



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

PROGETTO DEFINITIVO

GALLERIE NATURALI

GALLERIA FONTANANBUONA
IMBOCCO LATO VALFONTANABUONA

RELAZIONE DI CALCOLO

<p>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155 RESPONSABILE UFFICIO APE</p>	<p>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Sara Frisiani Ord. Ingg. Genova N. 9810A CAPO COMMESSA</p>	<p>IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE</p>
--	--	---

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
-	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
-	1	1001302	STP	PAPE	0141	--				
	SCALA: -									

 ingegneria europea	<p>RESPONSABILE PROGETTO GENOVA Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496</p>	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UNITA' STP	Ing. Andrea Tanzi O.I. Parma N.1154

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  <p>R.U.P. - Ing. Andrea Frediani</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	---	---

SPEA Ingegneria Europea

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA

E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

**GALLERIA FONTANABUONA - IMBOCCO LATO
FONTANABUONA**

RELAZIONE DI CALCOLO



INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.2	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO.....	6
2.3	BIBLIOGRAFIA	7
2.4	SOFTWARE DI CALCOLO	8
3	MATERIALI	9
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	11
5	IPOTESI E GEOMETRIA DI CALCOLO.....	16
6	SCAVI CHIODATI - CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	19
6.1	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL FRONTE DI SCAVO.....	20
7	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	22
7.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA.....	22
7.2	CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E DI FALDA – PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	22
8	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	24
8.1	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	24
8.2	VITA UTILE DELL'OPERA.....	25
8.3	PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA T_R	26
8.4	ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA SU SUOLO RIGIDO.....	26
8.5	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO.....	27
8.6	ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SITO	27

8.7	ACCELERAZIONE EQUIVALENTE DI PROGETTO	28
8.8	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	28
8.9	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE	29
9	SCAVI CHIODATI - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN CONDIZIONI STATICHE	31
9.1	CHIODI IN ACCIAIO - RESISTENZA DI PROGETTO A SFILAMENTO	31
9.2	CHIODI IN ACCIAIO - RESISTENZA STRUTTURALE DELLA SEZIONE.....	32
9.3	CHIODI IN VTR - RESISTENZA DI PROGETTO A SFILAMENTO	33
9.4	CHIODI IN VTR - RESISTENZA STRUTTURALE DELLA SEZIONE	33
9.5	RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI CON BARRE IN ACCIAIO	34
9.6	RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI CON BARRE IN VTR.....	35
10	SCAVI CHIODATI - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN CONDIZIONI SISMICHE	37
10.1	RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI CON BARRE IN ACCIAIO	37
10.2	RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI CON BARRE IN VTR.....	38
11	VERIFICHE DELLA SICUREZZA E PRESTAZIONI.....	40
11.1	IMPIEGO DEL METODO OSSERVAZIONALE	40
12	PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO	43
13	PRESCRIZIONI ESECUTIVE.....	45

1 INTRODUZIONE

L'oggetto della presente Relazione sono le opere di contenimento degli scavi necessari alla realizzazione dell'imbocco lato Fontanabuona della Galleria Fontanabuona, il cui scavo è previsto in tradizionale.

Le opere in oggetto in particolare sono costituite da delle pareti chiodate, le quali, in corrispondenza del fronte di attacco della galleria, verranno realizzate interamente con il vetroresina come materiale da costruzione.

Le geometrie degli scavi sono studiate in maniera tale da garantire coperture sufficienti alla galleria sulla sezione di attacco. La quota di scavo del piazzale, pari a 204.96 m s.l.m., è definita in funzione della quota di progetto e della geometria della sezione tipo della galleria.

In questa fase progettuale le chiodature sono state ipotizzate distribuite in maniera uniforme sulle pareti rocciose, nel seguito andranno eseguiti rilievi di dettaglio al fine di definirne con precisione la posizione, con anche eventuali adeguamenti delle caratteristiche in funzione delle effettive necessità a seguito di rilievi di dettaglio delle pareti. La funzione delle chiodature è di stabilizzazione locale di blocchi oppure di consolidamento della parete di scavo. Esse non assolvono infatti ad una funzione di stabilizzazione profonda del versante.

Per maggiori dettagli si fa rimando agli elaborati grafici di progetto, mentre la sezione in asse galleria è riportata nella Figura 1.

Il presente documento riporta in dettaglio le verifiche geotecniche delle opere, condotte ai sensi della Normativa vigente (Doc. Rif.[1] e [2]).

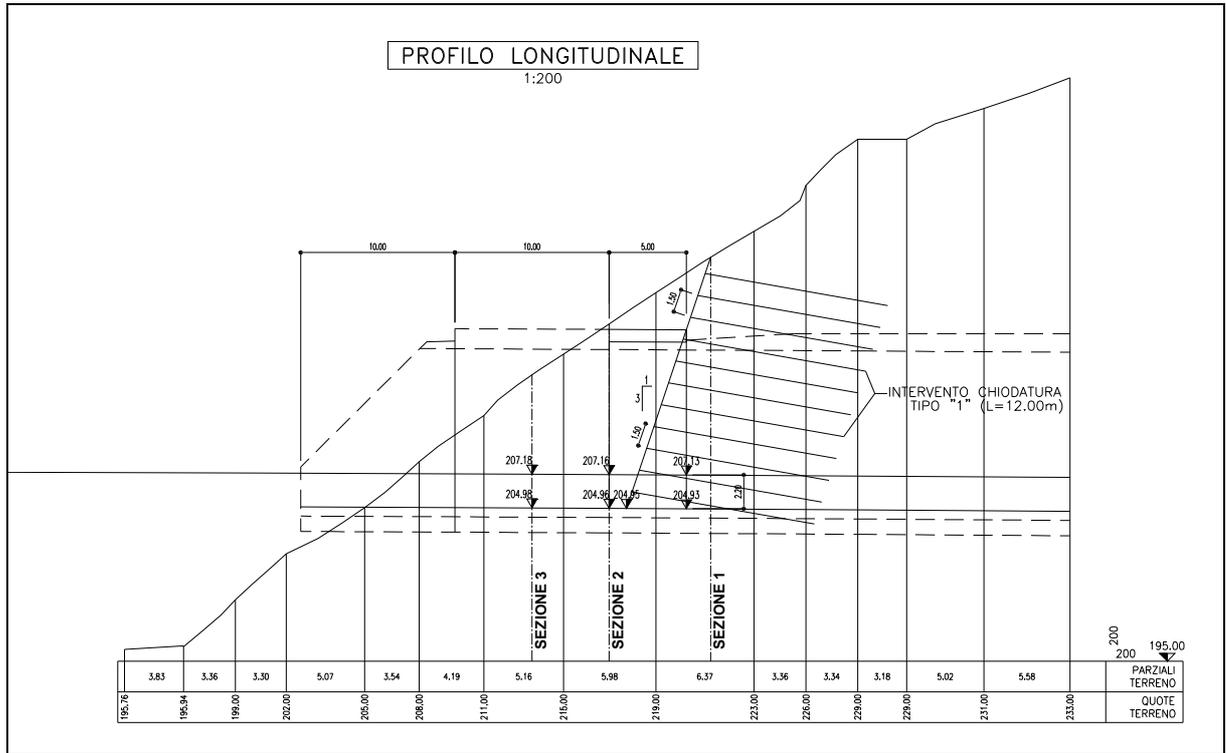


Figura 1: Profilo longitudinale in asse galleria

Si richiama il fatto che, nel dimensionamento di tutte le opere, tenendo conto delle buone caratteristiche dei materiali presenti, è stata considerata un'azione sismica come si avrebbe nel caso di strutture definitive.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] CNR-DT 203/2006 “Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di Strutture di calcestruzzo armato con barre di materiale composito fibrorinforzato”.

2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

Elaborati geotecnici

- [4] Relazione Geotecnica – APE 001
- [5] Planimetria e Profilo Geotecnico Asse Principale - Tavola 1 di 3 – APE 002
- [6] Planimetria e Profilo Geotecnico Asse Principale - Tavola 2 di 3 – APE 003
- [7] Planimetria e Profilo Geotecnico Asse Principale - Tavola 3 di 3 – APE 004
- [8] Planimetria e Profilo Geotecnico Rampa Ovest - Tavola 1 di 2 - APE 005
- [9] Planimetria e Profilo Geotecnico Rampa Ovest - Tavola 2 di 2 - APE 006
- [10] Planimetria e Profilo Geotecnico Rampa A – APE 007
- [11] Planimetria e Profilo Geotecnico S.P.22 - Tavola 1 di 2 – APE 008
- [12] Planimetria e Profilo Geotecnico S.P.22 - Tavola 2 di 2 – APE 009
- [13] Rilevati e Trincee - Particolari e Prescrizioni Costruttive - APE 010

Elaborati geologici

- [14] Relazione Geologica - GEO 001
- [15] Carta Geologica - Tavola 1 di 2 - GEO 002
- [16] Carta Geologica - Tavola 2 di 2 - GEO 003

- [17] Carta Geomorfologica - Tavola 1 di 2 - GEO 004
- [18] Carta Geomorfologica - Tavola 2 di 2 - GEO 005
- [19] Carta dei Vincoli - Tavola 1 di 2 - GEO 006
- [20] Carta dei Vincoli - Tavola 2 di 2 - GEO 007
- [21] Planimetria di Ubicazione delle Indagini Geognostiche - Tavola 1 di 2 - GEO 008
- [22] Planimetria di Ubicazione delle Indagini Geognostiche - Tavola 2 di 2 - GEO 009
- [23] Profilo Geologico - GEO 010
- [24] Carta dei Complessi Idrogeologici - Tavola 1 di 2 - GEO 0011
- [25] Carta dei Complessi Idrogeologici - Tavola 2 di 2 - GEO 0012
- [26] Profilo Idrogeologico - GEO 013

Tavole di progetto

- [27] Galleria Fontanabuona – Imbocco lato Fontanabuona – Planimetria, Profilo Longitudinale e Sezioni-Tipo e Particolari - APE 0140

Monitoraggio

- [28] Programma di Monitoraggio e Gestione delle Specifiche di Progettazione Secondo il Metodo Osservazionale - TUN 0004

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [29] Bustamante M. et Doix B., “Une méthode pour le calcul des tirants et des *micropieux injectés*”, Bulletin liaison LCPC, Nov. - Dec. 1985.
- [30] Caquot A., Kerisel J. [1948] "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations" Gautiers-Villars, Paris.
- [31] Lancellotta R. (2007), “Lower Bound approach for seismic passive earth resistance”, Geotechnique, Technical Note, 57, 1-3.
- [32] Mueller-Breslau (1906), “Erddruck an Stuetzmaern” Kroener.

- [33] Mononobe N. (1929) "Earthquake-proof construction of masonry dams", Proc. of World Engineering Conference, vol.9, p.275.
- [34] NAVFAC (1982), "Foundations and earth Structures. Design manual 7.2". Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- [35] Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. *Proceedings*, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. 103-147.
- [36] Taylor, D.W. (1948). *Fundamental of soil mechanics*. John Wiley, New York

2.4 SOFTWARE DI CALCOLO

- [37] HarpaCeAs - Paratie ver. 6.2
- [38] SLOPEW – GeoSlope (www.geo-slope.com)
- [39] Ministero LLPP - Foglio elettronico "Spettri-NTC ver. 1.0.3.xls"
(<http://www.cslp.it>)

3 MATERIALI

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono i seguenti:

Calcestruzzo per cordoli e pali:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2
- Eventuali additivi secondo NTA

Malta e/o miscela cementizia per micropali:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2
- Eventuali additivi secondo NTA

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C
fyk > 450 Mpa
ftk > 540 Mpa
copriferro: 40 mm

Acciaio in profili a sezione cava (per micropali):

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J2+N - per spessori nominali $t \leq 40$ mm
- Tipo EN 10025-2 S355 K2+N - per spessori nominali $t > 40$ mm

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Barre tipo Gewi o equivalenti:

- Qualità acciaio 500/550 N/mm²
- Carico di snervamento ≥ 402 kN;
- Carico ultimo ≥ 442 kN
- Diametro perforazione ≥ 100 mm

Vetroresina

- $f_{t,k} = 420MPa$ resistenza a trazione
- $E_{vir} > 40000MPa$ modulo di elasticità a trazione

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'andamento in pianta delle opere è riportato in Figura 2.

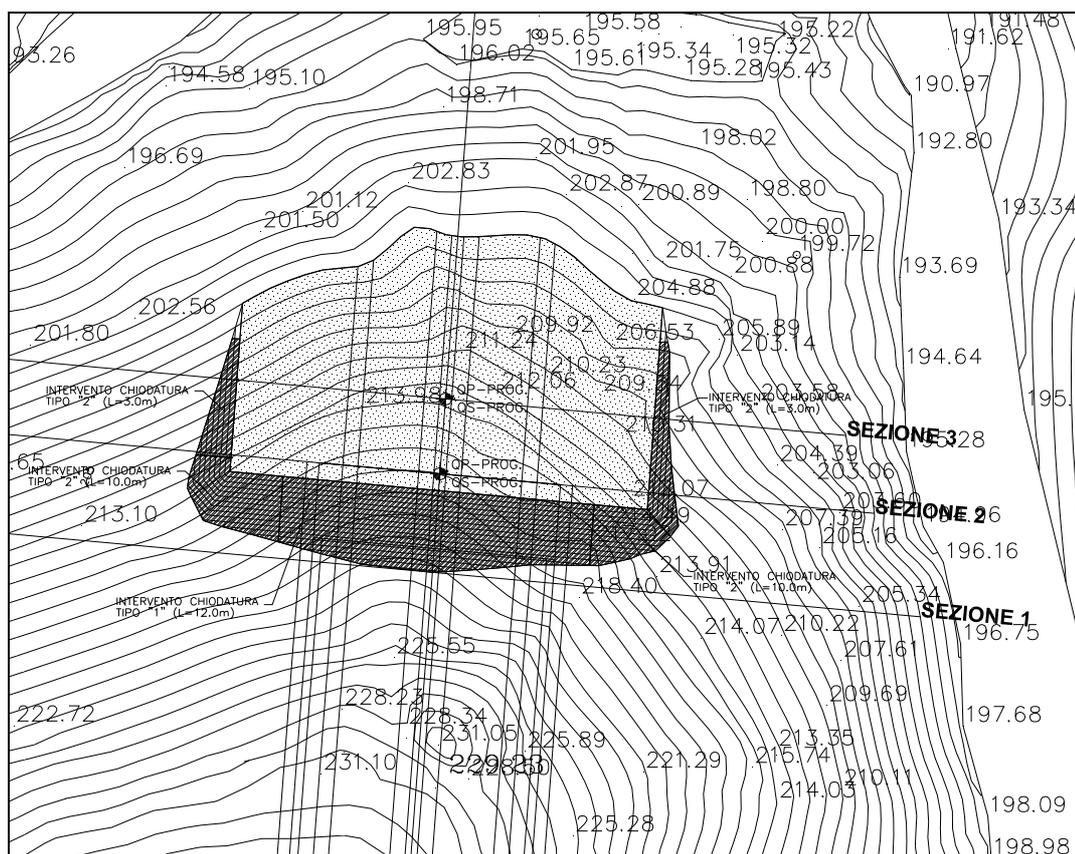


Figura 2: Disposizione planimetrica delle opere di imbocco

Sono presenti due tipologie di opere, come segue:

Chiodature in acciaio (pareti laterali)

- barre tipo Gewi o equivalenti diametro 32 mm;
- diametro di perforazione 100 mm;
- lunghezza 3.0÷10.0 m;
- disposizione a quinconce 1.80 m (spaziatura misurata sul piano di scavo) x 2.00 m (spaziatura misurata in orizzontale);

- inclinazione 10° sull'orizzontale;
- iniezione a pressione uniforme tipo I.G.U.;
- piastre di ancoraggio 200 x 200 x 20 mm;
- dado di fissaggio esagonale per barra diametro 32 mm;
- spritz-beton spessore 25 cm. armato con doppia rete;
- rete metallica elettrosaldata ϕ 8 maglia 15 x 15 cm.

Chiodature in vetroresina (parete di attacco galleria)

- diametro tubo VTR (sezione piena) = 50 mm
- diametro perforazione = 130 mm
- lunghezza 12.0 m;
- disposizione a quinconce 1.50 m (spaziatura misurata sul piano di scavo) x 1.50 m (spaziatura misurata in orizzontale);
- inclinazione 10° sull'orizzontale;
- iniezione a pressione uniforme tipo I.G.U.;
- testata in vetroresina e alluminio o equivalente
guance coniche in alluminio con filettatura interna
testata in VTR con sede conica di bloccaggio;
- spritz-beton spessore 25 cm. armato con doppia rete;
- rete metallica elettrosaldata ϕ 8 maglia 15 x 15 cm.

Nelle Figure seguenti sono riportate la Sezione-tipo ed il Prospetto delle chiodature:

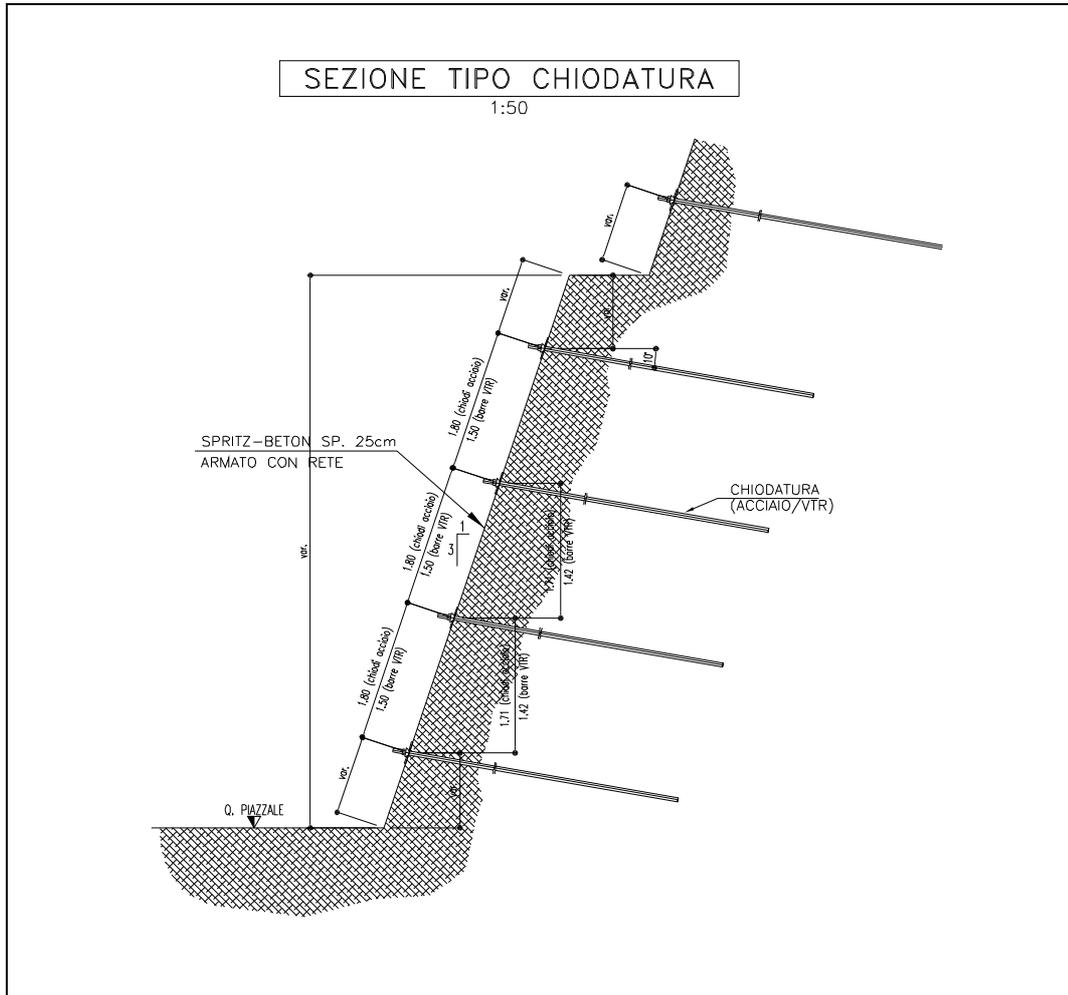


Figura 3: Sezione-tipo chiodatura

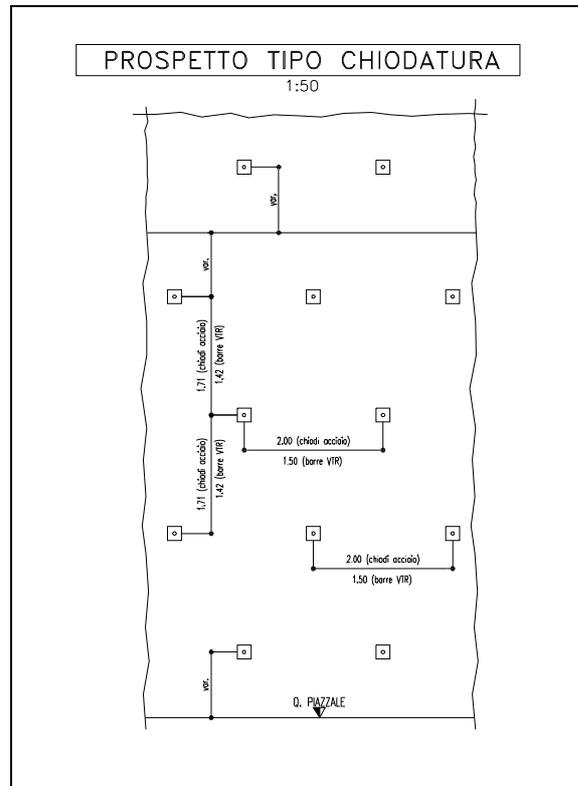


Figura 4: Prospetto-tipo chiodatura

Il diametro di perforazione per i tiranti a trefoli è ≥ 160 mm, per i chiodi in acciaio è ≥ 100 mm e per i chiodi in vetroresina è ≥ 130 mm.

Si fa presente che le lunghezze dei micropali, qui descritte per le sezioni di calcolo dove l'altezza di scavo della paratia è maggiore, sono state opportunamente adattate nelle zone in cui l'altezza di scavo risulta inferiore.

Su tutte le pareti di scavo, sia dove c'è la berlinese che su quelle semplicemente chiodate, sono previsti dei dreni sub-orizzontali aventi le seguenti caratteristiche:

Dreni sub-orizzontali

- tubo in PVC microfessurato da 4" rivestito con geosintetico da 300g/mq
- diametro perforazione = 130 mm
- lunghezza 10.0 m (di cui 2.0 m tratto cieco e 8.0 m tratto microfessurato);

- sulle pareti chiodate: disposizione sfalsata con maglia 4.0x4.0 m (n° 1 dreno ogni 16 mq sulla parete di scavo frontale);
- inclinazione 5° sull'orizzontale.

Per ulteriori dettagli circa la geometrizzazione puntuale delle opere si fa rimando agli elaborati grafici di progetto.

5 IPOTESI E GEOMETRIA DI CALCOLO

Per eseguire il dimensionamento delle chiodature sono state prese in esame due sezioni di calcolo di riferimento, come segue:

- Sezione di calcolo con chiodature in acciaio di massima altezza tracciata in direzione parallela alle chiodature (si veda la **Figura 5**);
- Sezione di calcolo delle chiodature in VTR (Fronte di attacco della galleria - si veda la **Figura 7**).

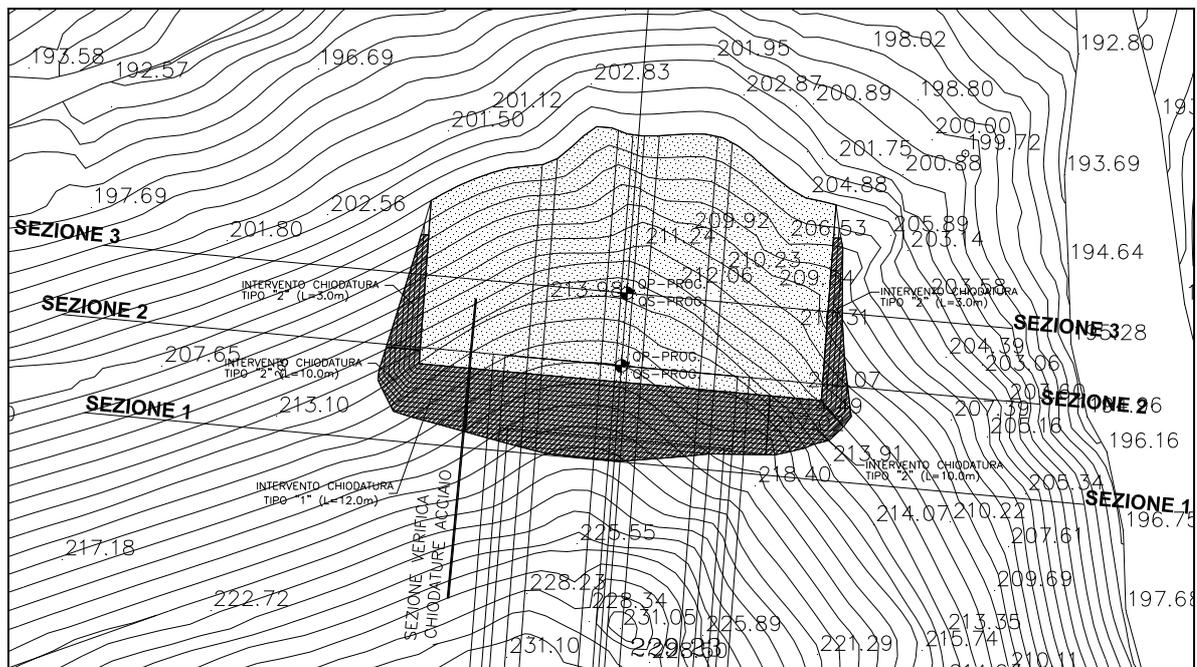


Figura 5: Posizione Sezione di calcolo chiodature in acciaio

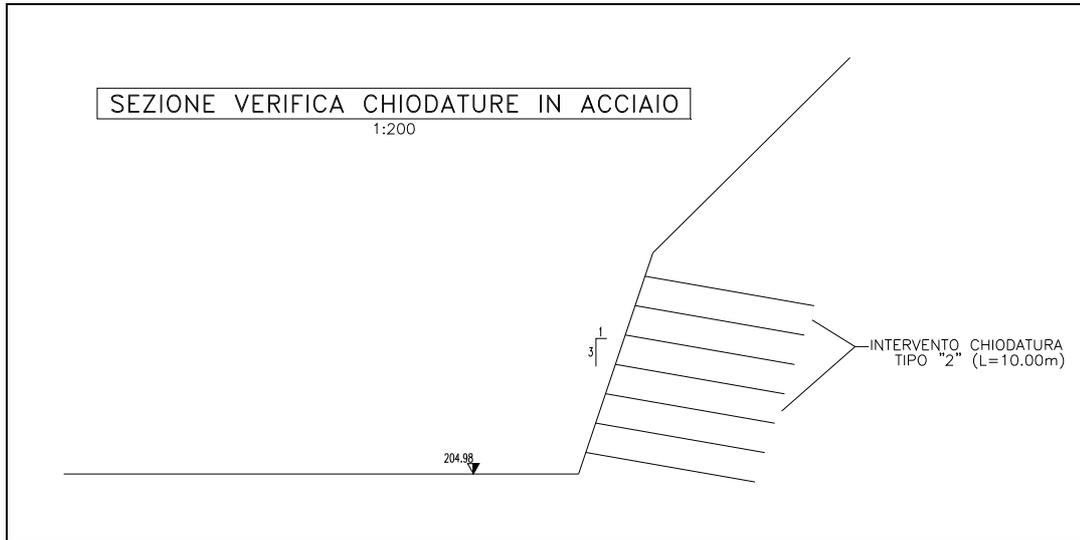


Figura 6: Sezione di calcolo chiodature in acciaio

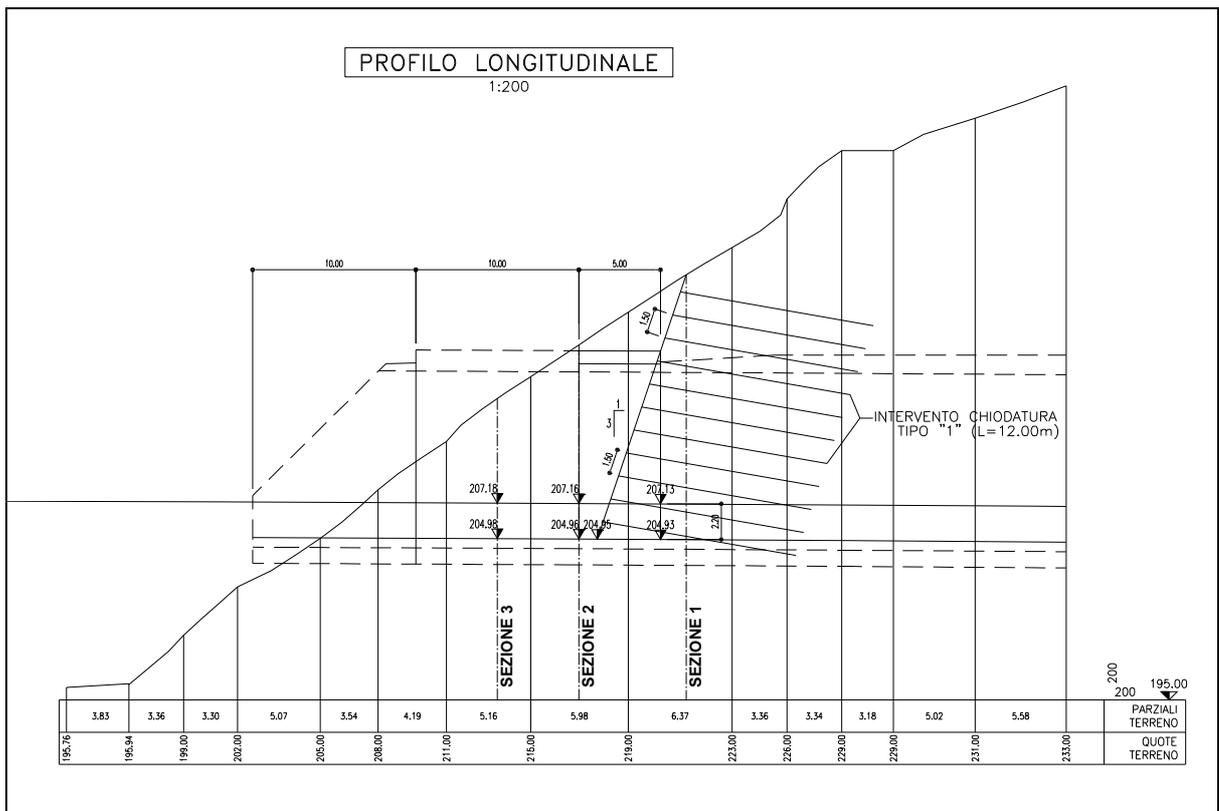


Figura 7: Sezione di calcolo chiodature in VTR

Nel definire le condizioni stratigrafiche di progetto è stata fatta l'ipotesi di presenza di roccia sub-affiorante sulla parete di scavo.

Per quanto riguarda le superfici di scorrimento, vengono considerati i diedri che si vengono a creare in funzione della geometria delle discontinuità presenti, individuata sulla base del rilievo geomeccanico *RG3* eseguito in corrispondenza dell'imbocco (per maggiori dettagli si veda la Relazione Geotecnica - Doc. Rif. [4]). In base a tale rilievo sono presenti tre famiglie di discontinuità, di cui la prima avente inclinazione pari a circa 22° sull'orizzontale, la seconda pari a 48° e la terza pari a 84° . Con JRC (rugosità del giunto) variabile da 4 a 8, si può stimare una resistenza sulla discontinuità data dai seguenti parametri caratteristici:

$$\phi' = \text{angolo d'attrito efficace} = 29^\circ \div 32^\circ$$

$$c' = \text{coesione efficace} = 10 \div 25 \text{ kPa}$$

6 SCAVI CHIODATI - CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

Stati limite ultimi (SLU) L'opera in oggetto è costituita da una parete di scavo stabilizzata attraverso elementi di rinforzo (chiodatura dei terreni). La Normativa (Par.6.8.6.2 del Doc.Rif. [1]) stabilisce che le verifiche di sicurezza agli SLU di fronti di scavo debbono essere condotte con modalità analoghe a quelle indicate per i manufatti in terreni sciolti (Par.6.8.2 del Doc.Rif. [1]). Inoltre, qualora gli scavi siano realizzati su pendio, deve essere verificata l'influenza dello scavo sulle condizioni di stabilità generale del pendio stesso. Nel Par.6.8.2 del Doc.Rif. [1], riguardante i manufatti in materiali sciolti, è specificato che la stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive; inoltre è anche previsto che siano eseguite verifiche agli SLU locali che devono essere estese agli elementi di rinforzo eventualmente presenti all'interno del manufatto.

Complessivamente, quindi, per le pareti di scavo in oggetto le verifiche di sicurezza agli SLU previste dalla Normativa (Doc.Rif. [1]) possono essere così riassunte:

- a) Verifiche di stabilità globale del pendio nelle condizioni iniziali;
- b) Verifiche di stabilità globale della parete chiodata durante le fasi costruttive e nella situazione finale determinatasi a seguito della realizzazione dell'opera;
- c) Verifiche di stabilità locali riguardanti l'integrità (rottura) e la funzionalità (sfilamento) dei rinforzi.

Con riferimento alle verifiche di sfilamento dei rinforzi, questi ultimi sono stati considerati come degli ancoraggi passivi e quindi sono stati trattati secondo quanto descritto nel Par.6.6.2 del Doc.Rif. [1]. In tale paragrafo è specificato che le verifiche di sicurezza di tiranti di ancoraggio debbono riguardare i meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza allo sfilamento e dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

6.1 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL FRONTE DI SCAVO

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno (Par.6.8.2 del Doc.Rif. [1]) deve essere svolta secondo l'Approccio 1

- Combinazione 2: • A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali già riportati nelle seguenti Tabella 1, Tabella 2 e Tabella 3:

Tabella 1: Coefficienti parziali sulle azioni (A1 ed A2)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

(1) = Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tabella 2: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.0	1.0

Tabella 3: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2)

Coefficiente parziale	(R2)
γ_R	1.1

Tale verifica, come definito al Par.6.8.2 del Doc.Rif. [1], si ritiene soddisfatta verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni E_d e delle resistenze R_d . La verifica viene svolta determinando, come per il caso delle paratie, la condizione di minimo per il rapporto R_d/E_d , applicando rispettivamente i coefficienti parziali A2 sulle azioni caratteristiche ed i coefficienti M2 sui parametri geotecnici caratteristici. Il coefficiente riduttivo R2, definito in **Tabella 3**, come descritto nel Par. C.6.8.6.2 del Doc. Rif.[2], va applicato sulla resistenza globale del sistema.

Pertanto, definendo $R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$, con R la resistenza globale del sistema, la verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} = \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par.7.11.1 del Doc. Rif.[1]).

L'azione sismica di progetto, così come i parametri del terreno di progetto da considerare, devono essere valutati sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (si veda il par. 8).

Pertanto, per l'opera in oggetto, nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi, relative sia alle verifiche di stabilità globale che alla stabilità dell'opera, l'accelerazione equivalente di progetto è quella associata allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**), mentre per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio si farà riferimento allo Stato Limite di Danno (**SLD**). Tutte le verifiche riportate nel presente documento, come ammesso dalla Normativa, sono state svolte simulando l'azione sismica di progetto mediante l'uso di metodi pseudostatici.

7 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

7.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA

Per tali aspetti si fa riferimento alla Relazione Geologica GEO 001 (Doc. Rif. [14]).

7.2 CONDIZIONI STRATIGRAFICHE E DI FALDA – PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Le condizioni stratigrafiche di progetto sono state desunte a partire dalle risultanze delle indagini eseguite in corrispondenza dell'imbocco, unitamente alle indicazioni fornite dal Profilo Geotecnico (Doc. Rif. [5]) di interesse, come segue:

- da p.c. a 1.0 m da p.c. – Terreno di copertura del substrato roccioso: depositi costituiti principalmente da sabbie limose con presenza di ciottoli.
- al di sotto di 1.0 m da p.c. – Substrato: ardesie di Monte Verzi (AMV), classificabili come torbiditi pelitico-arenacee caratterizzate dall'alternanza di strati silicoclastici medio spessi e di strati calcareo-marnosi (AMV).

Si segnala che i parametri di resistenza dei diversi materiali sono stati desunti dalla Relazione Geotecnica (Doc. Rif. [4]), oltreché dai risultati di una back-analysis.

Nella seguente Tabella sono riassunti i parametri geotecnici caratteristici adottati per i dimensionamenti delle opere.

Tabella 4: Parametri geotecnici caratteristici

STRATO	Peso di volume γ_k	Angolo di resistenza al taglio ϕ_k	Coesione efficace c'_k	Modulo di Young di primo carico E_{VC}	Modulo di Young di scarico/ricarico E_{UR}
	kN/m ³	°	kPa	MPa	MPa
Copertura su AMV	20.0	34	0	10	10
Substrato AMV alterato/fessurato	26.0	30	60	500	500

Nella seguente Tabella 5 sono invece riassunti i parametri geotecnici di progetto considerati nei calcoli, fattorizzati secondo le condizioni M1 e M2 come descritto nei capitoli precedenti (in particolare Tabella 2).

Tabella 5: Parametri geotecnici di progetto

STRATO	Peso di volume γ_k	M1 Angolo di resistenza al taglio ϕ_d	M1 Coesione efficace c'_d	M2 Angolo di resistenza al taglio ϕ_d	M2 Coesione efficace c'_d
	kN/m ³	°	kPa	°	kPa
Copertura su AMV	20.0	34	0	28.4	0
Substrato AMV alterato/fessurato	26.0	30	60	24.8	48

La falda viene posta a circa 5.0 m dal p.c. (lettura piezometro FB9), tenendo anche conto della presenza dei dreni sub-orizzontali.

8 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Per quanto concerne la definizione dell'azione sismica di progetto deve essere fatto riferimento alle Norme Tecniche (Doc. Rif.[1]), di cui è parte integrante la definizione dei valori di pericolosità sismica da adottare nelle verifiche.

8.1 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Al sito dell'opera in oggetto corrispondono le seguenti coordinate geografiche:

- Longitudine: 9.19611;
- Latitudine: 44.40760.

Nella Tabella 1 allegata alla citata Normativa Doc. Rif.[1], in funzione delle coordinate geografiche, sono assegnati i valori dei seguenti parametri, rispetto ad una griglia di punti prefissati sul territorio:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

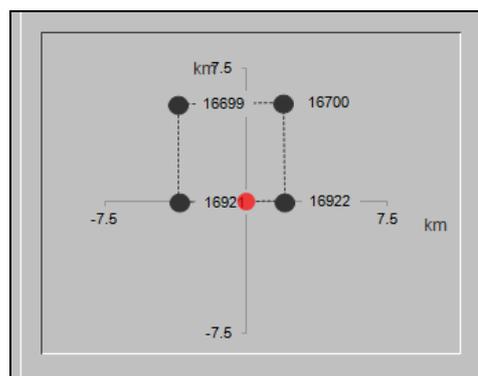


Figura 8: Punti della griglia di nodi prefissati nell'intorno del interesse sito di progetto (tratto da Spettri di risposta – V. 1.0.3.xls)

8.2 VITA UTILE DELL'OPERA

Poiché, per via delle condizioni stratigrafiche con presenza di roccia sub-affiorante e delle caratteristiche dei materiali, la condizione sismica di fatto non è dimensionante per l'opera, si è comunque fatto riferimento alla stessa Vita Nominale ed alla stessa Classe d'Uso delle opere definitive.

Pertanto la Vita Nominale dell'opera, in accordo al punto 2.4.1 delle NTC 2008 ed alle informazioni allo stato attuale disponibili, è assunta pari a $V_n = 50$ anni.

La Classe d'Uso utilizzabile per le verifiche oggetto del presente studio è definita in accordo al punto 2.4.2 della Normativa (Doc. Rif.[1]) ed è posta pari a II (coefficiente d'uso $C_u = 2$).

Di conseguenza, il periodo di riferimento per l'azione sismica, definito in accordo al par 2.4.3 della Normativa (Doc. Rif.[1]), risulta pari a:

$$V_r = V_n * C_u = 50 \text{ anni}$$

8.3 PERIODO DI RITORNO DELL'AZIONE SISMICA T_R

Definita la vita di riferimento dell'opera, in funzione della probabilità di superamento P_{Vr} nel periodo di riferimento considerato, si ottengono i valori del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R riportati in Tabella 6.

Tabella 6: Valori delle probabilità di superamento P_{VR} e dei periodi di ritorno T_R al variare dello Stato Limite considerato.

Stati Limite		P_{Vr} (%)	T_R (anni)
Stati Limite di Esercizio SLE	SLO	81	60
	SLD	63	101
Stati Limite Ultimi SLU	SLV	10	949
	SLC	5	1950

8.4 ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA SU SUOLO RIGIDO

Per lo stato limite di verifica considerato - Stato Limite Ultimo: **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita - si ottiene la seguente accelerazione massima attesa su suolo rigido (Tabella 7).

Tabella 7: Valore del parametro a_g , per suolo rigido in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica. Valore desunto dal foglio di calcolo "Spettri di risposta – V. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

STATO LIMITE	T_R	a_g
	[anni]	[g]
SLV	949	0.116

8.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif.[1]), è basata sulla stima dei valori di velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{s,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30 m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30 m di profondità $C_{U,30}$ (per terreni a grana fina).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 delle NTC 2008, l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria A**.

8.6 ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SITO

L'accelerazione massima attesa al sito a_{max} è definita attraverso la seguente relazione:

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

in cui

a_g = Accelerazione massima su sito rigido;

S_S = Coefficiente d'amplificazione stratigrafica;

S_T = Coefficiente d'amplificazione topografica.

Per la categoria di sottosuolo A, l'azione sismica su suolo rigido $a_g[g]$ coincide con il valore $a_{max}[g]$, essendo assente ogni tipo di amplificazione.

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T per il sito in esame è assunto pari a 1.2, valore assegnato per siti con categoria topografica T2, riferito a pendii con inclinazione media superiore a 15°.

Sulla base di quanto sopra, in Tabella 8 si riportano i valori di accelerazione massima attesa al sito per lo stato limite oggetto di verifica.

Tabella 8: Valori di accelerazione massima attesa al sito

STATO LIMITE	T_R	a_{max}
	[anni]	[g]
SLV	949	0.1392

8.7 ACCELERAZIONE EQUIVALENTE DI PROGETTO

Come definito in normativa, a meno di specifiche analisi dinamiche, è possibile svolgere le verifiche di sicurezza per l'opera di sostegno mediante analisi pseudostatiche o analisi agli spostamenti.

Nello specifico, la valutazione dell'impatto dell'azione sismica sull'opera di sostegno è stata condotta mediante analisi pseudostatica come definito nel Paragrafo 7.11.6.3 della Normativa (Doc. Rif.[1]).

8.8 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Data le condizioni stratigrafiche e le caratteristiche dei materiali, il sito in esame non è suscettibile a liquefazione (Par.7.11.3.4.2 del Doc. Rif.[1]).

8.9 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Come descritto nell'esempio di calcolo riportato al Par. C7.11.4 del Doc. Rif. [2], la verifica di stabilità globale va condotta mediante il metodo di analisi definito al Par. 7.11.3.5 del Doc. Rif.[1], inerente alla stabilità dei pendii.

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.3.5.2 del Doc. Rif.[1], i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono definiti come:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max}$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0.24 (Tabella 9)

Tabella 9: Coefficiente β_s

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g (g) < 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g (g) < 0.2$	0.27	0.24
$a_g (g) < 0.1$	0.20	0.20

La verifica di stabilità globale costituisce una verifica di Salvaguardia della Vita (SLV), pertanto i coefficienti sismici riportati nella tabella seguente sono relativi ad un evento con tempo di ritorno pari a 949 anni.

Tabella 10: Valori dell'accelerazione equivalente di progetto k_h per le verifiche di stabilità globale

STATO LIMITE	T_R	k_h	k_v
	[anni]	[g]	[g]
SLV	949	0.0376	± 0.0188

9 SCAVI CHIODATI - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN CONDIZIONI STATICHE

Le verifiche sono condotte utilizzando il programma Slope/W. Infatti nelle verifiche di stabilità globale, il programma Slope/W consente di introdurre le azioni stabilizzanti esercitate dagli ancoraggi. Le azioni degli ancoraggi passivi sono considerate come reazioni mobilitate dagli spostamenti del blocco instabile del terreno; esse pertanto entrano nel calcolo come resistenze di progetto.

Come valori di resistenza dei rinforzi da prendere in conto nelle analisi di stabilità si adotta il valore più piccolo tra la resistenza a rottura e quello di sfilamento; questa operazione è eseguita in maniera automatica dal software SLOPE/W ed è ripetuta per ciascuno dei rinforzi presenti, in relazione all'andamento della superficie di scorrimento analizzata. Questo modo di operare, accoppiato all'impiego di valori di progetto delle resistenze dei rinforzi, presenta il vantaggio di non rendere più necessarie le verifiche locali dei rinforzi nei confronti della rottura e dello sfilamento.

Nei paragrafi seguenti si riportano le determinazioni delle resistenze a sfilamento e strutturali delle due tipologie di barre presenti (in acciaio e in VTR) ed i risultati delle analisi di stabilità eseguite.

9.1 CHIODI IN ACCIAIO - RESISTENZA DI PROGETTO A SFILAMENTO

La resistenza di calcolo a sfilamento R_{ac} di ogni ordine di ancoraggi è stata determinata in accordo con quanto proposto da Bustamante e Doix (Doc.Rif. [7]), avendo assunto:

$$\alpha = 1.0 \cdot D = 0.10 \text{ m} - \text{diametro nominale di perforazione}$$

$$q_s = 150 \text{ kPa} - \text{resistenza laterale unitaria ancoraggio-terreno}$$

La resistenza di calcolo R_{ac} , valutata a metro lineare di ancoraggio [14], risulta:

$$\bullet R_{ac} = \pi \cdot (\alpha \cdot D) \cdot q_s = \pi \cdot (1 \cdot 0.10) \cdot 150 = 47.1 \text{ kN/m}$$

La resistenza caratteristica a sfilamento R_{ak} , valutata per metro lineare di ancoraggio, risulta:

$$\bullet R_{ak} = R_{ac} / \xi_3 = 47.1 / 1.80 = 26.2 \text{ kN/m}$$

avendo considerato rappresentativo un unico profilo d'indagine ($\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.8$).

La resistenza di progetto a sfilamento R_{ad} , valutata per metro lineare di ancoraggio, risulta:

$$\bullet R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{Ra,p} = 26.2 / 1.2 = 21.8 \text{ kN/m (ipotesi di ancoraggi permanenti)}$$

Tenendo conto dell'interasse fuori piano dei tiranti risulta: $\bullet R_{ad}/ml = 21.8 / 1.8 = 12.1 \text{ kN/m/ml}$.

9.2 CHIODI IN ACCIAIO - RESISTENZA STRUTTURALE DELLA SEZIONE

La resistenza di progetto a trazione $R_{t,Rd}$ della sezione della barra risulta pari a:

$$R_{t,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 402 / 1.05 = 382.9 \text{ kN}$$

essendo: A = area netta della sezione della barra

f_{yk} = tensione a snervamento dell'acciaio

γ_{M0} = fattore parziale sulla resistenza dell'acciaio (=1.05)

9.3 CHIODI IN VTR - RESISTENZA DI PROGETTO A SFILAMENTO

La resistenza di calcolo a sfilamento R_{ac} di ogni ordine di ancoraggi è stata determinata in accordo con quanto proposto da Bustamante e Doix (Doc.Rif. [7]), avendo assunto:

$$\alpha = 1.0 \cdot D = 0.13 \text{ m} - \text{diametro nominale di perforazione}$$

$$q_s = 150 \text{ kPa} - \text{resistenza laterale unitaria ancoraggio-terreno}$$

La resistenza di calcolo R_{ac} , valutata a metro lineare di ancoraggio, risulta:

$$\bullet R_{ac} = \pi \cdot (\alpha \cdot D) \cdot q_s = \pi \cdot (1 \cdot 0.13 \cdot 150) = 61.3 \text{ kN/m}$$

La resistenza caratteristica a sfilamento R_{ak} , valutata per metro lineare di ancoraggio, risulta:

$$\bullet R_{ak} = R_{ac} / \xi_{a3} = 61.3 / 1.80 = 34.0 \text{ kN/m}$$

avendo considerato rappresentativo un unico profilo d'indagine ($\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.8$).

La resistenza di progetto a sfilamento R_{ad} , valutata per metro lineare di ancoraggio, risulta:

$$\bullet R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{Ra,p} = 34.0 / 1.2 = 28.4 \text{ kN/m (per ancoraggi permanenti)}$$

Tenendo conto dell'interasse fuori piano dei tiranti risulta:

$$\bullet R_{ad}/ml = 28.4 / 1.4 = 20.3 \text{ kN/m/ml.}$$

9.4 CHIODI IN VTR - RESISTENZA STRUTTURALE DELLA SEZIONE

La resistenza di progetto a trazione $R_{t,Rd}$ della sezione della bara risulta pari a:

$$R_{t,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 0.001962 \times 420000 / 1.05 = 785 \text{ kN}$$

essendo: A = area netta della sezione della barra di diametro 50 mm = 0.001962 m²

f_{yk} = resistenza a trazione = 420 MPa

γ_{M0} = fattore parziale sulla resistenza dell'acciaio (=1.05)

9.5 RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI CON BARRE IN ACCIAIO

Nella Figura seguente sono riportati i risultati delle analisi di stabilità dei cinematismi possibili, eseguite in condizioni statiche per pareti di scavo con barre in acciaio. Il fattore di sicurezza minimo risulta pari a 1.19, superiore al minimo richiesto (1.10). La verifica è pertanto soddisfatta.

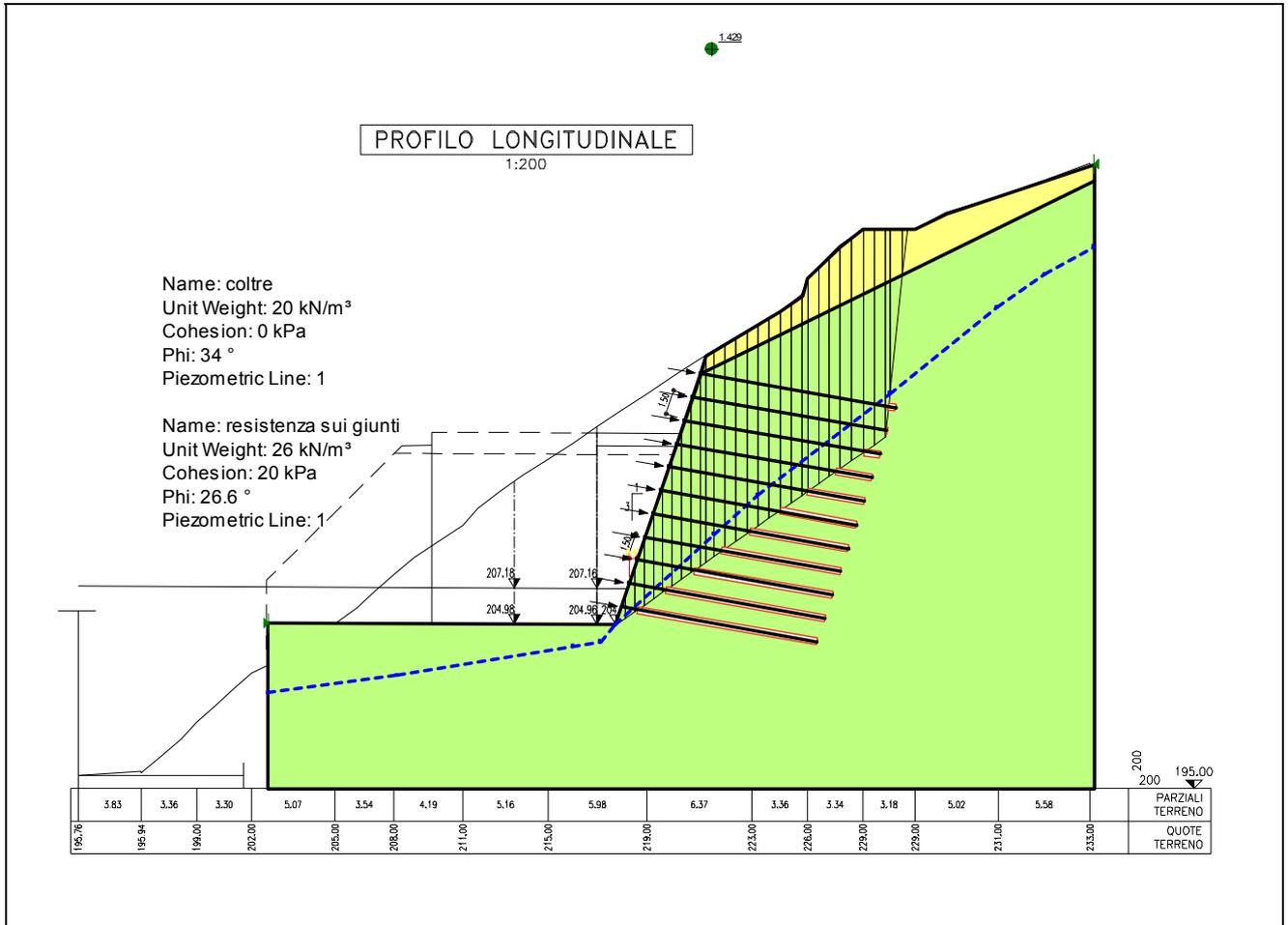


Figura 10: Risultati analisi di stabilità scavi con barre in VTR - Condizioni statiche

10 SCAVI CHIODATI - VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI IN CONDIZIONI SISMICHE

Le analisi in condizioni sismiche vengono eseguite seguendo gli stessi criteri già esplicitati per il caso statico, tenendo conto dei seguenti coefficienti sismici:

- $k_h = 0.0376$
- $k_v = \pm 0.0188$

I risultati ottenuti sono riportati nei paragrafi seguenti.

10.1 RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI CON BARRE IN ACCIAIO

Nella Figura seguente sono riportati i risultati delle analisi di stabilità dei cinatismi possibili, eseguite in condizioni sismiche per pareti di scavo con barre in acciaio.

Il fattore di sicurezza minimo risulta pari a 1.12, superiore al minimo richiesto (1.10). La verifica è pertanto soddisfatta.

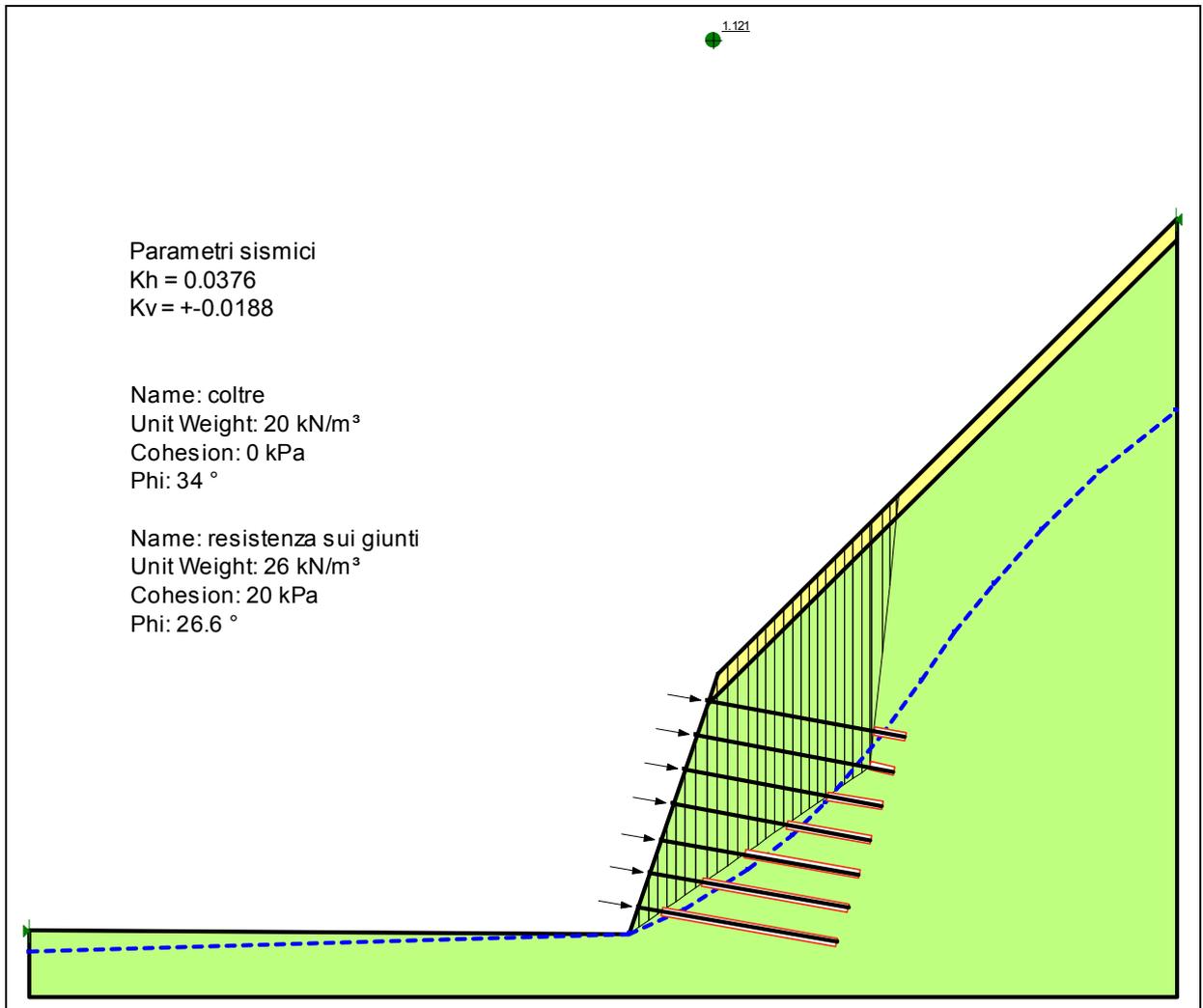


Figura 11: Risultati analisi di stabilità scavi con barre in acciaio - Condizioni sismiche

10.2 RISULTATI ANALISI DI STABILITA' SCAVI CHIODATI CON BARRE IN VTR

Nella Figura seguente sono riportati i risultati delle analisi di stabilità dei cinematismi possibili, eseguite in condizioni sismiche per pareti di scavo con barre in VTR.

Il fattore di sicurezza minimo risulta pari a 1.32, superiore al minimo richiesto (1.10). La verifica è pertanto soddisfatta.

11 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E PRESTAZIONI

11.1 IMPIEGO DEL METODO OSSERVAZIONALE

La normativa prevede che *“nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangano documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione può essere basata sul metodo osservazionale”*.

Ovviamente l'esecuzione di estese ed approfondite indagini non può non tener conto dei vincoli posti al progettista in merito all'accessibilità dei luoghi, tempistiche relative ai permessi di accesso e i vincoli temporali relativi all'ultimazione del Progetto.

Nel caso specifico si ritiene sussistano le condizioni per l'applicabilità del metodo sia riguardo alla complessità delle situazioni geotecniche, all'importanza e impegno delle opere ed in relazione alle ragioni di incertezza connesse alla ricostruzione dei modelli stratigrafico-geotecnici di riferimento, inclusa la definizione del regime delle acque sotterranee.

Il Metodo Osservazionale, in particolare nel progetto della presente opera, può essere applicato ad una serie di temi, quali ad esempio:

- **Chiodature**

Definizione della disposizione e definizione delle resistenze laterali unitarie limite, che risultano essere funzione delle caratteristiche stratigrafico-geotecniche del sito, delle attrezzature e delle modalità operative dell'impresa.

- **Sistemi di drenaggio**

Da definire alla luce di evidenze puntuali sulle condizioni delle falde, in un ambiente complesso dal punto di vista geotecnico, geomeccanico ed idrogeologico.

- **Scavi degli imbocchi: definizione corretta degli assetti stratigrafici e delle condizioni idrauliche.**

La geometria delle opere di imbocco e gli elementi strutturali saranno definiti sulla base delle condizioni effettivamente riscontrate all'atto dell'apertura degli scavi, in particolare la reale topografia dell'area, i risultati delle indagini geotecniche integrative e i risultati del monitoraggio, come contemplato dal metodo osservazionale.

Nello spirito del metodo osservazionale, la previsione progettuale delle azioni da intraprendere nel caso in cui i limiti di accettabilità vengano superati e le soluzioni alternative si dimostrino inadeguate, consente di mantenere il senso del governo del progetto. Naturalmente non potrà contenere la soluzione della criticità incontrata, stante che diversamente sarebbe già stata risolta nella progettazione esecutiva, ma dovrà formalizzare la gestione di quell'area di incertezza che effettivamente può essere risolta solo in fase esecutiva, giustificando la legittimità del progetto e la sua correttezza, pur in presenza delle necessarie modificazioni e varianti.

A tal fine nel progetto esecutivo, come in parte già attuato in questa fase progettuale, si seguirà il seguente procedimento:

1. Si procederà al meglio dello stato dell'arte per quanto riguarda indagini e progettazione. Per quanto riguarda questa fase progettuale, le indagini sono state le "migliori" possibili con riferimento all'accessibilità dei luoghi, le tempistiche relative ai permessi di accesso e le esigenze temporali di consegna del Progetto.
2. Si stabiliranno i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno, in termini di valori assoluti, e/o di range e/o di tendenze.
3. Si verificherà che le soluzioni prescelte sono accettabili in rapporto a tali limiti.
4. Si definiranno le indagini integrative, in sito e/o di laboratorio, o altre prove sui materiali o elementi di rinforzo, da eseguirsi al momento dell'esecuzione dei lavori, una volta resa disponibile l'accessibilità delle aree. I programmi d'indagine/prove

potranno essere integrati/variati sulla base dei dati mano a mano acquisiti nel corso dei lavori.

5. Si progetterà un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo.
6. Si predisporranno strumenti/metodi/modelli di analisi sufficientemente “speditivi” per consentire l'analisi tempestiva dei dati di monitoraggio.
7. Nei documenti di progetto esecutivo, si prevedranno le procedure e/o linee guida per definire le azioni da intraprendere nel caso i limiti di accettabilità vengano superati, compresa la possibilità di variare tali limiti e/o le stesse grandezze di riferimento, nonché tipologia e quantità degli interventi e ogni altra azione ritenuta necessaria dal progettista.

12 PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO

Per l'opera in esame è stato previsto un piano di monitoraggio geotecnico; predisposto al fine di acquisire in corso d'opera il maggior numero possibile di informazioni significative, di verificare l'idoneità degli interventi e delle modalità esecutive previste in progetto e di controllare che i valori di spostamento delle strutture siano compatibili con la funzionalità statica delle opere e congruenti con quelli stimati in progetto.

A tal fine, il piano include strumenti atti a monitorare, durante le diverse fasi esecutive, lo stato tenso-deformativo delle opere e le deformazioni indotte nelle aree adiacenti. L'acquisizione di questi dati permetterà di individuare durante le fasi realizzative eventuali situazioni di rischio potenziale e di agire per tempo con opportuni eventuali interventi correttivi.

Per tutte le informazioni di dettaglio riguardanti le caratteristiche degli strumenti e le finalità specifiche degli stessi si fa rimando alla Relazione di Monitoraggio allegata al presente Progetto (Doc. Ref.[30]).

Nella Tabella seguente è riportato un elenco degli strumenti previsti, unitamente alla tipologia ed all'ubicazione previste:

	Strumento	Quantità	Lunghezza	Tipo	Modalità perforazione	Ubicazione
Monitoraggio Galleria Fontanabuona Imbocco Fontanabuona	inclinometro	2	35		carotaggio	su n° 2 sezioni strumentate a monte del fronte di attacco - posizionate ai due lati della galleria
	piezometro	2	30	n° 2 celle Casagrande per ogni piezometro	a distruzione	
	assestometro multibase	2	35	n° 7 basi		
	pilastrini con mira ottica	6				distribuiti sul pendio a monte del fronte di attacco
	mini-prismi	15				variamente disposti sulle testate dei chiodi delle pareti chiodate

Tabella 11: Monitoraggio - Strumentazione prevista

13 PRESCRIZIONI ESECUTIVE

Si riportano nel presente paragrafo alcune prescrizioni che dovranno essere tenute in considerazione durante l'esecuzione delle opere di imbocco in oggetto.

1. le quote espresse nel presente documento sono di progetto e, in sede di esecuzione dei lavori, dovranno essere verificate in contraddittorio con la D.L.;
2. in considerazione delle problematiche connesse con gli aspetti tecnologici ed esecutivi e della natura dei terreni di interesse, si raccomanda l'esecuzione di ancoraggi di prova per la conferma delle ipotesi progettuali e la definizione delle esatte lunghezze;
3. gli scavi di ribasso sono subordinati alla quota di progetto prevista per l'esecuzione della chiodatura; i successivi ribassi dovranno essere eseguiti solo previo termine di tutte le operazioni di esecuzione dei tiranti previsti (perforazione, posa in opera, iniezione e tesatura).
4. *NOTA PROTEZIONE CON CLS PROIETTATO*: terminata la procedura di tiro-collaudo di tiranti e/o barre, occorre applicare alla parete della paratia uno spessore di 25 cm di cls proiettato, armato con doppia rete metallica elettrosaldata (\varnothing 8 mm maglia 15x15 cm), rigorosamente prima di procedere con gli ulteriori ribassi. Il cls proiettato andrà applicato comunque, anche in assenza di tiranti e/o barre, al massimo ogni 3 m di profondità di scavo.