



**strada dei
PARCHI**spa
A24 autostrade A25

AUTOSTRADA A24
ROMA - L'AQUILA - TERAMO
TRATTA TORNIMPARTE - L'AQUILA OVEST

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO
AI SENSI DELLA LEGGE 228/2012
ART.1 COMMA 183**

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
PILETTA, FUGGETTO E LE MONACHE

PROGETTO DEFINITIVO

GEOLOGIA E GEOTECNICA
VIADOTTO LE MONACHE
GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA

| COMMESSA | FASE | MACRO OPERA | AMBITO/OPERA | DISCIPLINA | TIPO | PROGR. | REV. | SCALA |
|----------|----------|-------------|--------------|------------|------|--------------|---------------|-----------|
| 250 | D | 002 | VI068 | GET | RE | 001 | A | |
| Rev. | Data | Descrizione | | | | Redatto | Verificato | Approvato |
| A | Feb 2018 | Emissione | | | | L. Cosciotti | G. Furlanetto | F. Presta |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

FILE: 250D002VI068GETRE001A.DWG

PROJECT MANAGER: Ing. Stefano Ventura

| | | | |
|---|---|--|--|
| <p>PROGETTAZIONE:</p>  <p>IL DIRETTORE TECNICO (Ing. Francesco Presta)</p> | <p>IL PROGETTISTA (Ing. Guido Furlanetto)</p>  | <p>COMMITTENTE: LA SOCIETA' CONCESSONARIA</p>  <p>IL PROCURATORE SPECIALE (Ing. Gabriele Nati)</p> | |
|---|---|--|--|



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, I SISTEMI INFORMATIVI E STATISTICI
DIREZIONE GENERALE PER LA VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI



AUTOSTRADA A24

Adeguamento sismico del viadotto

Le Monache

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

| | |
|--|-----------|
| 1. PREMESSA..... | 3 |
| 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO | 4 |
| 2.1 Documentazione | 4 |
| 2.2 Normative..... | 4 |
| 2.3 Bibliografia..... | 4 |
| 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO | 6 |
| 4. INDAGINI ESEGUITE | 9 |
| 4.1 Indagini in sito..... | 9 |
| 4.2 Indagini geofisiche..... | 10 |
| 5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI E DELL'AMMASSO ROCCIOSO..... | 13 |
| 5.1 Depositi di copertura..... | 13 |
| 5.2 Ammasso roccioso..... | 14 |
| 6. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE E PROGETTO | 19 |
| 6.1 Categoria di suolo..... | 19 |
| 6.2 Categoria topografica | 20 |
| 6.3 Azione sismica di progetto..... | 20 |
| 7. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E CRITERI DI VERIFICA | 22 |
| 8. CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE..... | 25 |

1. PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica è parte integrante del Progetto Definitivo degli interventi previsti per l'adeguamento sismico del rilevato Le Monache, alla progressiva km 86+593 dell'Autostrada A24 Roma - L'Aquila - Teramo, commissionati dall'Ente Gestore, Strada dei Parchi S.p.A., alla scrivente Infraengineering s.r.l.

Gli interventi in progetto prevedono la completa demolizione del viadotto attuale e la sostituzione dello stesso con un rilevato sostenuto da muri di sottoscampa in c.a., gettati in opera.

Gli interventi previsti in progetto consentono di adeguare l'opera alle prescrizioni di cui al D.M. 14/01/2008.

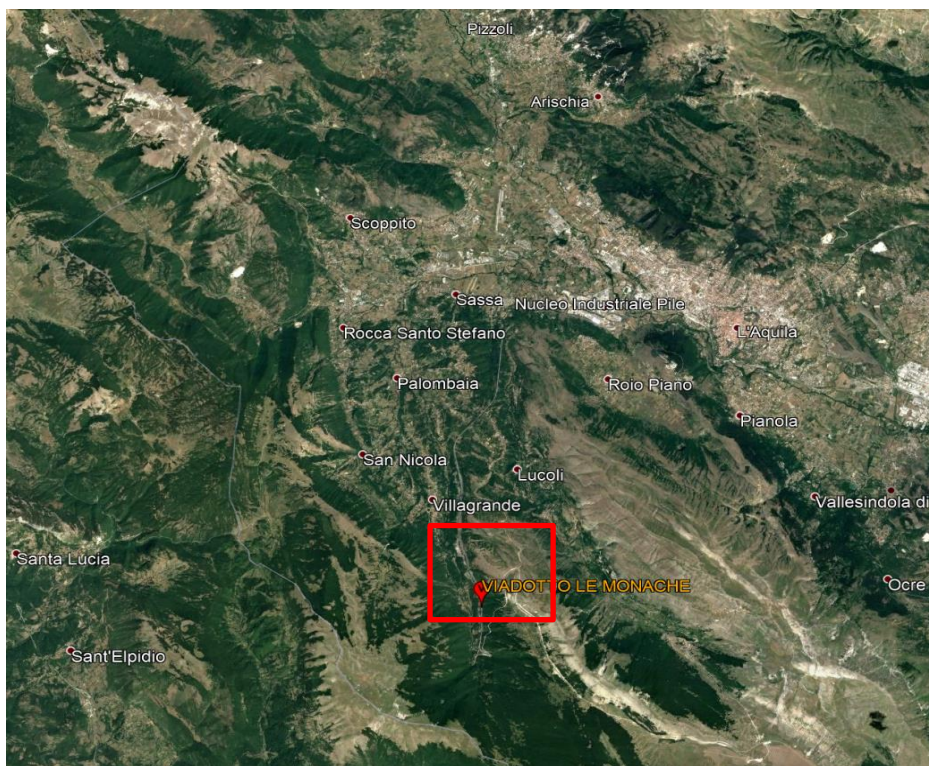


Figura 1: Ubicazione del rilevato Le Monache

Il viadotto Le Monache si sviluppa per una lunghezza di circa 60 m lungo l'autostrada A24 ad ovest della piana aquilana. Si sviluppa in destra idrografica del T. Raio, a circa 1000 m s.l.m. su di un versante ad elevata acclività sul quale affiorano unità calcaree competenti.

Nei capitoli successivi, dopo un breve inquadramento geologico e geomorfologico dell'area ed una sintetica descrizione delle indagini realizzate nel 2015, vengono descritte le caratteristiche geotecniche dei terreni e dell'ammasso roccioso interagenti con il nuovo rilevato.

Le verifiche geotecniche dei muri che sostengono il rilevato sono riportate nella specifica relazione di calcolo.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nel seguito sono elencate le normative, le pubblicazioni specialistiche e i documenti che sono stati presi come riferimento nell'elaborazione di questa relazione.

2.1 Documentazione

- Elaborati As-built dell'opera;
- Schede di manutenzione dell'opera;
- Relazione Geologica.

2.2 Normative

- D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti;
- Circolare esplicativa n.617 09/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto»;
- D.M. LL.PP. 11.03.88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Circolare LL.PP. 24/9/1988 n.30483 - L.2.2.1974, n.64 - art.1 - Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11/3/1988;
- UNI ENV 1997-1 - Eurocodice 7 "Progettazione Geotecnica";
- Ordinanza 20/03/2003 n. 3274 e s.m.i. - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.P.R. n.380/2001 - art. 89 - "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia. (Testo A)";
- Ordinanza PCM 3519 28/04/2006 dalla G.U. n.108 del 11/05/06 - "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".

2.3 Bibliografia

- LANCELLOTTA R. (1991), "Geotecnica" - Edizioni Zanichelli;
- LANCELLOTTA R. (2011), "Progettazione geotecnica secondo l'Eurocodice 7 (UNI EN 1997) e le Norme Tecniche per le costruzioni (NTC 2008) Geotecnica" - Hoepli;
- VIGGIANI (1999), "Fondazioni" - Hevelius Edizioni;
- BOWLES J. E. (1988), "Foundatio Analysis and Design" - McGraw-Hill;

- KULHAWY F.H., MAYNE P.W. (1990): Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. EL-6800 Research Project 1493-6 Final Report, August 1990. Cornell University - Geotechnical Engineering Group Hollister Hall Ithaca, New York 14853-3501;
- CESTARI F. (1990), "Prove geotecniche in sito" - Geo-Graph;
- A.G.I. (1977), Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche;
- AGI (1983), Parametri di progetto da prove in sito - Conferenze di geotecnica, Torino;
- A.G.I. (2005) - Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica;
- A.G.I. (2017) - Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio;
- Bieniawski Z.T. (1989) - Engineering rock mass classifications. New York, Wiley;
- Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum, B. (2002) - Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002;
- Marinos P., Benissi M. (1998) - Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. Bull. Engg. Geol. Env. 57(2);
- Martinetti S., Ribacchi R. (1978) - Stabilità di scarpate in roccia;

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'assetto geologico-strutturale del settore di interesse è ampiamente descritto in bibliografia. In particolare si è fatto riferimento alle note illustrative del Foglio Geologico 358 "Pescorocchiano" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50000.

Nell'area di sedime del rilevato affiorano le seguenti unità:

- *Calcarei a ciclotemi e gasteropodi (CCG)*: Calcarei fangosostenuti, organizzati in cicli a scala metrica, con intercalazioni bioclastiche, e superfici di esposizione subaerea. A più livelli sono presenti intercalazioni di spessore anche metrico e spesso canalizzate di biomicriti a nerineidi. Berriasiano p.p.-Barremiano p.p.

Il viadotto si sviluppa in destra idrografica del torrente Raio, corso d'acqua stagionale con andamento N-S il quale attraversa una depressione intramontana delimitata da versanti calcarei ad elevata acclività.

Dall'analisi del foglio 358 Ovest della Carta geomorfologica della Regione Abruzzo, stralcio in Figura, emerge che nel sito in esame non sono attivi rilevanti processi morfogenetici.

L'analisi dei dati bibliografici e i rilievi di sito specifici effettuati su un'area sufficientemente estesa, permettono di considerare geomorfologicamente stabile l'area di sedime del impalcato.

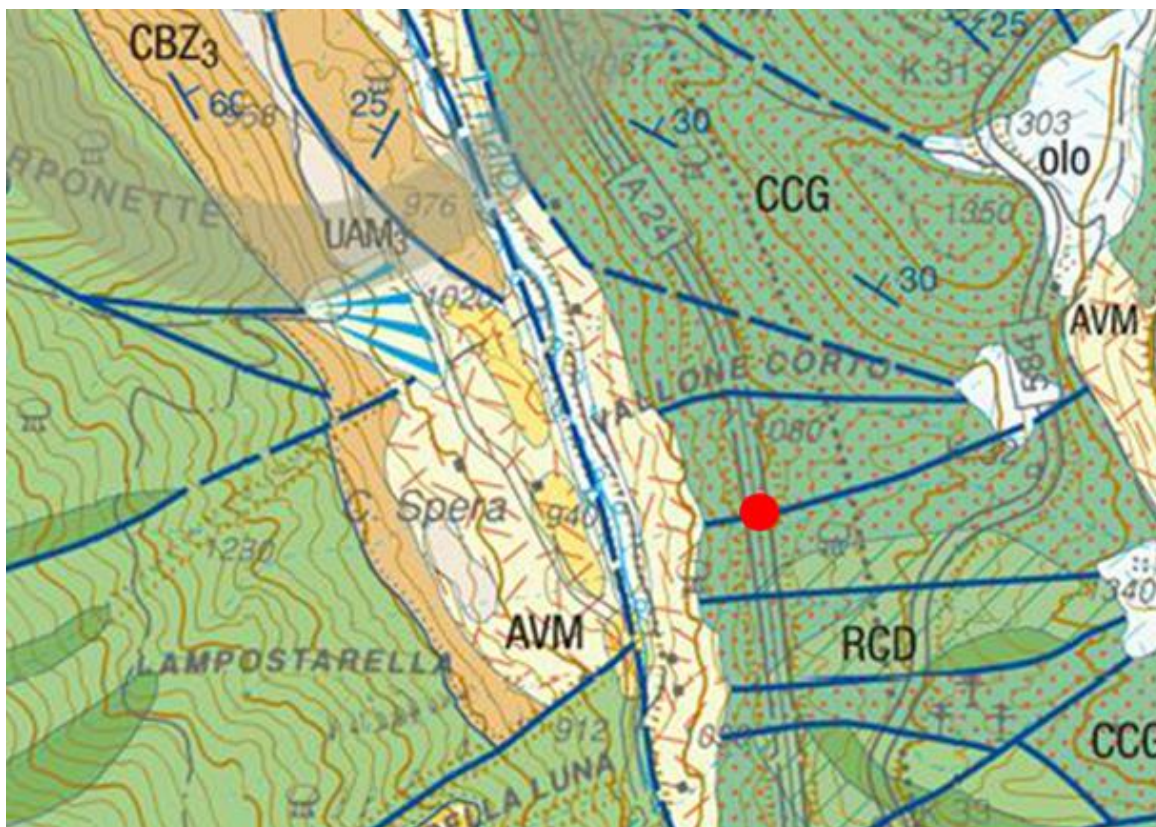


Figura 2: Stralcio della Carta Geologica

Le indagini geonostiche condotte hanno permesso di caratterizzare le sequenze litostratigrafiche interessate dalla struttura. Nell'area di sedime del rilevato affiorano i descritti Calcari a ciclotemi e gasteropodi, ricoperti da una coltre detritica di spessore massimo pari a circa 5 m. Si tratta di calcari organogeni ad elevata resistenza a compressione monoassiale, caratterizzati da forme di carsismo epigeo. La spaziatura tra i giunti osservabile risulta elevata e non si riscontra un pattern di giunti regolare.

Localmente il substrato roccioso è ricoperto da depositi superficiali costituiti da ghiaie, ciottoli e blocchi a spigoli vivi in matrice più o meno abbondante da sabbiosa a sabbio-limosa. Trattasi di materiale di riporto antropico derivante dalle operazioni di scavo e di rinterro eseguite per la realizzazione dell'autostrada e delle opere ad esse associate.

Considerato l'assetto geologico e geomorfologico del versante si ritiene opportuno considerare la falda assente nel settore attraversato dal rilevato; l'acquifero carbonatico carsico viene drenato dal torrente Raio alla base del versante.

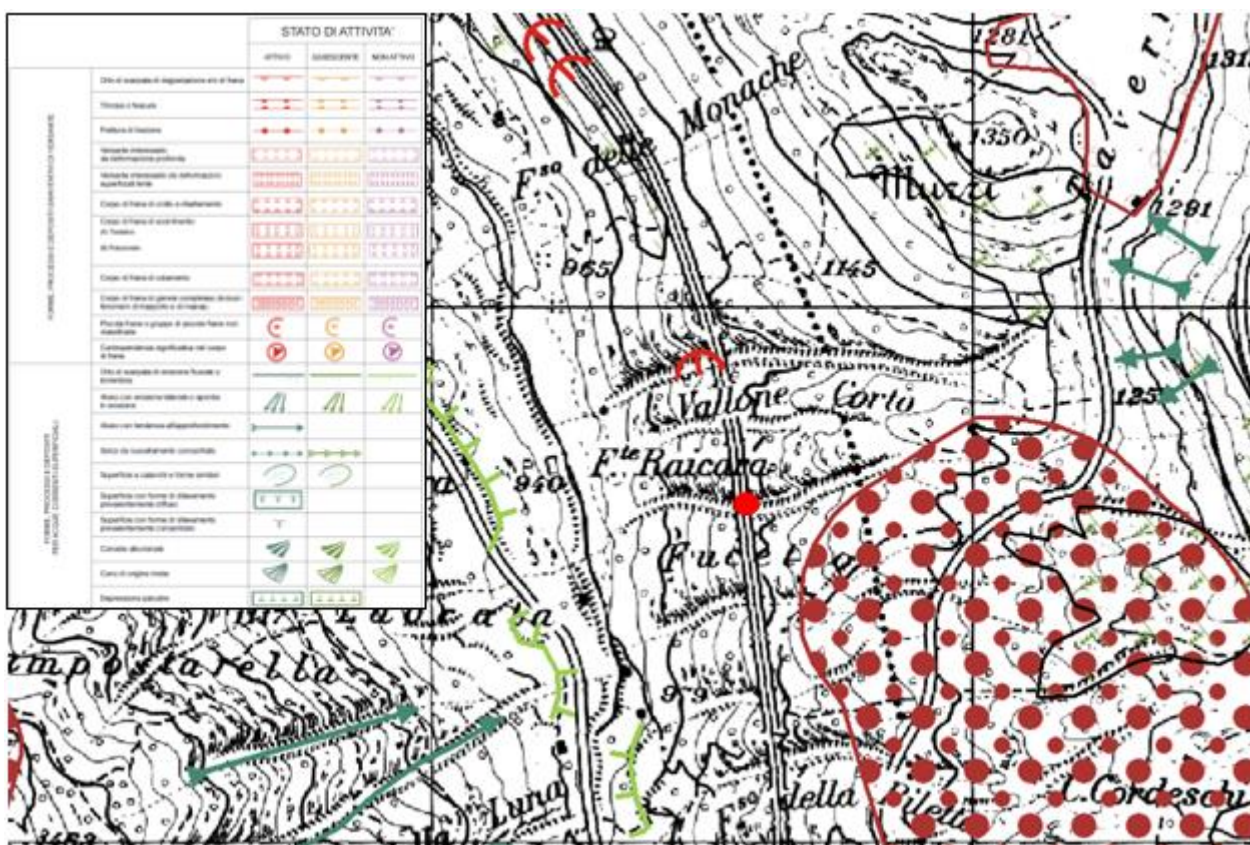


Figura 3: Stralcio della "Carta geomorfologica Regione Abruzzo" e relativa legenda, Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico, Fenomeni Gravitativi e Processi Erosivi Foglio 358 O.



Figura 4: Particolare dei CCG ed evidenze di carsismo epigeo

4. INDAGINI ESEGUITE

Nei mesi di Marzo-Aprile 2015 è stata condotta una campagna di indagini dalla società Dimms di Avellino con la finalità di caratterizzare l'ammasso roccioso in termini di proprietà fisiche, resistenza e rigidità.

4.1 Indagini in sito

A causa delle oggettive difficoltà logistiche legate alla morfologia del versante sul quale si sviluppa il viadotto Le Monache i previsti sondaggi geognostici sono stati sostituiti con idonee indagini integrative.

In particolare, sono stati effettuati un totale di 10 campionamenti di roccia con carotatrice elettrica (diametro 10 cm), in corrispondenza dell'area di sedime del viadotto, i quali sono stati conferiti presso il laboratorio geotecnico autorizzato della Dimms. Su tali campioni sono state eseguite 5 prove di compressione monoassiale con rilievo delle deformazioni e 5 prove triassiali su roccia (Tabella 1).

Tabella 1: Sintesi delle indagini geotecniche di laboratorio richieste per i campioni prelevati

| INDAGINI SOSTITUTIVE | N |
|---|----|
| Esecuzione di prova sismica MASW | 1 |
| Prelievo di campioni di roccia con carotatrice (diametro fino a 10 cm) - (N.02.060 - anas 2014) | 10 |
| Determinazione peso specifico apparente (Massa Volumica) | 10 |
| Prova di compressione uniassiale con rilievo della curva di deformazione | 5 |
| Prova triassiale su roccia Con rilievo del solo carico di rottura, determinazione dei parametri con inviluppo Hoek & Brown (1980). Da eseguire su almeno 5 provini. | 5 |

Ai fini della caratterizzazione geomeccanica, la presenza nell'area circostante di ulteriori indagini svolte nei siti dove sono ubicati i adiacenti viadotti, ha permesso di stimare, con maggiore accuratezza, le proprietà fisiche e meccaniche dell'ammasso roccioso. La *Tabella 2* riporta in dettaglio i risultati delle prove di laboratorio a disposizione.

Tabella 2: Parametri Geotecnici ricavati da prove di Laboratorio

| DENOMINAZIONE E QUOTE | | | γ' | PROVA CELLA TRIASSIALE CID | | | | COMPRESSIONE MONOASSIALE | | | |
|-----------------------|------------|-------|-----------|----------------------------|---------|------------|------------|--------------------------|-------|-------|-----|
| CAMPAGNA | VIADOTTO | Camp. | | c' | ϕ' | σ_1 | σ_3 | UCS | cu | E50 | v50 |
| (-) | (-) | (-) | (kN/mc) | (kPa) | (°) | (MPa) | (Mpa) | (MPa) | (MPa) | (MPa) | (-) |
| 2015 | Vaccarini | L1 | 26,41 | 18,11 | 46,40 | 95,10 | 1,00 | | | | |
| 2015 | Vaccarini | L2 | 26,41 | 18,11 | 46,40 | 101,78 | 2,00 | | | | |
| 2015 | Vaccarini | L3 | 26,55 | | | 117,11 | 5,00 | 92,88 | | 54446 | |
| 2015 | Vaccarini | L4 | 26,41 | 18,11 | 46,40 | 129,25 | 7,00 | | | | |
| 2015 | Vaccarini | L5 | 26,41 | 18,11 | 46,40 | 152,17 | 10,00 | | | | |
| 2015 | Vaccarini | L6 | 26,47 | | | | | 97,42 | | 54856 | |
| 2015 | Vaccarini | L7 | 26,31 | | | | | 87,03 | | 48352 | |
| 2015 | Vaccarini | L8 | 26,41 | 18,11 | 46,40 | | | | | | |
| 2015 | Vaccarini | L9 | 26,63 | | | | | 91,26 | | 52446 | |
| 2015 | Vaccarini | L10 | 26,34 | | | | | 98,81 | | 55697 | |
| 2015 | Le Monache | L1 | 26,41 | 19,70 | 45,80 | 102,48 | 1,00 | | | | |
| 2015 | Le Monache | L2 | 26,36 | | | | | 92,50 | | 49751 | |
| 2015 | Le Monache | L3 | 26,41 | 19,70 | 45,80 | 105,01 | 2,00 | | | | |
| 2015 | Le Monache | L4 | 26,36 | | | | | 85,77 | | 47468 | |
| 2015 | Le Monache | L5 | 26,41 | 19,70 | 45,80 | 125,40 | 5,00 | | | | |
| 2015 | Le Monache | L6 | 26,41 | 19,70 | 45,80 | 135,90 | 7,00 | | | | |
| 2015 | Le Monache | L7 | 26,41 | 19,70 | 45,80 | 156,40 | 10,00 | | | | |
| 2015 | Le Monache | L8 | 26,52 | | | | | 94,54 | | 51724 | |
| 2015 | Le Monache | L9 | 26,49 | | | | | 85,36 | | 50000 | |
| 2015 | Le Monache | L10 | 26,56 | | | | | 97,16 | | 53571 | |
| 2015 | Le Pastena | L1 | 26,41 | 17,30 | 45,20 | 87,20 | 1,00 | | | | |
| 2015 | Le Pastena | L2 | 26,56 | | | | | 90,41 | | 50004 | |
| 2015 | Le Pastena | L3 | 26,57 | | | | | 96,99 | | 53646 | |
| 2015 | Le Pastena | L4 | 26,45 | | | | | 98,37 | | 53523 | |
| 2015 | Le Pastena | L5 | 26,41 | 17,30 | 45,20 | 93,57 | 2,00 | | | | |
| 2015 | Le Pastena | L6 | 26,41 | 17,30 | 45,20 | 112,39 | 5,00 | | | | |
| 2015 | Le Pastena | L7 | 26,37 | | | | | 96,20 | | 50366 | |
| 2015 | Le Pastena | L8 | 26,51 | | | | | 99,30 | | 58001 | |
| 2015 | Le Pastena | L9 | 26,41 | 17,30 | 45,20 | 124,66 | 7,00 | | | | |
| 2015 | Le Pastena | L10 | 26,41 | 17,30 | 45,20 | 142,00 | 10,00 | | | | |

4.2 Indagini geofisiche

Al fine di determinare la categoria di appartenenza del sottosuolo investigato e di ricostruire con buona definizione la successione sismostratigrafica interessata dall'opera, in base a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" è stata effettuata una prospezione sismica superficiale di tipo MASW (VI068 - MASW1) come individuato dalla figura sottostante.

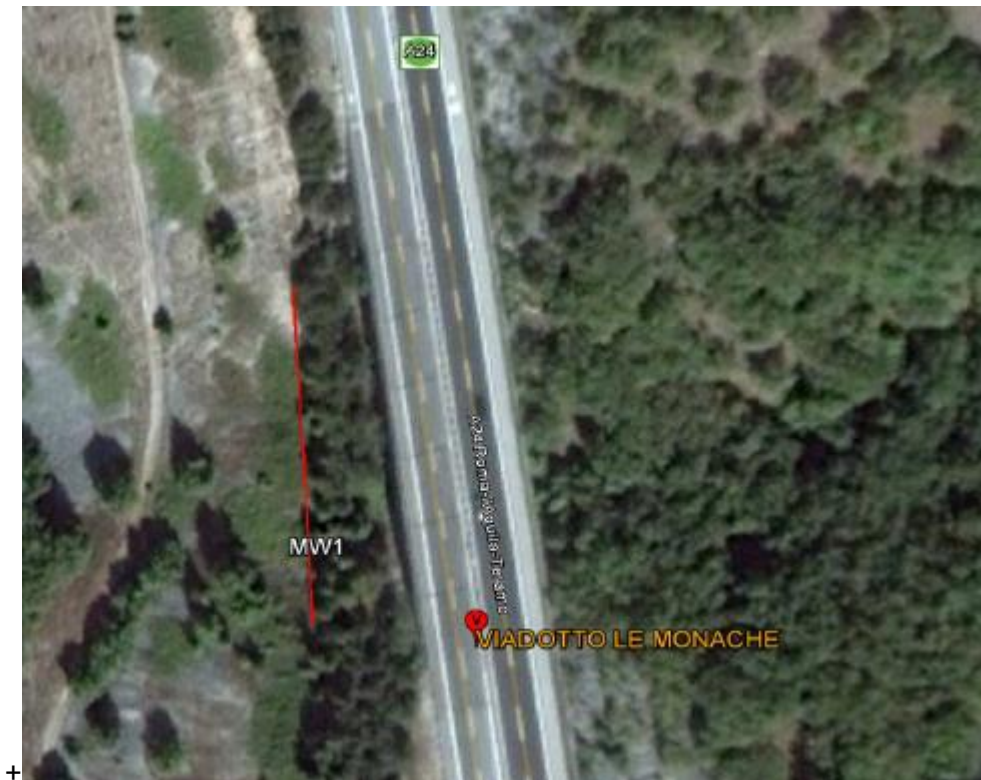


Figura 5: Ubicazione planimetrica della prova MASW

L'interpretazione del sismogramma e l'inversione della relativa curva di dispersione hanno permesso di definire il seguente profilo sismo-stratigrafico (Tabella 3 e Figura 6).

Tabella 3. - Interpretazione della prova MASW

| Sismostrato | Profondità | | Spessore | Vs (m/s) |
|-------------|------------|------|----------|----------|
| 1 | 0,0 | 3,0 | 3,0 | 368,00 |
| 2 | 3,0 | 7,4 | 4,4 | 403,00 |
| 3 | 7,4 | 19,4 | 12,0 | 623,00 |
| 4 | 19,4 | INF | INF | 698,00 |
| 5 | | | | |
| 6 | | | | |
| 7 | | | | |

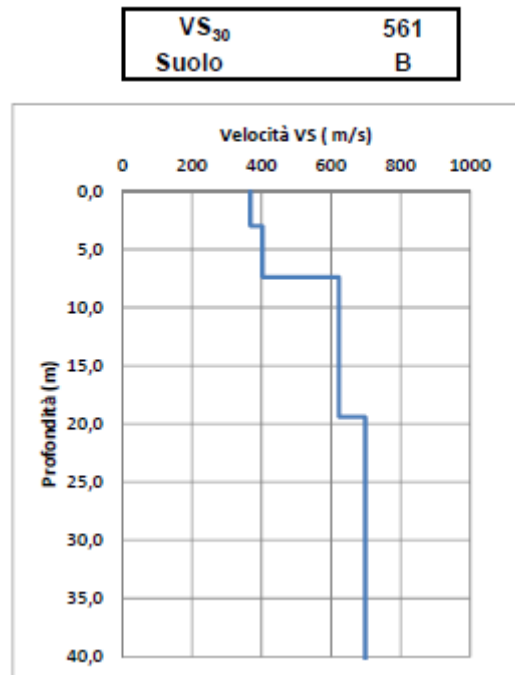


Figura 6: Profilo Velocità delle onde S - Profondità

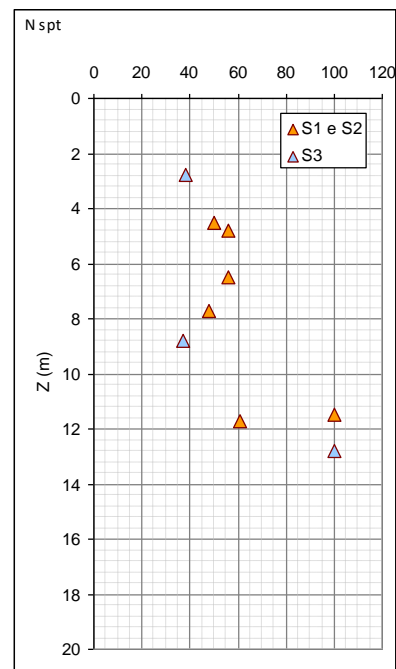
5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI E DELL'AMMASSO ROCCIOSO

5.1 Depositi di copertura

I depositi superficiali sono costituiti da ghiaie, ciottoli e blocchi a spigoli vivi in matrice più o meno abbondante da sabbiosa a sabbio-limosa. Trattasi in parte di materiale di riporto antropico derivante dalle operazioni di scavo e di rinterro eseguite per la realizzazione dell'autostrada e delle opere ad esse associate, ed in parte di detrito di versante.

Per la caratterizzazione geotecnica di questi terreni si è fatto riferimento ad indagini eseguite sui siti dei viadotti adiacenti nei quali sono stati rinvenuti materiali dalle medesime proprietà.

| Z | σ'_v | Nspt |
|------|-------------|------|
| m | | |
| 4,5 | 81 | 50 |
| 4,8 | 86,4 | 56 |
| 6,5 | 117 | 56 |
| 7,7 | 138,6 | 48 |
| 11,5 | 207 | 100 |
| 11,7 | 210,6 | 61 |
| 2,8 | 50,4 | 38 |
| 8,8 | 158,4 | 37 |
| 12,8 | 230,4 | 100 |



Attraverso i risultati delle prove SPT ivi eseguite ed utilizzando la formulazione proposta da Hatanaka e Uchida (1996) valida per le ghiaie in genere, è stato possibile ricavare valori dell'angolo di attrito compresi tra 43 e 47°; pertanto, per tali materiali, come parametri di progetto, si è assunta coesione nulla, angolo di attrito pari a 40° e un peso dell'unità di volume di 19 kN/m³.

5.2 Ammasso roccioso

Le proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso dipendono sia dalle caratteristiche del materiale roccioso intatto sia dalle discontinuità. Nella letteratura tecnica sono presenti numerose classifiche che permettono di formulare un giudizio sulla "qualità" dell'ammasso sulla base di alcuni parametri indici. I due sistemi di classificazione più utilizzati sono il "Rock Mass Rating" (indice RMR) di Bieniawski (1984, 1989) ed il "Rock tunnelling quality index" (indice Q) di Barton (1974). Nella Tabella 4 sono riportati i parametri principali con i relativi indici per la classificazione dell'ammasso secondo quanto proposto da Bieniawski nel 1989.

Tabella 4: Classifica dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski (1984, 1989)

| PARAMETRI PER LA CLASSIFICAZIONE | | | | | | | | | |
|--|---------------------------|---|--|---|---|---|---|---------|---------|
| PARAMETRI | | | CAMPO VALORI | | | | | | |
| 1 | Resistenza roccia intatta | Carico puntuali | > 10 MPa | 4-10 MPa | 2-4 MPa | 1-2 MPa | Non applicabile | | |
| | | Compres. unissiale | > 250 MPa | 100-250 MPa | 50-100 MPa | 25-50 MPa | 5-25 MPa | 1-5 MPa | < 1 MPa |
| | 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 | | > 2 m | 0.6 - 2 m | 200- 600mm | 60-200 mm | < 60 mm | | |
| | Indice | | 20 | 15 | 10 | 8 | 5 | | |
| 4 | Condizione giunti | | Superfici molto scabre, non continue. Chiusi. Pareti della roccia non alterate | Superfici legg. scabre Apertura < 1 mm Pareti della roccia legg. alterate | Superfici legg. scabre Apertura < 1 mm Pareti della roccia alterate | Superfici lisce o riempimento < 5 mm o aper 1-5 mm Giunti cont. | Riempimento tenero > 5 mm o Apertura > 5 mm Giunti continui | | |
| | Indice | | 30 | 25 | 20 | 10 | 0 | | |
| 5 | Condizioni idrauliche | Afflusso per 10m lung. tunnel | Assente | < 10 | 10 - 25 | 25 - 125 | > 125 | | |
| | | (pressione nei giunti) / (soll. Nat. in situ) | 0 | < 0.1 | 0.1 - 0.2 | 0.2 - 0.5 | > 0.5 | | |
| | | Condizioni generali | Completa. asciutto | Umido | Bagnato | Stillicidio | Flusso | | |
| | Indice | | 15 | 10 | 7 | 4 | 0 | | |
| FATTORI CORRETTIVI FUNZIONE DELL'ORIENTAZIONE DEI GIUNTI | | | | | | | | | |
| Direzione e immersione | | | Molto favorevole | Favorevole | | Sfavorevole | Molto sfavorevole | | |
| Indice | Gallerie e miniere | | 0 | -2 | -5 | -10 | -12 | | |
| | Fondazioni | | 0 | -2 | -7 | -15 | -25 | | |
| | Pendii | | 0 | -5 | -25 | -50 | | | |
| CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO | | | | | | | | | |
| Indice | | | 100 ← 81 | 80 ← 61 | 60 ← 41 | 40 ← 21 | < 21 | | |
| Classe | | | I | II | III | IV | V | | |
| Descrizione | | | Molto buona | Buona | Discreta | Scadente | Molto scadente | | |

Nel 1995 Hoek et al. hanno introdotto l'indice GSI (Geological Strength Index) basato sulle caratteristiche geolitologiche e strutturali della formazione e sulle condizioni delle superfici di

discontinuità dell'ammasso. Per valutare l'indice di "qualità" intrinseca dell'ammasso Hoek et al. (1995).

La stima degli indice GSI può essere anche effettuata sulla base di una descrizione qualitativa della struttura dell'ammasso roccioso e delle condizioni delle superfici di discontinuità. A tale scopo può essere utilizzato lo schema proposto da Hoek e Marinos nel 2000 (Figura 7). Sulla base dei sopralluoghi effettuati è stato possibile attribuire all'ammasso roccioso un indice GSI compreso tra 30 e 50.


| Geological strength index for jointed rocks (Hoek and Marinos, 2000) | | SURFACE CONDITIONS | | | | |
|--|--|------------------------------|------|------|------|-----------|
| | | VERY GOOD | GOOD | FAIR | POOR | VERY POOR |
| STRUCTURE | | DECREASING SURFACE QUALITY → | | | | |
|  | INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities | 90 | 80 | | N/A | N/A |
| | BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets | | 70 | 60 | | |
| | VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets | | | 50 | 40 | |
| | BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity | | | | 30 | |
| | DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces | | | | | 20 |
| | LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes | | N/A | N/A | | |

Figura 7: Valutazione dell'indice GSI per l'ammasso in esame

Per il progetto esecutivo sono in corso di esecuzione rilievi geostrutturali ed indagini geofisiche per la valutazione di dettaglio dello stato di fratturazione dell'ammasso e degli spessori delle coltri detritiche presenti al disopra del substrato.

La resistenza dell'ammasso può essere espressa in termini di sollecitazioni principali efficaci σ_1' e σ_3' mediante il criterio non lineare di Hoek e Brown (1980):

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$$

in cui σ_c indica la resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso mentre m_b , s ed a sono costanti che caratterizzano l'ammasso roccioso.

La resistenza a compressione uniassiale, σ_c , può essere determinata da prove di laboratorio su

campioni di roccia intatta oppure, in assenza di prove dirette, da indicazioni reperibili in letteratura (Hoek, 1983; Doruk, 1991; Hoek et al., 1992).

Per quanto riguarda le costanti m_b , s ed a , Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) hanno proposto le seguenti relazioni con l'indice GSI:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right);$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right);$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right)$$

in cui m_i è una costante che caratterizza il materiale roccioso, determinata mediante prove triassiali di laboratorio o stimata dai dati di letteratura, e D è un fattore variabile tra 0 e 1 che dipende dal grado di disturbo dovuto alle operazioni di scavo e al detensionamento dell'ammasso (0 per un ammasso indisturbato, 1 per un ammasso molto disturbato).

La stima del modulo elastico dell'ammasso è stata effettuata utilizzando invece la relazione proposta da Serafim e Pereira (1983), successivamente modificata da Hoek (2002):

$$E(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{100}\right)^{0.5} \cdot 10 \cdot \exp\left(\frac{GSI - 10}{40}\right)$$

Nelle verifiche geotecniche si è preferito far riferimento al criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, più noto e più diffuso rispetto a quello di Hoek. I parametri di resistenza (coesione e angolo di attrito) sono stati determinati linearizzando la curva di Hoek e Brown con la procedura proposta dallo stesso Hoek (2002) ed implementata nel programma RocLab v. 1.032, considerando un pendio di altezza media pari a 30m. Per la valutazione dei parametri di resistenza si è fatto riferimento cautelativamente ai valori minimi dell'indice GSI.

Le numerose prove a compressione eseguite, sia monoassiali che triassiali, consentono di ottenere i parametri m_i e si tramite interpretazione con linee di tendenza, come mostrato nella Figura 8.

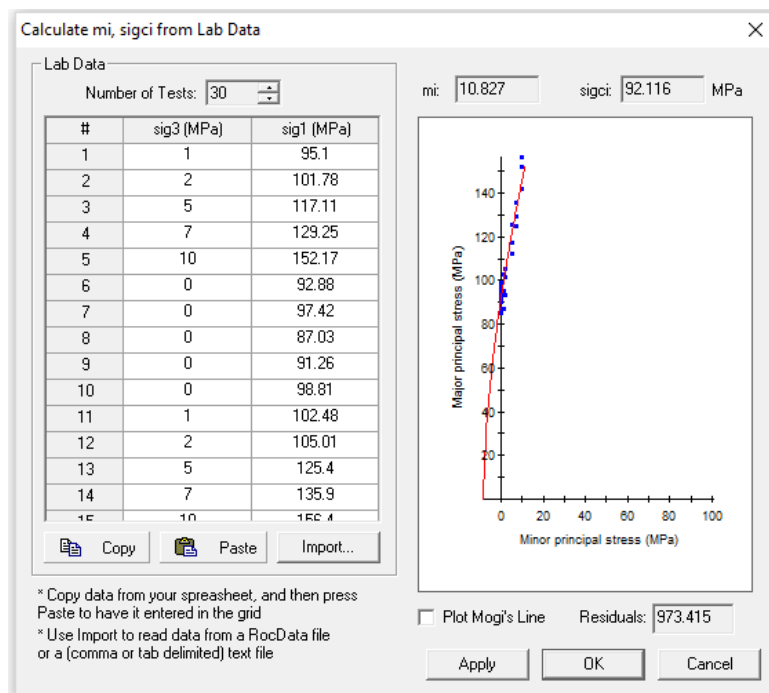


Figura 8: Parametri del criterio di Hoek Brown ricavati tramite interpretazione prove di laboratorio

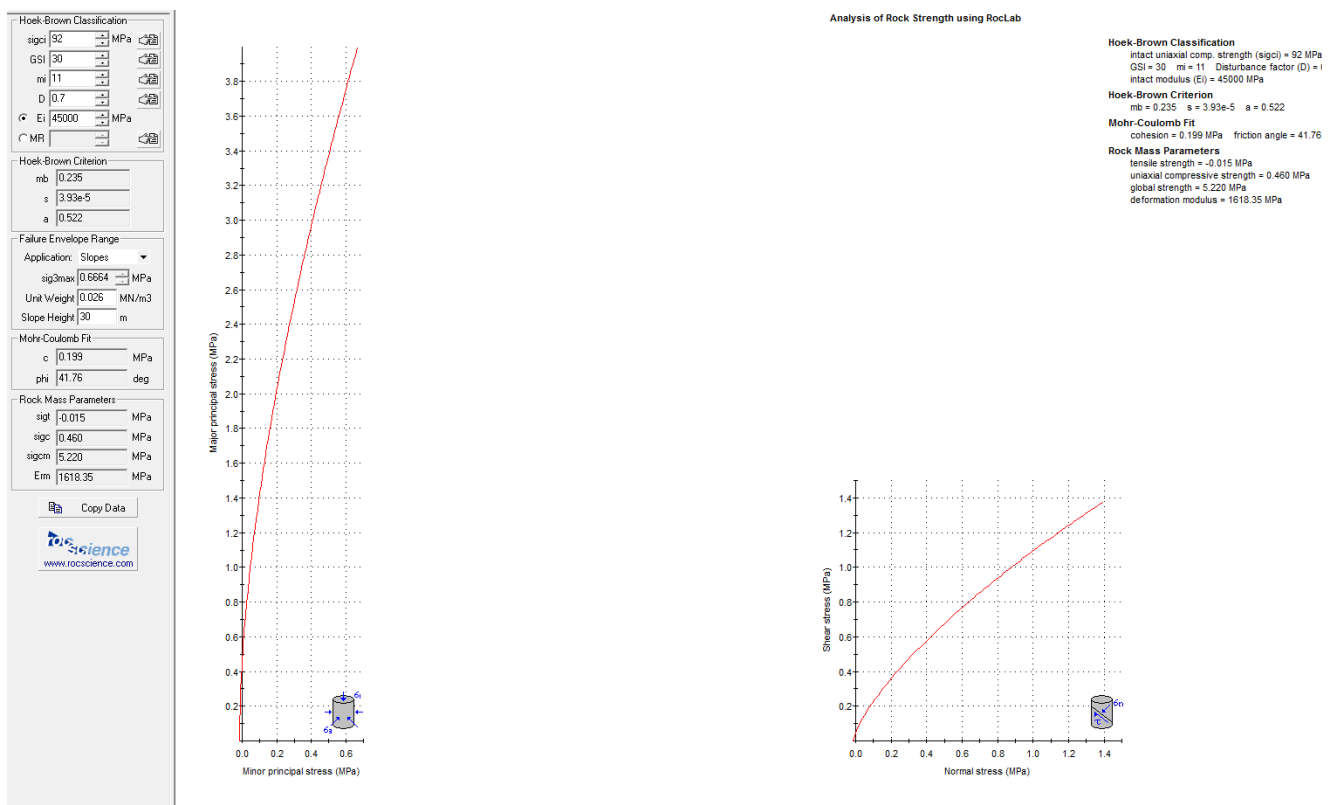


Figura 9: Parametri del criterio di Hoek Brown ricavati tramite interpretazione prove di laboratorio

La linearizzazione della curva di Hoek e Brown nel campo delle tensioni di interesse ha fornito una coesione di 200 kPa circa ed un angolo di attrito di 40° mentre il modulo elastico dell'ammasso è risultato essere pari a 1600 MPa (Figura 9).

Le prove di laboratorio relative alla determinazione dei parametri fisici hanno permesso di individuare un peso dell'unità di volume, da utilizzare nelle analisi, di 26,5 kN/m³.

I valori delle proprietà geotecniche indicate sono da intendersi come valori guida per la progettazione; resta inteso che nelle analisi geotecniche di dettaglio delle varie opere andranno calibrati sulla base delle condizioni geotecniche locali, delle specifiche situazioni locali, oltre che rapportati alla tipologia di opere (fondazioni superficiali, pali o opere di sostegno), alle ipotesi di calcolo assunte.

Sulla base di una stima ragionata e cautelativa i parametri fisico-meccanici sono espressi come valori caratteristici. I parametri di progetto per le verifiche delle opere, secondo l'approccio considerato, sono determinati dai parametri caratteristici applicando i coefficienti parziali γ_M di seguito riportati. Si rimanda alle relazioni di calcolo delle opere per la determinazione dei parametri di progetto.

Tabella 5 - Coefficienti parziali dei parametri geotecnici

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

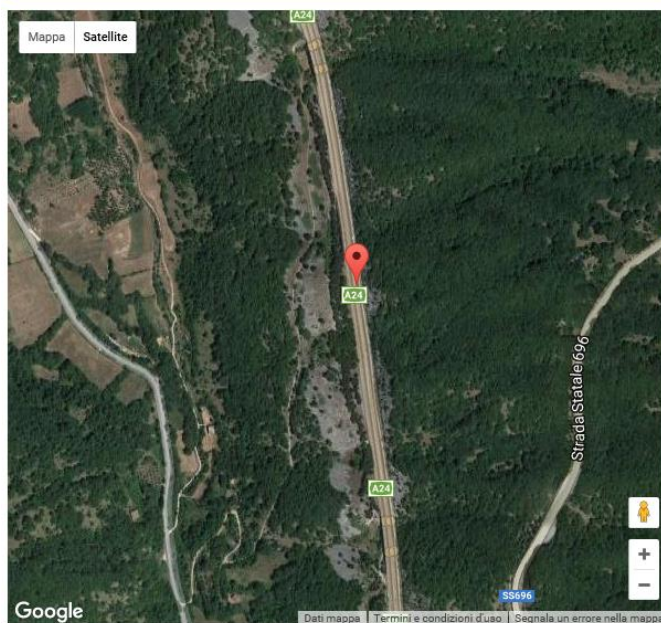
| PARAMETRO | GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE | COEFFICIENTE PARZIALE γ_M | (M1) | (M2) |
|---|---|--|------|------|
| <i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i> | $\tan \phi'_k$ | γ_ϕ | 1,0 | 1,25 |
| <i>Coesione efficace</i> | c'_k | γ_c | 1,0 | 1,25 |
| <i>Resistenza non drenata</i> | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| <i>Peso dell'unità di volume</i> | γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

6. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE E PROGETTO

L'azione sismica di progetto è stata valutata, in accordo con quanto stabilito dal D.M. 14/01/2008, a partire dalla pericolosità sismica di base del sito con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita ($SLV - P_{VR} = 10\%$), ad una vita nominale di 50 anni ed una classe d'uso IV ($C_u = 2.00$).

La vita di riferimento risulta quindi essere pari a 100 anni.

| | | | |
|------------------|--|--------------------------------------|----------------------|
| Via | <input type="text"/> | n° | <input type="text"/> |
| Comune | <input type="text"/> | Cap | <input type="text"/> |
| Provincia | <input type="text"/> | <input type="button" value="Cerca"/> | |
| WGS84 (°) | | | |
| Latitudine | <input type="text" value="42.263003"/> | | |
| Longitudine | <input type="text" value="13.320870"/> | <input type="button" value="Cerca"/> | |
| Isole | <input type="text" value="-- Seleziona --"/> | | |



Visualizza vertici della maglia di appartenenza



(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.

(2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

| | |
|---|--|
| (1)* Coordinate WGS84 (°) | |
| Latitudine <input type="text" value="42.263003"/> | Longitudine <input type="text" value="13.320870"/> |
| (1)* Coordinate ED50 (°) | |
| Latitudine <input type="text" value="42.263978"/> | Longitudine <input type="text" value="13.321783"/> |
| Classe dell'edificio | |
| <input type="text" value="IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti..."/> | |
| Cu = 2 | |
| Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100) | <input type="text" value="50"/> |
| Interpolazione | <input type="text" value="Media ponderata"/> |
| <input type="button" value="Calcola"/> | |

| Stato Limite | Tr [anni] | a _g [g] | F _o | T _c [s] |
|--|-----------|--------------------|----------------|--------------------|
| Operatività (SLO) | 60 | 0,110 | 2,327 | 0,284 |
| Danno (SLD) | 101 | 0,139 | 2,302 | 0,294 |
| Salvaguardia vita (SLV) | 949 | 0,326 | 2,400 | 0,360 |
| Prevenzione collasso (SLC) | 1950 | 0,413 | 2,442 | 0,374 |
| Periodo di riferimento per l'azione sismica: | 100 | | | |

Figura 10: Individuazione della pericolosità sismica di base

6.1 Categoria di suolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare gli effetti indotti

dalle successioni stratigrafiche sul moto sismico che si propaga dal bedrock in superficie; tale influenza può essere determinata utilizzando l'approccio semplificato basato sull'identificazione della categoria di sottosuolo.

Visti i risultati ottenuti dalle indagini geofisiche effettuate, considerato l'assetto litostratigrafico del sottosuolo interessato dal rilevato Valle Orsara ed in accordo con la prospezione geofisica svolta, si assume per il sottosuolo investigato la Categoria 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_s , 30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s*), prevista dal D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni.

6.2 Categoria topografica

L'azione sismica di progetto è influenzata anche dalla topografia del sito in esame, ovvero dalla possibile amplificazione del moto sismico indotta dall'orografia del sito.

Come per le condizioni stratigrafiche, le Norme Tecniche per le Costruzioni definiscono quattro categorie topografiche in funzione della superficie topografica e della sua inclinazione.

A tal proposito, vista la configurazione plano-altimetrica della zona si è assunta come categoria topografica T3. Per la stima del coefficiente di amplificazione topografica si è tenuto conto della variazione spaziale dello stesso con l'altezza così come definito al paragrafo 3.2.3.2.1 del D.M. 14/01/2008.

6.3 Azione sismica di progetto

Tenendo conto delle considerazioni appena esposte e assegnata l'ubicazione del rilevato, si è potuti definire l'azione sismica da assegnare al manufatto per le verifiche geotecniche.

In particolare, in relazione al tipo di verifica da eseguire ed al comportamento del componente da verificare (fondazioni, muri di spalla, ecc.) i coefficienti k_h e k_v , calcolati secondo quanto indicato nel par. 7.11.6.3 delle D.M. 14/01/2008, assumono i seguenti valori:

Il calcolo dei coefficienti sismici k_h e k_v è stato effettuato secondo quanto indicato nel par. 7.11.6.3 delle N.T.C. 2008:

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

β è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito funzione della verifica in esame;

S_S rappresenta il coefficiente di amplificazione stratigrafica;



S_T è il coefficiente di amplificazione topografica.

Nel caso in esame, per lo stato limite considerato, i coefficienti risultano:

$$a_g/g = 0.326;$$

$$S_S = 1.09;$$

$$S_T = 1.10;$$

PER I MURI DI SOSTEGNO

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1.09 \cdot 1.1 \cdot 0.326 = 0.121$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.121 = \pm 0.0606$$

PER LA STABILITA' GLOBALE

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.28 \cdot 1.09 \cdot 1.1 \cdot 0.326 = 0.11;$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.11 = \pm 0.055.$$

7. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E CRITERI DI VERIFICA

Il nuovo rilevato stradale verrà sostenuto al piede da un muro di sottoscampa di lunghezza pari a 72.5m ed altezza del paramento verticale compresa tra 3 e 8m.

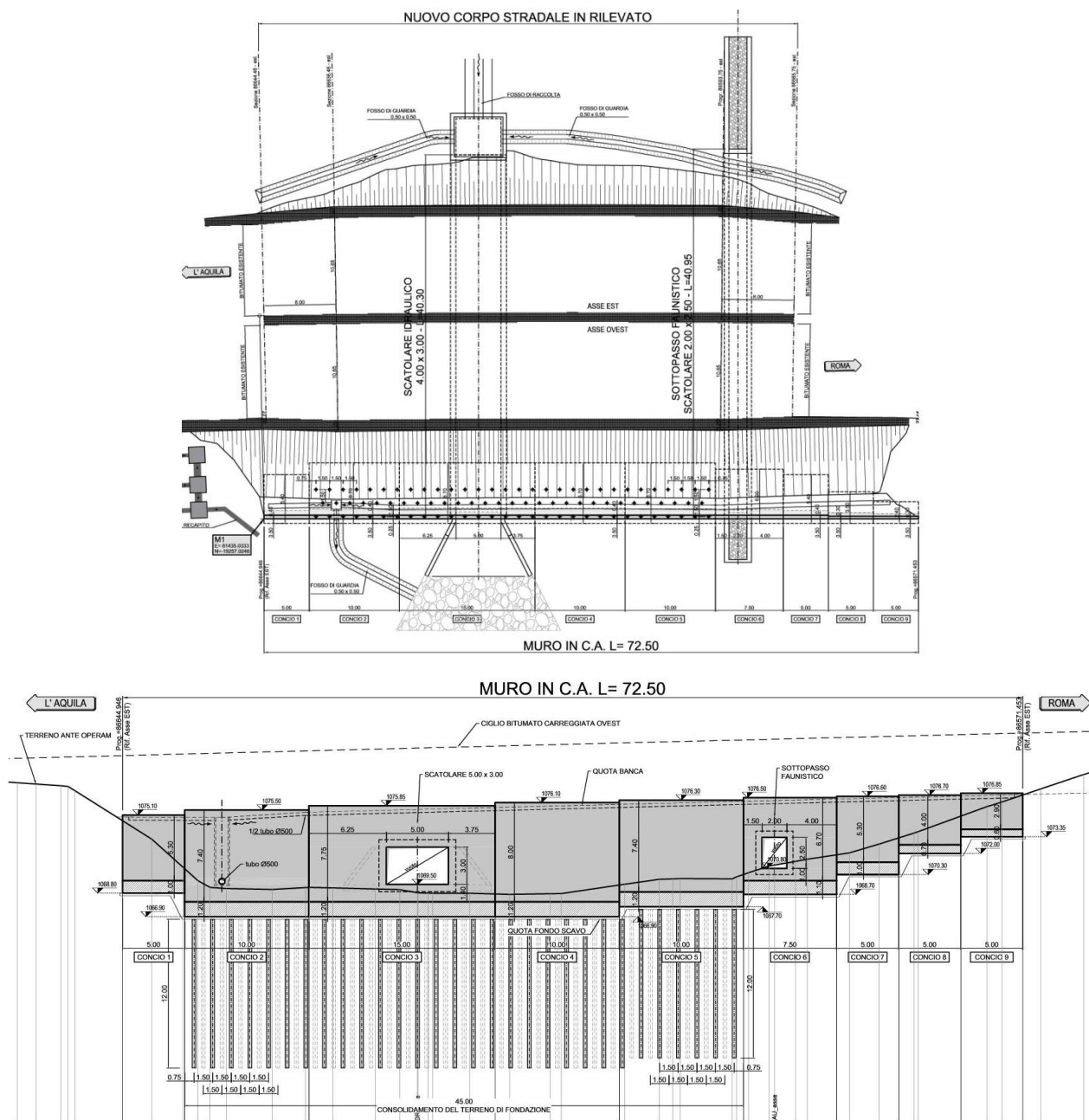


Figura 11: Planimetria e prospetto muro di sottoscampa

Le principali problematiche geotecniche correlate con l'esecuzione degli interventi previsti in

progetto riguardano il dimensionamento e la verifica dei muri di sottoscarpa.

Le fondazioni dei muri poggiano sulla coltre detritica superficiale che ricopre il substrato roccioso calcareo. La zona centrale dell'opera è caratterizzata da spessori della coltre superficiale maggiori (3 ± 5 m) e pertanto, al fine di garantire la stabilità del complesso muro/terreno, è stato previsto il consolidamento del terreno di fondazione mediante micropali Φ 300, di lunghezza 12m, armati con tubo di armatura Φ 193.7, spessore 12.5mm, in acciaio S355.

I micropali non costituiscono pertanto la fondazione del muro, che rimane diretta, ma un rinforzo del terreno ai fini di migliorarne le caratteristiche geotecniche.

In conformità a quanto previsto nelle NTC 2008, per la struttura di sostegno sono state effettuate le seguenti verifiche:

1. Verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU)
 - Stabilità globale del complesso muro/terreno
 - Scorrimento sul piano di posa
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - Ribaltamento
2. Verifiche allo SLU di tipo strutturale (STR):
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (paramento verticale e fondazione)
3. Verifiche SLE di tipo strutturale
 - Verifiche delle tensioni in esercizio e verifiche di fessurazione

Le verifiche allo SLU (GEO e STR) sono state effettuate secondo la combinazione dell'approccio 2:

Approccio 2 (A1+M1+R3)

dove i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 della tabella 1 ed i coefficienti parziali sulla resistenza globale del sistema (R3) sono quelli riportati nella *Tabella 8*

Tabella 6 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

| CARICHI | EFFETTO | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | EQU | (A1) STR | (A2) GEO |
|----------------------------|-------------|--|-----|----------|----------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Permanenti non strutturali | Favorevole | γ_{G2} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

Tabella 7 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| PARAMETRO | GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE | COEFFICIENTE PARZIALE γ_M | (M1) | (M2) |
|--|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

Tabella 8 - Coefficienti parziali sulla resistenza globale del sistema

| VERIFICA | Coefficiente parziale (R1) | Coefficiente parziale (R2) | Coefficiente parziale (R3) |
|------------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Capacità portante della fondazione | $\gamma_r = 1,0$ | $\gamma_r = 1,0$ | $\gamma_r = 1,4$ |
| Scorrimento | $\gamma_r = 1,0$ | $\gamma_r = 1,0$ | $\gamma_r = 1,1$ |
| Resistenza del terreno a valle | $\gamma_r = 1,0$ | $\gamma_r = 1,0$ | $\gamma_r = 1,4$ |

Le verifiche dei muri sono riportate in una specifica relazione di calcolo, alla quale si rimanda per maggiori dettagli.

Per quanto riguarda i cedimenti del rilevato autostradale, si evidenzia che sia il corpo del rilevato sia i muri di sottoscarpa poggiano su un detrito di buone caratteristiche di resistenza e deformabilità, di spessore modesto, posto al di sopra di un ammasso roccioso caratterizzato da elevati valori del modulo elastico; pertanto i cedimenti saranno di entità trascurabile e si svilupperanno completamente durante le fasi di costruzione del rilevato.

8. CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o ad un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni dinamiche (terremoti) che agiscono in condizioni non drenate.

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un dato sito dipende da:

- caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata);
- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche litologiche dei terreni e profondità della falda.

La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).

Relativamente alle verifiche a liquefazione la normativa di riferimento (N.T.C. 2008) permette di escluderle quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 12 (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

Altri criteri di esclusione possono essere stabiliti sulla base del contenuto di fine FC (frazione passante al setaccio 200ASTM - 0.074mm) e delle sue caratteristiche. In particolare secondo l'EC8 quando si ha accelerazione massima minore di 0.15g ed è soddisfatta almeno una delle seguenti condizioni:

- Le sabbie hanno un contenuto di argilla maggiore del 20% con un indice di plasticità $I_p > 10$;
- Le sabbie hanno un contenuto di limo maggiore del 35% e, allo stesso tempo, il valore dei colpi SPT normalizzato alla pressione di confinamento e al rapporto di energia $(N_1)_{60} > 20$;

- Le sabbie contengono una frazione fine non trascurabile ($FC > 5\%$), con il valore del numero di colpi SPT normalizzato alla pressione di confinamento e al rapporto di energia $(N_1)_{60} > 30$.

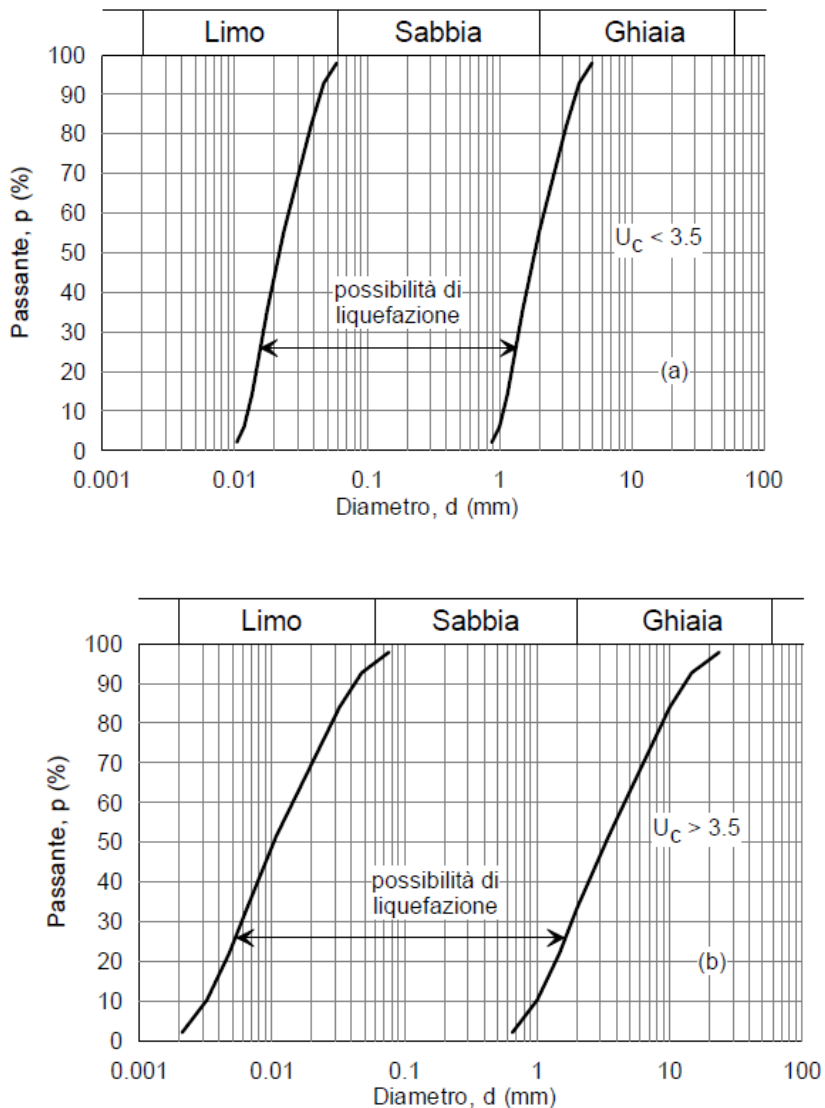


Figura 12 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nel caso in esame le fondazioni dei muri ed il corpo del rilevato poggiano su un detrito costituito da ghiaia, ciottoli e blocchi e pertanto la verifica a liquefazione è apparsa non pertinente, in quanto non sussistono i presupposti perché tale fenomeno possa innescarsi.