



**STUDIO DI GEOLOGIA**

Dott. Geol. Pasquale Lopresto

Via R. Scotellaro, 23

74018 Palagianello (TA)

Tel. 0998495345

**CITTÀ DI MOTTOLA (TA)**

**Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4  
Zona est del vigente P.R.G.**

**RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA,  
IDROGEOLOGICA E SISMICA**

(caratterizzazione e modellazione del sito,  
"pericolosità sismica di base" e "indagini",  
(§ 3.2 e 6.2.1 delle NTC e § C 3.2 e 6.2.1 della  
Circolare C.S.LL.PP. n° 617/09)) - R.R. n. 9/15

**Committente:**

Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A

Dott. Geol. Pasquale LOPRESTO



Scala:

Data:

ottobre 2015

## INDICE

1) Premessa	pagina 2
2) Normativa di riferimento	pagina 3
3) Ubicazione e sismicità dell'area in esame	pagina 5
4) Inquadramento geologico	pagina 6
5) Idrogeologia ed idrologia	pagina 9
6) Note morfologiche e statiche	pagina 10
7) Geologia dell'area e costituzione del sottosuolo	pagina 11
8) Considerazioni geologiche e geotecniche sulle rocce interessate dalle opere in progetto	pagina 13
9) Verifica di stabilità delle pareti rocciose	pagina 21
10) Prospezione e caratterizzazione sismica del sito	pagina 26
11) Conclusioni	pagina 36

## FIGURA

Carta e sezione geologica

Corografia

Stralcio della Carta Tecnica Regionale

Stralcio aerofotogrammetria con tracce e direzione degli allineamenti sismici

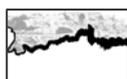
Stralcio delle tavole del Piano di Tutela delle Acque (P.T.A.)

Ubicazione sondaggi Consorzio "Rotonda" e stratigrafie sondaggi

## RELAZIONI DI CALCOLO DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE E DI SITO

## RISULTATI DELLE ANALISI MASW (Allineamento 1 e 2)

## PROVA DI LABORATORIO SU CAMPIONE DI ROCCIA



## 1) PREMESSA

Il presente studio ha lo scopo di definire le caratteristiche geologico-tecniche ed idrogeologiche dei terreni interessati dal progetto di “*Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona est del vigente P.R.G. di Mottola (TA)*”; per ogni chiarimento ed approfondimento si rinvia agli elaborati progettuali, redatti dagli ingegneri Maldarizzi Raffaele e D'Onghia Giovanni. Il lavoro viene finalizzato alla ricostruzione delle condizioni geologiche ed idrogeologiche dell'area in parola ed alla caratterizzazione dei terreni dal punto di vista geomeccanico; inoltre l'allegata cartografia permette di restituire, sotto l'aspetto geologico, quanto osservato durante i sopralluoghi. La particolare struttura dei litotipi rinvenuti è ben nota in letteratura geologica, per cui i parametri geotecnici, che di seguito si forniranno, scaturiscono da studi precedenti, eseguiti su materiali appartenenti allo stesso ambiente geologico. Per l'espletamento dell'incarico conferito non sono state compiute, in questa fase, indagini profonde dirette, in quanto la costituzione del sottosuolo è nota da studi eseguiti dallo scrivente nel territorio comunale di Mottola, tra cui quelli della adiacente lottizzazione “Rotonda”, a settentrione di Via Matteotti, e dall'osservazione degli scavi, eseguiti per l'edificazione di fabbricati, e delle colonne stratigrafiche dei pozzi realizzati, per la ricerca di acque sotterranee, e dalla visione dei versanti degli spaccati naturali ed artificiali esistenti e delle pareti delle cave, sparse nel territorio.

Allo scopo di ottenere un corretto inquadramento geologico è stato effettuato un rilevamento del settore in esame, esteso anche alle superfici limitrofe, oltre a ricerche e correlazioni bibliografiche e cartografiche e la conoscenza della stratigrafia dei pozzi esistenti nel settore. La verifica della stratimetria locale è stata ottenuta mediante la realizzazione di un'indagine di tipo indiretto, per la precisione due prospezioni geosismiche a rifrazione secondo la metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), lungo un allineamento con direzione grosso modo ovest –



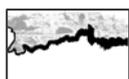
est, per la prima prospezione, ed est - ovest, per la seconda, aventi il fine di conoscere l'andamento dei terreni nel suolo e sottosuolo e di caratterizzare sismicamente la successione stratigrafica esistente. La parametrizzazione geotecnica caratterizzante le rocce, interessate dalle strutture, è stata dedotta da pubblicazioni relative a campioni provenienti dallo stesso contesto geologico, tra cui la prova di laboratorio a cui è stata sottoposta una "carota" di roccia calcarea, prelevata nel corso delle indagini geognostiche dell'adiacente lottizzazione "Rotonda".

Le rocce affioranti sono di natura calcarea, ricoperte da una coltre di materiali di alterazione di spessore discontinuo e/o di riporti, legati alla storia del sito. Nell'area in parola, per la posizione orografica, il reticolo idrografico superficiale è praticamente inesistente, le acque di precipitazione meteorica vengono drenate dalle opere di urbanizzazione e dalle incisioni esistenti. Tutto il settore appare stabile, con assenza di fenomeni di dissesto geologico.

Nel corso del lavoro uno speciale riferimento sarà dato alla permeabilità, elemento utile per avere un quadro, quanto più possibile preciso del potere assorbente del terreno. Al fine di ottenere un corretto inquadramento geologico è stato effettuato un rilevamento del settore in esame, esteso anche alle superfici limitrofe, oltre a ricerche e correlazioni bibliografiche e cartografiche.

## 2) NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Secondo il D.M. 14/01/2008 "*Nuove Norme Tecniche per le costruzioni*", le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica devono essere esposti in una specifica relazione geologica e le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici



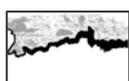
dedotti da specifiche indagini e prove, che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive. Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una successiva e specifica relazione geotecnica.

I risultati delle indagini geognostiche e geofisiche, i sopralluoghi diretti e la conoscenza della zona valutata dallo scrivente, hanno permesso di esaminare e definire i seguenti argomenti dell'area studiata:

- inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico,
- caratterizzazione litostratigrafica e geomeccanica dei terreni,
- caratterizzazione sismica del sito,
- eventuali prescrizioni.

Le indagini geognostiche e la presente relazione sono conformi a quanto disposto nelle normative seguenti:

- A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" (1977);
- D.M. del 11/03/1988 "Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni ecc.";
- Circolare Ministero LL.PP. del 24/09/1988 n. 30483;
- D.P.R. 554/1999;
- D.P.R. 328/2001;
- O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003;
- D.M. 14/01/2008 Nuove Norme Tecniche per le costruzioni;
- Circolare LL.PP. n. 617 del 02/02/2009 "*Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni"*".



Nei riguardi dell'azione sismica le NTC 2008 hanno come obiettivo il controllo del livello di danneggiamento della struttura a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione. L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica, che va verificata e controllata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese. Si fa presente, per quanto riportato, che le opere in progetto, in ogni caso, dovranno essere dimensionate nell'osservanza e nel rispetto delle vigenti norme di legge per l'edilizia civile ed industriale e della normativa per la disciplina delle opere strutturali.

Al fine di ottenere il nulla osta ai fini del Vincolo Idrogeologico (R.D.L. 30 dicembre 1923, n. 3267 e R.D.L. 16 maggio 1926, n. 1126) la presente relazione tratterà anche gli aspetti contenuti nell'art. 5 e secondo l'allegato 2 punto 3 del Regolamento Regionale 11 marzo 2015, n. 9 e della sua Circolare esplicativa, prot. A00\_036/0009889 del 17 aprile 2015.

### 3) UBICAZIONE E SISMICITÀ DELL'AREA IN ESAME

L'intervento summenzionato è ubicato nella periferia meridionale del centro abitato di Mottola, a valle di Via Matteotti, e ricade in parte della tavoletta 202 IV N.O. omonima, della carta topografica d'Italia, edita dall'Istituto Geografico Militare, alla scala 1:25.000, ad una quota altimetrica variabile, da nord a sud, tra le isoipse di 340 e 300 metri sul livello del mare, con una pendenza media del 70-80% (35-40°).

Si riportano le coordinate caratterizzanti il sito, secondo il sistema WGS84, relativamente ai punti in cui sono state eseguite le indagini sismiche:

Allineamento sismico 1: *latitudine: 40.63046°; longitudine: 17.03878°.*

Allineamento sismico 2: *latitudine: 40.62994°; longitudine: 17.03951°.*



Nelle relazioni allegata alla presente, relative alla pericolosità sismica di base e del sito, sono riportate le individuazioni nell'area in oggetto, oltre ai riferimenti cartografici ora citati.

Dal punto di vista sismico il comune in oggetto (Mottola - Codice ISTAT 2001 n° 16073019), secondo quanto riportato nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 – *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica* (Ordinanza n. 3274) pubblicata nella Gazzetta Ufficiale del 08 maggio 2003, e dal provvedimento regionale di cui alla Deliberazione della Giunta della Regione Puglia del 02 marzo 2004 n° 153 (B.U.R. N° 33 del 18 marzo 2004), passa da area non classificata (Z4) a Zona 3 (accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni 0,05-0,15 ed accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme tecniche) 0,15).

#### 4) INQUADRAMENTO GEOLOGICO

##### a) *Stratigrafia*

L'area dell'intervento ricade al confine tra il bordo sud-occidentale dell'Altopiano delle Murge e la fascia di passaggio alla piana costiera ionica. In questo territorio affiora estesamente una spessa successione di strati rocciosi, di natura carbonatica, di età cretacea, ricoperta localmente da depositi plio-pleistocenici, essenzialmente calcarenitico-sabbiosi ed argillosi, a struttura tabulare modellata a ripiani. L'intervento in parola ricade in un'area del territorio di Mottola che è dominio di rocce calcaree mesozoiche, costituenti la piattaforma di base, note in letteratura geologica con il nome di Formazione del *Calcarea di Altamura*. Tale unità risulta formata da strati o banchi, con spessori variabili da 10 a 15 centimetri fino a 2 metri, di calcari biancastri finemente



detritici, compatti, con frattura concoide, a luoghi mostrano irregolari e ripetute alternanze di calcari dolomitizzati e di dolomie grigio-nerastre. Il colore è variabile dal bianco al grigio, al grigio nocciola; sono rossastri in presenza di residui ferrosi ("terra rossa"), derivanti dalla degradazione. Gli strati di questa formazione appaiono disarticolati, frantumati, alterati e in vario modo carsificati. Si rilevano estesamente nell'area in esame, inoltre affiorano lungo i versanti delle gravine e, da quanto rilevato durante i lavori di escavazione di pozzi, inferiormente ai sedimenti trasgressivi plio-pleistocenici, essenzialmente calcarenitico-sabbiosi ed argillosi.

#### b) *Morfologia e tettonica*

La disarticolazione della piattaforma carbonatica pugliese, con un complesso sistema di faglie, originate da sforzi di compressione, ha dislocato in vario modo gli strati, permettendo la corrispondenza tra tettonica e morfologia. I rilievi calcarei coincidono con gli alti strutturali e le superfici pianeggianti con aree depresse, colmate dalla deposizione dei sedimenti calcarenitici ed argillosi. I calcari sono piegati in blande ondulazioni, con generale immersione degli strati verso nord-ovest, si mostrano interessati da un sistema di faglie dirette, di età pleistocenica, a prevalente andamento NW-SE. Le tracce di tali superfici di discontinuità sono in gran parte sepolte al di sotto dei sedimenti plio-pleistocenici.

In complesso il paesaggio mostra le tipiche forme delle coste di sollevamento, con ampie superfici pianeggianti situate a varie altezze sul livello del mare, separate da scarpate, subparallele all'attuale linea di riva. Alle quote altimetriche più elevate affiorano i calcari, con la caratteristica struttura a pilastro tettonico, di cui il sito in parola ne è un esempio. I depositi calcarenitici, sabbiosi ed argillosi, che si rinvengono alle quote più basse, risultano interessati da fenomeni di sollevamento in blocco; non si rilevano infatti pieghe e/o faglie. Quanto detto è il risultato delle forze orogenetiche che hanno permesso il sollevamento, a scatti, in epoche recenti dal punto di vista



geologico, di questa parte della regione. Si è infatti in presenza di superfici di abrasione marina, terrazzate, digradanti ed interrotte da scarpate, che costituiscono le antiche linee di costa, pressoché parallele a quella attuale.

Nell'area in esame uno dei principali agenti morfogenetici sono le acque meteoriche che hanno inciso il territorio, sia il basamento calcareo che i sovrastanti sedimenti plio-pleistocenici, favorendo la formazione di profondi solchi erosivi, noti con il nome di *gravine*. Questi solchi, caratterizzati a luoghi da pareti subverticali, si sono impostati sui ripiani di abrasione, approfondendosi per sovrapposizione ed erosione rimontante, in corrispondenza delle scarpate, collegate ai sollevamenti regionali, in combinazione con le variazioni eustatiche del livello marino. La loro sezione trasversale presenta spesso una forma a V, leggermente svasata, con fondo generalmente piatto, occupato di terra rossa frammista a ciottoli, a tratti terrazzati. Le pareti di questi solchi erosivi sono in lenta, ma continua evoluzione, a causa di innumerevoli fattori che concorrono alle mutazioni morfogenetiche.

La morfologia dell'area in questione è condizionata da superfici di abrasione marina, digradanti verso meridione, ed interrotte da scarpate, che costituiscono le antiche linee di costa, pressoché parallele a quella attuale, che si rinviene ad oltre dieci di chilometri di distanza verso meridione. Il settore, interessato dall'intervento in progetto, si mostra con una superficie degradante verso meridione, caratterizzato dall'affioramento del basamento calcareo, oggetto di fenomeni carsici, ricoperto da una coltre di depositi di materiali residuali (*terra rossa*) e/o di riporti, di spessore alquanto variabile, da alcuni centimetri ad oltre un metro. Per le buone caratteristiche fisico-meccaniche delle rocce lapidee affioranti nella zona, non si manifestano fenomeni di instabilità dei versanti, che si presentano generalmente scoscesi.



## 5) IDROGEOLOGIA ED IDROLOGIA

Il settore in esame ricade in una zona del territorio comunale di Mottola, caratterizzato dall'affioramento di rocce calcaree, dotate di permeabilità soprattutto per fessurazione ed in subordine per carsismo. Le acque di precipitazione meteorica, che cadono nei brevi periodi di piovosità, tipici delle stagioni primaverile ed autunnale, quando non vengono assorbite, sono drenate dalle naturali linee di deflusso esistenti, costituite dalle opere di urbanizzazione e dalle piccole depressioni e incisioni che confluiscono nelle gravine, che permettono il rapido allontanamento delle stesse. Per la posizione altimetrica l'area in oggetto si rinvia a quote più elevate, rispetto alle direttrici di deflusso del corpo idrico e non risulta interessata da eventuali fenomeni di alluvionamento. Quanto detto è confermato dalla lettura delle tavole del P.A.I. (Piano dell'Assetto Idrogeologico), redatto dall'Autorità di Bacino di Puglia (AdB), che caratterizza la zona in esame come esente da rischio idraulico (vedasi la figura "individuazione del sito e definizione delle sue coordinate" allegata nella relazione sulla pericolosità sismica).

La circolazione idrica endogena risulta infatti piuttosto sviluppata, per la presenza di ampie superfici di accumulo e per le caratteristiche idrologiche del complesso calcareo, prima descritto, che è dotato di potere assorbente, soprattutto negli strati superficiali, dovuto alla permeabilità per fessurazione e carsismo e porosità, rispettivamente per le rocce calcaree e calcarenitiche. Il grado di permeabilità, per i termini lapidei che si rinvencono, è legato al numero ed alle dimensioni delle discontinuità, sia primarie che secondarie, esistenti nell'ammasso roccioso ed alla carsificazione che può essere spinta in vario modo.

Nell'area in esame esiste infatti un acquifero, con sede nelle rocce carbonatiche mesozoiche, sostenuto dall'acqua marina di invasione continentale. Il contatto con le acque dolci, dotate di minore densità, costituente una fascia di acque salmastre

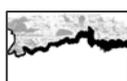


definienti una zona di transizione, corre in direzione della costa con una cadente piezometrica dell'ordine del 2 per mille. Essa si viene a trovare, secondo quanto riportato nel Piano di Tutela delle Acque, nella tavola 6.2 "*distribuzione media dei carichi piezometrici degli acquiferi carsici della Murgia e del Salento*" relativa all'andamento della superficie piezometrica della falda, in un settore a cavallo delle isofreatiche di 6 e 10 metri sul livello del mare (vedasi stralcio allegato grafico). Secondo quanto ora riportato, poiché la quota topografica del settore in questione è compresa tra le isoipse di circa 340 e 300 metri sul livello del mare, la profondità di rinvenimento della falda si viene a trovare, rispetto al piano di campagna e considerando una quota di 300 m s.l.m. ed un valore dell'isopiezia di 8 m, ad una distanza prossima ai 292 metri.

In merito alle condizioni idrogeologiche dei terreni è stato possibile verificare, anche tramite prove dirette di assorbimento, che i tipi litologici appartenenti alla Formazione del *Calcere di Altamura*, a causa delle discontinuità che la caratterizzano, sia primarie che secondarie, presenta un valore della permeabilità variabile, ma compreso tra  $10$  e  $10^{-4}$  cm/s.

## 6) NOTE MORFOLOGICHE E STATICHE

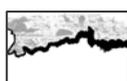
L'area indagata si mostra costituita da una superficie lievemente degradante verso meridione e la morfologia risulta regolare, senza indizi di movimenti di masse in atto o in preparazione. La situazione dei luoghi è in accordo con la struttura geologica, in precedenza descritta; le aree di affioramento dei litotipi appartenenti alla piattaforma carbonatica risultano ben salde e stabili e per nulla predisposte a fenomeni di dissesto, come dimostrato dai fabbricati esistenti nella zona e realizzati da molti anni.



## 7) GEOLOGIA DELL'AREA E COSTITUZIONE DEL SOTTOSUOLO

Il settore indagato presenta caratteri strutturali corrispondenti a quelli prima citati. I tipi litologici affioranti appartengono alla Formazione del *Calcarea di Altamura* e si mostrano costituiti da rocce lapidee, di natura carbonatica, calcari e calcari dolomitici, generalmente ben stratificate, a grana medio-fine, talora lastriformi o in banchi. Da quanto osservato negli affioramenti della zona in oggetto, la giacitura degli strati risulta pressoché orizzontale, con deboli ondulazioni e ristrette fasce più intensamente fratturate, in corrispondenza delle discontinuità più importanti che, mostrando modesti spostamenti tra i loro labbri, rappresentano delle piccole faglie. Accanto a tali discontinuità ne esistono numerose altre che si presentano alquanto serrate. Talora esse sono "spalmate" o riempite da "terra rossa", che tende a scomparire con la profondità. Localmente si hanno sviluppi molto irregolari di cavità carsiche di modeste dimensioni, generalmente intasate, verso la parte più elevata, da *terre rosse*. In sostanza, seppure il quadro fessurativo della formazione geologica sia alquanto evoluto e venga a combinarsi con le discontinuità di strato, il notevole "serraggio" delle fessure ed i riempimenti di materiali scarsamente permeabili, quali le *terre rosse*, rendono la permeabilità in grande di tali terreni sensibilmente più modesta di quella che in genere compete alle formazioni calcaree.

Nella zona in questione le osservazioni dirette consentono di valutare lo spessore della copertura, costituita da terreni residuali e/o riporti, variabile fra un minimo di 0,10 m ad oltre un metro. Di seguito si riporta quanto osservato in occasione delle indagini meccaniche realizzate per l'adiacente lottizzazione "Rotonda", precisamente: "I sondaggi, eseguiti sino alla profondità massima di 7 metri dal piano di campagna, hanno consentito di acquisire i parametri di dettaglio sulla ripartizione degli strati e sulla loro consistenza. Più precisamente i risultati delle perforazioni geognostiche sono di seguito così riassunte:



## SONDAGGIO 1

0,00-0,50 metri terreno agrario;

0,50-7,00 m calcari e calcari dolomitici biancastri e grigiastri, stratificati e variamente carsificati, in strati decimetrici con livelli e piccole sacche di terra rossa.

Recupero in carotaggio:  $159/650 = 24,5\%$ ; R.Q.D.:  $110/650 = 16,9\%$ .

## SONDAGGIO 2

0,00-0,50 metri terreno agrario;

0,50-7,00 m calcari e calcari dolomitici biancastri e grigiastri, stratificati e variamente carsificati, in strati decimetrici con livelli e piccole sacche di terra rossa.

Recupero in carotaggio:  $275/650 = 42,3\%$ ; R.Q.D.:  $236/650 = 36,3\%$ .

## SONDAGGIO 3

0,00-1,00 metri terreno agrario;

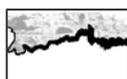
1,00-7,00 m calcari e calcari dolomitici biancastri e grigiastri, stratificati e variamente carsificati, in strati decimetrici con livelli e piccole sacche di terra rossa.

Recupero in carotaggio:  $234/600 = 39\%$ ; R.Q.D.:  $161/600 = 26,8\%$ .

A conferma dell'inesistenza di falde superficiali, nei tre sondaggi non veniva riscontrata la presenza di un corpo idrico significativo.

Dall'esame delle colonne stratigrafiche e dalla loro correlazione è possibile suddividere il sottosuolo in due strati, con difforme caratterizzazione geotecnica:

- a) Uno strato superficiale di terreno agrario, dello spessore variabile da 50 centimetri ad 1 metro, dovuto all'alterazione, alla carsificazione ed alla pedogenizzazione delle rocce in posto ed all'accumulo dei materiali residuali nelle parti morfologicamente depresse. Ricopre quasi totalmente i termini appartenenti alla formazione che si andrà a descrivere di seguito e verrà allontanato durante le fasi di lavoro;
- b) Una sequenza di fondo rappresentata dai termini mesozoici costituenti il basamento calcareo pugliese. Si è in presenza di rocce calcaree e dolomitiche, con calcio e magnesio in differenti percentuali, di colore biancastro-grigiastro, variamente carsificate, in strati decimetrici con livelli o piccole sacche, dello spessore massimo intercettato nei sondaggi di



circa 30 centimetri, costituite da *terra rossa* (si tratta di residui ferrosi rossastri, derivanti dalla degradazione delle rocce affioranti). Le percentuali del recupero di carotaggio e dell'indice di R.Q.D., variabili rispettivamente da 24,5 a 42,3% e da 16,9 a 36,3%, sono medio basse, a significare che la roccia calcarea rinvenuta risulta stratificata ed alterata.”

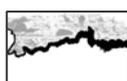
## 8) CONSIDERAZIONI GEOLOGICHE E GEOTECNICHE SULLE ROCCE INTERESSATE DALLE OPERE IN PROGETTO

La stratigrafia delle rocce presenti nell'area interessata dal progetto è rappresentata da una successione di calcari e calcari dolomitici, mediamente fratturati e carsificati, ricoperti localmente da una coltre di terreni residuali o “*terra rossa*” e/o riporti. Si discutono, di seguito, le principali caratteristiche dal punto di vista geologico e meccanico.

### A) Generalità

Le formazioni calcaree affioranti nell'area interessata dalle opere in progetto sono interessate, oltre ai sistemi di discontinuità primario e/o secondario, da fenomeni carsici diffusi. Come è noto, questi ultimi sono causati dalla trasformazione del carbonato di calcio, costituente principale della roccia, in bicarbonato solubile, ad opera dell'acido carbonico, risultante da acque meteoriche con anidride carbonica disciolta, in quantità notevole. Gli effetti di tale dissoluzione sono principalmente i seguenti, dal punto di vista tecnico:

- a) asportazione di materiale lungo fessure preesistenti;
- b) allargamento delle fessure fino alla formazione di cavità irregolari, la cui distribuzione dipende principalmente da condizioni microclimatiche e da piccole variazioni nella composizione chimica;



c) deposito del residuo insolubile della roccia carbonatica, costituito per lo più da ossidi vari, igroscopici, a comportamento plastico e rigonfiante.

I fenomeni carsici, per quello che riguarda i problemi del loro rilevamento nel settore ingegneristici, presentano questi due aspetti principali:

- a) si sviluppano in maniera irregolare, per intensità e distribuzione entro le formazioni carbonatiche;
- b) l'intensità del carsismo non diminuisce necessariamente con la profondità, come avviene nei comuni processi di degradazione meteorica.

Per quanto riguarda le caratteristiche dell'ammasso roccioso i calcari, interessati dalle opere in progetto, sono in linea di massima dei buoni terreni di fondazione, in quanto si tratta di rocce litoidi dotate di più che accettabili valori di resistenza meccanica, tali da fornire a fondazioni superficiali una capacità portante largamente sufficiente; inoltre è accertata la buona continuità ed uniformità dell'ammasso roccioso.

#### B) Caratteristiche geotecniche dei calcari

**Resistenza del materiale.** Il calcare di solito, quando è integro, ha delle buone proprietà meccaniche con resistenza alla compressione che varia da 300 a 1000 kg/cm<sup>2</sup>. Questa grandezza però non sempre si correla alla reale situazione in situ, in quanto i valori di capacità portante e resistenza, dipendono anche da:

- Indice RQD (Rock Quality Designation);
- Spaziatura dei giunti;
- Peculiarità delle superfici di fratturazione.

**Resistenza alla compressione della massa rocciosa.** È ridotta per il concorso sia della scarsa resistenza del tipo roccioso e sia della presenza diffusa di superfici di separazione minori, che si intersecano e spesso riempite di "terra rossa".



*Modulo di deformazione e modulo elastico.* I moduli di deformazione sono in genere bassi a causa delle condizioni litostrutturali; i valori possono essere compresi tra 20.000 e 40.000 kg/cm<sup>2</sup>.

*I moduli elastici sono mediocri o insufficienti e possono essere compresi tra 50.000 e 80.000 kg/cm<sup>2</sup>.*

*Direzione di anisotropia e di deformabilità.* Il comportamento della massa rocciosa si differenzia a seconda che le sollecitazioni siano applicate normalmente agli strati o parallelamente ad essi. In quest'ultimo caso la resistenza di attrito è minima secondo ogni orientazione e rispecchia la presenza di prodotti di terre rosse. Le strutture geologiche secondarie non intervengono generalmente nel condizionare la resistenza e la deformabilità della massa rocciosa, la cui resistenza va considerata globalmente. La stratificazione condiziona invece la stabilità nei problemi geostatici. La resistenza al taglio lungo strato può essere caratterizzata da valori di  $\Phi = 12^{\circ}-15^{\circ}$  e  $c = 1,0-1,5$  kg/cm<sup>2</sup>. Il valore della coesione aumenta notevolmente in direzione normale ai banchi.

La massa rocciosa risulta comunque essere decisamente poco deformabile.

Il National Building Code propone per tale tipo di roccia una pressione ammissibile minima 3,5 e massima 10 kg/cm<sup>2</sup>.

### C) Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

Gli ammassi rocciosi sono schematizzabili come volumi percorsi da discontinuità di diversa origine, le quali possono costituire più famiglie aventi ciascuna diverse caratteristiche meccaniche e geometriche. Atteso che le pareti ed il fondo degli scavi hanno consistenza litoide, in quanto costituite da rocce di natura calcarea, vediamo ora le condizioni di giacitura e struttura così come risultano ben evidenziate sui fronti di scavi o dalle stratigrafie dei sondaggi geognostici. La stratificazione non è ben evidente, ne tanto meno si evincono segni di soluzioni di continuità quali fratture o diaclasi. Gli effetti della alterazione superficiale, risentiti sino a modesta profondità dal



piano di campagna, sono limitati alla presenza di spalmature e venature rosso ruggine lungo le pareti dei giunti, con localizzati fenomeni di intasamento dei medesimi ad opera di depositi sciolti (terra rossa).

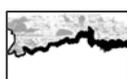
Per quel che concerne l'unità calcareo-dolomitica di base può farsi riferimento, se si considera che nella pratica corrente l'ammasso può essere assimilato ad un litotipo lapideo degradato, all'indice RMR di Bieniawski. Tale indice, calcolato sulla base dell'indice di resistenza (Is) ovvero della resistenza a compressione monoassiale, dell'indice di recupero percentuale modificato, della spaziatura dei giunti, condizioni e giacitura delle discontinuità, della presenza di acqua (condizioni idrologiche), si situa, per il deposito in oggetto, in un campo compreso tra 25 e 50 (Tabella 1 e 2).

PARAMETRI		CAMPO VALORI							
1	Resistenza roccia intatta	Carico puntuale Compressione uniaassiale	>80 kg/cmq	40-80 kg/cmq	20-40 kg/cmq	10-20kg/cmq	Non applicabile		
			>2000 kg/cmq	1000-2000 kg/cmq	500-1000 kg/cmq	250-500 kg/cmq	100-250 kg/cmq	30-100 kg/cmq	10-30 kg/cmq
	INDICE		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%		
	INDICE		20	17	13	8	3		
3	SPAZIATURA GIUNTI		>3 m	1-3 m	0,3-1 m	50-300 mm	<50 mm		
	INDICE		30	25	20	10	5		
4	CONDIZIONE GIUNTI		Superfici molto scabre non continue Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura <1 mm Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura >1 mm Pareti roccia dura	Superfici lisce o laminate o riempimento <5mm o apertura 1-5 mm giunti continui	Riempimento tenero spessore >5 mm o giunti aperti >5 mm giunti continui		
	INDICE		25	20	12	6	0		
5	Condizioni idrauliche	Afflusso per 10 m lungh. tunnel	Assente		<25 l/min	25/125 l/min	>125 l/min		
		Rapp. pressione acqua nei giunti soll. nat. in situ	0		0-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Condizioni generali	Completamente asciutto		Solo umidità	Acqua in debole pressione	Severi problemi idraulici		
		INDICE		10		7	4	0	

Tabella 1 - Valore dei parametri relativi alla classificazione di Bieniawski

N=Σni	0-25	25-50	50-70	70-90	90-100
CLASSE	V	IV	III	II	I
QUALITA' DELL'AMMASSO	molto scadente	scadente	discreta	buona	ottima
c (kg/cmq)	<1	1-1,5	1,5-2,0	2,0-3,0	>3
φ	<30°	30-35°	35-40°	40-45°	>45°
GIUDIZIO SULLE DIFFICOLTA' DI SCAVO	nessuna difficoltà	può essere cavato facilmente Frammentazione notevole	discreta difficoltà	si scava con difficoltà. Frammenti di notevoli dimensioni	notevoli difficoltà di scavo
T	10 minuti	5 ore	1 settimana	6 mesi	10 anni
L (m)	0,5	1,5	2	4	5

Tabella 2 - Classificazione dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski



Nel caso della lottizzazione "Rotonda":

"La caratterizzazione geotecnica dei litotipi presenti, in affioramento ed in profondità, nell'area in esame è resa possibile sulla scorta dei risultati delle prove di laboratorio eseguite su un campione di roccia calcarea, prelevato nel sondaggio 2 alla profondità di 2 metri dal piano campagna, e dall'osservazione sia dei testimoni delle terebrazioni che dell'andamento degli strati rocciosi. Dall'esame di laboratorio il provino, di dimensioni in centimetri di 15,4 di altezza e 9,35 di diametro, ha evidenziato un peso di volume di  $2,37 \text{ g/cm}^3$  e la resistenza alla compressione semplice di  $312 \text{ kg/cm}^2$ .

Per la caratterizzazione dell'affioramento roccioso, condizionante i luoghi in questione, è stato utilizzato il sistema di classificazione di Bieniawski, che permette una valutazione qualitativa delle caratteristiche dell'ammasso. Questo sistema di classificazione tiene conto di cinque parametri caratteristici:

- resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
- percentuale di recupero modificata (R.Q.D.);
- spaziatura dei giunti;
- condizioni dei giunti (scabrezza, alterazioni delle pareti, apertura, materiale di riempimento);
- condizioni idrauliche (afflusso di acqua, pressione interstiziale).

Ciascun parametro viene valutato in modo quantitativo e a ciascuno di essi è assegnato un indice parziale, come indicato nell'allegata tabella 1.

Per quanto riguarda l'unità in parola la resistenza a compressione uniassiale può assumersi pari a  $312 \text{ kg/cm}^2$  (valore riscontrato dalla prova di laboratorio, allegata alla presente, a cui è stato oggetto un campione prelevato nel sondaggio 2 alla profondità di 2 metri dal piano campagna).

A tale valore della resistenza della roccia intatta corrisponde, nella classificazione prima citata un indice pari a 4.

Il valore del R.Q.D. (somma dei campioni di lunghezza pari o superiori a 10 cm fratto la lunghezza totale del tratto indagato) può ritenersi valido pari al 26,8% (dato del sondaggio 3, che risulta prossimo alla media delle percentuali riscontrate pari a 26,6%), cui si fa



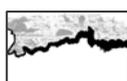
corrispondere un indice di 4. Per quanto riguarda la spaziatura e le condizioni dei giunti, la prima può essere stimata in 0,3-1 metri, mentre la seconda è caratterizzata da superfici scabre, apertura >1 mm, pareti roccia dura. I valori assegnati sono rispettivamente di 20 e 12. Alle condizioni idrauliche si può assegnare l'indice 10 corrispondente alla condizione "completamente asciutto", poiché non sussistono le condizioni di presenza di acqua (a dire il vero si rinvencono localmente delle venute idriche di scarsa importanza dal punto di vista idrogeologico).

Riepilogando i valori dei parametri relativi alla classificazione di Bieniawski, si è ottenuto:

• resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta	punti	4
• percentuale di recupero modificata (RQD)	punti	4
• spaziatura dei giunti	punti	20
• condizioni dei giunti	punti	12
• condizioni idrauliche (afflusso di acqua, pressione interstiziale)	punti	10
	totale	punti 50

La somma degli indici parziali relativi ai singoli parametri analizzati fornisce l'indice complessivo, o indice RMR, dell'ammasso roccioso. In base al valore di tale indice l'ammasso roccioso viene suddiviso in 5 classi come indicato in tabella 2. Per ciascuna classe viene indicata una stima, di larga massima, dei parametri di resistenza globale dell'ammasso roccioso. Poiché nel caso in esame RMR = 50, l'unità geomeccanica può essere collocata tra la classe III "discreta" e la IV "scadente", cui competono rispettivamente una coesione  $c = 1,5-2$  e  $1-1,5$  kg/cm<sup>2</sup> ed un angolo di attrito interno  $\phi = 35-40^\circ$  e  $30-35^\circ$ , all'unità calcarea in esame si può assegnare un valore della coesione  $c = 1,5$  kg/cm<sup>2</sup> ed un angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$ ."

Le proprietà tecniche dei calcari sono strettamente legate ai caratteri chimici e petrografici che possono, in base alla composizione, determinare variazioni considerevoli delle loro caratteristiche fisiche. Sulla base dell'esperienza tecnica acquisita e considerando i dati di letteratura geotecnica si possono indicare i seguenti valori per i parametri fisico-meccanici più significativi e riferiti ai materiali compatti o poco fratturati:



- peso specifico reale	2,7	g/cm <sup>3</sup>
- peso di volume	2,5 - 2,7	g/cm <sup>3</sup>
-grado di compattezza	0,92 - 1	-
- porosità %	0.08 - 0	-
- resistenza a compressione	350 - 1000	Kg/cm <sup>2</sup>

Tab. 3: Valori di letteratura riferiti alle caratteristiche fisico-meccaniche di calcari e calcari dolomitici

Per quel che concerne i valori dei Moduli di Elasticità dinamico  $E_d$  e statico  $E_s$ , desunti da prove geofisiche di tipo indiretto, effettuate su affioramenti simili, si ricavano valori rispettivamente pari a circa 400.000 kg/cm<sup>2</sup> e 40.000 kg/cm<sup>2</sup> riferiti agli strati compatti del calcare e indicativi di un materiale con ottime caratteristiche di compressione.

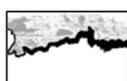
Volendo riassumere dal valore di  $RMR_b$ , pari nel nostro caso a 50, si derivano i parametri caratteristici dell'ammasso, che secondo Bieniawski assumono il valore:

- coesione in termini di tensioni efficaci:  $c' = 5 RMR_b = 5 * 50 = 250$  kPa
- angolo di attrito in termini di tensioni efficaci:  $\phi' = 0,5 RMR_b + 5 = 30^\circ$
- modulo di deformazione:  $E_d = 2 RMR_b - 100$  (Bieniawski - 1978)

La formula di  $E_d$  è però da considerare valida per valori di  $RMR$  superiori di 50, mentre per valori inferiori si utilizza la formula di Serafim e Pereira (1983):  $E_d = 10^{(RMR_b - 10)/40}$ , per cui, utilizzando la seconda espressione, si ottiene:  $E_d = 10$  GPa.

Alle predette rocce sono associabili, in linea generale e salvo situazioni particolari locali, i seguenti valori a "stima" delle caratteristiche fisiche:

Peso di volume	N/m <sup>3</sup>	2.200
$K_x$	N/cm <sup>3</sup>	100
$K_y$	N/cm <sup>3</sup>	100
$K_z$	N/cm <sup>3</sup>	300
Angolo di attrito ( $\phi$ )		35°
$\sigma_{slu}$	N/mm <sup>2</sup>	0,3
Coesione non drenata	N/mm <sup>2</sup>	0-0,01
Coesione efficace	N/mm <sup>2</sup>	0-0,01
Modulo edometrico	N/mm <sup>2</sup>	50-100
Coefficiente di Poisson ( $\nu$ )		0,2
Costante di Winkler (k)	kg/cm <sup>3</sup>	10 ÷ 30



La stabilità degli ammassi rocciosi è strettamente correlata alla presenza, o meno, di discontinuità ed alle loro caratteristiche. Si è in precedenza accennato al fatto che la principale famiglia di discontinuità risulta quella dei giunti di stratificazione, di giacitura subverticale e suborizzontale. L'omogeneità (a grande scala) e l'orizzontalità per forti spessori delle bancate rocciose, tra l'altro esenti da intercalazioni plastiche sede di potenziali scorrimenti, porta ad escludere nel modo più assoluto l'eventualità di grossi movimenti di massa, che coinvolgono il fondo degli scavi, oltre che le pareti.

Rivolgendo poi l'attenzione alle potenziali instabilità parietali, va notato che anche le pareti in roccia dura e di elevate caratteristiche meccaniche sono potenzialmente soggette a rotture localizzate, legate al fenomeno di richiamo verso il vuoto, che possono non coincidere con una o più di quelle discontinuità della massa rocciosa, la cui giacitura non è, nella fattispecie, favorevole allo scivolamento.

A tale riguardo i valori orientativi dei parametri geo-meccanici sopra indicati, le condizioni morfologiche della località, che rappresenta una zona in cui non sussistono evidenti fenomeni evolutivi in atto, la natura delle rocce che condizionano le pareti ed il fondo degli scavi, le condizioni e la giacitura delle discontinuità, le condizioni delle pareti di scavo, evidenziano una situazione nel complesso favorevole alla realizzazione di strutture con opere fondali superficiali.

#### D) Potenziale di liquefazione

Come riportato nel par. 7.11.3.4.2 del D.M. 14/01/2008 la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
- 2) accelerazioni massime attese al piano di campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g;
- 3) profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano di campagna, per piano di campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;



- 4) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)60 > 30$  oppure  $qc1N > 180$ , dove  $(N1)60$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e  $qc1N$  è il valore della resistenza, determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 5) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1 (a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in Figura 7.11.1 (b), nel caso di terreni con coefficienti di uniformità  $U_c > 3,5$ .

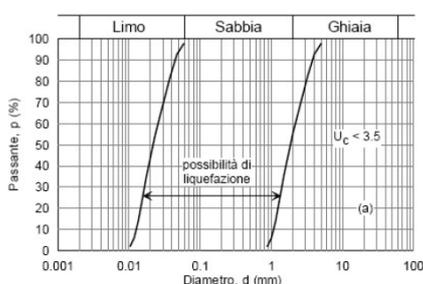


Figura 7.11.1(a) DM 14-01-2008

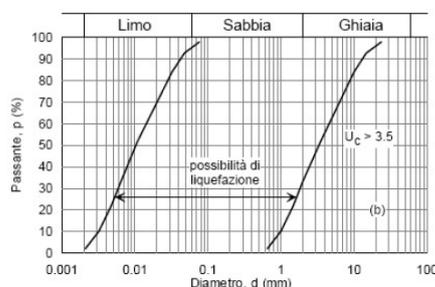


Figura 7.11.1(b) DM 14-01-2008

Nel caso specifico è possibile affermare che la situazione oggetto di studio rientra nelle circostanze per le quali le verifiche a liquefazione possono essere omesse.

## 9) VERIFICA DI STABILITÀ DELLE PARETI ROCCIOSE

Per gli interventi in progetto sono previste opere di scavo del versante roccioso. I fronti degli scavi di materiali lapidei o pseudolapidei, a causa dei processi erosivi, riportano fenomeni di decompressione, con relativo richiamo delle masse rocciose, suddivise in blocchi in quanto disarticolate dai giunti di stratificazioni e dai piani di frattura, verso il vuoto (appel au vidé). Alle cause gravitative si aggiungono quelle dovute ai processi erosivi (azioni idrometeoriche) ed alle alterazioni chimiche, legate ai processi di dissoluzione ad opera delle acque di circolazione, nonché agli

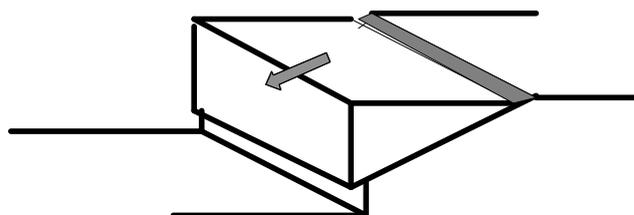


indebolimenti prodotti dalla creazione di cavità. I fenomeni di dissesto che interessano, o che interesseranno, le pareti della cava sono riconducibili a crolli e scivolamenti.

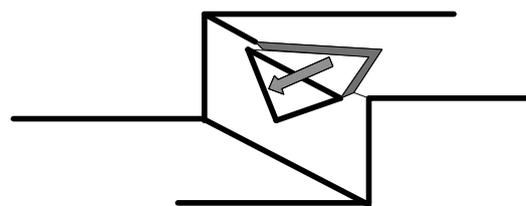
I crolli si verificano laddove la roccia risulta aggettante, a causa dell'erosione operata al piede o in corrispondenza di livelli teneri. Nella progressione di tale fenomenologia riveste particolare influenza la stratificazione della roccia calcarea, in quanto si possono rinvenire discontinuità legate alla presenza, oltre ai piani di stratificazione, di fratture e carsificazione. Dove si rinvengono livelli meno tenaci e più friabili predomina l'erosione idrometeorica ed eolica che, dilavando ed asportando il materiale in questione, produce una diminuzione delle caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso. Nel tempo la parte sommitale, anche se costituita da roccia a consistenza litoide, risente del richiamo verso il vuoto, in quanto è venuta a mancare la base ed il relativo sostegno.

Gli scivolamenti si verificano prevalentemente in presenza dei piani di fratturazione della roccia, non essendo influente, ai fini della stabilità, l'esistenza dei giunti di stratificazione, in quanto i piani a minor continuità in oggetto (giunti di stratificazione) mostrano notevole scabrezza e rugosità oltre alla saldatura operata da calcite spatica e/o da depositi detritici con "terra rossa". Questi riempimenti esaltano la resistenza del materiale ed incrementano il valore della coesione naturale dell'ammasso roccioso.

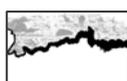
Localmente lungo le pareti dei versanti naturali ed artificiali dell'area in parola sono osservabili, anche se poco diffuse, rotture del tipo a blocco ed a cuneo.



ROTTURA A BLOCCO



ROTTURA A CUNEO



Il primo si verifica quando il masso calcareo si muove lungo un solo piano di discontinuità, disposto in maniera all'incirca parallela al fondo cava; il secondo invece si produce quando due o più piani di discontinuità si intersecano e l'inclinazione della linea d'intersezione è maggiore dell'angolo di attrito del materiale. Il movimento in oggetto avviene sempre secondo la linea di massima pendenza e non dipende da altri fattori geometrici, in genere è la forza di gravità che dirige l'evoluzione di questo fenomeno. Condizione predisponente è la forte inclinazione da parte dei piani di fratturazione o, più in generale, di discontinuità. In via generale l'inclinazione critica per cui si può produrre uno scivolamento dipende essenzialmente dai parametri insiti nell'ammasso roccioso, tra questi sono da menzionare il grado di alterazione, l'andamento geometrico dei piani di stratificazione e di eventuale fratturazione, il riempimento e la natura di quest'ultimo, le condizioni chimico-fisiche dell'ammasso roccioso, ecc..

Da non sottovalutare sono i rapporti spaziali tra i piani di discontinuità e le superfici del pendio. Tali piani, in corrispondenza dei fronti in esame, risultano prevalentemente subverticali o a franapoggio e pertanto predispongono l'ammasso all'evoluzione di processi di dissesto.



I piani che risultano subverticali o comunque formanti un angolo maggiore con il piano orizzontale (figura 1) rispetto alla superficie del versante, sono quelli che danno luogo a crollo di blocchi dell'ammasso roccioso. È evidente che questa situazione si determina con la concausa di altri fattori agenti contemporaneamente (scalzamento al piede, erosione idrometeorica, presenza di cavità, ecc.).

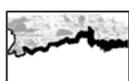
I piani che immergono a franapoggio (figura 2) con angoli minori dell'angolo che il versante forma con l'orizzonte, producono essenzialmente degli scivolamenti di massi rocciosi. Le dimensioni dei massi rocciosi che subiscono questi movimenti sono comunque intimamente connesse con lo stato fisico del materiale, con le sue caratteristiche di resistenza e con la presenza dei diversi piani di discontinuità.

La stabilità delle pareti degli scavi è direttamente collegata ai seguenti fattori:

- la costituzione litologica;
- l'altezza delle pareti;
- la morfologia delle pareti stesse;
- la presenza di fratture e di eventuali segni di scorrimento.

Si è in precedenza accennato al fatto che la principale famiglia di discontinuità risulta quella dei giunti di stratificazione, di giacitura praticamente suborizzontale e di andamento planare. L'omogeneità (a grande scala) e l'orizzontalità, per forti spessori delle bancate rocciose, tra l'altro esenti da intercalazioni plastiche sede di potenziali scorrimenti, porta ad escludere nel modo più assoluto l'eventualità di grossi movimenti di massa, che coinvolgono il fondo di cava, oltre che le pareti.

Rivolgendo poi l'attenzione alle potenziali instabilità parietali, va notato che anche le pareti in roccia dura e di elevate caratteristiche meccaniche sono potenzialmente soggette a rotture localizzate che possono non coincidere con una o più di quelle discontinuità della massa rocciosa la cui giacitura non è, nella fattispecie, favorevole allo scivolamento.



In linea di massima le pareti ricavate nelle rocce calcaree dell'area in esame presentano una buona stabilità, come dimostrato dalla verticalità delle stesse; inoltre la formazione calcarea si presenta massiccia e poco fratturata, tale situazione indica generalmente buona stabilità, senza apprezzabili cedimenti delle relative pareti verticali. L'area si presenta stabile, non interessata da fenomeni di dissesto in atto o in preparazione, né soggetta localmente a rapida modificazione morfologica causata da azioni erosive particolarmente intense.

Sulla base dei parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso, precedentemente indicato, si può procedere ad una stima della stabilità delle pareti tramite la valutazione dell'altezza critica ( $H_c$ ) dei fronti di scavo. Tale altezza critica (Lancellotta, 1987), nel caso in cui si assume che le fessure in parete, non superano metà dell'altezza critica stessa, è determinabile attraverso la formula:

$$H_c = (2,67 * c / \gamma) * (\text{tang } (45^\circ + \phi/2))$$

dove per il calcare in esame si fa riferimento ai valori "cautelativi" prima determinati:

\*  $c$  (coesione dell'ammasso roccioso) = 10 t/m<sup>2</sup>;

\*  $\phi$  (angolo di attrito dell'ammasso roccioso) = 35°;

\*  $\gamma$  (peso dell'unità di volume) = 2,2 t/m<sup>3</sup>;

eseguendo i calcoli si ricava che:  $H_c$  risulta pari a 23,31 metri, mentre il fattore di sicurezza ( $F_s$ ), ottenuto dalla relazione:  $F_s = H_c/H_{\max}$ , con altezza dei fronti di 10 metri, risulta pari a 2,33. Il valore ricavato risulta superiore a 1,3, stabilito dal D.M. 11 marzo 1988, che è il valore indicativo di una situazione di equilibrio e, quindi, caratteristico di parete stabile.

Nella fase di realizzazione degli interventi di scavo in progetto per la viabilità, piani fondali, eccetera, bisognerà tener presente che le frane da crollo avvengono per lo più in tempi lunghi, in cui si accumulano le tensioni, ma il passaggio dallo stato di equilibrio al crollo è improvviso e senza evidenti segni premonitori. In ogni caso si ritiene



necessario far prevedere opere di sostegno o più semplicemente potrebbero richiedersi circoscritti e limitati interventi di modellazione.

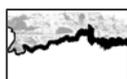
## 10) PROSPEZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

### 10.1) Premessa

L'azione sismica (art. 3.2 *Norme Tecniche Costruzioni*) sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno per effetto delle onde sismiche: il moto sismico sollecita la struttura provocandone la risposta dinamica, che deve essere verificata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese. Sotto l'effetto dell'azione sismica allo Stato Limite Ultimo le strutture, pur subendo danni di rilevante entità, devono mantenere una resistenza e rigidità residua nei confronti delle azioni orizzontali e dei carichi verticali.

La recente normativa sismica nazionale (OPCM 3274/2003 e successive modifiche ed integrazioni, D.M.14/01/08 N.T.C.) riprendendo l'Eurocodice 8, impone la classificazione sismica del sottosuolo in base al parametro  $V_{s30}$  per la progettazione in zona sismica.

Tale parametro, che rappresenta la velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo, può essere calcolato noti gli spessori degli strati presenti nei primi trenta metri di profondità e la velocità di propagazione delle onde s all'interno di ogni strato. Di seguito verranno determinati alcuni parametri necessari alla determinazione dell'azione sismica di progetto, di pertinenza del geologo, rimandando l'analisi degli spettri di risposta elastici e degli spettri di progetto relativi ai vari stati limite alle fasi successive della progettazione. Ai sensi del punto 3.2.1 delle *“Norme Tecniche per le Costruzioni”*, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è necessario valutare l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto in superficie, prendendo in considerazione il terreno compreso tra il piano di posa delle fondazioni ed un substrato rigido di riferimento. A tal fine la norma individua



sette diversi tipi di sottosuolo (cinque indicati con la lettera da A ad E, due indicati con S1 e S2) a rigidità via via decrescente (vedi la seguente tabella)

**D.M. 14 Gennaio 2008**  
**Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)**

**CATEGORIE DI SOTTOSUOLO**

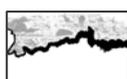
La **RISPOSTA SISMICA LOCALE** deve essere valutata mediante specifiche analisi, o **alternativamente, mediante un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di CATEGORIE DI SOTTOSUOLO DI RIFERIMENTO.**

<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/sec, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30} < 180$ m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni di tipo C o D</i> per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/sec (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di <i>terreni a grana fina di bassa consistenza</i> , oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
<b>S2</b>	Depositi di terreni <i>suscettibili di liquefazione</i> , di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

## 10.2) Descrizione della campagna d'indagine

Le prospezioni sismiche a rifrazione sono tra le indagini geofisiche più diffuse ed utilizzate, grazie all'elevato contenuto di informazioni che possono fornire sul sottosuolo, in alternativa o ad integrazione dei classici metodi di indagine diretta (perforazioni di sondaggio).

Il metodo si basa sulla proprietà dei terreni (grado di cementazione e fratturazione, porosità, contenuto in acqua, ecc.), di farsi attraversare con diversa velocità dalle onde sismiche, registrando mediante geofoni il tempo di arrivo della prima onda sismica. L'indagine consiste nel generare onde elastiche longitudinali, in un punto del terreno, e di rilevarne il loro arrivo in altri punti per poter ricostruire, attraverso lo studio dei percorsi e delle velocità, la disposizione geometrica dei litotipi presenti al di sotto della sezione indagata.



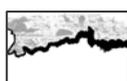
Il sistema è concepito con un'unità di acquisizione indipendente per ogni geofono, per cui il segnale proveniente dal geofono raggiunge l'elettronica dopo pochi centimetri di cavo. La presenza di un convertitore per ogni canale, inoltre, garantisce la massima qualità delle registrazioni; esso è pilotato da uno stadio di amplificazione differenziale a guadagno variabile e dotato di filtri passa banda (4-200 Hz). Il segnale amplificato e filtrato raggiunge il convertitore analogico digitale posto a pochi millimetri di distanza. Ogni unità è dotata di un proprio microprocessore e memoria, che colloquia con l'unità centrale di raccolta dati (personal computer dotato di apposito software) tramite un bus corrispondente allo standard RS485.

Le varie unità di acquisizione sono collegate fra loro con un cavo a 2 coppie, una coppia di alimentazione e una coppia dati.

### 10.3) Determinazione della Vs30 – Tecnica MASW

La prospezione geosismica eseguita utilizzando la metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva, avente il fine di conoscere l'andamento dei terreni nel suolo e sottosuolo e caratterizzare sismicamente la successione stratigrafica esistente, che consente la definizione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs, basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori posti sulla superficie del suolo.

La prova in parola, messa a punto nel 1999 da ricercatori del Kansas Geological Survey (Park et al., 1999), permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che si trasmettono con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di



gruppo o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione, cioè sono onde la cui velocità dipende dalla frequenza.

Il metodo di indagine MASW si distingue in "attivo" e "passivo" (Zywicki, 1999; Park e Miller, 2006; Roma, 2006):

1) Nel "metodo attivo" le onde superficiali sono prodotte da una sorgente impulsiva disposta a piano di campagna e vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza (distanza intergeofonica).

2) Nel "metodo passivo" lo stendimento presenta le stesse caratteristiche geometriche del metodo attivo ma i ricevitori non registrano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva, bensì il rumore di fondo (detto anche "microtremori") prodotto da sorgenti naturali (vento) e antropiche (traffico, attività industriali).

In allegato viene mostrata l'interpretazione dei profili sismici utilizzando il "metodo attivo", prima descritto.

La profondità massima di penetrazione, diversamente dalla sismica a rifrazione tradizionale, è determinata dalla relazione fra velocità di propagazione dell'onda e le sue frequenze, quindi non dipende dalla geometria dello stendimento, ma dalle caratteristiche della successione litostratigrafica del terreno investigato.

L'obiettivo della registrazione è l'individuazione del treno di onde superficiali (onde di Rayleigh). Il treno d'onda attraversando il mezzo subisce una dispersione le cui modalità sono direttamente correlate con la velocità di propagazione delle onde di taglio  $Sh$ .

Le caratteristiche di un'acquisizione per la tecnica MASW prevede una o più energizzazioni registrate per tempi di 1-2 secondi con intervallo di campionamento di  $250 \mu s^{-1}ms$ .

Dal sismogramma, note le caratteristiche geometriche dell'acquisizione, si ottiene lo spettro delle velocità (diagramma velocità-frequenza) sul quale viene individuata la



curva di dispersione. La curva di dispersione viene sottoposta ad un processo di inversione basato su complessi algoritmi genetici che lavorano in un campo assegnato dall'operatore di  $\Delta V$  (range di variazione della velocità) e  $\Delta p$  (range di variazione dello spessore di terreno a velocità "costante") che porta all'elaborazione di un modello del terreno espresso nel grafico profondità-velocità delle onde Sh con il relativo calcolo della Vs30.

L'attendibilità e l'affidabilità del modello matematico viene espressa in termini di deviazione standard del valore di velocità delle onde Sh e del rispettivo spessore assegnato a ciascun strato, ed in termini di "misfit" indice di qualità del processo di elaborazione matematica. Si ricorda che l'errore caratteristico del metodo rimane generalmente all'interno del 10% dello spessore individuato.

#### 10.4) Acquisizione dati sismici

Per l'esecuzione delle indagini in oggetto è stato impiegato il seguente apparato di acquisizione:

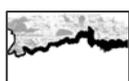
- Sismografo a 12 canali - modello Dolang DBS270;
- N° 12 geofoni PE-3 S da 4,5 Hz e geofono starter;
- Cavo geofonico da 12 Geofoni;
- Attrezzatura per l'energizzazione in superficie costituito da piattello e massa battente;
- Computer portatile.

#### 10.5) Acquisizione ed elaborazione dati

I dati acquisiti sono stati elaborati utilizzando il programma specifico per la MASW, ideato e prodotto dall'Ingegnere Vitantonio Roma.

#### 10.6) Classificazione sismica

Le indagini geofisiche eseguite hanno evidenziato, conformemente a quanto riscontrato in letteratura mediante prospezioni sismiche a rifrazione e geoelettriche del



tipo dipolo-dipolo, eseguite su rocce appartenenti alla stessa formazione geologica, che i calcari manifestano una velocità  $V_p$  variabile tra 1.000 e 3.000 metri al secondo.

È evidente che la differente velocità delle onde sismiche riscontrata, non denota variazioni nella litologia, in quanto il sottosuolo è esclusivamente calcareo, bensì del suo grado di fratturazione e carsismo.

Per quanto riguarda gli aspetti sismici, caratterizzanti la successione stratigrafica in parola, secondo quanto emerso dalle indagini eseguite e secondo quanto riportato nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 (Ordinanza n. 3274) relativamente al punto 3. azione sismica, 3.1 Categorie di suolo di fondazione, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, che definisce le categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni), è rappresentata dal valore della  $V_{s30}$  di 1167 e 833 metri al secondo, riscontrato rispettivamente nelle prove MASW 1 e 2, può essere classificata, in applicazione della normativa del D.M. 14 gennaio 2008, come appartenente al primo gruppo, precisamente:

*"A. Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 metri."*

Una volta assegnata la classe di riferimento del suolo oggetto di studio, si possono definire, secondo gli schemi seguenti, i parametri per le espressioni dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali (Tabella 4) e verticali (Tabella 5).

Tabella 4

Categoria del suolo	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,0	0,15	0,40	2,0
<b>B, C, E</b>	<b>1,25</b>	<b>0,15</b>	<b>0,50</b>	<b>2,0</b>
D	1,35	0,20	0,80	2,0

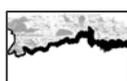


Tabella 5

Categoria del suolo	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

Le ultime considerazioni sono in merito ai valori dello spostamento e delle velocità orizzontali massime del suolo ( $d_g$ ) e ( $v_g$ ) che derivano dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 * S * T_C * T_D * a_g =$$

$$v_g = 0,16 * S * T_C * a_g =$$

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ( $V_{S30} > 800$  m/s), viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". Infatti, secondo quanto riportato nell'allegato A del D.M. 2008, definite le coordinate del sito interessato dal progetto, questo sarà sempre compreso tra 4 punti della griglia di accelerazioni Allegato B – NTC 2008), tramite media pesata utilizzando la formula

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

in cui:

$p$  = valore parametro di interesse nel punto in esame;

$P_i$  = valore parametro di interesse nell' $i$ -simo punto della maglia elementare contenete il punto in esame;

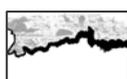
$d_i$  = distanza del punto in esame dall' $i$ -simo punto della maglia suddetta.

Si otterranno così i parametri spettrali  $P$  ( $a_g, F_0, T_c^*$ ), con:

$a_g$  = accelerazione massima al sito;

$F_0$  = 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.



Tali parametri, vedasi allegato, descrivono i caratteri del moto sismico orizzontale del sito di riferimento rigido le cui grandezze definiscono le forme spettrali relative alla particolare PVR. Dall'elaborazione si ottengono i valori dei parametri caratteristici per il calcolo delle azioni sismiche, relativi all'area di verifica, riferiti al suolo di categoria A, riportati nella relazione sulla pericolosità sismica di base e del sito.

#### 10.7) Estrapolazione dei dati geotecnici dall'elaborazione dei dati sismici

È possibile, tramite la conoscenza della densità del materiale e della velocità delle onde S, risalire ad alcuni parametri di carattere geotecnico. I terreni riscontrati dall'indagine sismica sono pressoché omogenei e ad essi è stato attribuito un determinato valore di peso di volume naturale, in considerazione alle osservazioni litologiche sopra esposte è possibile definire che il peso di volume (valori medi desunti da dati bibliografici) della sequenza stratigrafica possa essere di:  $\gamma_t = 22 \text{ kN/m}^3$  (ammasso calcareo). Pertanto in base alla valutazione delle velocità dei singoli strati individuati con le onde di taglio ( $V_s$ ) si possono ricavare:

- Modulo di taglio ( $G$ );
- Modulo di elasticità dinamico ( $E_d$ );
- Rigidità sismica ( $R$ ).

I parametri geotecnici sopra menzionati sono stati calcolati nel seguente modo e sintetizzati nella tabella 6 e 7:

- Modulo di taglio ( $G$ ) (OHTA Y., GOTO N., 1978) o modulo di taglio a piccole deformazioni  $G_0$

$$G = \frac{\gamma_t}{g} \times (V_s)^2$$

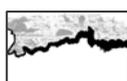
- dove:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale

$g$  = accelerazione di gravità ( $9,81 \text{ m/s}^2$ )

$V_s$  = velocità delle onde di taglio ( $S$ )

- Modulo di compressibilità dinamico ( $E_d$ )



$$Ed = 2 * G * (1 + \nu)$$

dove:

$Ed$  = modulo di elasticità dinamico

$G$  = modulo di taglio

$\nu$  = coefficiente di Poisson

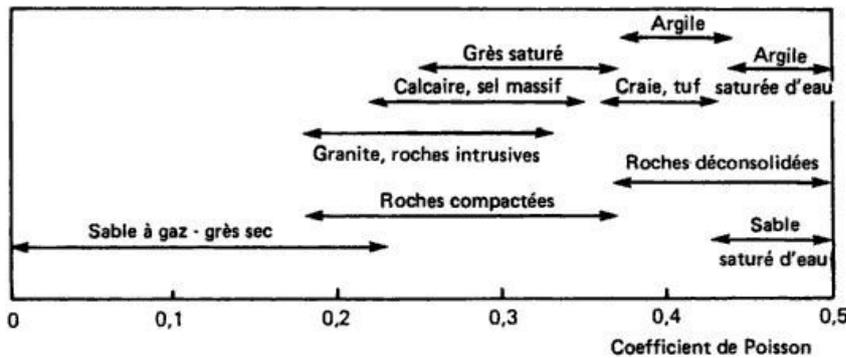
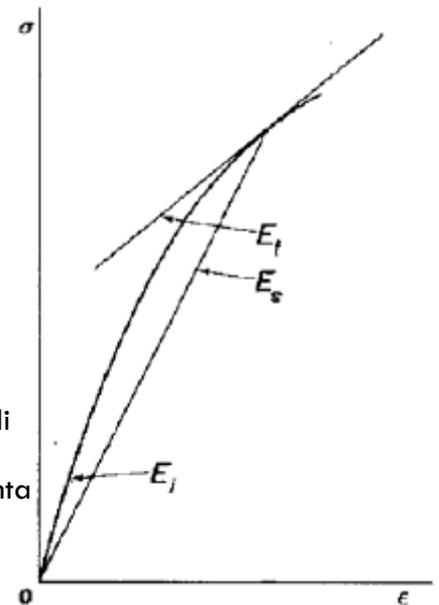


Figure 3.21 Ordre de grandeur du coefficient de Poisson pour différents types de roche (d'après Lavergne, 1986).

Il grafico riportato a lato rappresenta l'andamento di una curva sollecitazioni/deformazioni di un litotipo con caratteristiche elastiche (da I. W. Farmer).

Il modulo che viene calcolato con l'utilizzo delle velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) è disegnato dalla  $E_i$  (riportata nel grafico), che rappresenta il modulo tangente iniziale, che è il più elevato, ma anche quello ottenuto con maggiore precisione ed esprime il valore di  $E$  sotto carico nullo.



- Rigidità sismica ( $R$ )

$$R = \gamma_t * V_s$$

È un parametro strettamente legato alla amplificazione sismica locale: infatti l'incidenza dei danni tende a diminuire all'aumentare della rigidità sismica.

- Modulo di incompressibilità o bulk ( $k$ )

$$R = \gamma_t * V_s$$

Espresso dal rapporto tra pressioni totali e variazioni relative di volume.



$$k = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$$

Questi moduli vengono espressi in MPa (circa 10 kg/cm<sup>2</sup>). Si osservi che i moduli elastici, calcolati attraverso le misure di velocità in situ, non sono direttamente confrontabili con i valori ottenuti in laboratorio (moduli elastici statici) sia a causa del tipo, grandezza e modalità di sollecitazione sia perché, i moduli calcolati in laboratorio sono relativi a piccoli campioni, mentre i dati ottenuti dalla sismica riguardano grandi volumi di roccia in posto. In generale i moduli elastici dinamici risultano più elevati di quelli calcolati per via statica.

Tabella 6 – Classi litotecniche (valori medi) - Allineamento sismico 1

Intervallo dell'unità litologica desunta dall'indagine sismica	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Go (MPa)	Ed (MPa)	k (MPa)	Rigidità sismica (m/s x kN/m <sup>3</sup> )
0,00-1,00 m <i>riporti e terreno agrario</i>	530	1719	515,41	1340,07	1116,728	9540
1,00-30,00 m <i>calcari biancastri e grigiastri</i>	608	1925	829,01	1989,63	1105,349	13376
30,00 m ed oltre <i>bedrock calcareo</i>	696	2273	1086,36	2607,25	1448,475	15312

Tabella 7 – Classi litotecniche (valori medi) – Allineamento sismico 2

Intervallo dell'unità litologica desunta dall'indagine sismica	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Go (MPa)	Ed (MPa)	k (MPa)	Rigidità sismica (m/s x kN/m <sup>3</sup> )
0,00-1,00 m <i>riporti e terreno agrario</i>	397	535	289,19	751,90	626,5801	7146
1,00-30,00 m <i>calcari biancastri e grigiastri</i>	446	1457	446,09	1070,62	594,7879	9812
30,00 m ed oltre <i>bedrock calcareo</i>	295	963	195,16	468,39	260,2175	6490



## 11) CONCLUSIONI

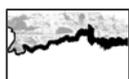
Le indagini condotte permettono di pervenire ad una serie di considerazioni di carattere geologico e tecnico, circa il più idoneo uso del suolo:

- l'area in oggetto è interessata dall'affioramento di litotipi appartenenti alla Formazione del *Calcere di Altamura*, con spessore di circa 1.000 metri (oltre 3.000 m per il basamento calcareo), costituiti principalmente da calcari biancastri e grigiastri stratificati e variamente carsificati, ricoperti da riporti;
- l'area interessata dall'intervento in progetto si mostra degradante principalmente verso meridione;
- l'intervento in oggetto sarà eseguito in un'area priva di significative circolazioni idriche superficiali.

Con riferimento alle opere da realizzare in progetto non si evidenziano particolari problemi, atteso che:

- le proprietà tecniche delle rocce calcaree, a meno della presenza di sacche di "terra rossa" e/o di "riporti", si possono considerare sicuramente buone, se non ottime, e costanti nell'ambito dell'affioramento e caratterizzati da ridotta o nulla deformabilità sotto i carichi attesi;
- gli scavi in progetto saranno realizzati seguendo tutte le prescrizioni previste nella normativa relativa alla sicurezza dei cantieri, impiegando normalmente usuali attrezzature.

Da quanto sopra lo scrivente ritiene che le opere di fondazione eventualmente previste, preferibilmente del tipo superficiale, interesseranno rocce calcaree, dotate di buone caratteristiche geotecniche e di permeabilità. Nel corso delle calcolazioni e dell'esecuzione delle opere lo strutturista dovrà verificare che le sollecitazioni trasmesse, siano in grado di non sovraccaricare il suolo ed il sottosuolo, con valori che



possano turbare lo stato di equilibrio delle masse, cui corrispondono deformazioni di valore molto ridotto se non nullo.

Si fa osservare che, data la presenza in superficie di rocce calcaree stratificate e variamente carsificate e la conformazione morfologica del sito, l'area in esame è priva di corpi idrici superficiali e che le acque di precipitazione meteorica sono assorbite dai terreni presenti nella zona, e si può ritenere che l'intervento edilizio in oggetto non recherà alcun pregiudizio di tipo idrogeologico ne tanto meno turberà il normale deflusso delle acque sotterranee. Si raccomanda di ridurre al minimo le dimensioni degli eventuali scavi e di porre particolare attenzione a riguardo della regimazione delle acque di corrivazione, nell'intorno delle strutture, allo scopo di evitare infiltrazioni e ristagni idrici che possono permettere lo scadere, nel tempo, delle caratteristiche del terreno dal punto di vista geotecnico. Tale scopo potrà essere raggiunto mediante la realizzazione di pavimentazione drenante e cercando di ridurre al minimo le superfici impermeabili, inoltre si consiglia l'esecuzione e la messa in opera di canalette o drenaggi aventi lo scopo di convogliare le acque piovane verso le naturali linee di deflusso o le opere di urbanizzazione, oltre alla protezione delle opere interrato e dei fronti di scavo preferendo le gabbionate riempite con pietra locale. Per quanto riguarda l'inserimento delle opere nel contesto paesaggistico ambientale particolare attenzione dovrà essere posta nel recupero e ripristino dei muretti a secco esistenti e l'utilizzo di tecniche di ingegneria naturalistica ecosostenibili e a basso impatto.

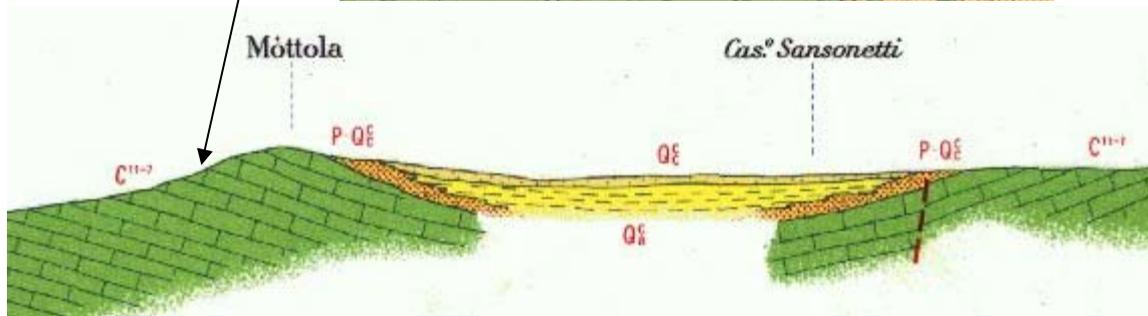
Dott. Geol. Pasquale LOPRESTO



*[Handwritten signature]*



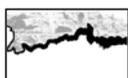
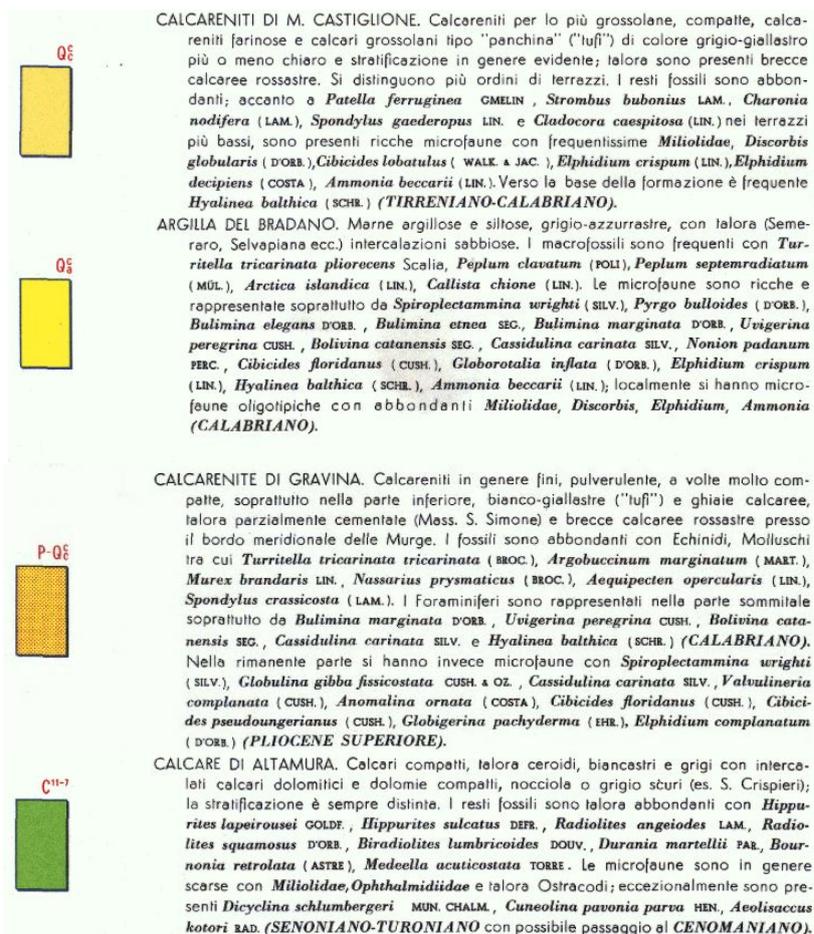
Area dell'intervento



### CARTA E SEZIONE GEOLOGICA

(estratto del Foglio 202 "Taranto" della Carta Geologica d'Italia)

#### Legenda



Città di Mottola (TA) - Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 - Zona est del vigente P.R.G.  
 Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R. e Rotolo S.,  
 Gentile A, Sasso N., Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. -  
 MAIORA GROUP S.p.A. - **CARTA E SEZIONE GEOLOGICA**

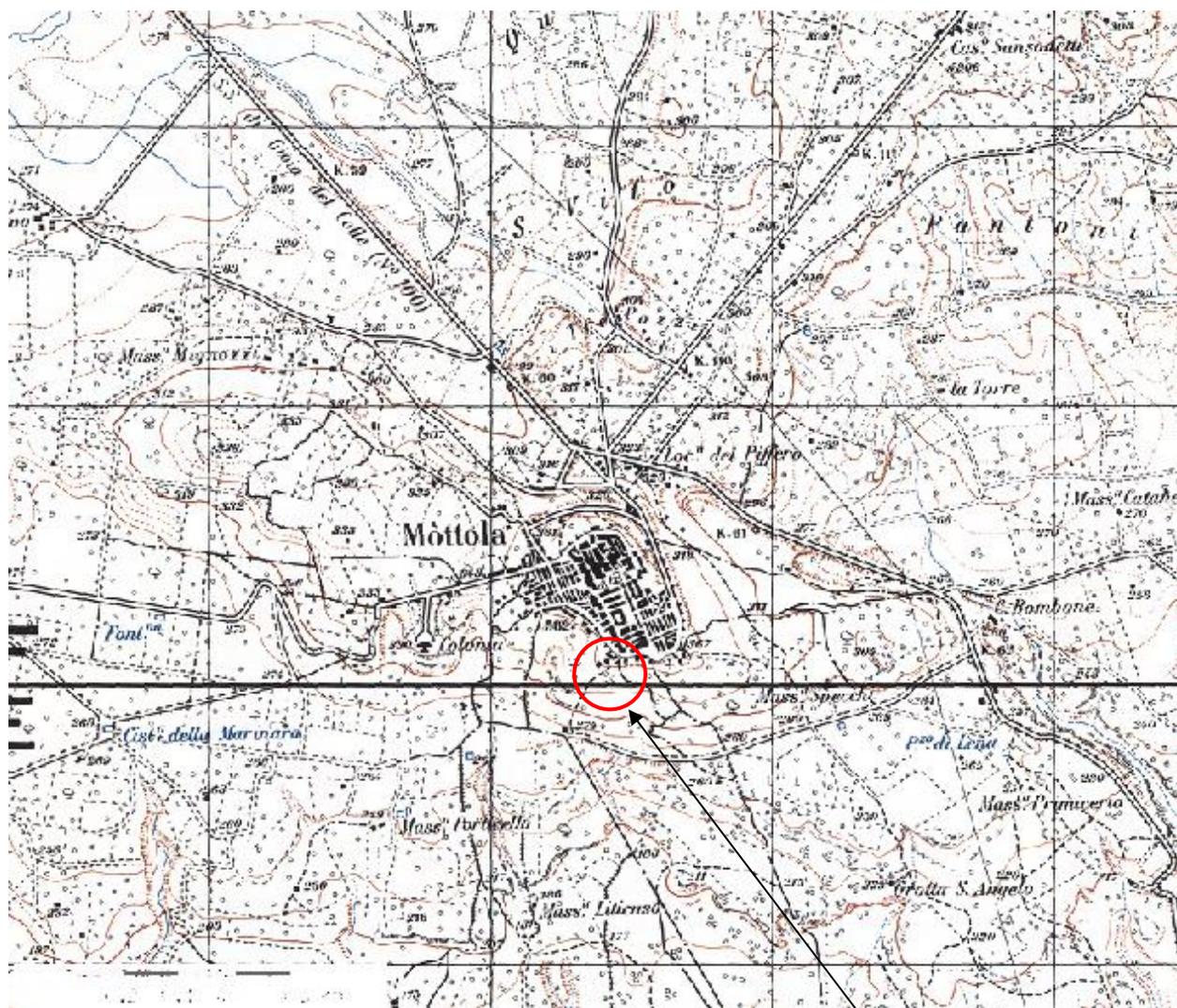
Città di Mottola (TA)

Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona est del vigente P.R.G.

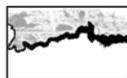
Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

COROGRAFIA

Estratto della tavoletta 202 IV N.O. “Mottola” alla scala 1:25.000



Area dell'intervento



Città di Mottola (TA) - Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 - Zona est del vigente P.R.G.  
 Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R. e Rotolo S.,  
 Gentile A, Sasso N., Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. -  
 MAIORA GROUP S.p.A. - **COROGRAFIA**

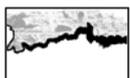
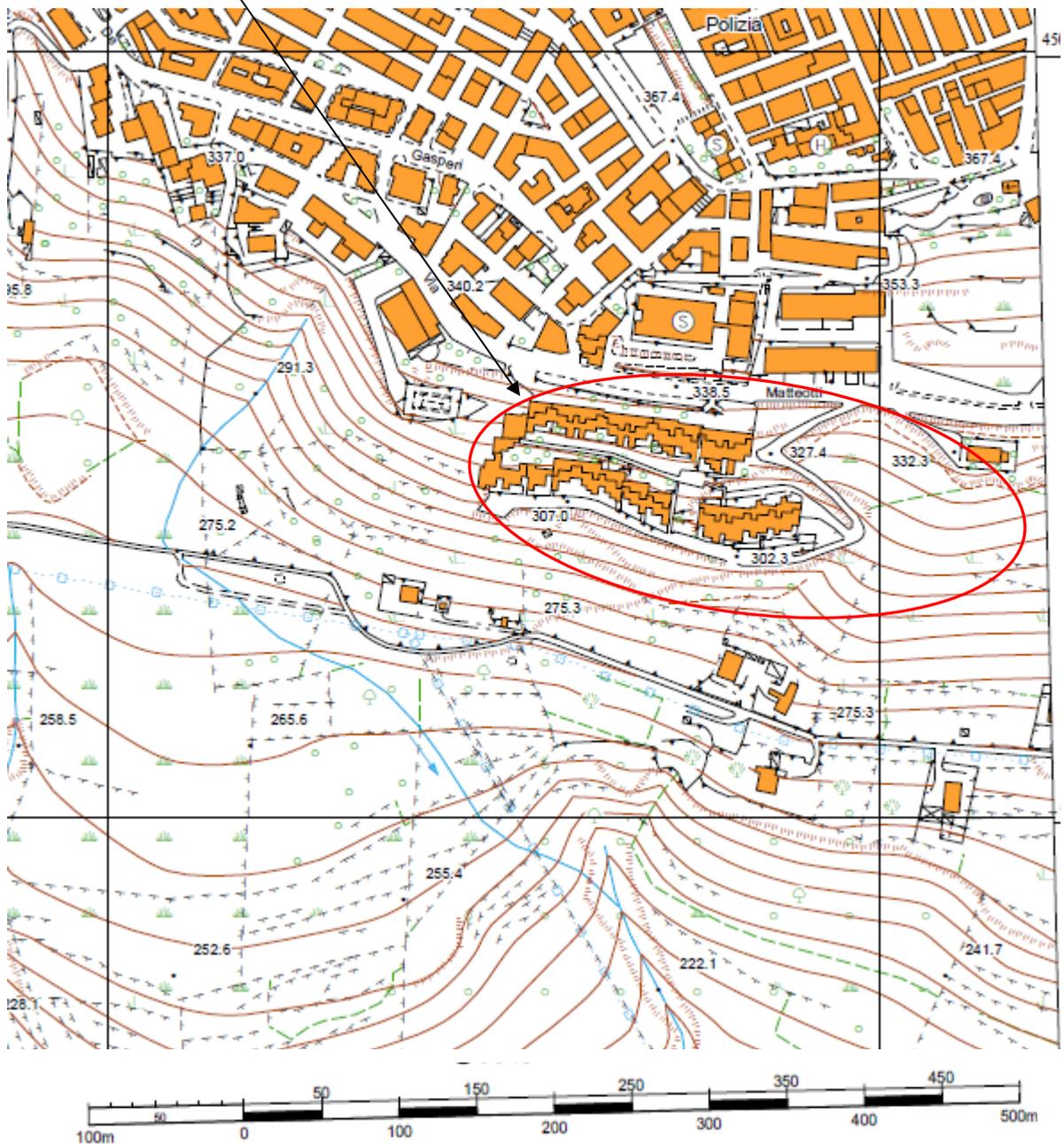
Città di Mottola (TA)

Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona est del vigente P.R.G.

Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

Stralcio della Carta Tecnica Regionale  
(Elemento 474134 “Mottola”)

Area dell'intervento



Città di Mottola (TA) - Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 - Zona est del vigente P.R.G.  
Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R. e Rotolo S.,  
Gentile A, Sasso N., Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. -  
MAIORA GROUP S.p.A. - Stralcio della Carta Tecnica Regionale

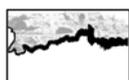
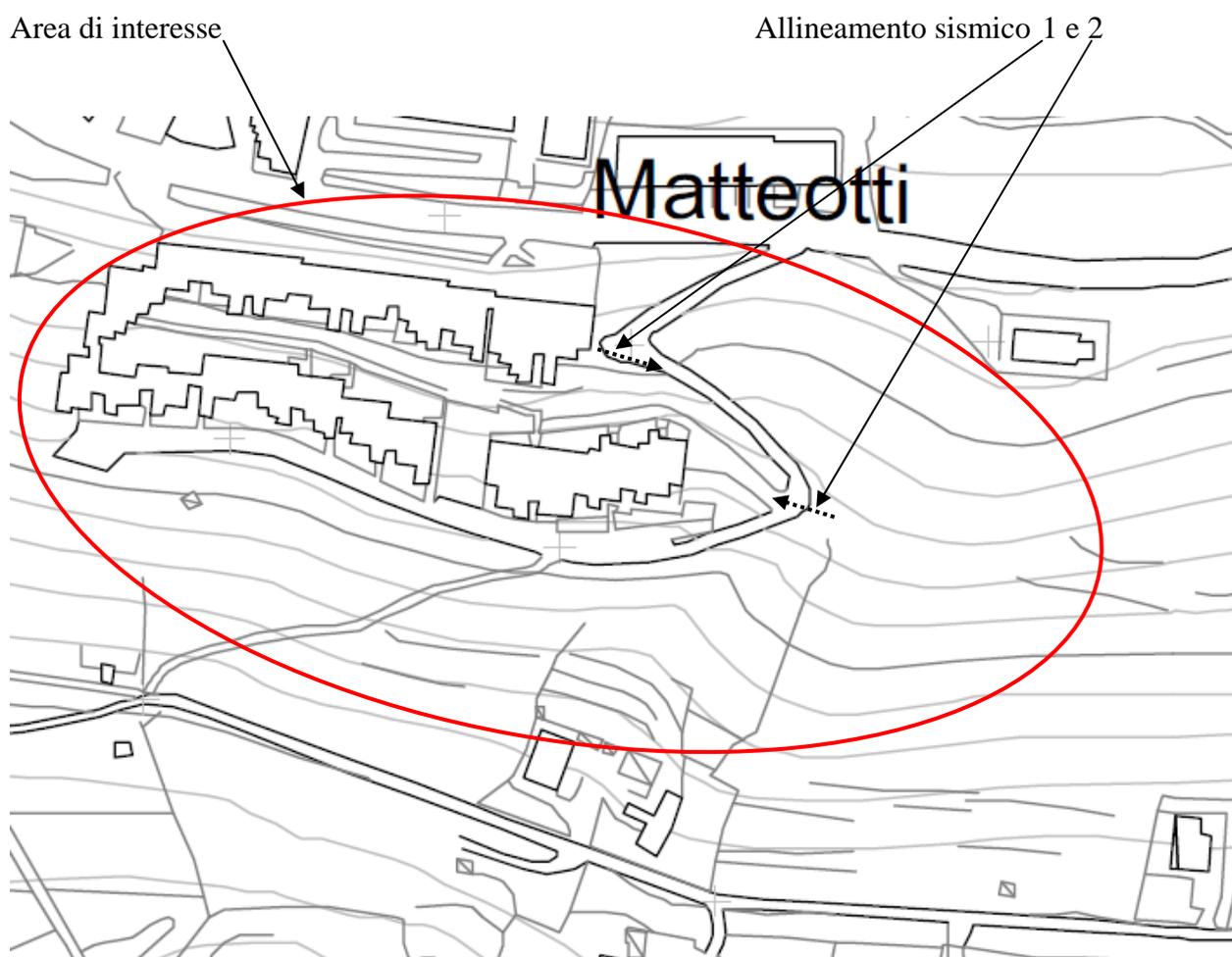
Dott. Pasquale Lopresto - Geologo - Via R. Scotellaro, 23 - 74018 Palagianello (TA) - ☎ 0998495345

Città di Mottola (TA)

Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona G del vigente P.R.G.

Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

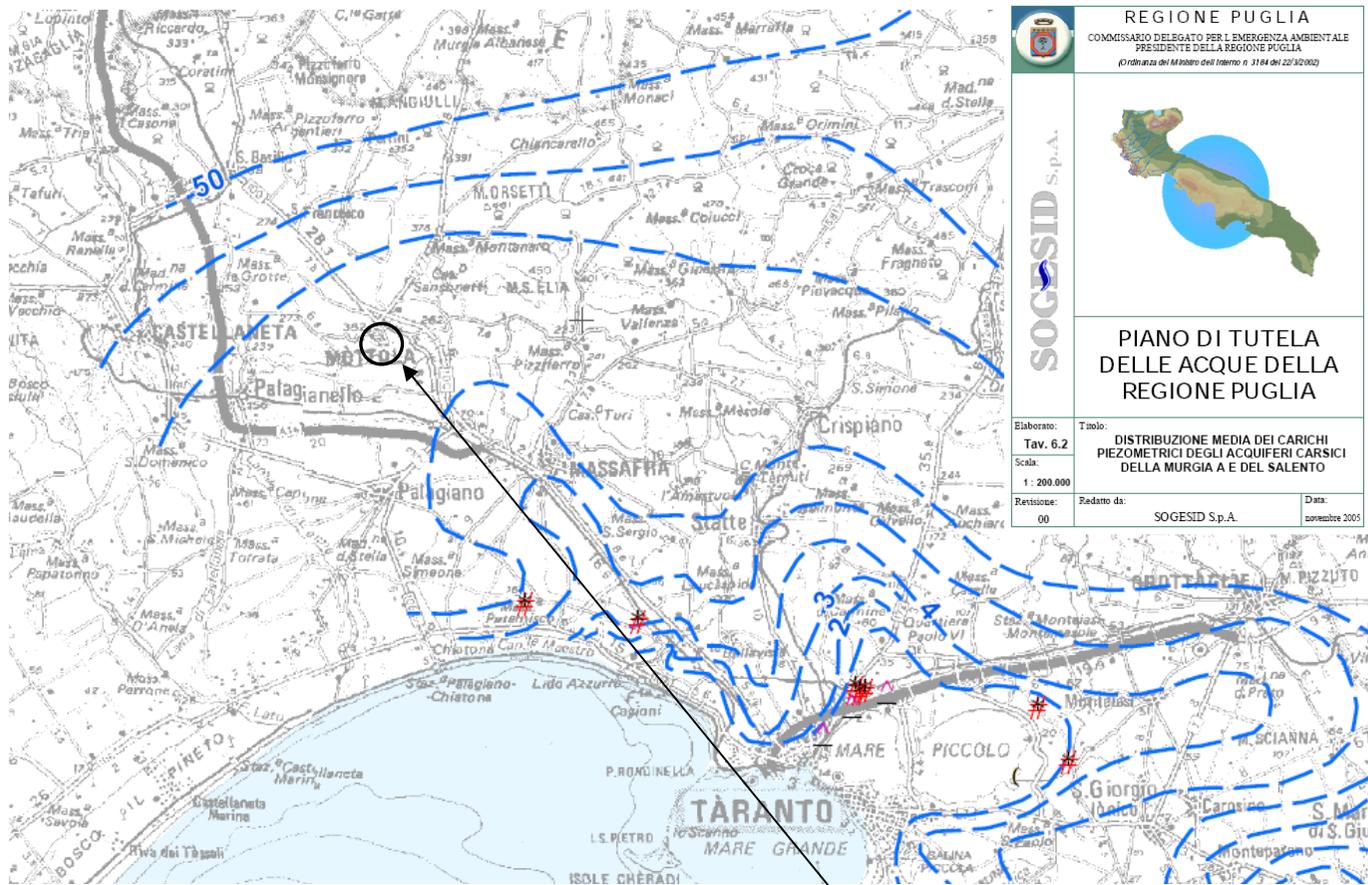
**STRALCIO AEROFOTOGRAMMETRIA CON INDICATE LA TRACCE E LE DIREZIONI DEGLI ALLINEAMENTI SISMICI**



Città di Mottola (TA) – Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona G del vigente P.R.G.  
 Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R. e Rotolo S.,  
 Gentile A, Sasso N., Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. –

MAIORA GROUP S.p.A. – Aerofotogrammetria con allineamento sismico

Dott. Pasquale Lopresto – Geologo – Via R. Scotellaro, 23 – 74018 Palagianello (TA) – ☎ 0998495345



 <b>SOGESID</b> S.p.A.	<b>REGIONE PUGLIA</b> COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA AMBIENTALE PRESIDENTE DELLA REGIONE PUGLIA <small>(Circolare del Ministro dell'Interno n. 3184 del 22/12/2002)</small>
	
<b>PIANO DI TUTELA          DELLE ACQUE DELLA          REGIONE PUGLIA</b>	
Elaborato: <b>Tav. 6.2</b> Scala: <b>1: 200.000</b> Revisione: <b>00</b>	Titolo: <b>DISTRIBUZIONE MEDIA DEI CARICHI          PIEZOMETRICI DEGLI ACOQUIFERI CARSIICI          DELLA MURGIA A E DEL SALENTO</b> Redatto da: <b>SOGESID S.p.A.</b> Data: <b>settembre 2005</b>

Area dell'intervento

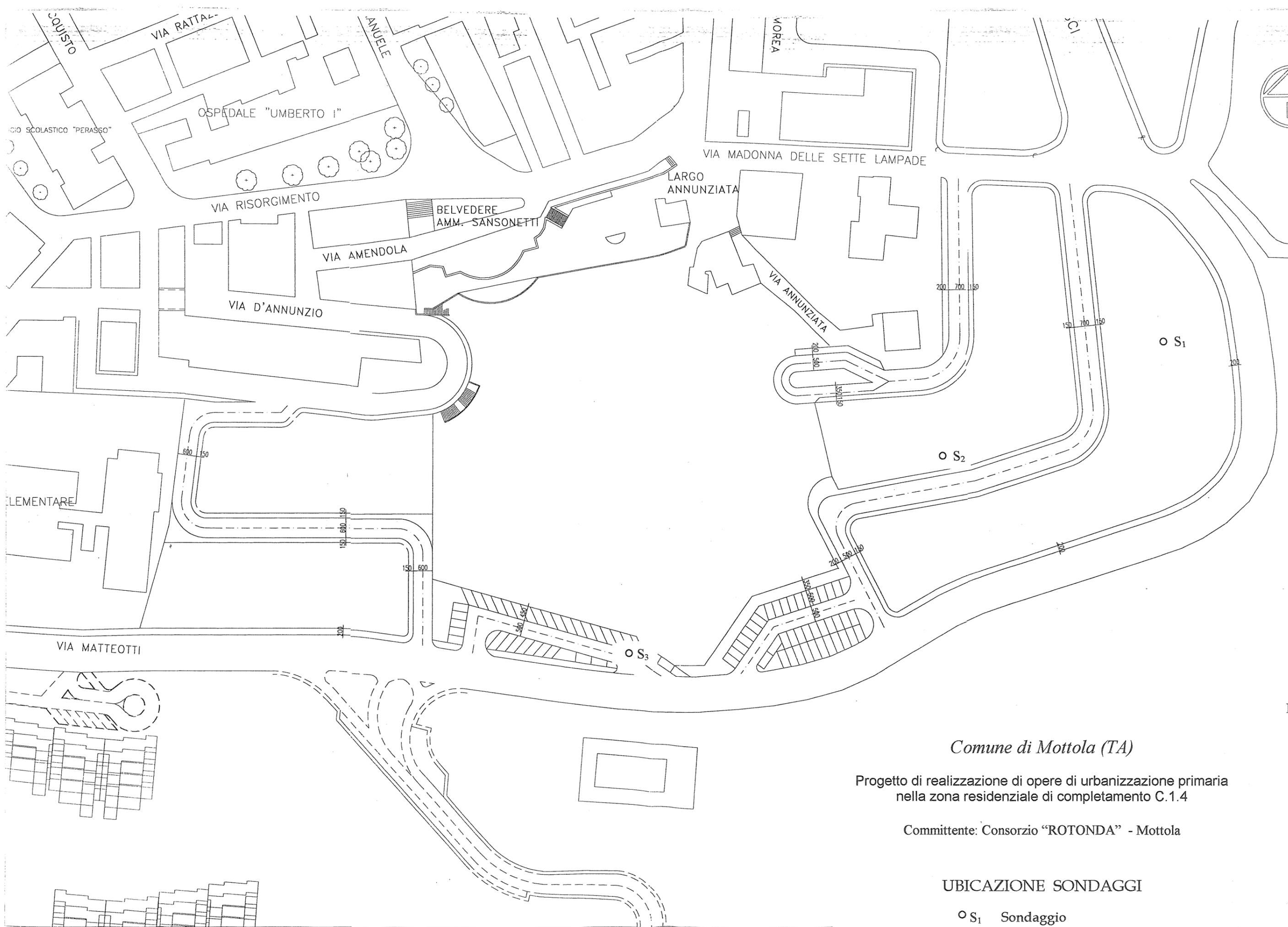


Fig. 1

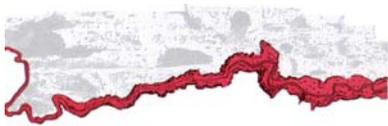
*Comune di Mottola (TA)*

Progetto di realizzazione di opere di urbanizzazione primaria  
nella zona residenziale di completamento C.1.4

Committente: Consorzio "ROTONDA" - Mottola

UBICAZIONE SONDAGGI

○ S<sub>1</sub> Sondaggio

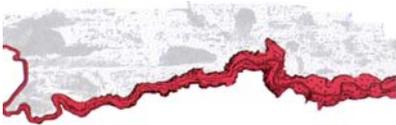


Diametro: 100 mm  
Quota: circa 330 m s.l.m.  
Profondità: 7 m

COMUNE DI MOTTOLA (TA) - Progetto di realizzazione di opere di urbanizzazione primaria nella zona residenziale di completamento C.1.4  
Committente: Consorzio "ROTONDA" - Mottola

### STRATIGRAFIA SONDAGGIO 1

grafico	profondità (metri)	potenza (metri)	litologia	osservazioni	falda (m)
	0,50	0,50	terreno agrario		assente
	7,00	6,50	calcari e calcari dolomitici biancastri e grigiastri stratificati e variamente carsificati, in strati decimetrici con livelli e piccole sacche di "terra rossa"	Recupero in carotaggio: cm $159/650 = 24,5\%$ R.Q.D. = $110/650 = 16,9\%$	



Diametro: 100 mm  
 Quota: circa 330 m s.l.m.  
 Profondità: 7 m

COMUNE DI MOTTOLA (TA) - Progetto di realizzazione di opere di urbanizzazione primaria nella zona residenziale di completamento C.1.4  
 Committente: Consorzio "ROTONDA" - Mottola

### STRATIGRAFIA SONDAGGIO 2

grafico	profondità (metri)	potenza (metri)	litologia	osservazioni	falda (m)
	0,50	0,50	terreno agrario		assente
	7,00	6,50	calcari e calcari dolomitici biancastri e grigiastri stratificati e variamente carsificati, in strati decimetrici con livelli e piccole sacche di "terra rossa"	Recupero in carotaggio: cm $275/650 = 42,3\%$  R.Q.D. = $236/650 = 36,3\%$	

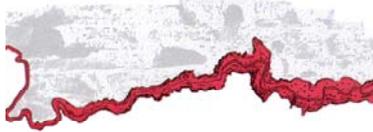


Diametro: 100 mm  
 Quota: circa 330 m s.l.m.  
 Profondità: 7 m

COMUNE DI MOTTOLA (TA) - Progetto di realizzazione di opere di urbanizzazione primaria nella zona residenziale di completamento C.1.4  
 Committente: Consorzio "ROTONDA" - Mottola

### STRATIGRAFIA SONDAGGIO 3

grafico	profondità (metri)	potenza (metri)	litologia	osservazioni	falda (m)
		1,00	terreno agrario con clasti calcarei		assente
	1,00			Recupero in carotaggio: cm $234/600 = 39\%$  R.Q.D. = $161/600 = 26,8\%$	
		6,00	calcari e calcari dolomitici biancastri e grigiastri stratificati e variamente carsificati, in strati decimetrici con livelli e piccole sacche di "terra rossa"		
	7,00				



**STUDIO DI GEOLOGIA**

Dott. Geol. Pasquale Lopresto

Via R. Scotellaro, 23

74018 Palagianello (TA)

Tel. 0998495345



Nr. Lic. 514159504C3347595547416B78747A6B4A56695568684B71304E6E3154332B4E492B3678366D6633506D3841

**CITTÀ DI MOTTOLA (TA)**

Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4

Zona est del vigente P.R.G.

**Allineamento sismico 1**

RELAZIONE DI CALCOLO  
DELLA PERICOLOSITÀ  
SISMICA DI BASE E DI SITO

*Committente:*

Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

Dott. Geol. Pasquale LOPRESTO



*Scala:*

*Data:*

ottobre 2015

## 1 PREMESSA

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.

## 2 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:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

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  $\geq 2$  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 II** a cui è associato il coefficiente d'uso  $C_U = 1$ .

Una volta ottenuti  $V_N$  e  $C_U$ , è possibile calcolare il periodo di riferimento  $V_R$ , che qui vale:

$$V_R = 50 * 1 = 50 \text{ anni.}$$

### 3 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 rigidità 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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità 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  $a_g$  prefissata ( $a_g$  = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza  $\lambda = 1/T_R$  ( $T_R$  = periodo di ritorno).

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	<b><math>P_{VR} = 81\%</math></b>
Stato limite di esercizio: danno	SLD	<b><math>P_{VR} = 63\%</math></b>
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	<b><math>P_{VR} = 10\%</math></b>
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	<b><math>P_{VR} = 5\%</math></b>

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

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:

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

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

Poiché è  $V_R = 50$  anni, il tempo di ritorno  $T_R$  sarà:

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	<b><math>T_R = 30</math></b>
Stato limite di esercizio: danno	SLD	<b><math>T_R = 50</math></b>
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	<b><math>T_R = 475</math></b>
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	<b><math>T_R = 975</math></b>

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

#### 4 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 (Tabella 4.1), 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.

ID	LON	LAT	TR = 30			TR = 50			TR = 72			TR = 101		
			$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$
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

Tabella 4.1- 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 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

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

nella quale  $p$  è il valore del parametro di interesse ( $a_g, F_0, T_C^*$ ) 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:

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

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.

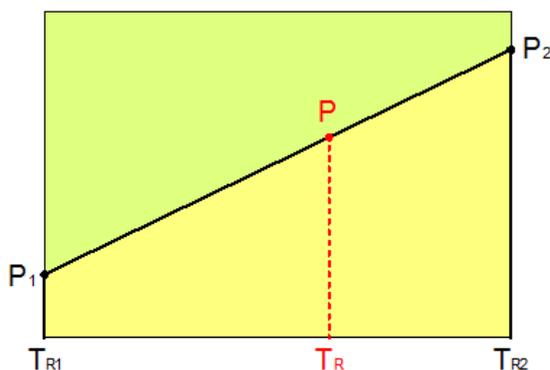


Figura 4.1 - Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella Figura 4.2

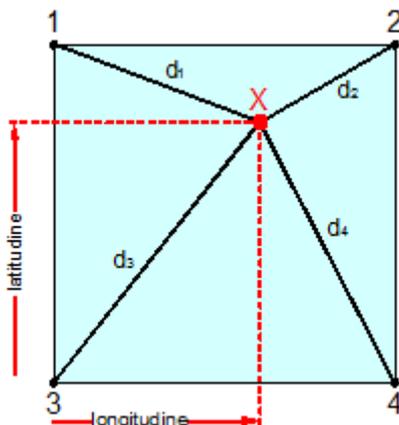


Figura 4.2 - Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

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:

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

dove  $R = 6371$  è il raggio medio terrestre in km, mentre  $\text{lat}\alpha$ ,  $\text{lon}\alpha$ ,  $\text{lat}\beta$  e  $\text{lon}\beta$  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  $\pm 0,01g$  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.

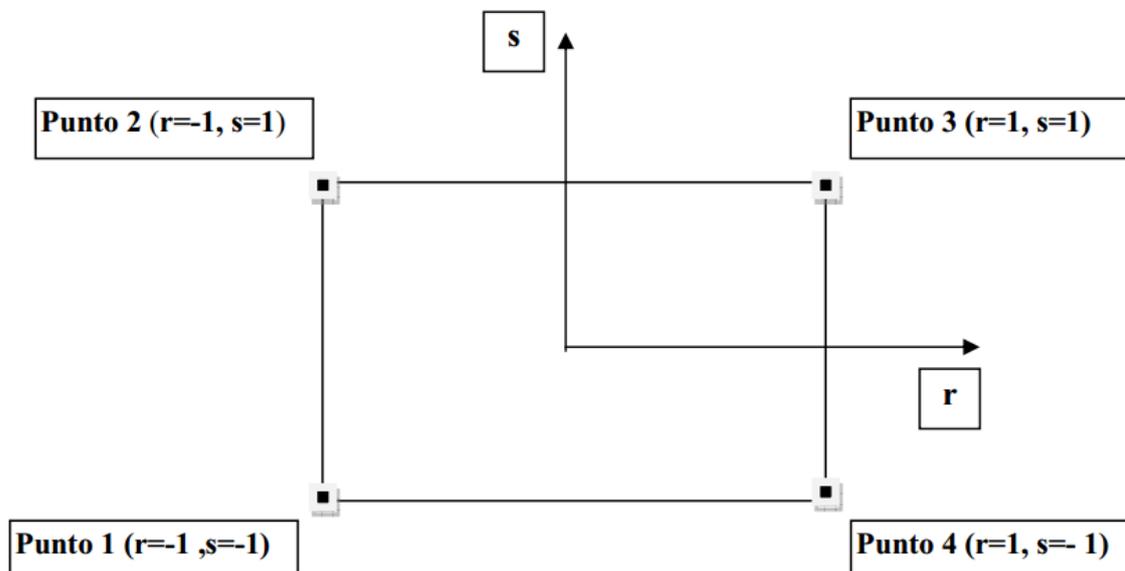


Figura 4.3 - Applicazione dell'interpolazione bilineare.

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

$$h_1 = (1 - r) \cdot (1 - s) / 4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1 - r) \cdot (1 + s) / 4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1 + r) \cdot (1 + s) / 4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1 + r) \cdot (1 - s) / 4 \quad (4.7)$$

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

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

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

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:

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

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:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad (5.1)$$

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:

$$K_h = \beta_s \cdot \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \quad (5.2)$$

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h \quad (5.3)$$

Con

$\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  accelerazione di gravità.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella tabella 5.1.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	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

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

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

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica) ( $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ) 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:

$$\mathbf{T1: } S_T = 1.0; \mathbf{T2: } S_T = 1.20; \mathbf{T3: } S_T = 1.2; \mathbf{T4: } S_T = 1.40.$$

### 5.3 Muri di sostegno

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

$$K_h = \beta_m \cdot \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.5)$$

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h \quad (5.6)$$

Con:

$\beta_m$  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.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$B_m$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	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

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

$a_{\max}$  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.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.7)$$

$S$  è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica  $S_s$  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:

$$a_h = K_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (5.8)$$

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:

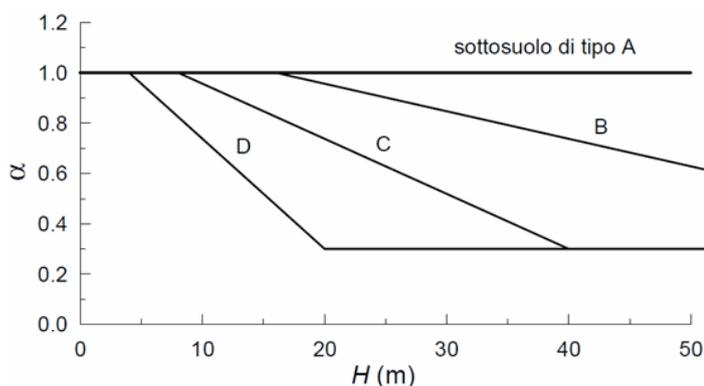


Figura 5.1 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$ .

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  $\beta$  può essere ricavato dal diagramma riportato in Figura 5.2, in funzione del massimo spostamento  $u_s$  che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per  $u_s = 0$  si ha  $\beta = 1$ ;  $u_s \leq 0.005 \cdot H$

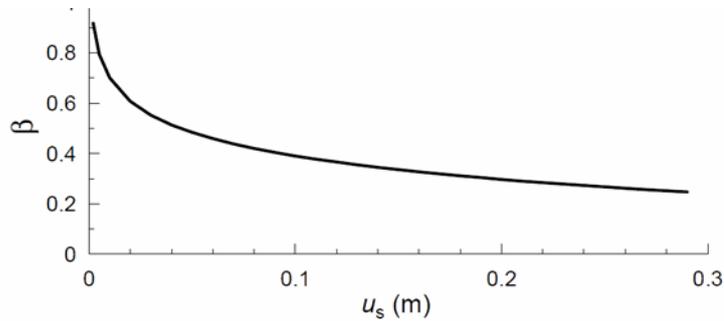


Figura 5.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$ .

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

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.9)$$

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;

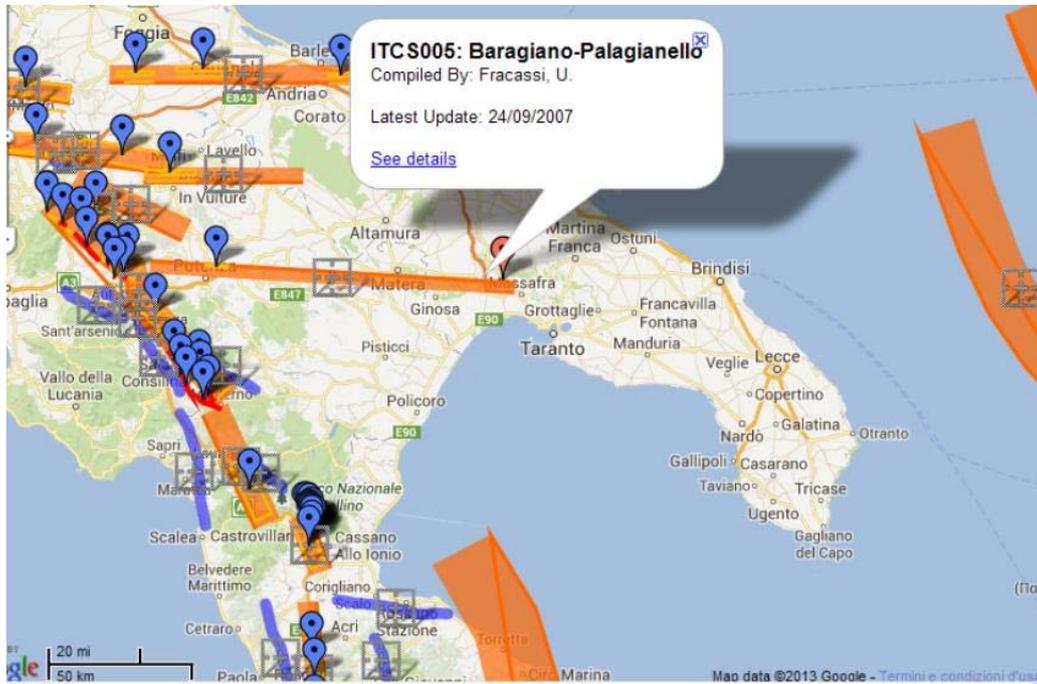
$a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Se  $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$  deve assumersi  $K_h = 0.2 \cdot a_{\max}/g$

Città di Mottola (TA) - Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona G del vigente P.R.G. - Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

## STORIA SISMICA DEL SITO

### Mappa sismogenetica



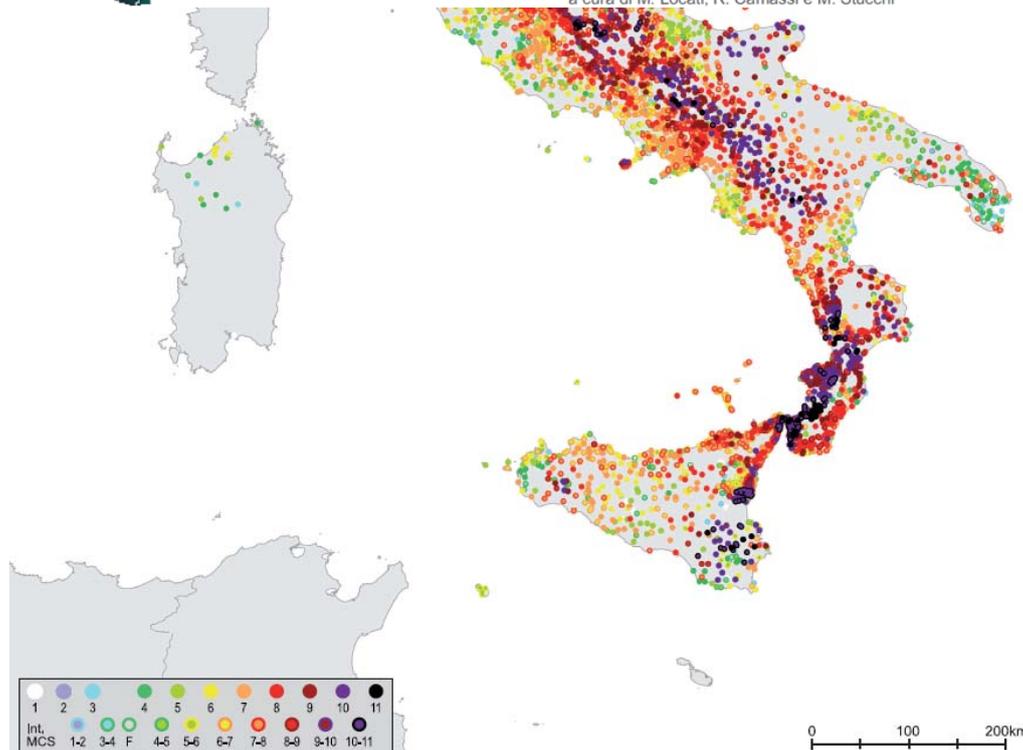
### Pericolosità sismica del sito



**Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia**

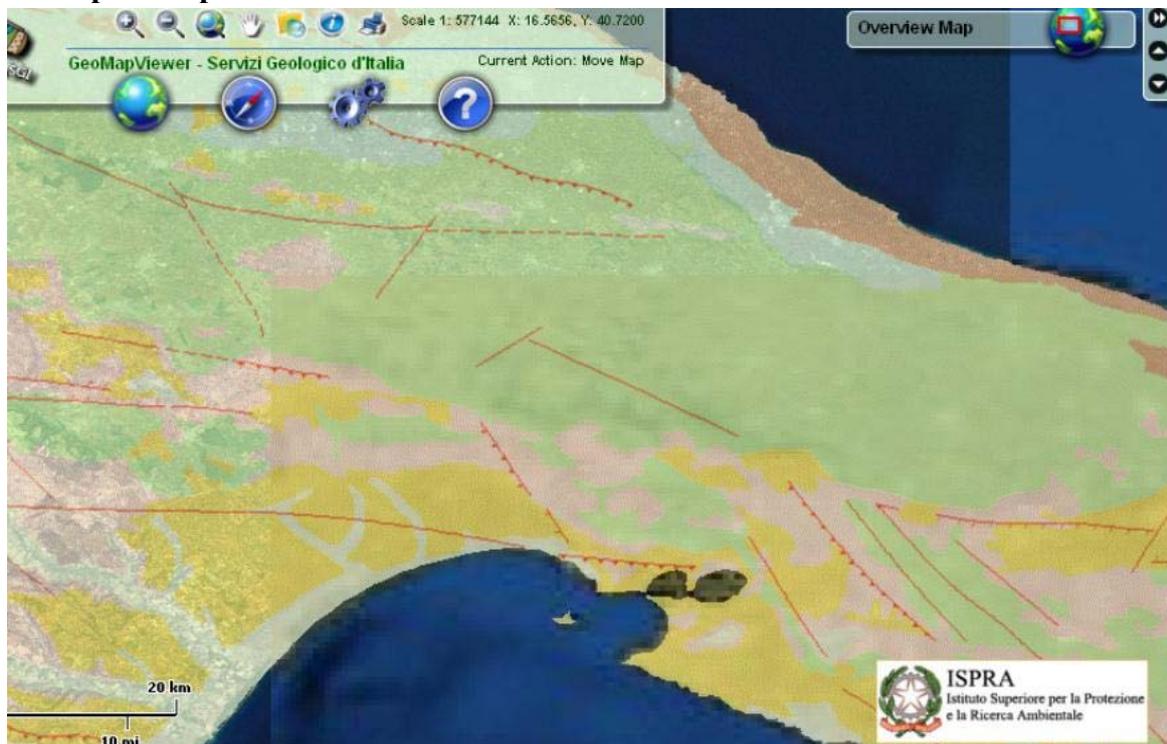
**DBMI11 | Database Macrosismico Italiano**  
massime intensità macrosismiche osservate

a cura di M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi



Città di Mottola (TA) - Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona G del vigente P.R.G. - Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

**Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale**



**INDIVIDUAZIONE DEL SITO E DEFINIZIONE DELLE SUE COORDINATE (AdB Puglia)**

WebGIS dell'AdB Puglia (perimetri aggiornati al 08-09-2015) Aiuto Responsabile del SIT, WebGIS e Cartografia Inq. Nicola Lopez

Cerca per...  
Scala 1: 2000

Coordinate in diversi sistemi di riferimento (CLICK COL MOUSE SUL PUNTO)

WGS84 UTM 33N	X: 672424.12843	Y: 4499733.94098
WGS84 UTM 32N	X: 1180173.62175	Y: 4528917.86541
Gauss Boaga Est	X: 2692431.9514	Y: 4499811.93733
lat/lon WGS84	X: 17.03878	Y: 40.63046

media (MP)  
alta (AP)

Rischio

- progetto di PAI approvato NARDO' (agg. 29/07/2015)
- progetto di PAI approvato MARUGGIO
- progetto di PAI approvato PATU'
- progetto di PAI approvato LEQUILE
- progetto di PAI adottato TAURISANO
- progetto di PAI adottato ALLISTE
- progetto di PAI adottato MURO LECCESE
- progetto di PAI adottato RUFFANO

Cartografia di base

- IGM 250.000(WMS)
- IGM 25.000(WMS)
- Ortofoto Puglia
- Ort.Campania(nord)
- Ort.Campania(sud)

Ubicazione allineamento sismico 1

Sistema di riferimento: WGS84, Coordinate Geografiche -- X: 17.0388 Y: 40.6305

NETGEAR CASA  
Accesso a Internet

Allineamento sismico e sua direzione

## PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Descrizione: Città di Mottola (TA) - Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona G del vigente P.R.G. - Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.



Vita nominale (Vn):	50	[anni]
Classe d'uso:	II	
Coefficiente d'uso (Cu):	1	
Periodo di riferimento (Vr):	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLO:	30	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD:	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV:	475	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC:	975	[anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto		
Latitudine (WGS84):	40,6304600	[°]
Longitudine (WGS84):	17,0387800	[°]
Latitudine (ED50):	40,6314400	[°]
Longitudine (ED50):	17,0395900	[°]

Città di Mottola (TA) - Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona G del vigente P.R.G. - Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

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	33908	40,630910	16,981730	4882,78
2	33909	40,628850	17,047520	728,91
3	33687	40,678800	17,050280	5342,56
4	33686	40,680870	16,984430	7201,06

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	30	0,033	2,389	0,274
SLD	50	0,044	2,422	0,303
	72	0,055	2,542	0,292
	101	0,066	2,526	0,311
	140	0,079	2,511	0,313
	201	0,095	2,492	0,318
SLV	475	0,141	2,475	0,313
SLC	975	0,188	2,486	0,299
	2475	0,258	2,462	0,320

### Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,032	2,383	0,267
SLD	50	0,042	2,412	0,303
	72	0,052	2,463	0,314
	101	0,062	2,551	0,296
	140	0,074	2,525	0,312
	201	0,091	2,489	0,317
SLV	475	0,136	2,476	0,312
SLC	975	0,183	2,453	0,314
	2475	0,255	2,442	0,318

Città di Mottola (TA) - Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona G del vigente P.R.G. - Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

### Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,030	2,401	0,249
SLD	50	0,039	2,430	0,299
	72	0,047	2,428	0,319
	101	0,056	2,529	0,322
	140	0,065	2,552	0,326
	201	0,076	2,560	0,331
SLV	475	0,111	2,538	0,334
SLC	975	0,146	2,530	0,336
	2475	0,199	2,556	0,337

### Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,032	2,400	0,266
SLD	50	0,041	2,432	0,302
	72	0,050	2,483	0,315
	101	0,058	2,557	0,321
	140	0,068	2,556	0,328
	201	0,081	2,528	0,332
SLV	475	0,115	2,539	0,335
SLC	975	0,151	2,529	0,338
	2475	0,204	2,567	0,339

### Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,032	2,387	0,266
SLD	50	0,042	2,416	0,302
SLV	475	0,133	2,486	0,316
SLC	975	0,178	2,469	0,316

## PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$ : 1,000

Categoria sottosuolo: "Tipo A: Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superfi cie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m."

Categoria topografica: T2: Pendii con inclinazione media maggiore di 15°

### Coefficienti sismici per muri di sostegno

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,008	0,010	0,046	0,062
kv	0,004	0,005	0,023	0,031
amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,372	0,491	1,560	2,093
Beta	0,200	0,200	0,290	0,290

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

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,038	0,050	0,159	0,213
kv	0,019	0,025	0,080	0,107
amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,372	0,491	1,560	2,093
Beta	1,000	1,000	1,000	1,000

### Coefficienti sismici per paratie

Altezza paratia (H): 3,0 [m]

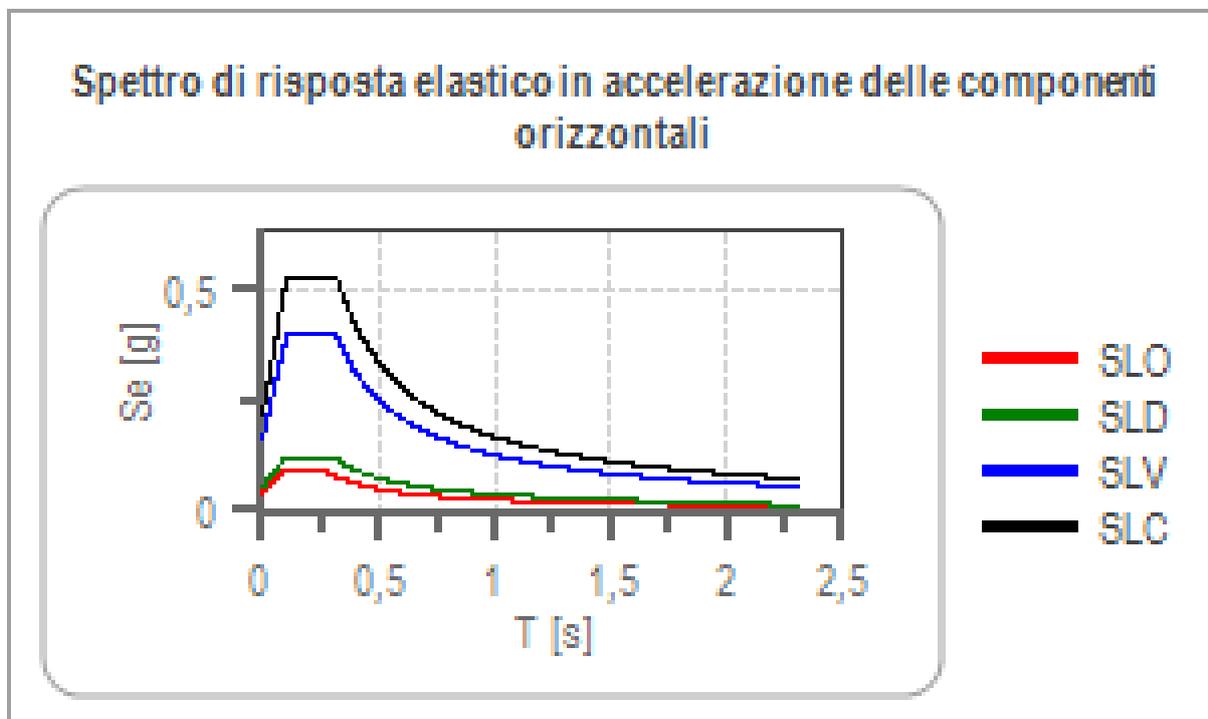
Spostamento ammissibile us: 0,015 [m]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,025	0,033	0,103	0,139
kv	--	--	--	--
amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,372	0,491	1,560	2,093
Beta	0,650	0,650	0,650	0,650

### Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,008	0,010	0,043	0,058
kv	0,004	0,005	0,021	0,029
amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,372	0,491	1,560	2,093
Beta	0,200	0,200	0,270	0,270

### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

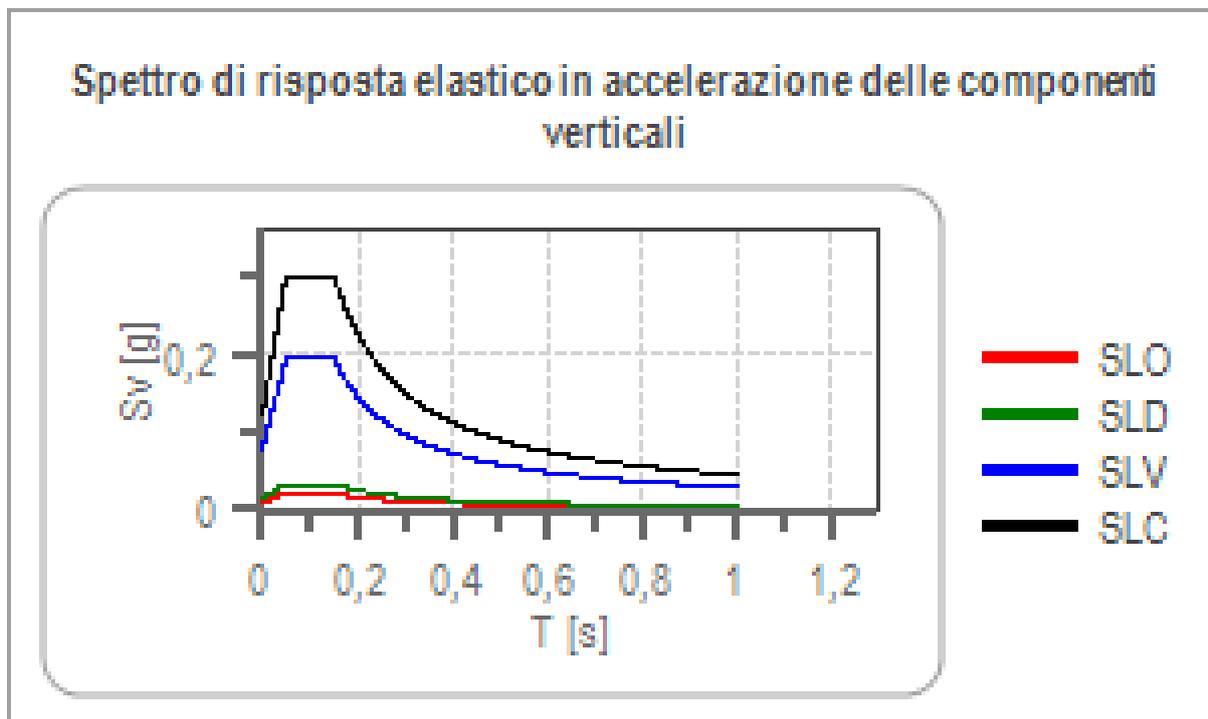


	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,032	2,387	0,266	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,089	0,266	1,727	0,038	0,091
SLD	1,0	0,042	2,416	0,302	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,101	0,302	1,767	0,050	0,121
SLV	1,0	0,133	2,486	0,316	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,105	0,316	2,130	0,159	0,396
SLC	1,0	0,178	2,469	0,316	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,105	0,316	2,312	0,213	0,527

### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\eta = [10 / (5 + \xi)]^{(1/2)}$ : 1,000

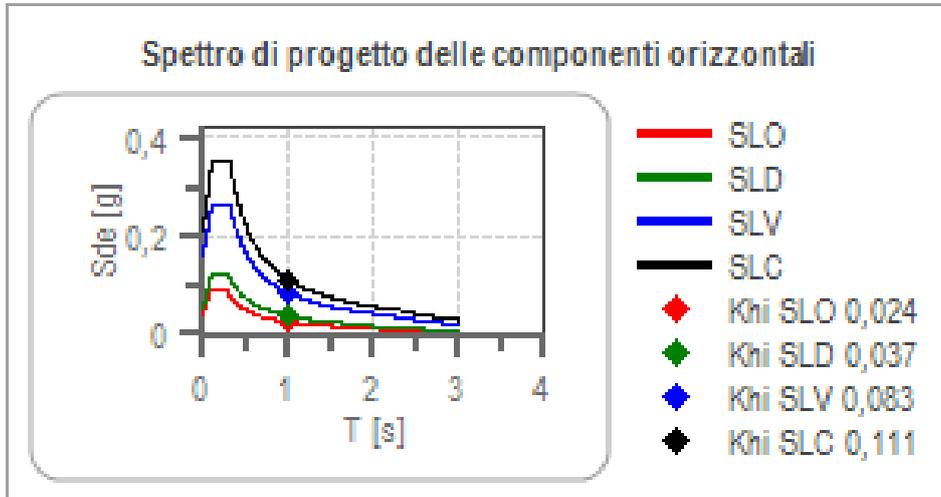


	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	$\eta$ [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,032	2,387	0,266	1	1,000	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000	0,009	0,022
SLD	1,0	0,042	2,416	0,302	1	1,000	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000	0,014	0,033
SLV	1,0	0,133	2,486	0,316	1	1,000	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000	0,078	0,194
SLC	1,0	0,178	2,469	0,316	1	1,000	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000	0,122	0,300

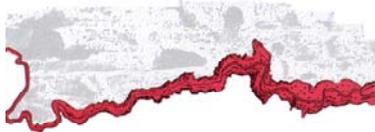
### Spettro di progetto

Fattore di struttura spettro orizzontale q:	1,50
Fattore di struttura spettro verticale q:	1,50
Periodo fondamentale T:	1,00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
k <sub>hi</sub> = S <sub>d</sub> e(T) Orizzontale [g]	0,024	0,037	0,083	0,111
k <sub>v</sub> = S <sub>d</sub> v <sub>e</sub> (T) Verticale [g]	0,003	0,005	0,019	0,030



	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	1,0	0,032	2,387	0,266	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,089	0,266	1,727	0,038	0,091
SLO verticale	1,0	0,032	2,387	0,266	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000	0,009	0,022
SLD orizzontale	1,0	0,042	2,416	0,302	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,101	0,302	1,767	0,050	0,121
SLD verticale	1,0	0,042	2,416	0,302	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000	0,014	0,033
SLV orizzontale	1,0	0,133	2,486	0,316	1,000	1,000	1,200	1,200	1,500	0,105	0,316	2,130	0,159	0,264
SLV verticale	1,0	0,133	2,486	0,316	1,000	1,000	1,200	1,200	1,500	0,050	0,150	1,000	0,078	0,130
SLC orizzontale	1,0	0,178	2,469	0,316	1,000	1,000	1,200	1,200	1,500	0,105	0,316	2,312	0,213	0,351
SLC verticale	1,0	0,178	2,469	0,316	1,000	1,000	1,200	1,200	1,500	0,050	0,150	1,000	0,122	0,200



**STUDIO DI GEOLOGIA**

Dott. Geol. Pasquale Lopresto

Via R. Scotellaro, 23

74018 Palagianello (TA)

Tel. 0998495345



Nr. Lic. 514159504C3347595547416B78747A6B4A56695568684B71304E6E3154332B4E492B3678366D6633506D3841

**CITTÀ DI MOTTOLA (TA)**

Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4  
Zona est del vigente P.R.G.  
**Allineamento sismico 2**

RELAZIONE DI CALCOLO  
DELLA PERICOLOSITÀ  
SISMICA DI BASE E DI SITO

*Committente:*

Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

Dott. Geol. Pasquale LOPRESTO



*Scala:*

*Data:*

ottobre 2015

## 1 PREMESSA

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.

## 2 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:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

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  $\geq 2$  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 II** a cui è associato il coefficiente d'uso  $C_U = 1$ .

Una volta ottenuti  $V_N$  e  $C_U$ , è possibile calcolare il periodo di riferimento  $V_R$ , che qui vale:

$$V_R = 50 * 1 = 50 \text{ anni.}$$

### 3 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 rigidità 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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità 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  $a_g$  prefissata ( $a_g$  = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza  $\lambda = 1/T_R$  ( $T_R$  = periodo di ritorno).

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	<b><math>P_{VR} = 81\%</math></b>
Stato limite di esercizio: danno	SLD	<b><math>P_{VR} = 63\%</math></b>
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	<b><math>P_{VR} = 10\%</math></b>
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	<b><math>P_{VR} = 5\%</math></b>

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

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:

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

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

Poiché è  $V_R = 50$  anni, il tempo di ritorno  $T_R$  sarà:

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	<b><math>T_R = 30</math></b>
Stato limite di esercizio: danno	SLD	<b><math>T_R = 50</math></b>
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	<b><math>T_R = 475</math></b>
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	<b><math>T_R = 975</math></b>

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

#### 4 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 (Tabella 4.1), 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.

ID	LON	LAT	TR = 30			TR = 50			TR = 72			TR = 101		
			ag	F0	T*c	ag	F0	T*c	ag	F0	T*c	ag	F0	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

Tabella 4.1- 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  $P_{V_R}$  fissate, il valore del generico parametro  $p$  ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

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

nella quale  $p$  è il valore del parametro di interesse ( $a_g, F_0, T_C^*$ ) 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:

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

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.

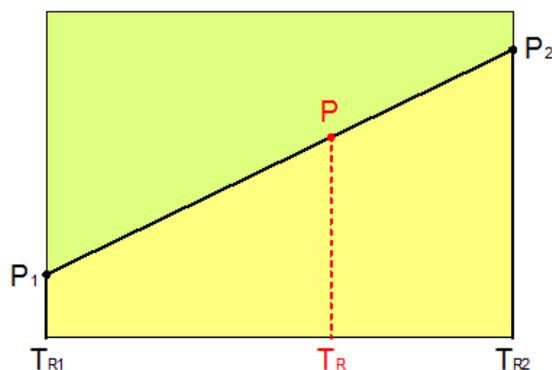


Figura 4.1 - Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella Figura 4.2

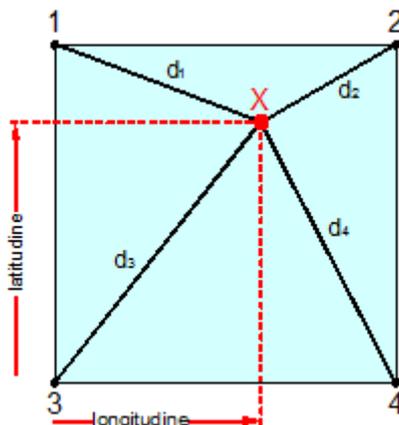


Figura 4.2 - Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

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:

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

dove  $R = 6371$  è il raggio medio terrestre in km, mentre  $\text{lat}\alpha$ ,  $\text{lon}\alpha$ ,  $\text{lat}\beta$  e  $\text{lon}\beta$  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  $\pm 0,01g$  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.

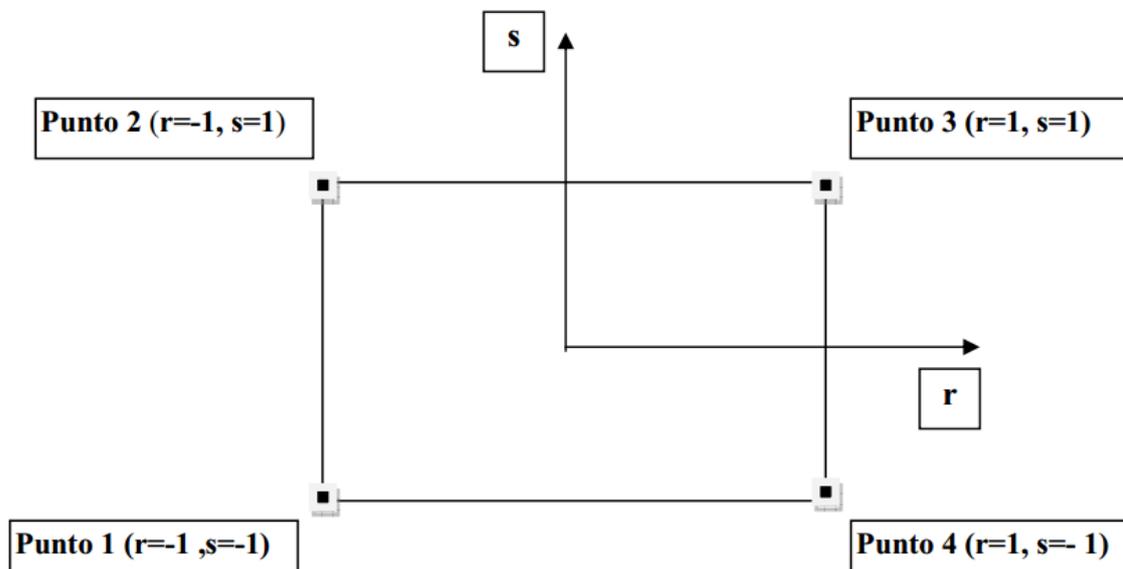


Figura 4.3 - Applicazione dell'interpolazione bilineare.

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

$$h_1 = (1 - r) \cdot (1 - s) / 4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1 - r) \cdot (1 + s) / 4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1 + r) \cdot (1 + s) / 4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1 + r) \cdot (1 - s) / 4 \quad (4.7)$$

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

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

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

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:

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

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:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad (5.1)$$

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:

$$K_h = \beta_s \cdot \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \quad (5.2)$$

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h \quad (5.3)$$

Con

$\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  accelerazione di gravità.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella tabella 5.1.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	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

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

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

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica) ( $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ) 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:

$$\mathbf{T1: } S_T = 1.0; \mathbf{T2: } S_T = 1.20; \mathbf{T3: } S_T = 1.2; \mathbf{T4: } S_T = 1.40.$$

### 5.3 Muri di sostegno

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

$$K_h = \beta_m \cdot \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.5)$$

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h \quad (5.6)$$

Con:

$\beta_m$  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.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$B_m$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	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

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

$a_{\max}$  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.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.7)$$

$S$  è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica  $S_s$  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:

$$a_h = K_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (5.8)$$

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:

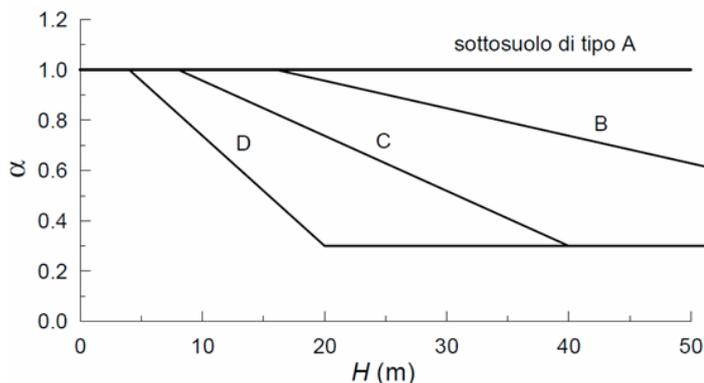


Figura 5.1 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$ .

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  $\beta$  può essere ricavato dal diagramma riportato in Figura 5.2, in funzione del massimo spostamento  $u_s$  che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per  $u_s = 0$  si ha  $\beta = 1$ ;  $u_s \leq 0.005 \cdot H$

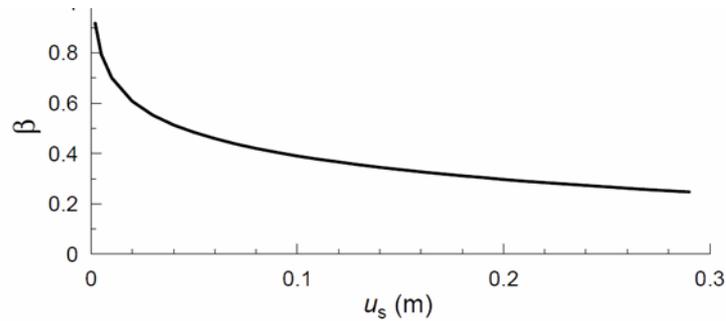


Figura 5.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$ .

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

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.9)$$

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;

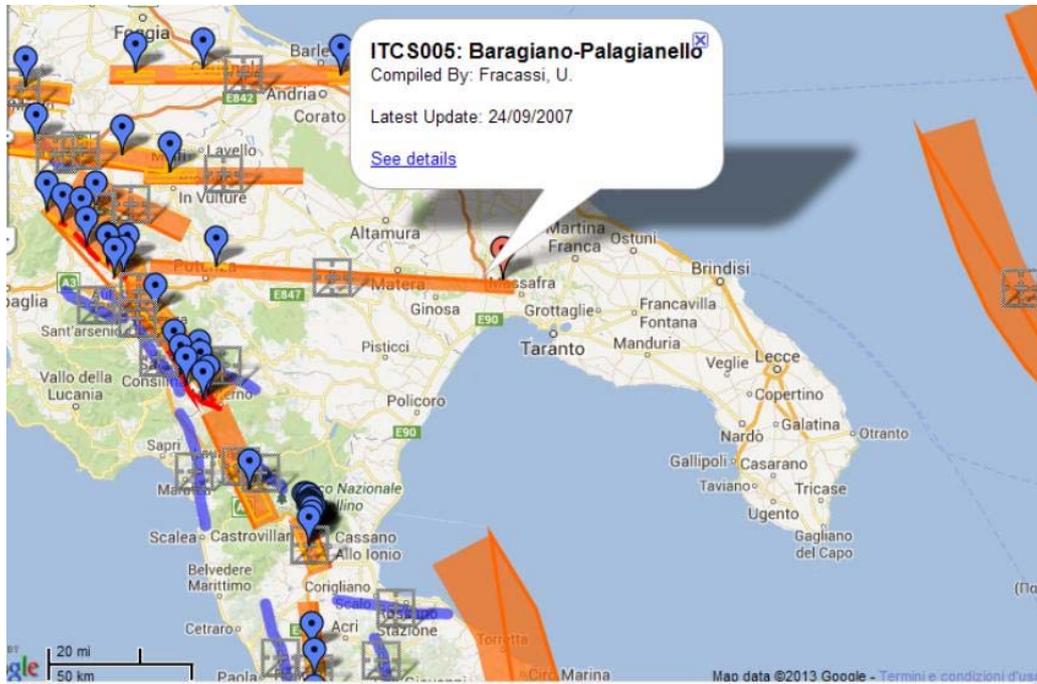
$a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Se  $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$  deve assumersi  $K_h = 0.2 \cdot a_{\max} / g$

Città di Mottola (TA) - Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona G del vigente P.R.G. - Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

## STORIA SISMICA DEL SITO

### Mappa sismogenetica



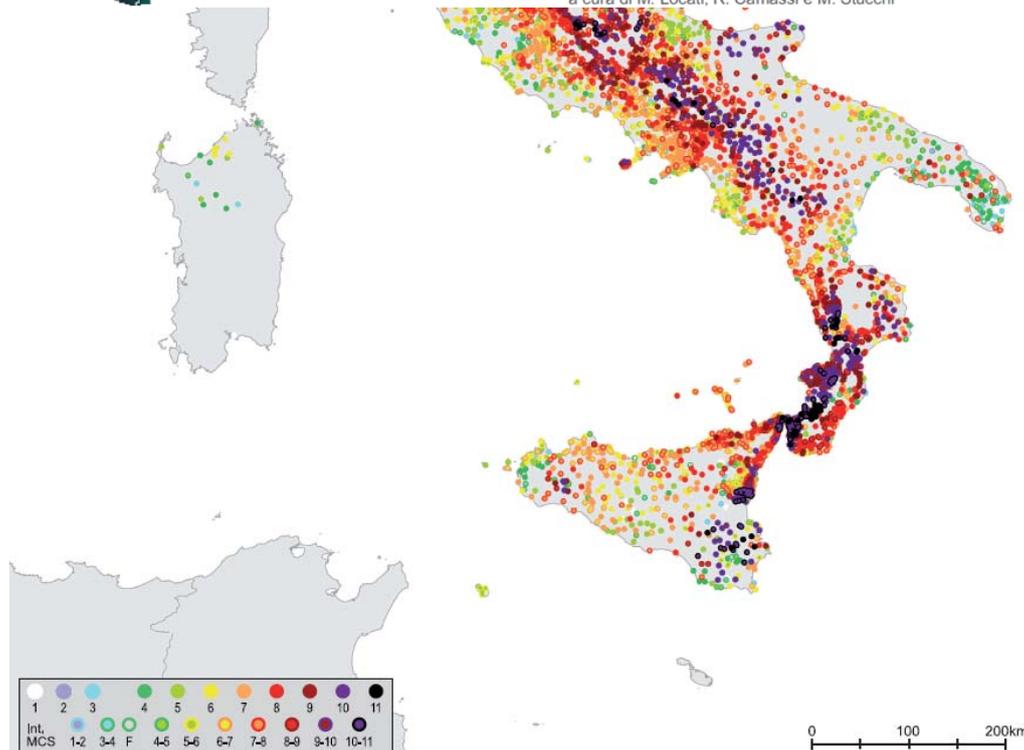
### Pericolosità sismica del sito



**Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia**

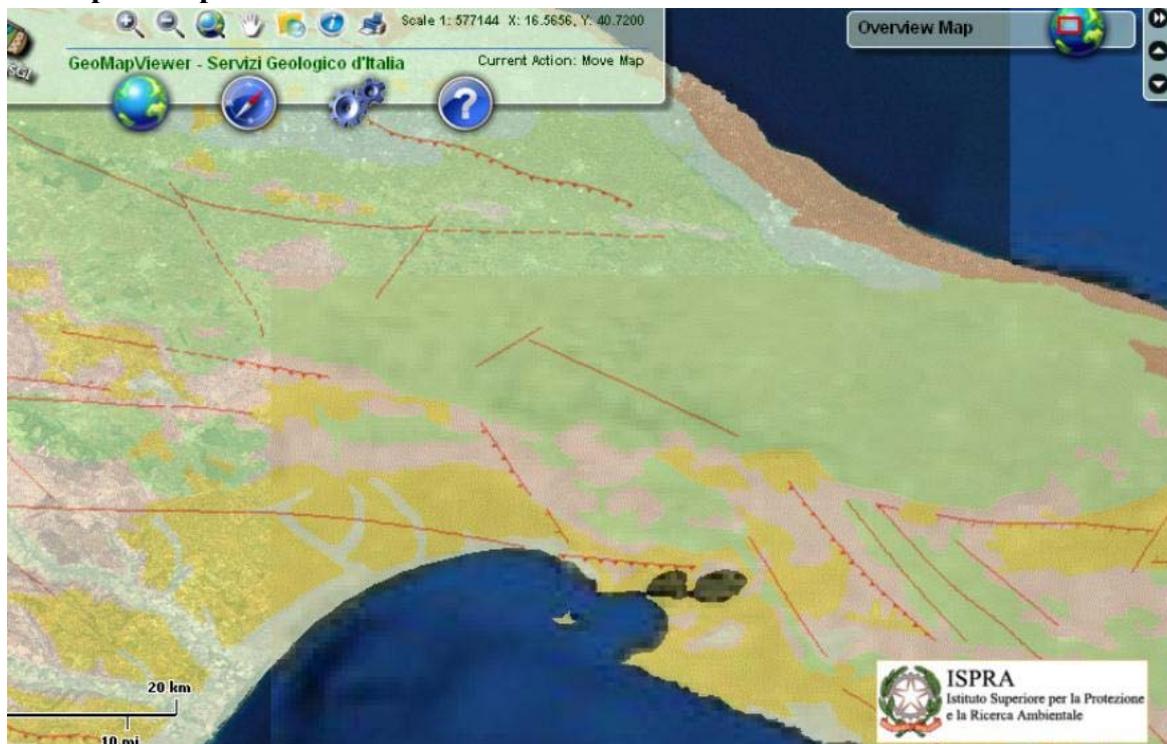
**DBMI11 | Database Macrosismico Italiano**  
massime intensità macrosismiche osservate

a cura di M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi



Città di Mottola (TA) - Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona G del vigente P.R.G. - Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

### Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale



### INDIVIDUAZIONE DEL SITO E DEFINIZIONE DELLE SUE COORDINATE (AdB Puglia)

WebGIS dell'AdB Puglia (perimetri aggiornati al 08-09-2015) Aiuto Responsabile del SIT, WebGIS e Cartografia Inq. Nicola Lopez

Cerca per... Scale 1: 2000

Coordinate in diversi sistemi di riferimento (CLICK COL MOUSE SUL PUNTO)

WGS84 UTM	X:	Y:
33N	672486.88813	4499677.49753
WGS84 UTM	X:	Y:
32N	1180240.45407	4528865.57492
Gauss Boaga	X:	Y:
Est	2692494.71393	4499755.49227
lat/lon WGS84	X: 17.03951	Y: 40.62994

Ubicazione allineamento sismico

Sistema di riferimento: WGS84, Coordinate Geografiche -- X: 17.0395 Y: 40.6299

Dati amministrativi

- Città
- Comuni sentenza TSAP
- Comuni
- Ferrovie
- Strade

Pericolosità e Rischio

- Peric. Geomorf.
- Peric. Idraulica
  - bassa (BP)
  - media (MP)
  - alta (AP)
- Rischio

progetto di PAI approvato NARDO' (agg. 29/07/2015)

progetto di PAI approvato MARUGGIO

progetto di PAI approvato PATU'

progetto di PAI approvato LEQUILE

progetto di PAI adottato TAURISANO

Allineamento sismico e sua direzione

## PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Descrizione: Città di Mottola (TA) - Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona G del vigente P.R.G. - Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.



Vita nominale (Vn):	50	[anni]
Classe d'uso:	II	
Coefficiente d'uso (Cu):	1	
Periodo di riferimento (Vr):	50	[anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO:	30	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD:	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV:	475	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC:	975	[anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84):	40,6299400	[°]
Longitudine (WGS84):	17,0395100	[°]
Latitudine (ED50):	40,6309200	[°]
Longitudine (ED50):	17,0403200	[°]

Città di Mottola (TA) - Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona G del vigente P.R.G. - Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

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	33908	40,630910	16,981730	4944,09
2	33909	40,628850	17,047520	650,10
3	33687	40,678800	17,050280	5389,47
4	33686	40,680870	16,984430	7284,92

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	30	0,033	2,389	0,274
SLD	50	0,044	2,422	0,303
	72	0,055	2,542	0,292
	101	0,066	2,526	0,311
	140	0,079	2,511	0,313
	201	0,095	2,492	0,318
SLV	475	0,141	2,475	0,313
SLC	975	0,188	2,486	0,299
	2475	0,258	2,462	0,320

### Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,032	2,383	0,267
SLD	50	0,042	2,412	0,303
	72	0,052	2,463	0,314
	101	0,062	2,551	0,296
	140	0,074	2,525	0,312
	201	0,091	2,489	0,317
SLV	475	0,136	2,476	0,312
SLC	975	0,183	2,453	0,314
	2475	0,255	2,442	0,318

Città di Mottola (TA) - Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona G del vigente P.R.G. - Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

### Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,030	2,401	0,249
SLD	50	0,039	2,430	0,299
	72	0,047	2,428	0,319
	101	0,056	2,529	0,322
	140	0,065	2,552	0,326
	201	0,076	2,560	0,331
SLV	475	0,111	2,538	0,334
SLC	975	0,146	2,530	0,336
	2475	0,199	2,556	0,337

### Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,032	2,400	0,266
SLD	50	0,041	2,432	0,302
	72	0,050	2,483	0,315
	101	0,058	2,557	0,321
	140	0,068	2,556	0,328
	201	0,081	2,528	0,332
SLV	475	0,115	2,539	0,335
SLC	975	0,151	2,529	0,338
	2475	0,204	2,567	0,339

### Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,032	2,387	0,266
SLD	50	0,042	2,416	0,303
SLV	475	0,133	2,485	0,316
SLC	975	0,178	2,468	0,316

## PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$ : 1,000

Categoria sottosuolo: “Tipo A: Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.”

Categoria topografica: T2: Pendii con inclinazione media maggiore di 15°

### Coefficienti sismici per muri di sostegno

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,008	0,010	0,046	0,062
kv	0,004	0,005	0,023	0,031
amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,372	0,491	1,564	2,099
Beta	0,200	0,200	0,290	0,290

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

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,038	0,050	0,159	0,214
kv	0,019	0,025	0,080	0,107
amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,372	0,491	1,564	2,099
Beta	1,000	1,000	1,000	1,000

### Coefficienti sismici per paratie

Altezza paratia (H): 3,0 [m]

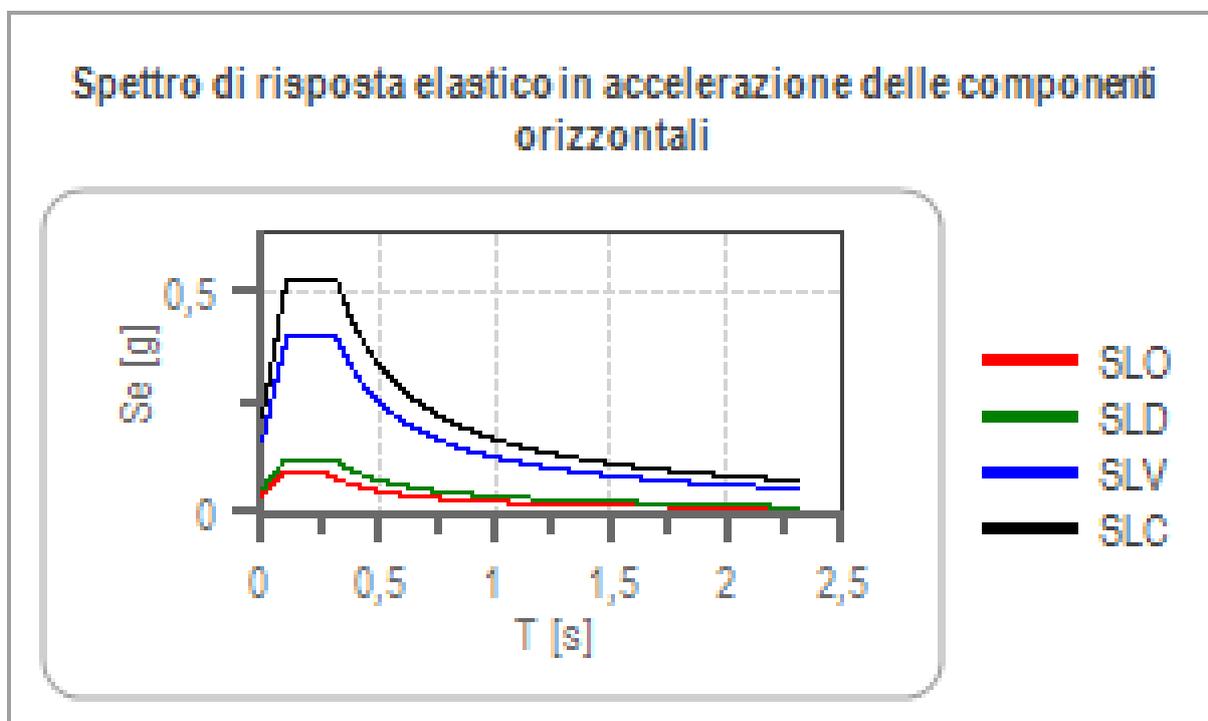
Spostamento ammissibile us: 0,015 [m]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,025	0,033	0,104	0,139
kv	--	--	--	--
amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,372	0,491	1,564	2,099
Beta	0,650	0,650	0,650	0,650

### Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,008	0,010	0,043	0,058
kv	0,004	0,005	0,022	0,029
amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,372	0,491	1,564	2,099
Beta	0,200	0,200	0,270	0,270

### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

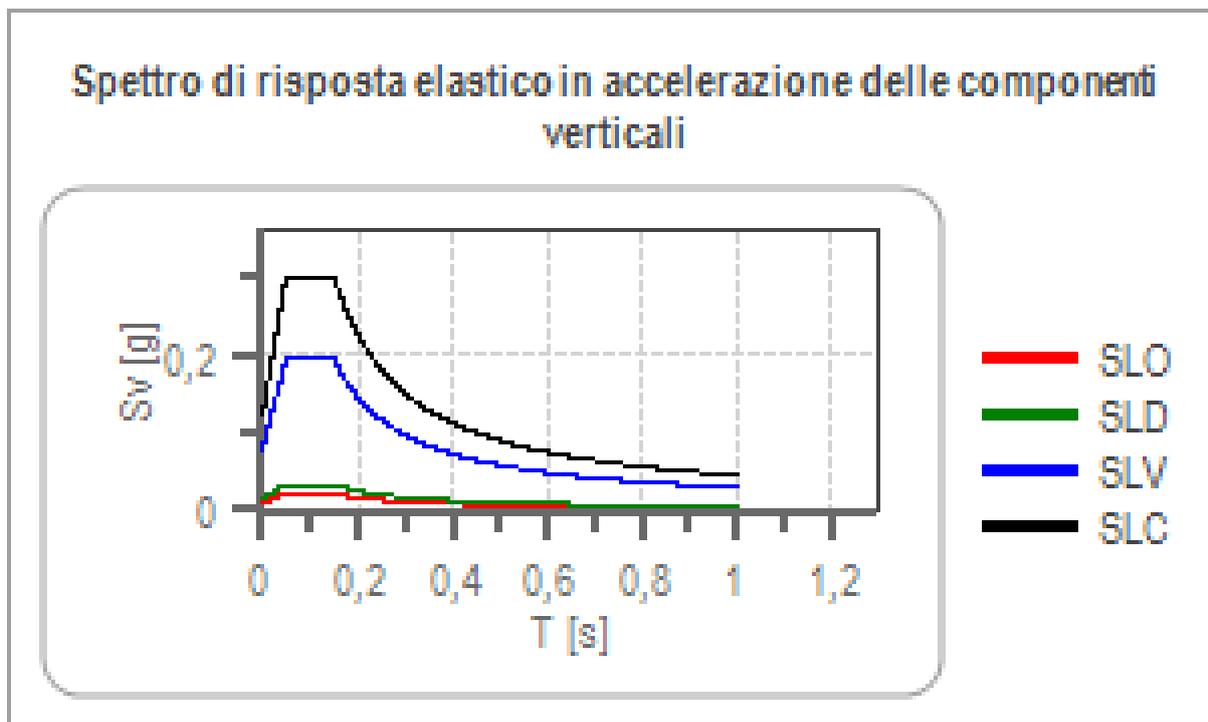


	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,032	2,387	0,266	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,089	0,266	1,727	0,038	0,091
SLD	1,0	0,042	2,416	0,303	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,101	0,303	1,767	0,050	0,121
SLV	1,0	0,133	2,485	0,316	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,105	0,316	2,132	0,159	0,396
SLC	1,0	0,178	2,468	0,316	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,105	0,316	2,313	0,214	0,528

### Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$ : 1,000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	$\eta$ [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1,0	0,032	2,387	0,266	1	1,000	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000	0,009	0,022
SLD	1,0	0,042	2,416	0,303	1	1,000	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000	0,014	0,033
SLV	1,0	0,133	2,485	0,316	1	1,000	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000	0,078	0,195
SLC	1,0	0,178	2,468	0,316	1	1,000	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000	0,122	0,301

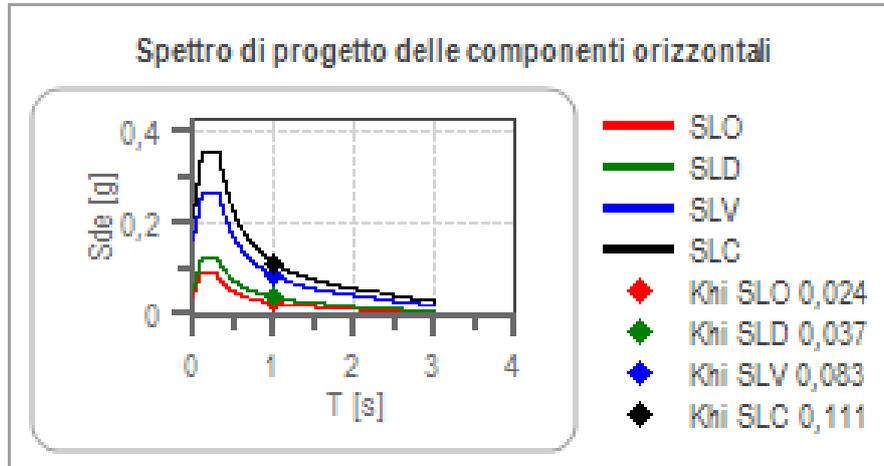
### Spettro di progetto

Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1,50

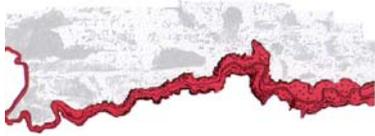
Fattore di struttura spettro verticale q: 1,50

Periodo fondamentale T: 1,00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
k <sub>hi</sub> = S <sub>d</sub> e(T) Orizzontale [g]	0,024	0,037	0,083	0,111
k <sub>v</sub> = S <sub>d</sub> v <sub>e</sub> (T) Verticale [g]	0,003	0,005	0,020	0,030



	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	1,0	0,032	2,387	0,266	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,089	0,266	1,727	0,038	0,091
SLO verticale	1,0	0,032	2,387	0,266	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000	0,009	0,022
SLD orizzontale	1,0	0,042	2,416	0,303	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,101	0,303	1,767	0,050	0,121
SLD verticale	1,0	0,042	2,416	0,303	1,000	1,000	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000	0,014	0,033
SLV orizzontale	1,0	0,133	2,485	0,316	1,000	1,000	1,200	1,200	1,500	0,105	0,316	2,132	0,159	0,264
SLV verticale	1,0	0,133	2,485	0,316	1,000	1,000	1,200	1,200	1,500	0,050	0,150	1,000	0,078	0,130
SLC orizzontale	1,0	0,178	2,468	0,316	1,000	1,000	1,200	1,200	1,500	0,105	0,316	2,313	0,214	0,352
SLC verticale	1,0	0,178	2,468	0,316	1,000	1,000	1,200	1,200	1,500	0,050	0,150	1,000	0,122	0,201



## STUDIO DI GEOLOGIA

Dott. Geol. Pasquale Lopresto

Via R. Scotellaro, 23

74018 Palagianello (TA)

Tel. 0998495345



# Risultati delle analisi MASW

Città di Mottola (TA)

Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona G del vigente P.R.G.

Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

Allineamento sismico 1

Redatto da MASW

(c) Vitantonio Roma. All rights reserved.



# 1 - Dati sperimentali

Nome del file delle tracce .....Mottola PdL Ce24 MASW\sondaggio 1  
Numero di ricevitori ..... 12  
Distanza tra i sensori: ..... 1 m  
Numero di campioni temporali ..... 1500  
Passo temporale di acquisizione.....0.333 ms  
Numero di ricevitori usati per l'analisi ..... 12  
L'intervallo considerato per l'analisi comincia a .....0 ms  
L'intervallo considerato per l'analisi termina a .....4096 ms  
I ricevitori non sono invertiti (l'ultimo ricevitore è l'ultimo per l'analisi)

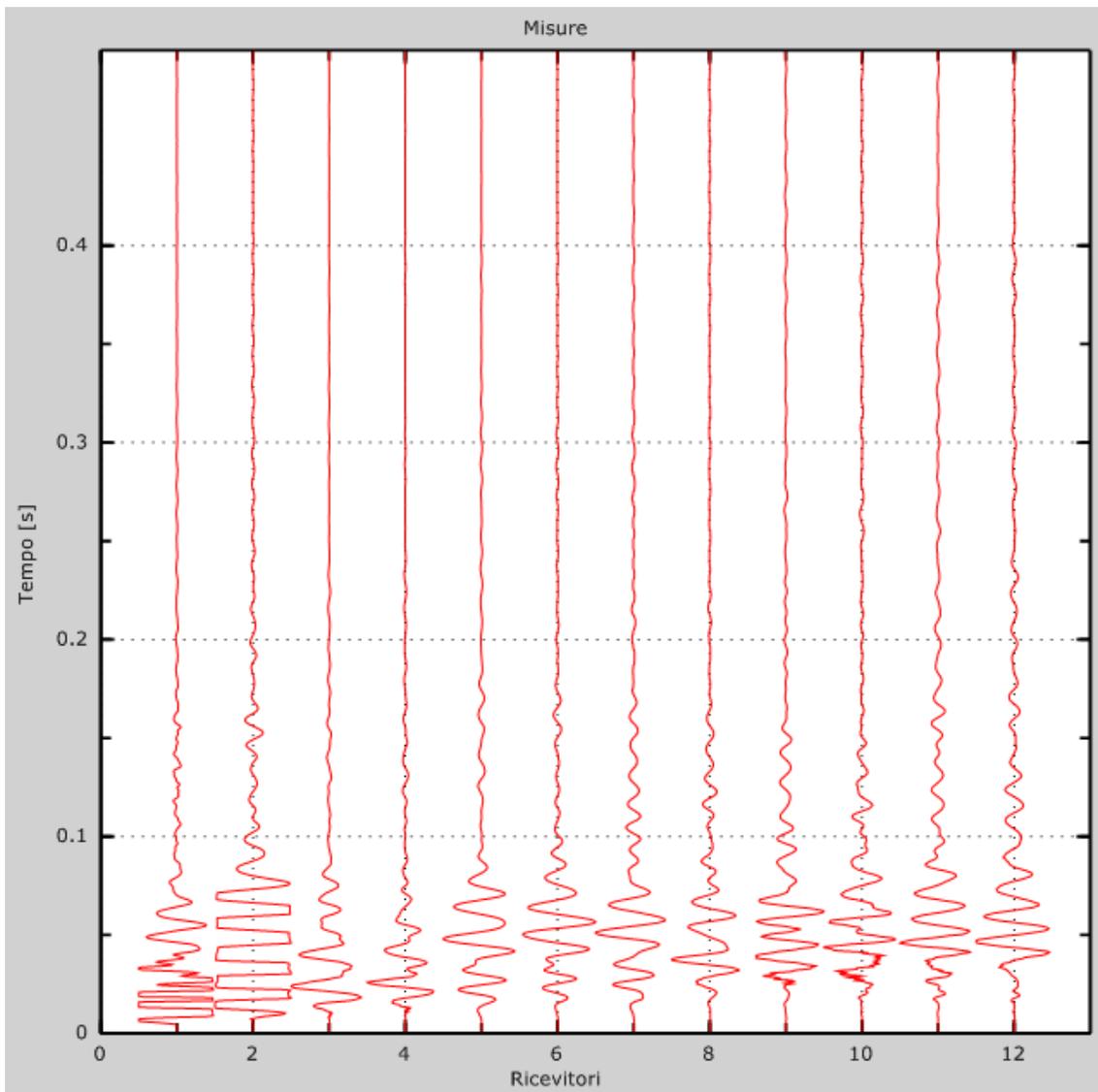


Figura 1: Tracce sperimentali

## 2 - Risultati delle analisi

Frequenza finale .....70 Hz

Frequenza iniziale .....2 Hz

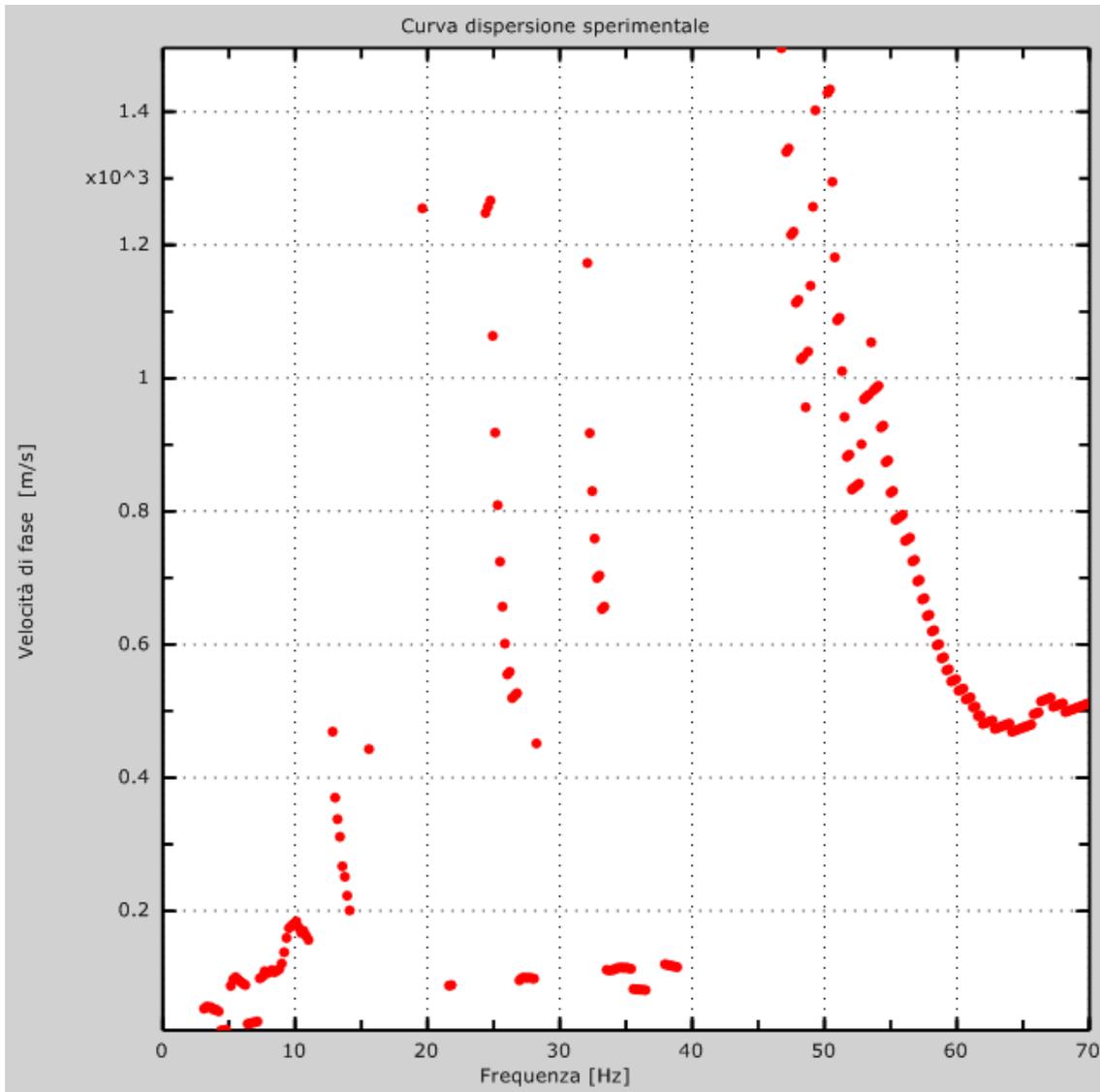


Figura 2: Curva dispersione sperimentale

### 3 - Curva di dispersione

Tabella 1: Curva di dispersione

<b>Freq. [Hz]</b>	<b>V. fase [m/s]</b>	<b>V. fase min [m/s]</b>	<b>V. fase Max [m/s]</b>
25.7612	626.408	563.767	689.048
32.5979	769.967	692.971	846.964
42.8529	1828.39	1645.55	2011.23
46.2712	1974.24	1776.82	2171.66
49.6896	1590.07	1431.06	1749.07
53.1079	971.116	874.005	1068.23
56.5263	746.355	671.719	820.99
59.9446	547.117	492.405	601.829
63.3629	477.086	429.377	524.794
66.7813	518.061	466.255	569.867

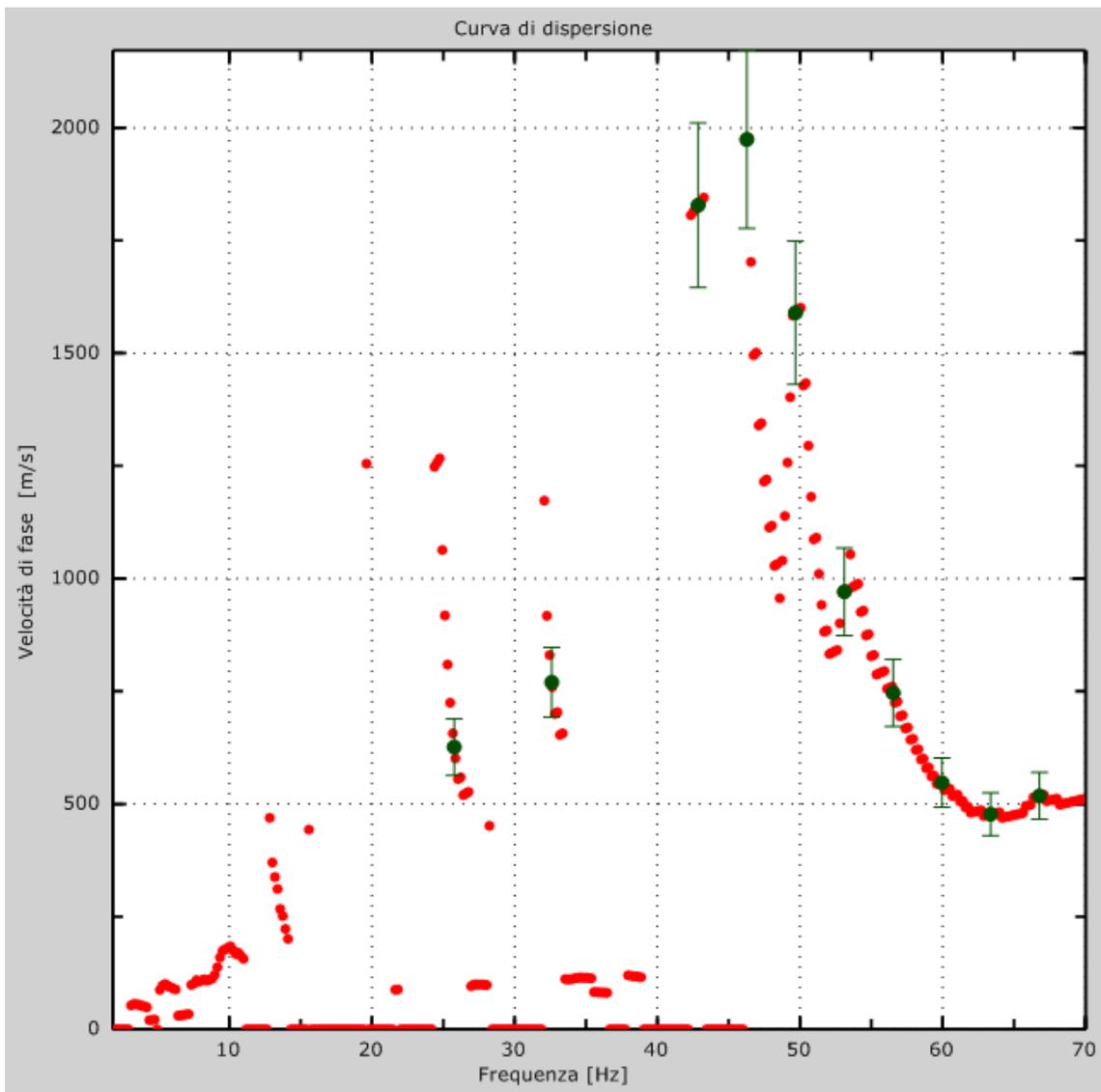


Figura 3: Curva di dispersione

## 4 - Profilo in sito

Numero di strati (escluso semispazio) .....	3
Spaziatura ricevitori .....	1 m
Numero ricevitori .....	12
Numero modi .....	50
Numero iterazioni.....	50
Massimo errore [%].....	2.000000e-001
Consenti forti contrasti di rigidezza tra 2 strati consecutivi	

### Strato 1 – Riporti e terreno agrario

h [m] .....	1
z [m] .....	-1
Densità [kg/m <sup>3</sup> ].....	1800
Poisson .....	0.3
Vs [m/s].....	530
Vp [m/s] .....	1719
Vs min [m/s].....	265
Vs max [m/s].....	1060
Falda non presente nello strato	
Strato non alluvionale	
Vs fin.[m/s] .....	919

### Strato 2 – Calcari biancastri e grigiastri stratificati e variamente carsificati

h [m] .....	29
z [m] .....	-30
Densità [kg/m <sup>3</sup> ].....	2200
Poisson .....	0.2
Vs [m/s].....	608
Vp [m/s] .....	1925
Vs min [m/s].....	304
Vs max [m/s].....	1216
Falda non presente nello strato	
Strato non alluvionale	
Vs fin.[m/s] .....	1179

### Strato 3 – Bedrock calcareo

h [m] .....	0
z [m] .....	-∞
Densità [kg/m <sup>3</sup> ].....	2200
Poisson .....	0.2
Vs [m/s].....	696
Vp [m/s] .....	2273
Vs min [m/s].....	348
Vs max [m/s].....	1392
Falda non presente nello strato	
Strato non alluvionale	
Vs fin.[m/s] .....	1392

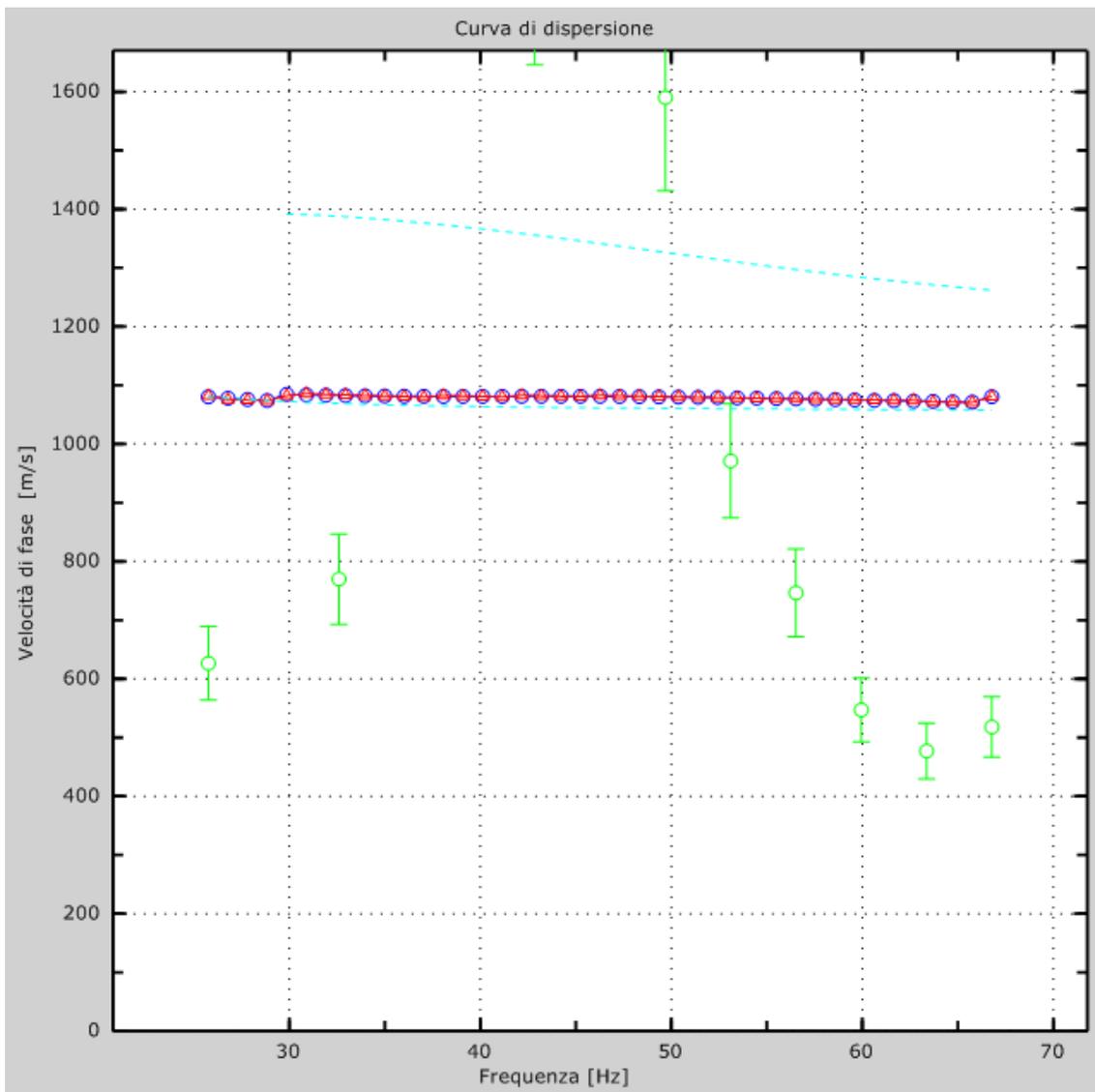


Figura 4: Velocità numeriche – punti sperimentali (verde), modi di Rayleigh (ciano), curva apparente (blu), curva numerica (rosso)

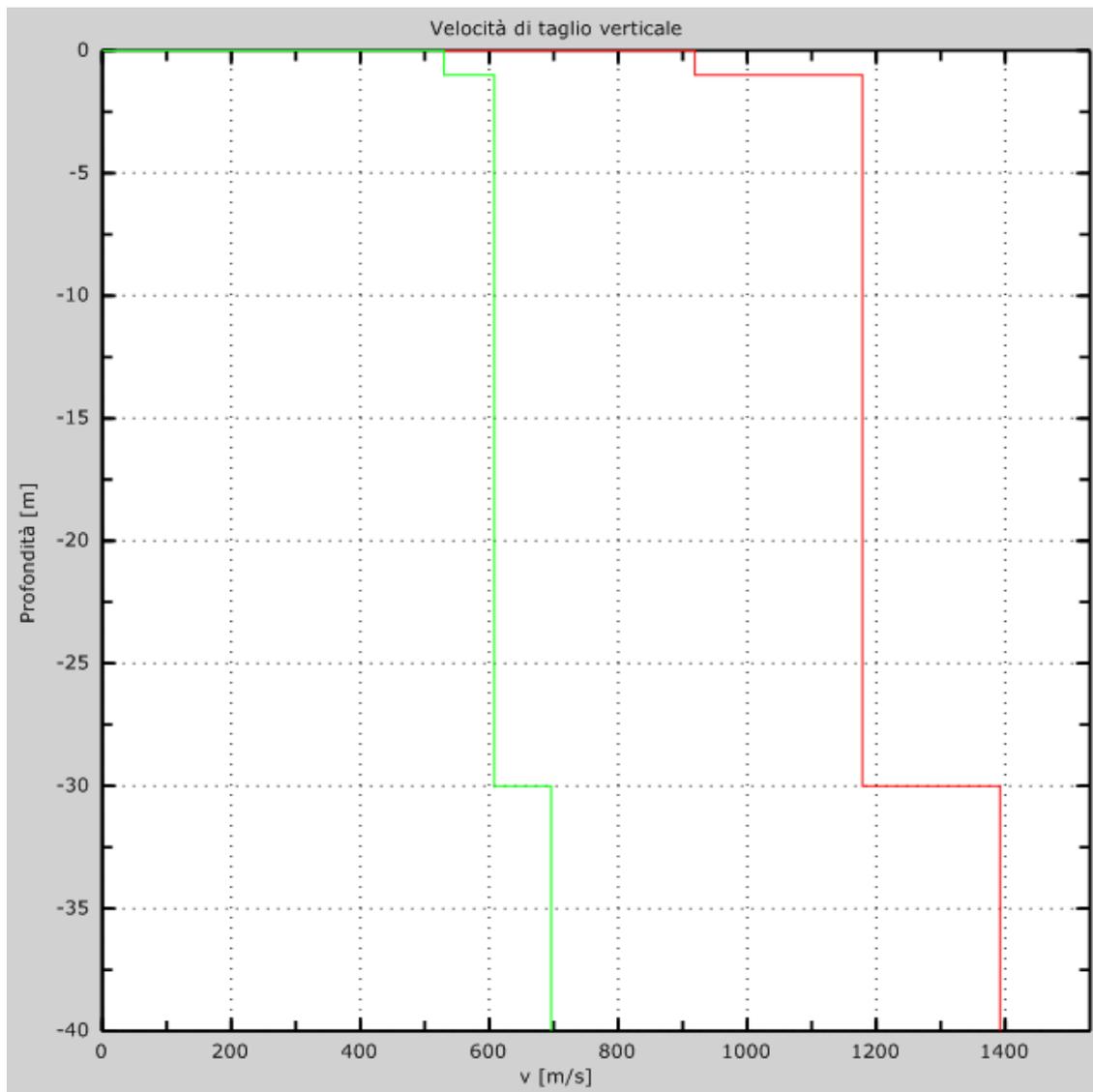


Figura 5: Velocità

## 5 - Risultati finali

Piano di riferimento  $z=0$  [m]..... 327

$V_{s30}$  [m/s]..... 1167

La normativa applicata è il DM 14 gennaio 2008

Il sito appartiene alle classi A, B, C, D, E o S1 (alluvionale, ghiaia, sabbia, limo, argilla, roccia).

Il sito non è suscettibile di liquefazione e non è argilla sensitiva.

Non esiste uno strato di alterazione di spessore maggiore di 3m

Le caratteristiche meccaniche degli strati migliorano gradualmente con la profondità

**Tipo di suolo ..... A**

### Appendice

Tipo di suolo

**Tipo A:** *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.

**Tipo B:** *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $NSPT_{30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $cu_{30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).

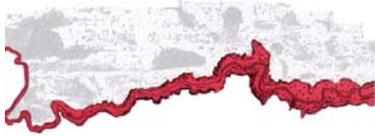
**Tipo C:** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu_{30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).

**Tipo D:** *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  inferiori a 180 m/s (ovvero  $NSPT_{30} < 15$  nei terreni a grana grossa e  $cu_{30} < 70$  kPa nei terreni a grana fina).

**Tipo E:** *Terreni dei sottosuoli di tipo C o D* per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con  $V_s > 800$  m/s).

**Tipo S1:** Depositi di terreni caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  inferiori a 100 m/s (ovvero  $10 < cu_{30} < 20$  kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di *terreni a grana fina di bassa consistenza*, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.

**Tipo S2:** *Depositi di terreni suscettibili di liquefazione*, di argille sensitive o altri profili di terreno non inclusi nei tipi A, B, C, D, E o S1. Attenzione: la nuova norma classifica come S2 una serie di siti che prima erano classificati come B, C, D, E.



**STUDIO DI GEOLOGIA**

Dott. Geol. Pasquale Lopresto

Via R. Scotellaro, 23

74018 Palagianello (TA)

Tel. 0998495345



# Risultati delle analisi MASW

Città di Mottola (TA)

Piano di Lottizzazione della zona residenziale di espansione Ce 2.4 – Zona G del vigente P.R.G.

Committente: Acquaro N., D., A.M., C., L., V.M., Laneve A. e Maraglino R., Maldarizzi V., Laterza C, Marra R., Rotolo S., Gentile A, Sasso N. Romanelli V. Orlandi R. Balestra A. e M., De Carlo A, Notaristefano N e Sasso V.M., FIMCO S.p.A. – MAIORA GROUP S.p.A.

Allineamento sismico 2

Redatto da MASW

(c) Vitantonio Roma. All rights reserved.





indagini e studi  
per la conoscenza  
del territorio  
e per la realizzazione  
di opere d'ingegneria

GEO spa  
Via dei Gladioli, 6  
Modulo A6 Z.I.  
70026 Modugno (Bari)  
Tel. +39.80/5315703 pbx  
Fax +39.80/5315740

Cap. soc. E. 1.006.000.000 int. vers.  
P. IVA C. F. 00818210726  
Registro Società 9036  
Elenco Società 598/76  
CCIAA Bari 169916

Laboratorio Ufficiale prove sui materiali da costruzione ai sensi della L. 1086/71

03 GIU. 1999

029027

**COMMITTENTE:** CONSORZIO "LA ROTONDA"

**LAVORO:** PIANO DI LOTTIZZAZIONE IN LOCALITÀ MOTTOLA (TA)

PROVA DI RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE SEMPLICE SU CAROTA DI  
CALCARE CONSEGNATA IN DATA 31.05.1999, PRELEVATA ALLA  
PROFONDITÀ DI m 2 DAL P.C.

**DIMENSIONI PROVINO:** altezza 15,4 cm  
diametro 9,35 cm

**PESO VOLUME:** 2,37 g/cm<sup>3</sup>

**RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE SEMPLICE:** 312 kg/cm<sup>2</sup>