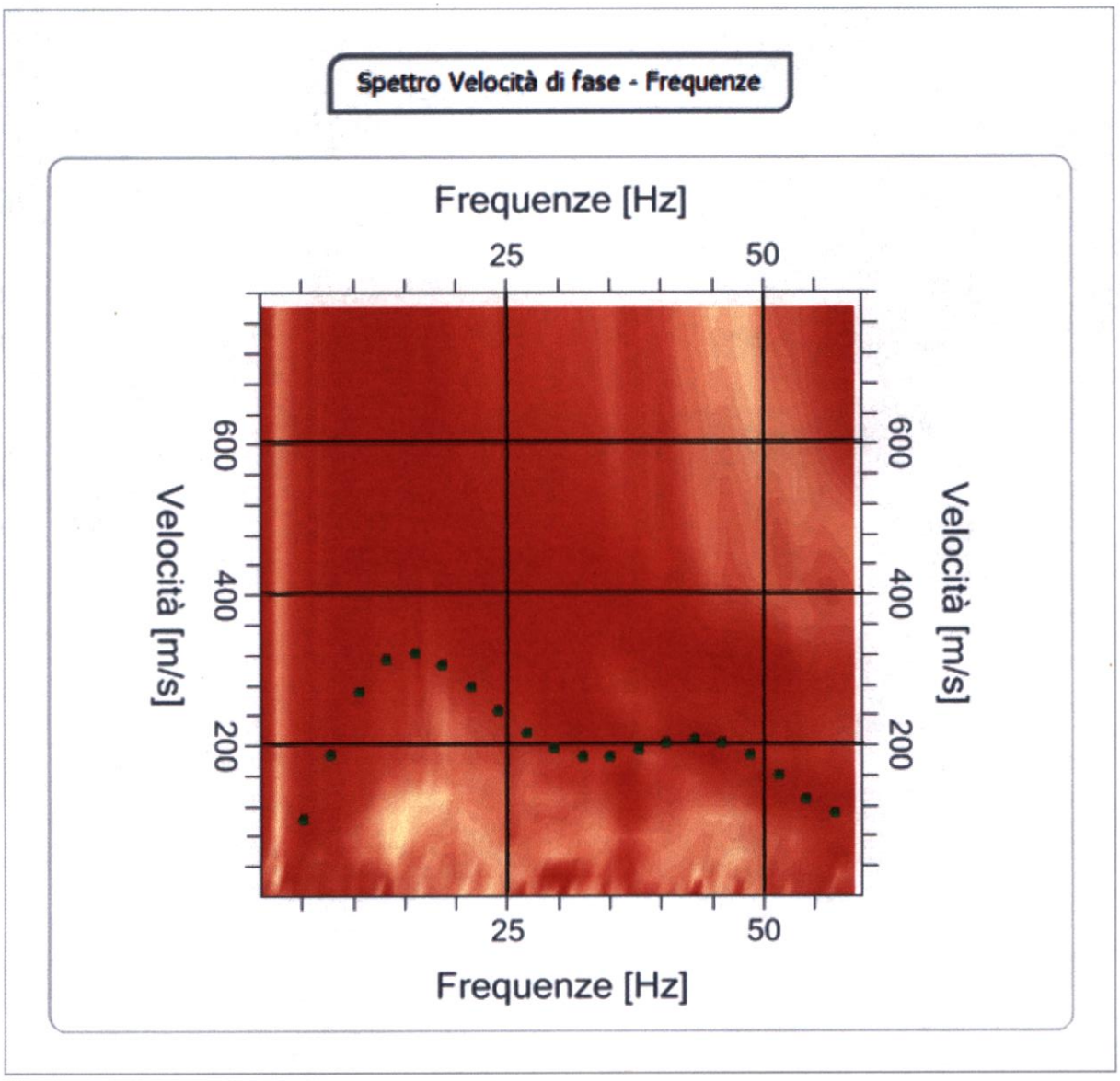


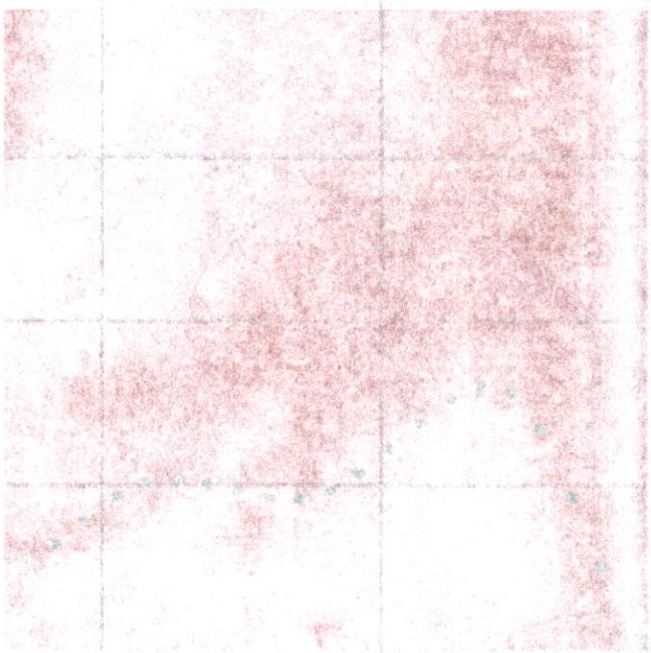
Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	5.2	100.0	0
2	7.9	186.1	0
3	10.6	269.8	0
4	13.3	311.7	0
5	16.1	320.0	0
6	18.8	304.6	0
7	21.5	275.9	0
8	24.2	243.3	0
9	27.0	214.3	0



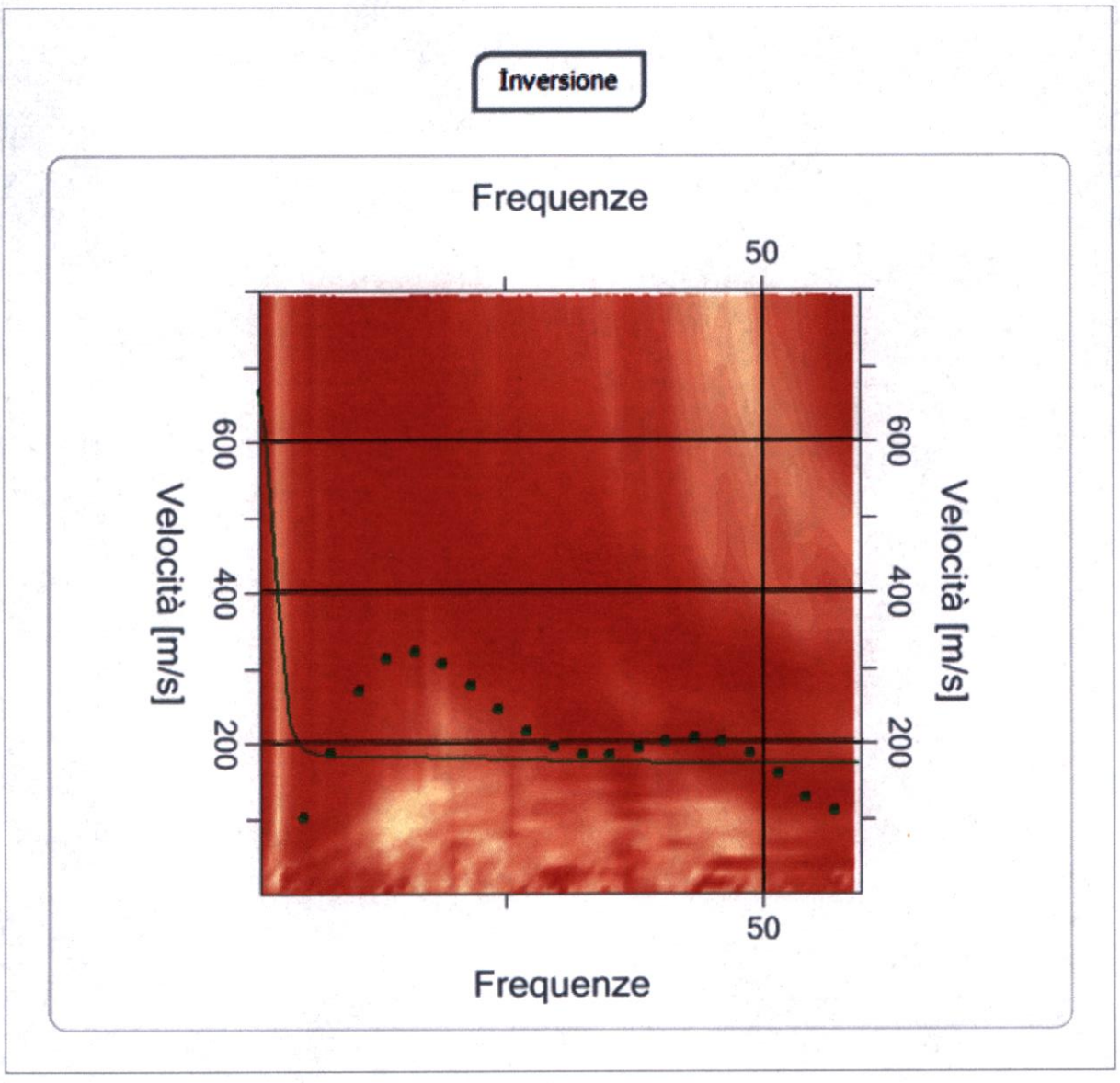
10	29.7	193.8	0
11	32.4	184.0	0
12	35.2	184.3	0
13	37.9	191.4	0
14	40.6	200.5	0
15	43.3	205.8	0
16	46.1	202.0	0
17	48.8	186.0	0
18	51.5	158.7	0
19	54.2	127.4	0
20	57.0	108.4	0

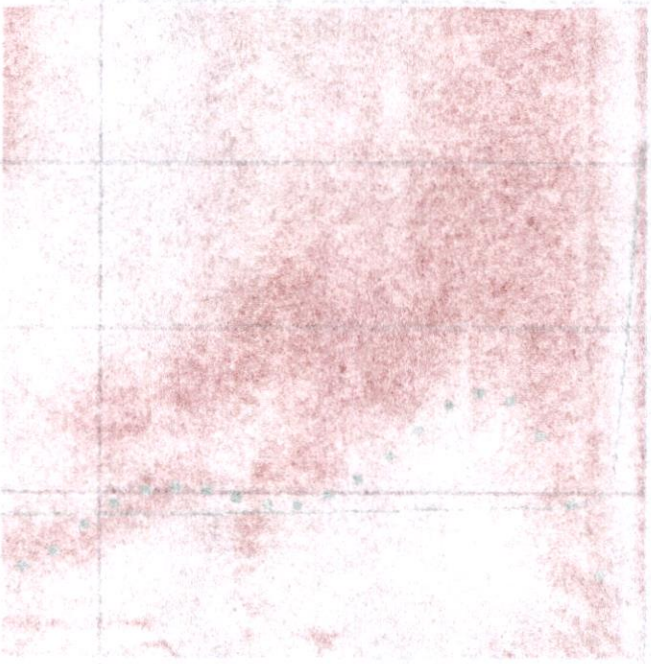




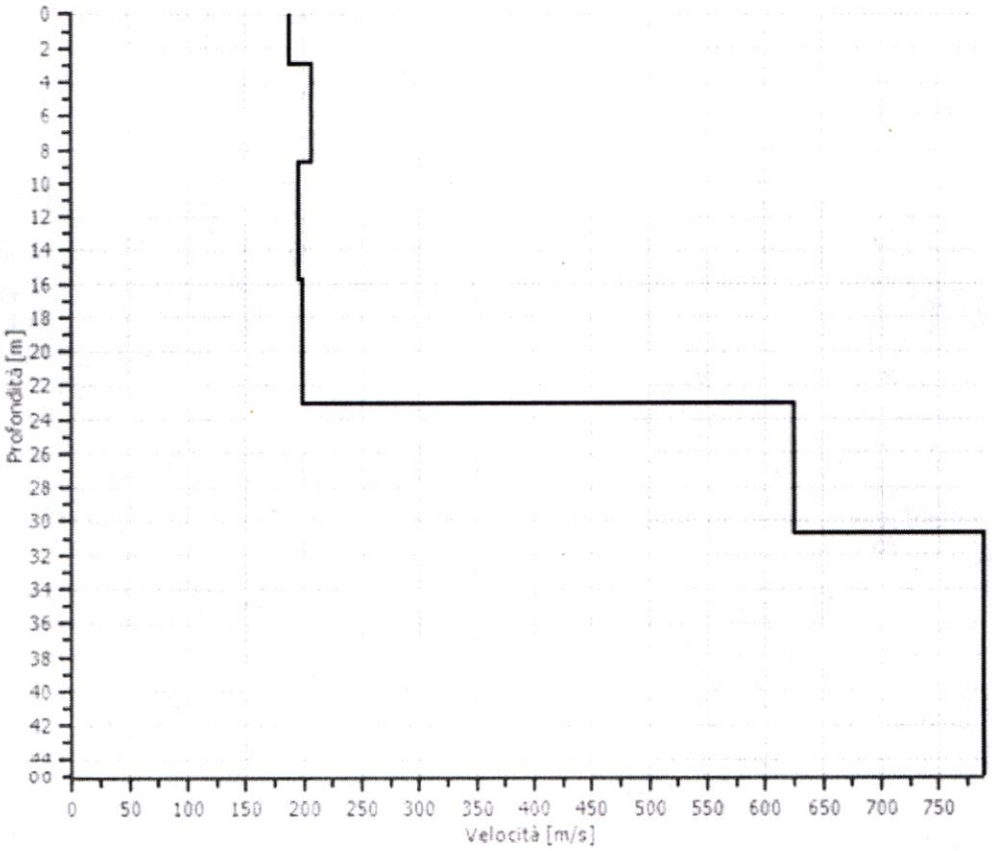
Inversione

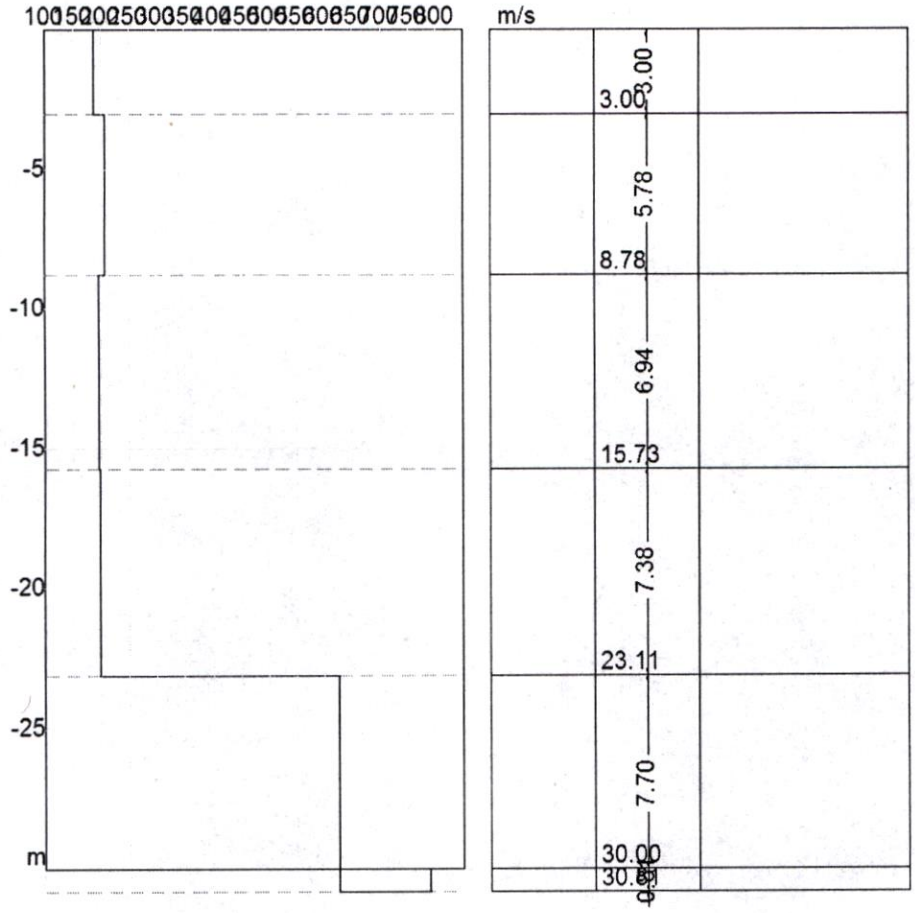
n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		3.00	3.00	1800.0	0.2	No	307.2	188.1
2		8.78	5.78	1800.0	0.2	No	336.9	206.3
3		15.73	6.94	1800.0	0.2	No	319.5	195.7
4		23.11	7.38	1800.0	0.2	No	325.2	199.1
5		30.81	7.70	1800.0	0.2	No	1020.8	625.1
6		oo	oo	1800.0	0.2	No	1290.0	790.0





Profilo di velocità





Risultati

Profondità piano di posa [m]	0.00
Vs30 [m/sec]	235.18
Categoria del suolo	C

Suolo di tipo C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).

Altri parametri geotecnici

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	3.00	3.00	188.13	307.21	1800.00	0.20	63.71	169.88	84.94	152.90
2	8.78	5.78	206.30	336.89	1800.00	0.20	76.61	204.29	102.14	183.86
3	15.73	6.94	195.66	319.52	1800.00	0.20	68.91	183.77	91.88	165.39
4	23.11	7.38	199.12	325.16	1800.00	0.20	71.37	190.32	95.16	171.29
5	30.81	7.70	625.13	1020.84	1800.00	0.20	703.43	1875.80	937.90	1688.22
6	oo	oo	789.97	1290.02	1800.00	0.20	1123.30	2995.47	1497.73	2695.92

G0: Modulo di deformazione al taglio;
Ed: Modulo edometrico;
M0: Modulo di compressibilità volumetrica;
Ey: Modulo di Young;

8.4. PERICOLOSITÀ SISMICA

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli *stati limite*, che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica, che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare quel *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, una volta definite le relative *probabilità di superamento*, è possibile stabilire il *periodo di ritorno* associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la ***pericolosità sismica di base*** per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

8.5 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nelle NTC08 il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \times C_U \qquad (2.1)$$

dove:
$V_R = periodo\ di\ riferimento$
$V_N = vita\ nominale$
$C_U = coefficiente\ d'uso$

La vita nominale di un'opera strutturale V_N, secondo le NTC08, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità:

- $V_N \leq 10$ anni per le opere provvisorie, provvisionali e le strutture in fase costruttiva che però abbiano una durata di progetto ≥ 2 anni.
- $V_N \geq 50$ anni per le opere ordinarie, ponti, infrastrutture e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.

- $V_N \geq 100$ anni per grandi opere, ponti, infrastrutture e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.

Nel caso specifico **V_N = 50 anni**.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC08 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. $C_U = 0.7$;

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. $C_U = 1.0$;

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. $C_U = 1.5$;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie, ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. $C_U = 2.0$;

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d'uso III** a cui è associato il coefficiente d'uso **C_U = 1.5**.

Una volta ottenuti V_N e C_U, è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R, che qui vale:
$V_R = 50 * 1.5 = 75$ anni.

8.6 STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC08 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le NTC08, in presenza di azioni sismiche, richiedono le verifiche allo SLO solo per gli elementi non strutturali e per gli impianti di strutture di classi d'uso III e IV (NTC08, punto 7.1). Lo SLO si utilizza anche come riferimento progettuale per quelle opere che devono restare operative durante e subito dopo il terremoto. Le verifiche allo SLC sono, invece, richieste solo per le costruzioni o ponti con isolamento e/o dissipazione (NTC08, punto 7.10).

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento* P_{VR} (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R, si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di $\mathbf{a_g}$ prefissata ($\mathbf{a_g}$ = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/T_R$ ($\mathbf{T_R}$ = periodo di ritorno).

Tabella 3.1 – Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R

Stati limite			$\mathbf{P_{VR}}$
Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	SLO	81%
	Stato limite di danno	SLD	63%
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	10%
	Stato limite di prevenzione del collasso	SLC	5%

Fissati V_R e P_{VR} associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R, espresso in anni, mediante l'espressione riportata nell'**Allegato A** delle NTC08:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \qquad (3.1)$$

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è $\mathbf{V_R = 75}$ **anni**, il tempo di ritorno T_R sarà:

Tabella 3.2 – Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R

Stati limite			T_R
Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	SLO	**45**
	Stato limite di danno	SLD	**75**
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	**712**
	Stato limite di prevenzione del collasso	SLC	**1462**

8.7. DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC08, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC08 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV http://esse1-gis.mi.ingv.it/, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

Secondo le NTC08 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'**Allegato A** alle NTC08:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

a_g, il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

F_0 e **T_C^*** i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (figura 4.2), contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08, per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

			$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$			$T_R = 101$		
ID	LON	LAT	a_g	F_0	T^*_c	a_g	F_0	T^*_c	a_g	F_0	T^*_c	a_g	F_0	T^*_c
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240
13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250

13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Figura 4.2 – Stralcio della tabella contenuta nell'Allegato B delle NTC08, che fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche.

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (figura 3), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \qquad (4.1)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato, mentre $p_{1,\,2}$ è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno $T_{R1,\,2}$.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^{4} \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^{4} \frac{1}{d_i}} \qquad (4.2)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell'i-esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall'i-esimo vertice della suddetta maglia.

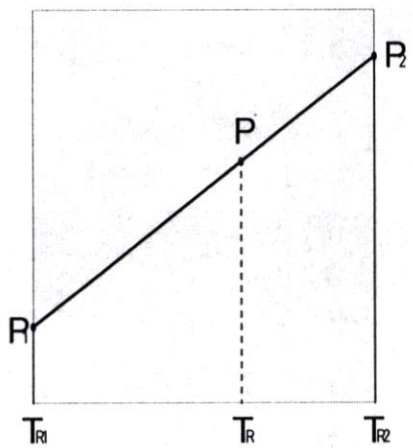


Figura 4.3 – Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella figura 4.

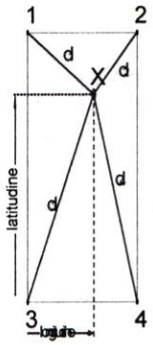


Figura 4.4 – Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(lat\beta) \cdot \sin(lat\alpha) + \cos(lat\beta) \cdot \cos(lat\alpha) \cdot \cos(lon\alpha - lon\beta)] \qquad (4.3)$$

dove R = 6371 è il raggio medio terrestre in km, mentre latα, lonα, latβ e lonβ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza.

La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di ±0,01g ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile.

Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

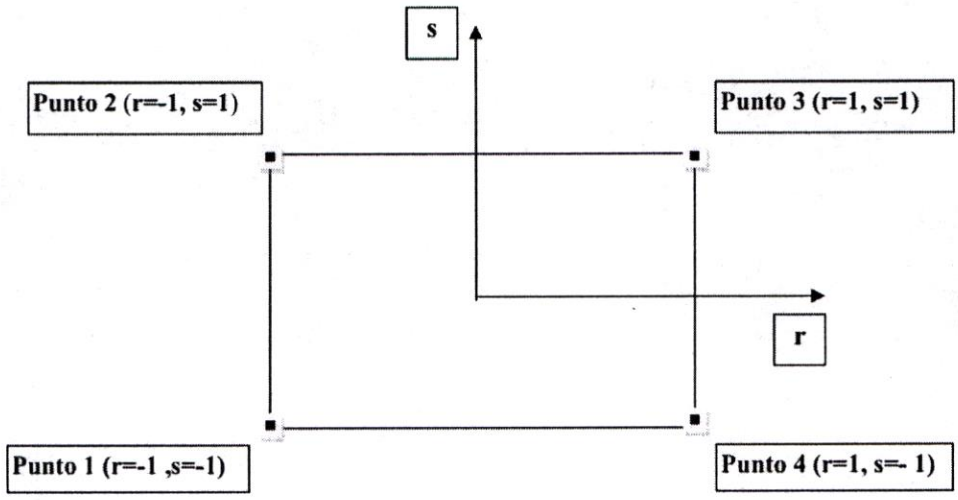


Figura 4.5 – Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r)(1-s)/4 \quad (4.4)$$
$$h_2 = (1-r)(1+s)/4 \quad (4.5)$$
$$h_3 = (1+r)(1+s)/4 \quad (4.6)$$
$$h_4 = (1+r)(1-s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate x,y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^{4} h_i x_i = [(1-r)(1-s)x_1 + (1-r)(1+s)x_2 + (1+r)(1+s)x_3 + (1+r)(1-s)x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^{4} h_i y_i = [(1-r)(1-s)y_1 + (1-r)(1+s)y_2 + (1+r)(1+s)y_3 + (1+r)(1-s)y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s, si determinano i parametri a_g, F_0, T_c^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^{4} h_i p_i = [(1-r)(1-s)p_1 + (1-r)(1+s)p_2 + (1+r)(1+s)p_3 + (1+r)(1-s)p_4] \quad (4.10)$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

5. Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

5.1. Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_V dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R/\ln(1-PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R non può essere inferiore a 35 anni.

5.2. Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti K_h e K_V sono così determinati:

$$K_h = \beta s \times (a_{max}/g)$$

$$K_v = \pm 0{,}5 \times K_h$$

Con

βs coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g accelerazione di gravità.

I valori di **βs** sono riportati nella tabella 5.1.

Tabella 5.1 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0{,}2 < a_g(g) \leq 0{,}4$	0,30	0,28
$0{,}1 < a_g(g) \leq 0{,}2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0{,}1$	0,20	0,20

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa al sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S \, S_T \, a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq Ss \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).
S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

T1: $S_T = 1.0$; **T2**: $S_T = 1.20$; **T3:** $S_T = 1.2$; **T4:** $S_T = 1.40$.

5.3. Muri di sostegno

Per i muri di sostegno pendii i coefficienti K_h e K_v sono così determinati:

$$K_h = \beta_m \times (a_{max}/g)$$

$$K_v = \pm 0{,}5 \times K_h$$

Con:

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario altrimenti assume i valori riportati nella Tabella 5.2.

Tabella 5.2. - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S S_T a_g$$

S è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica Ss e di amplificazione topografica S_T.
a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

5.4 Paratie

In mancanza di studi specifici, a_h (accelerazione orizzontale) può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = K_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove:
g è l'accelerazione di gravità;
k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;
$\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera. Può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva **H** della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma in Figura 5.1:

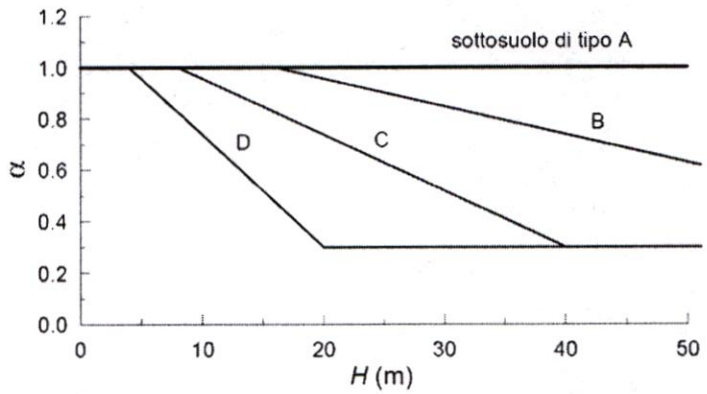


Figura 5.1 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

$\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma riportato in Figura 5.2, in funzione del massimo spostamento *us* che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per us = 0 si ha $\beta = 1$; us≤0.00H

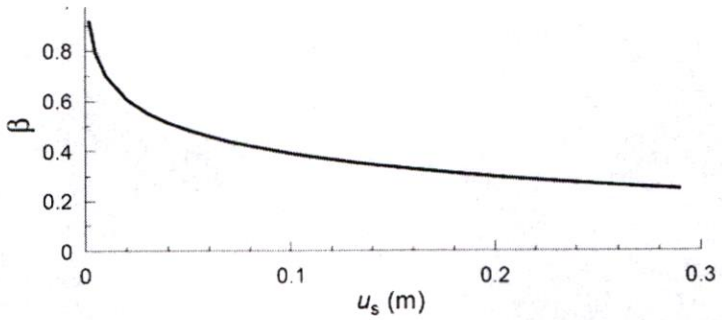


Tabella 5.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{max}=S\cdot a_g=S_S\cdot S_T\cdot a_g$$

dove:
S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;
a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Se $\alpha\times\beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_h = 0,2\times amax/g$.

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Data:	29/10/2012
Vita nominale (Vn):	50 [anni]
Classe d'uso:	III
Coefficiente d'uso (Cu):	1.5
Periodo di riferimento (Vr):	75 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLO:	45 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD:	75 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV:	712 [anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC:	1462 [anni]
Tipo di interpolazione:	Media ponderata
Coordinate geografiche del punto	
Latitudine (WGS84):	40.7557700 [°]
Longitudine (WGS84):	14.8045900 [°]
Latitudine (ED50):	40.7567700 [°]
Longitudine (ED50):	14.8054500 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	33430	40.778070	14.744540	5649.93
2	33431	40.777320	14.810540	2324.79
3	33653	40.727330	14.809520	3291.60
4	33652	40.728070	14.743580	2324.79

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC08, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	45	0.052	2.363	0.313
SLD	75	0.065	2.404	0.337
SLV	712	0.149	2.517	0.422
SLC	1462	0.184	2.564	0.437

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	45	0.053	2.360	0.312
SLD	75	0.066	2.402	0.337
SLV	712	0.149	2.524	0.431
SLC	1462	0.183	2.588	0.448

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	45	0.049	2.360	0.315
SLD	75	0.060	2.433	0.340
SLV	712	0.131	2.584	0.445
SLC	1462	0.158	2.670	0.476

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	45	0.049	2.366	0.315
SLD	75	0.060	2.436	0.339
SLV	712	0.129	2.580	0.438
SLC	1462	0.156	2.662	0.455

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	45	0.051	2.361	0.314
SLD	75	0.063	2.416	0.338
SLV	712	0.141	2.548	0.435
SLC	1462	0.172	2.619	0.455

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ: 5 %
Fattore di alterazione dello spettro elastico η=[10/(5+)ξ]^(1/2): 1.000
Categoria sottosuolo:
C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessorisuperiori a 30 m , caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero NSPT30 compreso tra 15 e 50 nei terreni a grana grossa cu30 compreso tra 70 e 250 kPa nei terreni a grana fina).
Categoria topografica:
T2: Pendii con inclinazione media maggiore di 15°

Coefficienti sismici per muri di sostegno

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.017	0.020	0.060	0.071
kv	0.008	0.010	0.030	0.035
Amax [m/s²]	0.901	1.115	2.453	2.899
Beta	0.180	0.180	0.240	0.240

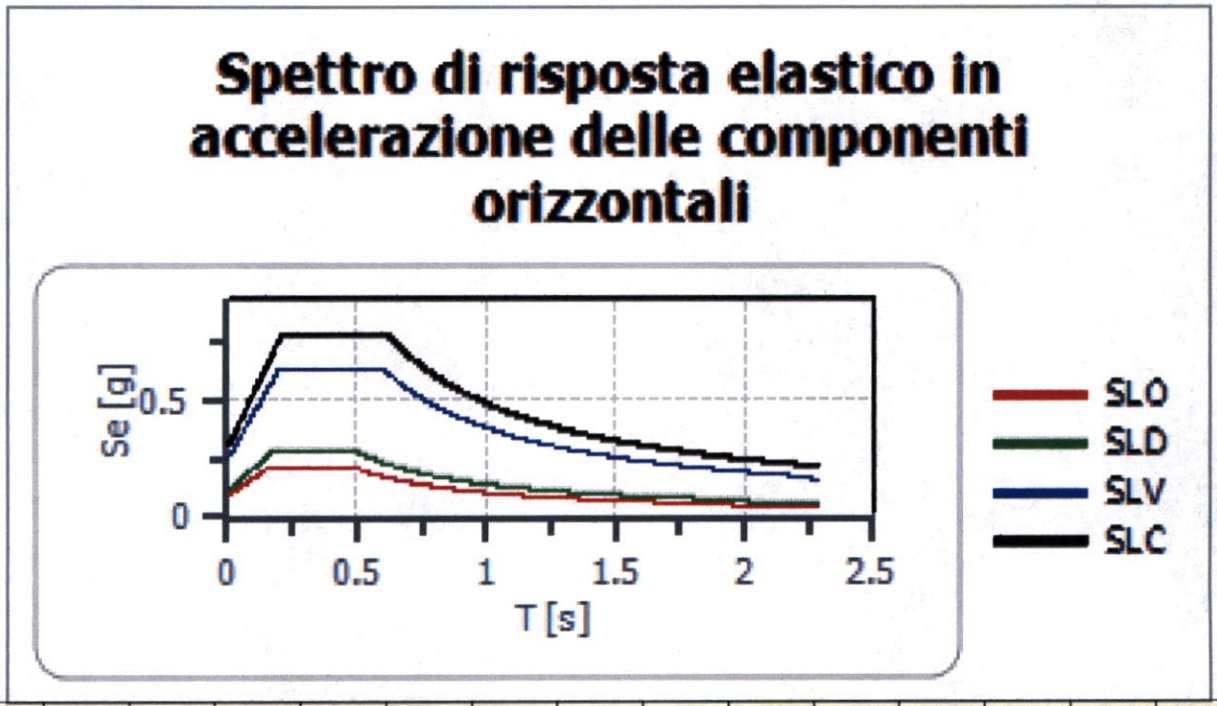
Coefficienti sismici per muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.092	0.114	0.250	0.296
kv	0.046	0.057	0.125	0.148
Amax [m/s²]	0.901	1.115	2.453	2.899
Beta	1.000	1.000	1.000	1.000

Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.018	0.023	0.060	0.071
kv	0.009	0.011	0.030	0.035
Amax [m/s²]	0.901	1.115	2.453	2.899
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

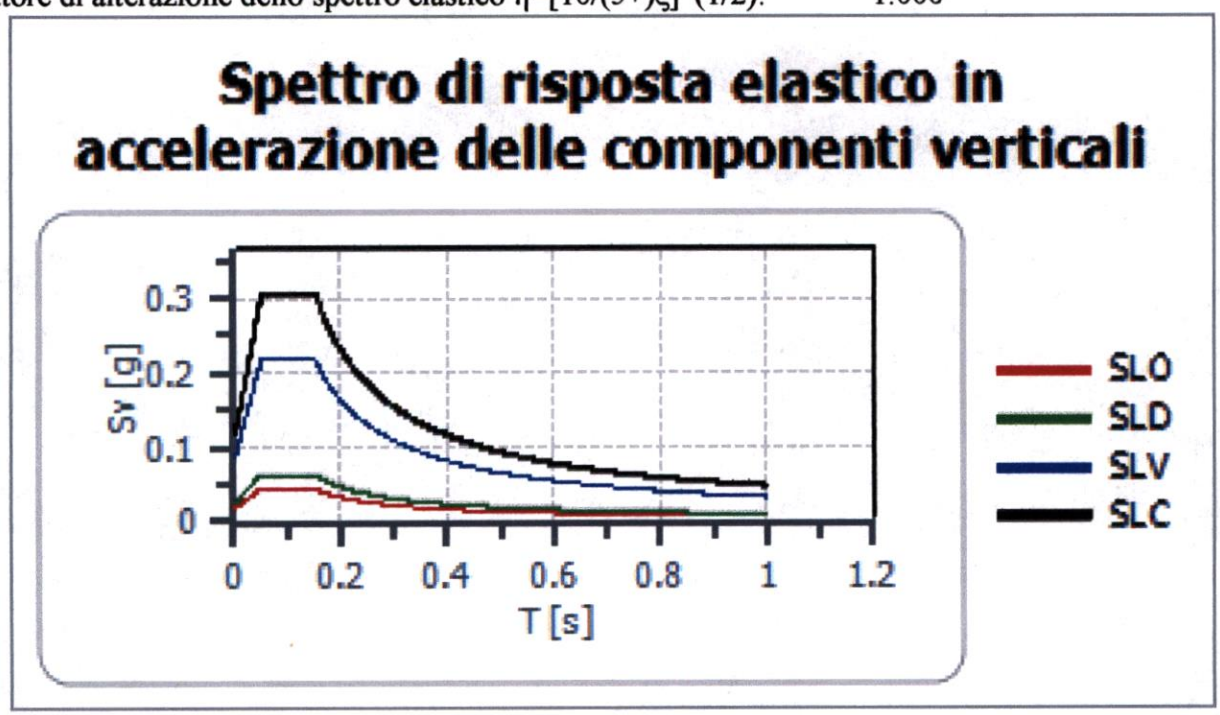
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	2	0.051	2.361	0.314	1.500	1.540	1.200	1.800	1.000	0.161	0.483	1.804	0.092	0.217
SLD	2	0.063	2.416	0.338	1.500	1.500	1.200	1.800	1.000	0.169	0.507	1.853	0.114	0.275
SLV	2	0.141	2.548	0.435	1.480	1.380	1.200	1.776	1.000	0.200	0.600	2.163	0.250	0.637
SLC	2	0.172	2.619	0.455	1.430	1.360	1.200	1.716	1.000	0.206	0.619	2.289	0.296	0.774

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ: 5 %
Fattore di alterazione dello spettro elastico η=[10/(5+)ξ]^(1/2): 1.000



Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

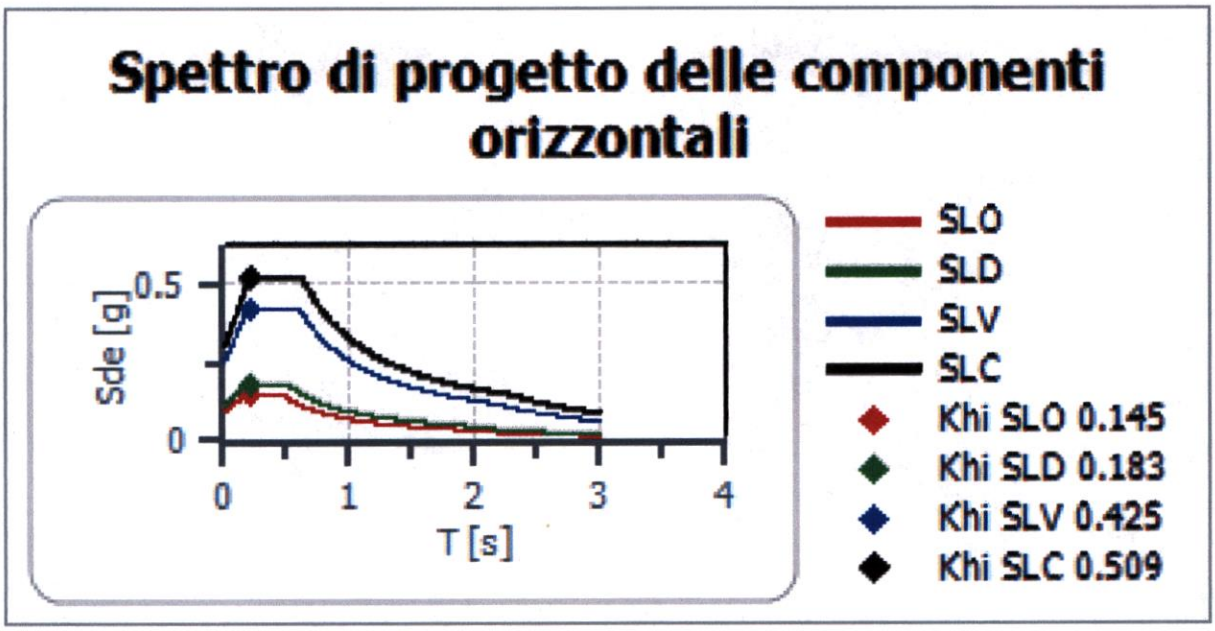
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	2	0.051	2.361	0.314	1	1.540	1.200	1.200	1.000	0.050	0.150	1.000	0.019	0.044
SLD	2	0.063	2.416	0.338	1	1.500	1.200	1.200	1.000	0.050	0.150	1.000	0.026	0.062
SLV	2	0.141	2.548	0.435	1	1.380	1.200	1.200	1.000	0.050	0.150	1.000	0.086	0.218
SLC	2	0.172	2.619	0.455	1	1.360	1.200	1.200	1.000	0.050	0.150	1.000	0.116	0.303

Spettro di progetto

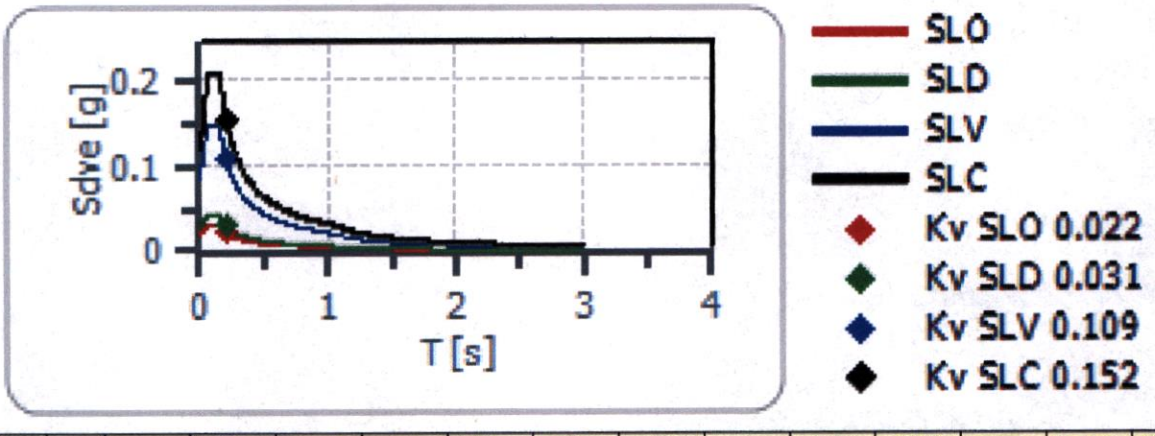
Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1.50
Fattore di struttura spettro verticale q: 1.50
Periodo fondamentale T: 0.20 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.145	0.183	0.425	0.509
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0.022	0.031	0.109	0.152



Spettro di progetto delle componenti orizzontali

Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	2	0.051	2.361	0.314	1.500	1.540	1.200	1.800	1.500	0.161	0.483	1.804	0.092	0.145
SLO verticale	2	0.051	2.361	0.314	1.500	1.540	1.200	1.200	1.500	0.050	0.150	1.000	0.019	0.029
SLD orizzontale	2	0.063	2.416	0.338	1.500	1.500	1.200	1.800	1.500	0.169	0.507	1.853	0.114	0.183
SLD verticale	2	0.063	2.416	0.338	1.500	1.500	1.200	1.200	1.500	0.050	0.150	1.000	0.019	0.029
SLV orizzontale	2	0.141	2.548	0.435	1.480	1.380	1.200	1.776	1.500	0.200	0.600	2.163	0.250	0.425
SLV verticale	2	0.141	2.548	0.435	1.480	1.380	1.200	1.200	1.500	0.050	0.150	1.000	0.019	0.029
SLC orizzontale	2	0.172	2.619	0.455	1.430	1.360	1.200	1.716	1.500	0.206	0.619	2.289	0.296	0.516
SLC verticale	2	0.172	2.619	0.455	1.430	1.360	1.200	1.200	1.500	0.050	0.150	1.000	0.019	0.029

Spettro di progetto delle componenti verticali

9.0 dissesti

Come di è detto il dissesto maggiore dell'aria è quello presente nel sito stesso. L'area viene collocata dall'Autorità di Bacino del F. Sarno, dal punto di vista del rischio idrogeologico secondo il seguente ordine:

1. *Pericolosità* : **elevata**
2. *Rischio frane*: **Molto elevato**
3. *Rischio idraulico*: **Medio in corrispondenza dell'alveo**
4. *Fascia Fluviale:* ***A Valliva***

Il tutto è stato desunto sia attraverso rilievi effettuati dallo scrivente, sia per quanto indicato nel piano stralcio emanato dall'Autorità di Bacino del F. Sarno, in merito ai rischi idrogeologici esistenti nell'ambito del bacino stesso.

9.1 Verifica di stabilità

Una volta rilevati tutti i parametri fisici e meccanici dei terreni in esame si è provveduto ad effettuare una verifica di stabilità rispetto alla conformazione attuale del profilo da cui è emerso il seguente risultato:

STABILITÀ DEI PENDII NATURALI

METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO

PARAMETRI GEOTECNICI:

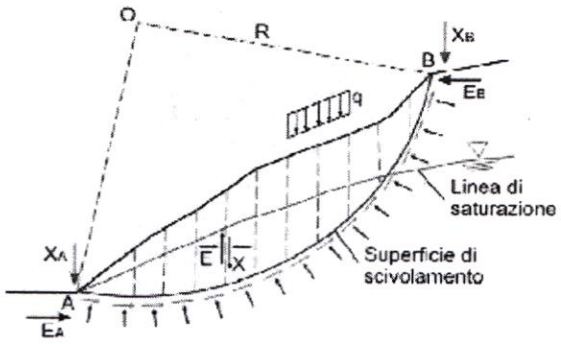
γ =	16.48	[KN/m^3]
c' =	0.00	[KN/m^2]
ϕ' =	26	[° gradi]

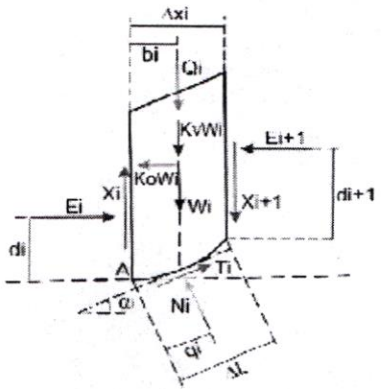
DATI DEL PENDIO:

β =	75	[° gradi]
H =	34.00	[m]
R =	36.70	[m]
Cx =	4.56	[m]
Cy =	36.42	[m]

CATEGORIA DEI SUOLI E SISMICITÀ:

Cat. Suolo: BCE S = **1.25** a_g = **0.25** *Kh* = **0.156** *Kv* = **0.078**





concio n.	Δx [m]	h med [m]	α [° gradi]	senα	Q [kN]	u [kPa]	ΔL [m]	u ΔL [kN/m]
1	1.53	5.87	-5.92	-0.10	0.00	0.00	1.54	0.00
2	1.53	11.67	-3.16	-0.06	0.00	0.00	1.53	0.00
3	1.53	17.41	-1.51	-0.03	0.00	0.00	1.53	0.00
4	1.53	23.09	0.88	0.02	0.00	0.00	1.53	0.00
5	1.53	127.04	3.28	0.06	0.00	0.00	1.53	0.00
6	1.53	126.88	5.69	0.10	0.00	0.00	1.54	0.00
7	1.53	126.65	8.11	0.14	0.00	0.00	1.55	0.00
8	1.53	126.36	10.55	0.18	0.00	0.00	1.56	0.00
9	28.94	92.89	86.12	1.00	0.00	0.00	427.55	0.00

concio n.	W [kN/m]	T_{mob} [kN/m]	W - uΔL [kN/m]	P [kN/m]	c' ΔL [kN/m]	T_{max} [kN/m]	m	T_{max}' [kN/m]

LEGENDA

γ =	peso di volume del terreno
c' =	coesione
ϕ' =	angolo di attrito
β =	inclinazione del pendio
H =	altezza del pendio
R =	raggio del cerchio per la superficie di scorrimento
Cx =	centro di coordinata X rispetto al piede
Cy =	centro di coordinata Y rispetto al piede
Kh =	coefficiente sismico orizzontale
Kv =	coefficiente sismico verticale
Δxi =	spessore del concio o striscia considerata
h_{med} =	altezza media del concio
W =	peso della striscia di terreno considerata
α =	angolo tangente alla superficie circolare
ΔL =	lunghezza della striscia considerata
Q =	carico applicato su ogni singola striscia
u =	pressioni neutre agenti sulla singola striscia
T_{mob} =	tensione mobilitata a taglio
T_{max} =	tensione a ataglio massima
m =	coefficiente
P =	(W -uΔL) tan ϕ
FS_1 =	fattore di sicurezza primario
FS =	fattore di sicurezza ottenuto dalla iterazione

Come si vede un fattore di sicurezza piuttosto basso influenzato soprattutto dalla pendenza dell'ultimo tratto di pendio (75 %).

Tale risultato è anche evidente nella rappresentazione fotografica sottostante (foto. 2), ripresa sulla cresta della Frana.



10 INTERVENTI DA EFFETTUARSI NELL'AREA IN STUDIO A RISCHIO ELEVATO DI DISSESTO DI VERSANTE

In riferimento alla identificazione del rischio idrogeologico ricavato dalle indagini effettuate e secondo le norme di attuazione del PSAI nell'area in esame continuano a svolgersi le attività antropiche ed economiche esistenti alla data di adozione del piano stralcio, osservando le cautele e le prescrizioni disposte dalle norme stesse.

Tutte le opere e sistemazioni e tutti i nuovi interventi consentiti nell'area in studio (area a rischio da dissesti di versante) dovranno essere conformi alle leggi di settore, alle norme in materia di realizzazione delle opere pubbliche e alle norme di tutela ambientale, nonchè alle disposizioni degli strumenti urbanistici adottati o vigenti nello Stato e nella Regione Campania.

Tutte le attività, le opere e le sistemazioni che si andranno a realizzare nell'area oggetto di studio dovranno essere tali da:

1) migliorare o comunque non peggiorare le condizioni di sicurezza del territorio e di difesa del suolo;
2) non costituire in nessun caso un fattore di aumento del rischio da dissesti di versante;
3) non costituire elemento pregiudizievole all'attenuazione o all'eliminazione definitiva delle specifiche cause di rischio esistenti;
4) non pregiudicare le sistemazioni definitive delle aree a rischio né la realizzazione degli interventi previsti dalla pianificazione di bacino o dagli strumenti di programmazione provvisoria e urgente;
5) garantire condizioni adeguate di sicurezza durante la permanenza del cantiere necessario alla realizzazione degli interventi previsti in progetto, in modo che i lavori si svolgano senza creare, neppure temporaneamente, un significativo aumento del livello di rischio o del grado di esposizione al rischio esistente;
6) limitare l'impermeabilizzazione superficiale del suolo, impiegando tipologie costruttive e materiali tali da controllare la ritenzione temporanea delle acque anche attraverso adeguate reti di regimazione e di drenaggio;
7) impiegare ove possibile tecniche a basso impatto ambientale;

10.1 CRITERI DI MASSIMA PER LA PROGETTAZIONE, LA REALIZZAZIONE E LA MANUTENZIONE ORDINARIA E STRAORDINARIA DEGLI INTERVENTI NECESSARI.

In riferimento alle opere ammissibili ed agli interventi da realizzare tenendo conto degli obiettivi generali indicati delle norme di attuazione del PSAI dell'autorità di bacino del Sarno, gli interventi di sistemazione idrogeologica previsti dovranno avvenire attraverso opere di mitigazione del rischio realizzata attraverso:

1) la riduzione della pericolosità, intervenendo sulle cause di dissesto (mediante opere di bonifica e di sistemazione idrogeologica con riprofilatura del versante in frana anche attraverso la realizzazione di terrazzi);

10.2 TIPOLOGIA DEGLI INTERVENTI

In relazione agli interventi da realizzare si possono ipotizzare i seguenti interventi:

a) interventi di tipo attivo, quali opere di sostegno o di rinforzo;
b) drenaggi ed opere di raccolta, allontanamento e smaltimento delle acque di scorrimento superficiale;
c) interventi idraulico-forestali diffusi sul territorio con applicazione delle tecniche proprie dell'ingegneria naturalistica:
d) consolidamenti delle scarpate di erosione e rinverdimenti;
e) opere di drenaggio superficiale in materiale vivo;
f) terrazzamenti;

11 Conclusioni

A completamento delle indagini eseguite, ed in base all'elaborazione dei dati di campagna si possono stilare le seguenti conclusioni:

l'area presenta una coltre superficiale di materiale detritico alluvionale con potenziale pericolo di nuovo scivolamento, sovrapposta alla stessa litologia con maggiore addensamento, oltre si ottengono alternanze di terreni detritici da sciolti a compatti alternati a livelli piroclastici sia in posto che alloctoni. Le prove (penetrometriche) effettuate si sono spinte fino alla quota di – 20.00 m dal p.c. nella parte sommitale e nella parte più bassa sul versante opposto del torrente San Rocco fino ad arrestarsi a – 5.20 m. dal p.c.

L'area in studio risulta al momento in condizioni di equilibrio precario nella parte sommitale

per il fenomeno di dissesto, in atto. La falda idrica è assente in superficie essa è coincide con la quota del torrente San Rocco

Il sito oggetto di indagine s'inserisce in una zona sismicamente attiva ascrivibile alla zona sismica 2 categoria sismica del suolo C.

I terreni esaminati risultano particolarmente sensibili alle variazioni del contenuto d'acqua, fattore da tenere in dovuta considerazione nel corso dei lavori.

In riferimento allo studio realizzato si ritiene l'intervento previsto in progetto compatibile con le norme di attuazione del PSAI rispettando le prescrizioni riportante anche nella presente relazione in merito agli interventi di sistemazione del versante in frana.

Tanto per incarico conferitomi

Si allega:

Corografia area di studio

Elaborato prove penetrometriche (stratigrafia e grafici)

Planimetria con ubicazione delle indagini

Stralcio carte del rischio idrogeologico

Schemi grafici possibili interventi di mitigazione

Carta geologica

Profilo geologico

Il Geologo

Dott. Ignazio Esposito

AL DIRIGENTE DEL SETTORE PROVINCIALE DEL GENIO CIVILE DI SALERNO

DENUNCIA DI LAVORI PER AUTORIZZAZIONE SISMICA

(art. 2 L.R. 7/1/83 n. 9 s.m.i., artt. 93 e 65 D.P.R. 6/6/2001 n. 380 - art. 17 L. 2/2/1974 n. 64, art.4 L. 5/11/1971 n. 1086)

ASSEVERAZIONE DEL GEOLOGO

(art. 2 L.R. 7/1/1983 n. 9, artt. 46 e 47 D.P.R. 28/12/2000 n. 445, artt.359 e 481 del Codice Penale)

Con riferimento alla denuncia dei lavori appresso indicati:

OGGETTO E UBICAZIONE

Comune: FISCIANO C.A.P. 84084

LAVORI di: OPERE DI DIFESA LONGITUDINALE TORRENTE SAN ROCCO

Ubicazione: via/~~piazza~~ LOC. STRADA PENA CAIANO

Riferimenti catastali:

☒ **N.C.T.** Foglio n° 20 Particelle n° 100-111 - - - - - - - - - - - - - - - - - -
Foglio n° 21 Particelle n° 224 - - - - - - - - - - - - - - - - - -

☐ **N.C.E.U.** Sez. ___ Foglio n° ___ Particella n° ___ - sub ___ - - - - - - - - - - - - - -
Sez. ___ Foglio n° ___ Particella n° ___ - sub ___ - - - - - - - - - - - - - -

IL SOTTOSCRITTO

GEOLOGO: *(cognome e nome)* ESPOSITO IGNAZIO

nato a SARNO il 22.10.66 - C.F. SPSGNZ66R22I438J

residente in SARNO alla via/~~piazza~~ MASSERIA SPAGNUOLO 43/A C.A.P. 84087

domiciliato in SARNO alla via/~~piazza~~ MASSERIA SPAGNUOLO 43/A C.A.P. 84087

tel. ___ cell. ___ fax ___ p.e.c. ___

consapevole delle sanzioni penali previste dall'art.76 del D.P.R.445/00 per le ipotesi di falsità in atti e dichiarazioni mendaci ivi indicate, ai sensi degli artt. 46 e 47 del D.P.R.445/00

DICHIARA

1) **di essere abilitato all'esercizio della professione di** GEOLOGO ;

2) ☒ **di essere iscritto all'Ordine dei Geologi della** REGIONE CAMPANIA **sez.**___ **sett.**___ **al n°** 1260 ;

(oppure)

☐ **di essere dipendente della seguente pubblica amm.ne committente:** ___ ;

3) **di aver ricevuto l'incarico sopra indicato e di averlo personalmente espletato, redigendo i seguenti elaborati:**

1 - RELAZIONE GEOLOGICA	3 -
2 -	4 -

In relazione a quanto sopra, consapevole delle responsabilità che con la presente si assume in qualità di persona esercente un servizio di pubblica necessità ai sensi degli artt.359 e 481 del Codice Penale

ASSEVERA

che ha prodotto i sopra indicati elaborati nel rispetto delle norme tecniche emanate ai sensi degli artt.52, comma 1, e 83 del D.P.R.380/01 (artt.1 e 3 L.64/74) nonché (nel caso di opere in cemento armato o a struttura metallica) ai sensi dell'art.60 del D.P.R.380/01 (art.21 L.1086/71); che **in particolare**, in applicazione del disposto dell'art. 20 del D.L. 248 del 31/12/07 (come modificato e integrato dalla legge di conversione n° 31 del 28/02/08), e del D.L.207/08 (come modificato e integrato dalla legge 27/02/2009 n°14) si è fatto riferimento, di concerto con il progettista, alle seguenti norme tecniche:

☒ **D.M. 14/01/2008** e ss.mm.ii. *(oppure)* ☐ **D.M. 14/09/2005** *(oppure)* ☐ **Norme previgenti** al D.M. 14/09/2005

ALLEGA

- **copia del seguente documento di identità in corso di validità:**
  tipo PATENTE n° SA2583848N rilasciato in data 21/1/94 da PREFETTURA SALERNO

(data) 23/12/2012 ***(timbro e firma)*** ___

ORDINE DEI GEOLOGI della Regione Campania dr. geol. IGNAZIO ESPOSITO Albo n. 1260



1. Cognome ESPOSITO
2. Nome IGNAZIO
3. Data e luogo di nascita 22/10/1946
SARNO (SA)
4. Residenza SARNO
Via TI. DODARO TORRE TURRE
Gruppo sanguigno
Il funzionario della Motorizzazione Civile
FIRMA DEL TITOLARE
5. Rilasciata dal Ministero dei
6. a
7. Valevole fino al
8. Patente N. SA2583848/AN
C 1 IL PREFETTO

MARCA DA BOLLO LIRE 1.500

A SA2583848N 28/10/93
B SA2583848N 28/10/93
C SA2583848N 28/10/93
D
E

Categorie per le quali la patente è valida

PATENTE N. SA2583848N (W891E)
VALIDA FINO AL 22/01/2014
GUIDA CON LENTI

PATENTE N. SA2583848N (KHIXLP)
VALIDA FINO AL 23/01/2009
GUIDA CON LENTI

PATENTE N. SA2583848N (KQ45PV)
VALIDA FINO AL 21/01/2014
GUIDA CON LENTI

LIMITAZIONI ART 117 C.D.S.
PER CAT. "A" NESSUNA
PER CAT. "B" NESSUNA

INDICAZIONI ADDIZIONALI

(02843628019)
CONVERSIONE MILITARE
SOSTITUISCE SA2304496

PATENTE N. SA2583848N (W891E)
VALIDA FINO AL 22/01/2014
GUIDA CON LENTI

PATENTE N. SA2583848N (KHIXLP)
VALIDA FINO AL 23/01/2009
GUIDA CON LENTI

PATENTE N. SA2583848N (KQ45PV)
VALIDA FINO AL 21/01/2014
GUIDA CON LENTI

LIMITAZIONI ART 117 C.D.S.
PER CAT. "A" NESSUNA
PER CAT. "B" NESSUNA



SOSPENSIONI DELLA PATENTE

PATENTE N. SA2583848N (KHIXLP)
MASSERIA SPAGNUOLO 00/SN
84087 SARNO SA

CAMBIAMENTI DI RESIDENZA

PATENTE N. SA2583848N (VC1ZVC)
V DE LIGURI 31
84087 SARNO SA

PATENTE N. SA2583848N (CHAFTC)
VIA LAVORATE CENTRO 166
84087 SARNO SA

Firma

MODULARIO T647 UFFICIO RENDICONTO E 2875867 Mod. MC 701/C

VIDIMAZIONI ANNUALI

PATENTE DI GUIDA 1996 70000

CONFERMA DI VALIDITÀ

Valida fino al
Data
Firma

REPUBBLICA ITALIANA

I

PATENTE DI GUIDA

Permiso de Conducción
Driving Licence
Permesso di Guida
Cardenas Flamino
Ribeiro
Carta de Condução

Modello delle COMUNITÀ EUROPEE