

STUDIO CALVI S.r.l.
Ingegneria e architettura
Via Boezio, 10 – 27100 Pavia (Italy)
Tel. +39.0382.538817 – Fax +39.0382.538702
e-mail: info@studiocalvi.eu
Website: www.studiocalvi.eu



GEODATA S.p.A.
Corso Bolzano 14 - 10121 Turin - Italy
Tel: +39 011.58.10.611 Fax: +39 011.59.74.40
Website: geodata@geodata.it



Contratto n. 0895

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA PER IL
“COMPLETAMENTO DEI LAVORI CONCERNENTI LA FRANA DI BEMA
SUL TORRENTE BITTO, REALIZZAZIONE ED ADEGUAMENTO DEL
COLLEGAMENTO VIARIO COL FONDOVALLE”**

Relazione Sismica e sulle Strutture

0895-IT-Bema-PTFE-STU-02-R0

TABELLA DELLE REVISIONI

REV.	DATA	PREPARATO DA	CONTROLLATO DA	APPROVATO DA	NOTE
REV. 0	15/04/2020	Sara Martini, SM	Matteo Moratti, MM	Gian Michele Calvi, GMC	

DESCRIZIONE DELLA REVISIONE:

REV. 0 _____

PER APPROVAZIONE DEL CLIENTE: _____

Copia controllata []

Distribuito a: _____

Nome file: 0895-IT_Bema_PFTE_STU_02_R0_Relazione Sismica e sulle Strutture

Il documento contiene informazioni di proprietà di studio Calvi s.r.l. che sono soggette a copyright. La riproduzione totale o parziale del documento senza autorizzazione è pertanto vietata.

INDICE

1	PREMESSA.....	6
2	VALUTAZIONI SISMICHE PRELIMINARI	7
2.1	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	7
2.1.1	REXEL.....	7
2.2	AZIONE SISMICA	7
2.2.1	Periodo di riferimento per l'azione sismica.....	7
2.2.2	Categoria di sottosuolo.....	7
2.2.3	Parametri dello spettro di risposta.....	7
2.2.4	Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale	8
2.2.5	Spettro di risposta elastico in accelerazione verticale	10
2.2.6	Selezione degli accelerogrammi	12
2.3	VICINANZA DI FAGLIE ATTIVE (O CAPACI).....	17
2.4	FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA IN OTTICA SISMICA	18
3	RELAZIONE SULLE STRUTTURE	22
3.1	INTERVENTI A CIELO APERTO.....	22
3.1.1	Descrizione dell'intervento	22
3.1.2	Componenti strutturali della terra rinforzata	23
3.1.3	Fasi esecutive per la realizzazione della terra rinforzata	23
3.1.4	Principio delle terre rinforzate	24
3.2	OPERE IN SOTTERRANEO	25
3.2.1	Descrizione dell'intervento	25
3.2.2	Metodo per la definizione dei supporti in galleria.....	26
3.2.3	Supporto di scavo di prima fase: Suddivisione della galleria in zone omogenee	26
3.2.4	Supporto di scavo di prima fase: Analisi dei comportamenti di scavo attesi	27
3.2.5	Supporto di scavo di prima fase: Definizione dei supporti di prima fase	28
3.2.6	Verifica preliminare dei supporti di prima fase	29
3.2.7	Supporto definitivo.....	32
4	CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI PER LE SUCCESSIVE FASI DI PROGETTAZIONE	39

1 PREMESSA

Il Comune di Bema, mediante la procedura di affidamento diretto CIG Z952B95DAC, ha incaricato le società Studio Calvi S.r.l. e Geodata Engineering S.p.A. della redazione dello Studio di Fattibilità Tecnica ed Economica per il *"Completamento dei lavori concernenti la frana di Bema sul Torrente Bitto, realizzazione ed adeguamento del collegamento viario col fondo valle"*. Tale progetto riprende una complessa procedura analiticamente descritta nelle motivazioni della deliberazione adottata dalla Giunta Comunale in data 9/11/2019, n.36 e ha lo scopo di fornire indicazione relativamente alle integrazioni finanziarie necessarie al Comune di Bema per la realizzazione dell'opera.

Di seguito si riporta la relazione Sismica e sulle strutture facente parte del progetto di fattibilità economica.

2 VALUTAZIONI SISMICHE PRELIMINARI

2.1 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

Si è fatto uso dei seguenti software.

- REXEL per la selezione degli accelerogrammi

2.1.1 REXEL

Il software REXEL permette la ricerca di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri in accelerazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) dell'EUROCODICE 8 o definiti dall'utente arbitrariamente. Gli accelerogrammi possono anche rispecchiare caratteristiche di sorgente di interesse in termini di magnitudo, distanza epicentrale e misure d'intensità del terremoto. Le registrazioni accelerometriche contenute in REXEL sono quelle dell'European Strong Motion Database (ESD), quelle dello Italian Accelerometric Archive (ITACA) o del database con records da tutto il mondo Selected Input Motions for Displacement-Based Assessment and Design (SIMBAD). Per maggiori informazioni fare riferimento a: Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. 2009. REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339- 362. DOI 10.1007/s10518-009-9146-1).

2.2 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sono calcolate con riferimento ai capitoli §2.5.3 e §3.2 delle Norme tecniche per le Costruzioni (NTC), approvate con D.M. 17 gennaio 2018. Ai fini delle verifiche sismiche, secondo quanto previsto dal D.M. del 17 gennaio 2018, vengono individuati due stati limite di esercizio e due stati limite ultimi.

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)
- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di Collasso (SLC)

2.2.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Si assume una vita nominale minima pari a $V_N=50$ (tabella 2.4.I delle NTC).

In presenza di azione sismica le costruzioni sono suddivise in classi d'uso in base alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso; in questo caso si considerano sia la classe d'uso II che la classe d'uso III; a queste classi corrispondono i coefficienti d'uso $C_U = 1.0$ e 1.5 rispettivamente.

Dai dati sopra citati, si ottiene un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a $V_R = V_N \times C_U = 50$ per la classe d'uso II e 75 per la classe d'uso III che corrispondono ad un periodo di ritorno pari a $T_R = 475$ e $T_R = 712$ anni allo SLV (probabilità di superamento del 10%) per classe d'uso II e III rispettivamente.

Lo scenario peggiore è rappresentato dal considerare l'opera ricadente in classe d'uso IV per la quale il coefficiente $C_U = 2.0$ e il tempo di ritorno diventa pari a $T_R = 1950$ anni allo SLC (probabilità di superamento del 5%).

2.2.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Si fa riferimento ad una categoria di sottosuolo A e una Categoria Topografica T1.

2.2.3 PARAMETRI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA

Ai fini della normativa corrente, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di

superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori dei parametri sopra citati si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti. La tabella seguente mostra i risultati per i vari stati limite.

Tabella 1 – Parametri dello spettro di risposta per classe d'uso II a sinistra, classe d'uso III a destra e classe d'uso IV in basso

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]	SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.020	2.630	0.158	SLO	45	0.024	2.621	0.178
SLD	50	0.025	2.620	0.184	SLD	75	0.029	2.655	0.197
SLV	475	0.050	2.733	0.277	SLV	712	0.056	2.758	0.287
SLC	975	0.060	2.777	0.296	SLC	1462	0.066	2.816	0.304

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0.027	2.636	0.189
SLD	101	0.032	2.670	0.210
SLV	949	0.060	2.775	0.295
SLC	1950	0.071	2.845	0.310

2.2.4 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE

Lo spettro di risposta elastico è desunto dalla normativa corrente:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T \quad [3.2.3]$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55, \quad [3.2.4]$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_c = C_c \cdot T_c^*, \quad [3.2.5]$$

dove T_c^* è definito al § 3.2 e C_c è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV);

T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_b = T_c / 3 \quad [3.2.6]$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \quad [3.2.7]$$

I valori dei parametri sismici sopra indicati variano in base allo stato limite considerato.

Si riportano in Figura 1 gli spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale per i quattro stati limite considerati e per la categoria di sottosuolo A.

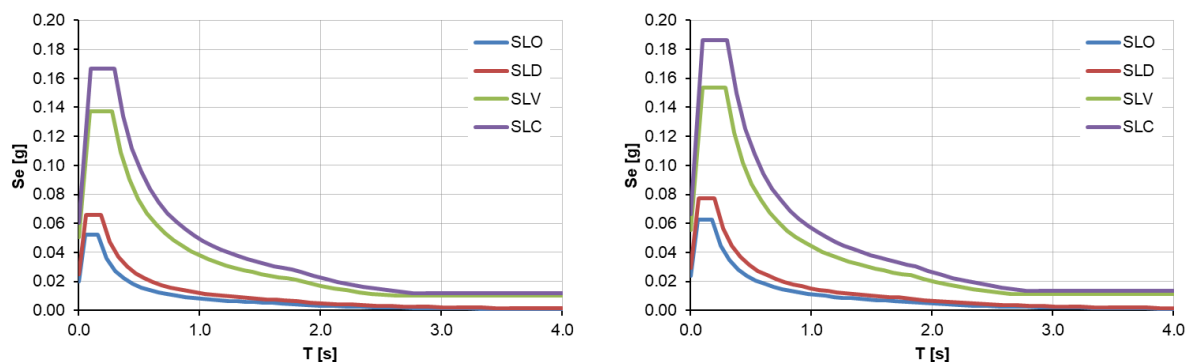


Figura 1 – Spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale per i quattro stati limite per classe d'uso II a sinistra e III a destra

Lo spettro di risposta elastico in spostamento è ricavato dalla seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Per periodi di vibrazione eccedenti T_E (riferimento Tabella 2), le ordinate dello spettro in spostamento si ricavano dalle seguenti equazioni:

$$\text{per } T_E < T \leq T_F \quad S_{De}(T) = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_D \cdot \left[F_0 \cdot \eta + (1 - F_0 \cdot \eta) \cdot \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right]$$

$$\text{per } T > T_F \quad S_{De}(T) = d_g$$

con $d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_D$ lo spostamento orizzontale massimo del terreno

Tabella 2 – Valori parametri T_E e T_F

Categoria sottosuolo	T_E [s]	T_F [s]
A	4.5	10.0
B	5.0	10.0
C, D, E	6.0	10.0

Si riportano in **Figura 2** gli spettri di risposta elastici in spostamento orizzontale per i quattro stati limite considerati e per le due classi d'uso considerate II e III.

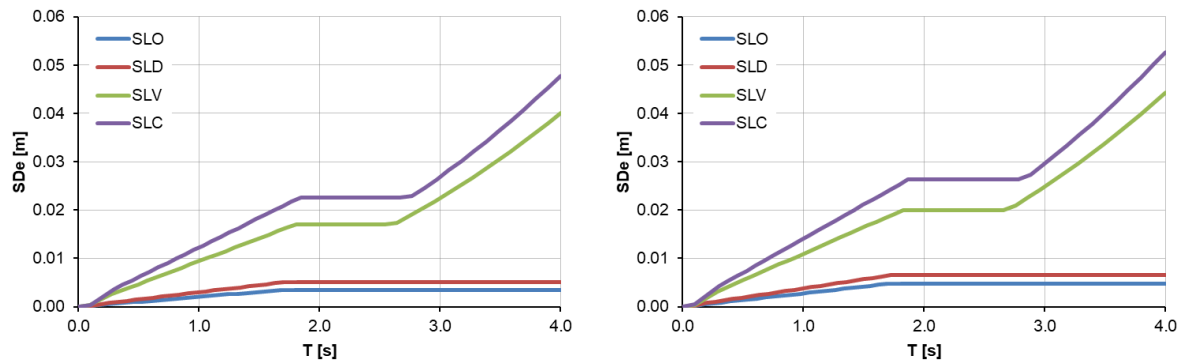


Figura 2 – Spettri di risposta elastici in spostamento orizzontale per i quattro stati limite per classe d'uso II a sinistra e III a destra

2.2.5 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE VERTICALE

Lo spettro di progetto è desunto dalla normativa corrente e la sua corrispondente espressione analitica risulta:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione (in direzione verticale);

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad [3.2.9]$$

I valori di a_g , F_o , S , η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di S_o , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono riportati nella Tab. 3.2.VI.

I valori dei parametri sismici sopra indicati variano in base allo stato limite considerato.

Si riportano in **Figura 3** gli spettri di risposta elastici in accelerazione verticale per i quattro stati limite considerati e per le due classi d'uso considerate II e III.

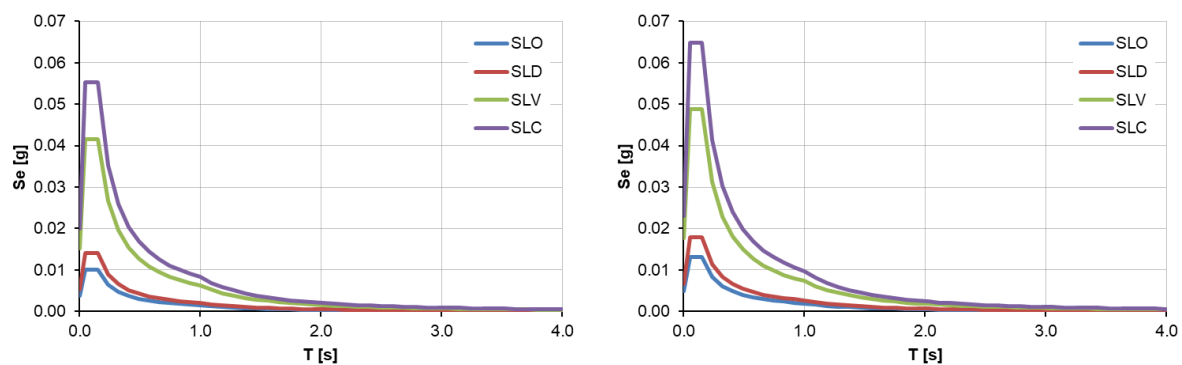


Figura 3 – Spettri di risposta elastici in accelerazione verticale per i quattro stati limite per classe d'uso II a sinistra e III a destra

2.2.6 SELEZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI

La selezione degli accelerogrammi per la definizione delle analisi dinamiche non lineari fa riferimento al paragrafo §3.2.3.6 delle NTC e §C3.2.3.6 della Circolare ed è stata condotta con il software REXEL 3.5 (Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2009). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339-362. DOI 10.1007/s10518-009-9146-1).

Come indicato nelle NTC2018, l'uso di storie temporali del moto del terreno naturali o registrate è ammesso a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito. Per tale ragione si parte da uno studio di disaggregazione del sito in esame (**Figura 4**), definito tramite il software REXEL 3.5.

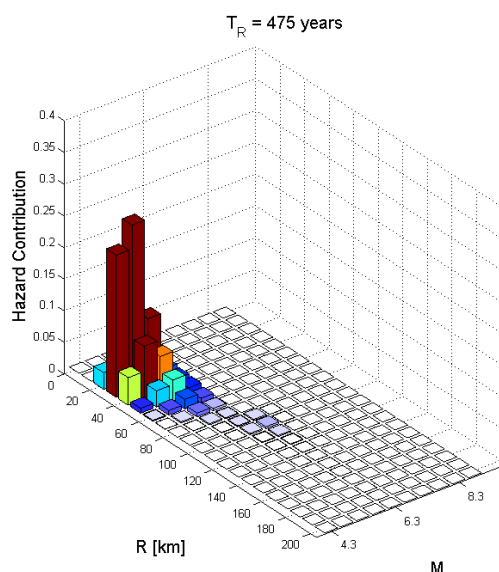


Figura 4 – Disaggregazione del sito per il periodo di ritorno di 475 anni (la disaggregazione per un periodo di ritorno di 975 e 2475 anni non si discosta da quella rappresentata in figura)

Le storie temporali del moto del terreno registrate devono essere selezionate e scalate in modo tale che i relativi spettri di risposta approssimino gli spettri di risposta elastici nel campo dei periodi propri di vibrazione di interesse per il problema in esame. Nello specifico la compatibilità con lo spettro di risposta elastico deve essere verificata in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi associati alle storie per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% ed uno scarto in eccesso superiore al 30%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico in alcun punto dell'intervallo dei periodi propri di vibrazione di interesse per l'opera in esame per i diversi stati limite.

Al fine di soddisfare i suddetti requisiti di spettro-compatibilità, i segnali registrati possono essere scalati linearmente in ampiezza. È tuttavia opportuno contenere il fattore di scala in un intervallo limitato in modo da non alterare eccessivamente i segnali e renderli incompatibili alla magnitudo e alla distanza dalla sorgente degli eventi sismici a cui sono riferiti.

Le storie temporali sono selezionate attraverso il software REXEL 3.5 considerando i parametri di selezione (magnitudo e distanza dall'epicentro) coerenti con le analisi di disaggregazione e definendo degli intervalli di compatibilità che possano coprire l'intervallo dei periodi di interesse.

- Intervallo di magnitudo $M = 4.0-5.5$ e intervallo di distanza dall'epicentro $R=25-35$ km
- Intervallo di compatibilità tra 0.01 sec e 0.20 sec.

Le selezioni sono effettuate per lo stato limite SLV, categoria di sottosuolo A e periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 50 anni ($c_u=1.0$ e $V_N = 50$ anni) e 75 anni ($c_u=1.5$ e $V_N = 50$ anni). Si riportano di seguito gli spettri di riferimento.

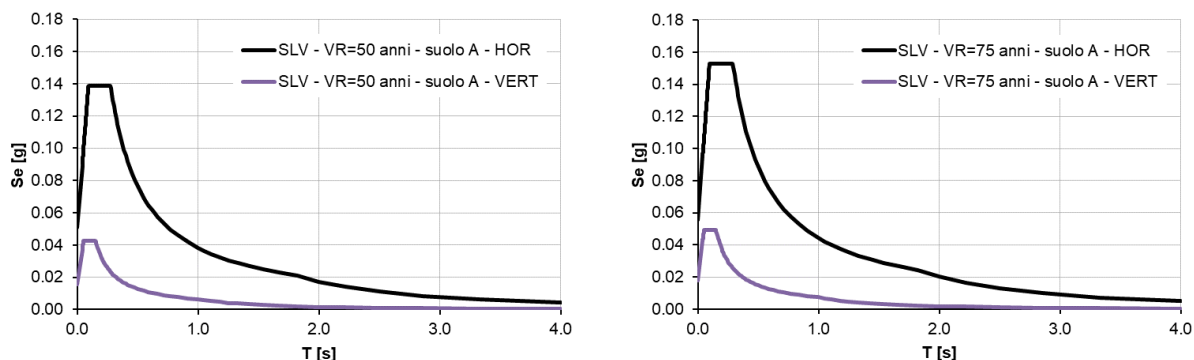


Figura 5 – Spettri di riferimento allo stato limite SLV, categoria di sottosuolo A e periodo di riferimento per l'azione sismica pari a 50 anni ($c_u=1.0$ e $V_N = 50$ anni) e 75 anni ($c_u=1.5$ e $V_N = 50$ anni), a sinistra e destra rispettivamente.

Sono state selezionate 7 coppie di accelerogrammi per ogni condizione spettrale (VR = 50 anni e VR = 75 anni). Si riportano i dettagli degli accelerogrammi in **Tabella 3, Tabella 4, Tabella 5, Tabella 6.**

Tabella 3 – Lista degli accelerogrammi spettro-compatibili – VR = 50 anni - Orizzontale

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s ²]	PGA_Y [m/s ²]	PGV_X [m/s]	PGV_Y [m/s]	ID_X	ID_Y	Np_X	Np_Y	EC8 Site class
1002	190	BRS	AQUILA		5.1	Normal	27.391	0.140	0.144	0.004	0.003	30.716	28.704	0.776	0.584	B
986	189	BRS	AQUILA		5.3	Normal	27.549	0.272	0.199	0.005	0.006	25.388	23.244	0.456	0.383	B
934	186	BRS	Gran Sasso		5.4	Normal	27.032	0.625	0.609	0.019	0.016	18.251	14.892	0.538	0.691	B
328	86	MLC	VAL D'ADIGE	13/09/1989	4.8	Strike-slip	26.259	0.369	0.278	0.008	0.008	10.104	8.528	0.724	0.800	A
992	189	LSS	AQUILA		5.3	Normal	32.434	0.061	0.080	0.003	0.002	15.174	22.621	0.901	1.021	A
227	58	NCT	GOLFO S.EUFEMIA	09/12/1980	4.7	Thrust	26.872	0.148	0.261	0.006	0.009	8.396	7.279	0.600	0.563	C
1006	190	LSS	AQUILA		5.1	Normal	32.935	0.035	0.031	0.003	0.001	9.940	24.394	0.782	0.925	A
mean:					5.1		28.639	0.236	0.229	0.007	0.007	16.853	18.523	0.682	0.710	

Tabella 4 – Lista degli accelerogrammi spettro-compatibili – VR = 50 anni - Verticale

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s ²]	PGA_Y [m/s ²]	PGV_X [m/s]	PGV_Y [m/s]	ID_X	ID_Y	Np_X	Np_Y	EC8 Site class
1002	190	BRS	AQUILA		5.1	Normal	27.391	0.140	0.144	0.004	0.003	30.716	28.704	0.776	0.584	B
986	189	BRS	AQUILA		5.3	Normal	27.549	0.272	0.199	0.005	0.006	25.388	23.244	0.456	0.383	B
934	186	BRS	Gran Sasso		5.4	Normal	27.032	0.625	0.609	0.019	0.016	18.251	14.892	0.538	0.691	B
328	86	MLC	VAL D'ADIGE	13/09/1989	4.8	Strike-slip	26.259	0.369	0.278	0.008	0.008	10.104	8.528	0.724	0.800	A
992	189	LSS	AQUILA		5.3	Normal	32.434	0.061	0.080	0.003	0.002	15.174	22.621	0.901	1.021	A
227	58	NCT	GOLFO S.EUFEMIA	09/12/1980	4.7	Thrust	26.872	0.148	0.261	0.006	0.009	8.396	7.279	0.600	0.563	C
1006	190	LSS	AQUILA		5.1	Normal	32.935	0.035	0.031	0.003	0.001	9.940	24.394	0.782	0.925	A
mean:					5.1		28.639	0.236	0.229	0.007	0.007	16.853	18.523	0.682	0.710	

Tabella 5 – Lista degli accelerogrammi spettro-compatibili – VR = 75 anni – Orizzontale

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s ²]	PGA_Y [m/s ²]	PGV_X [m/s]	PGV_Y [m/s]	ID_X	ID_Y	Np_X	Np_Y	EC8 Site class
1002	190	BRS	AQUILA		5.1	Normal	27.391	0.140	0.144	0.004	0.003	30.716	28.704	0.776	0.584	B
986	189	BRS	AQUILA		5.3	Normal	27.549	0.272	0.199	0.005	0.006	25.388	23.244	0.456	0.383	B
413	106	MNF	APP. UMBRO-MARC	35706	5.2	Normal	29.432	0.109	0.131	0.005	0.003	10.463	13.797	0.385	0.710	A
934	186	BRS	Gran Sasso		5.4	Normal	27.032	0.625	0.609	0.019	0.016	18.251	14.892	0.538	0.691	B
241	60	ARN	n/a	29631	4.9	Predominately thr	27.588	0.274	0.271	0.009	0.011	18.567	19.631	1.142	0.752	E
1006	190	LSS	AQUILA		5.1	Normal	32.935	0.035	0.031	0.003	0.001	9.940	24.394	0.782	0.925	A
349	93	SNN	GARGANO	34972	5.2	Thrust	28.498	1.092	1.125	0.014	0.019	11.029	8.567	0.445	0.504	A
mean:					5.2		28.632	0.364	0.359	0.008	0.009	17.765	19.033	0.646	0.650	

Tabella 6 – Lista degli accelerogrammi spettro-compatibili – VR = 75 anni - Verticale

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s ²]	PGA_Y [m/s ²]	PGV_X [m/s]	PGV_Y [m/s]	ID_X	ID_Y	Np_X	Np_Y	EC8 Site class
1002	190	BRS	AQUILA		5.1	Normal	27.391	0.140	0.144	0.004	0.003	30.716	28.704	0.776	0.584	B
986	189	BRS	AQUILA		5.3	Normal	27.549	0.272	0.199	0.005	0.006	25.388	23.244	0.456	0.383	B
413	106	MNF	APP. UMBRO-MARC	35706	5.2	Normal	29.432	0.109	0.131	0.005	0.003	10.463	13.797	0.385	0.710	A
934	186	BRS	Gran Sasso		5.4	Normal	27.032	0.625	0.609	0.019	0.016	18.251	14.892	0.538	0.691	B
241	60	ARN	n/a	29631	4.9	Predominately thr	27.588	0.274	0.271	0.009	0.011	18.567	19.631	1.142	0.752	E
1006	190	LSS	AQUILA		5.1	Normal	32.935	0.035	0.031	0.003	0.001	9.940	24.394	0.782	0.925	A
349	93	SNN	GARGANO	34972	5.2	Thrust	28.498	1.092	1.125	0.014	0.019	11.029	8.567	0.445	0.504	A
mean:					5.2		28.632	0.364	0.359	0.008	0.009	17.765	19.033	0.646	0.650	

La verifica della compatibilità spettrale come ricavato dal software REXEL 3.5 è rappresentata in **Figura 6** e **Figura 7**. Gli accelerogrammi soddisfano i requisiti da normativa.

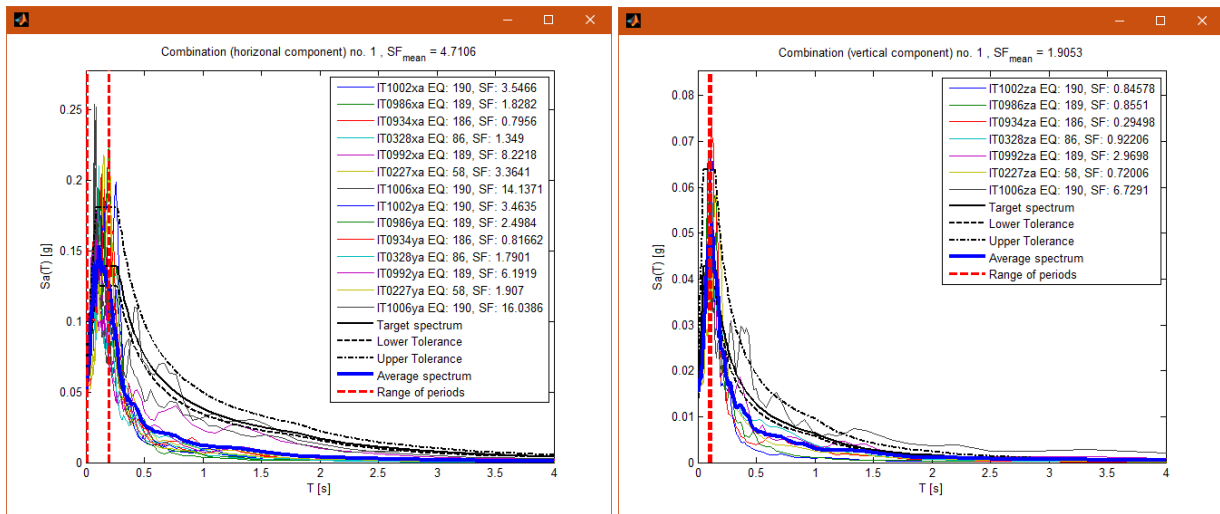


Figura 6 – Compatibilità degli accelerogrammi con lo spettro allo SLV, sottosuolo A, VN = 50 anni e $c_u=1.0$, orizzontale a sinistra e verticale a destra

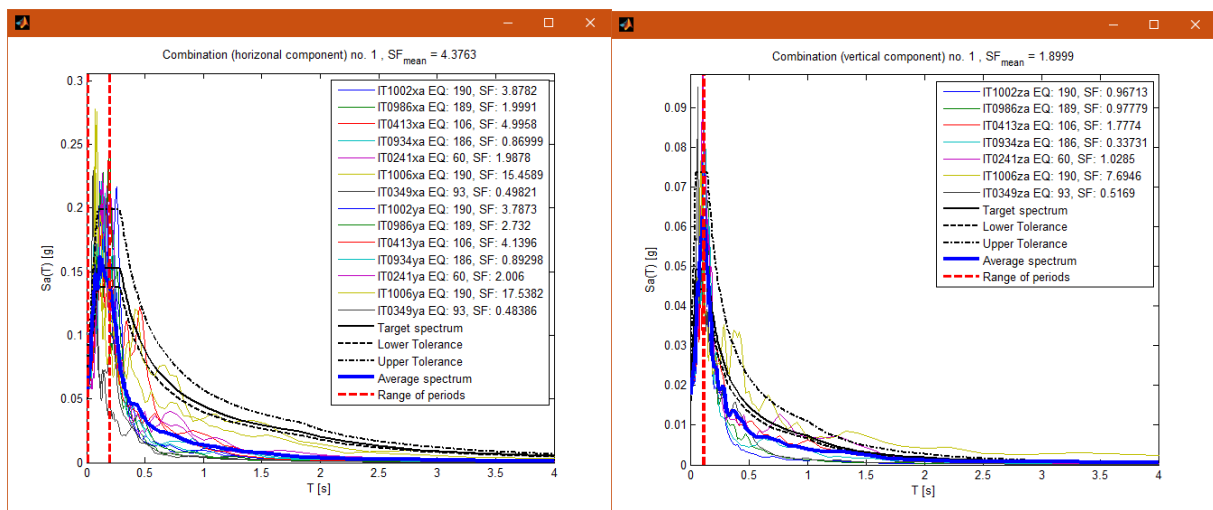


Figura 7 – Compatibilità degli accelerogrammi con lo spettro allo SLV, sottosuolo A, VN = 50 anni e $c_u=1.5$, orizzontale a sinistra e verticale a destra

Sulla base dei risultati precedenti, si effettua un'analisi più dettagliata della spettro-compatibilità delle componenti orizzontali degli accelerogrammi selezionati.

Le figure seguenti riportano la media dei 14 accelerogrammi per ogni combinazione e dimostrano la coerenza con i requisiti specificati dalla normativa. L'ordinata spettrale media degli accelerogrammi presenta uno scarto in difetto inferiore al 10 % e in eccesso inferiore al 30% rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico nell'intervallo tra 0.01 s e 0.2 s, che è quello di riferimento per la struttura in oggetto.

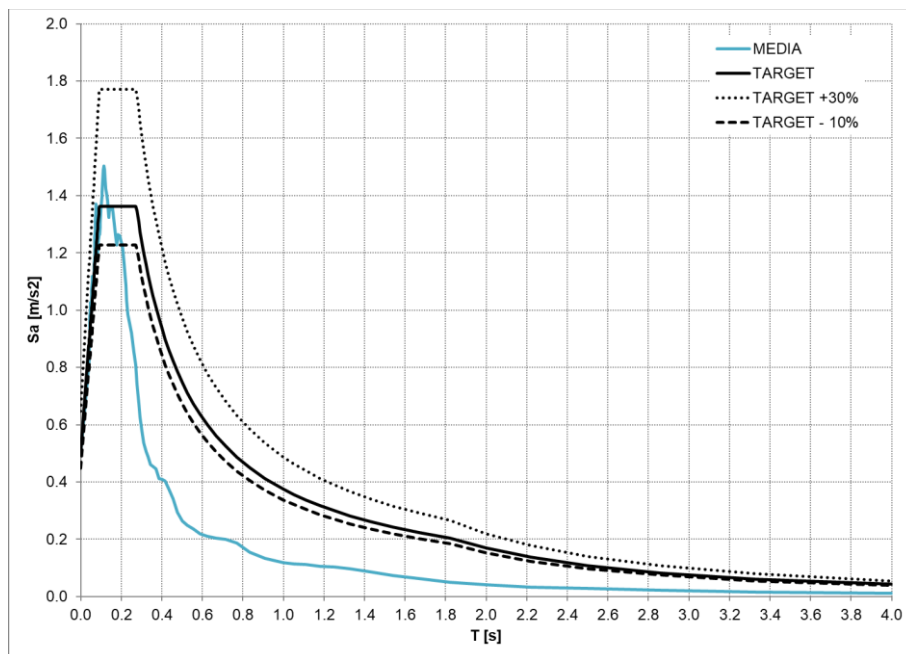


Figura 8 – Compatibilità della media di tutti i 14 accelerogrammi (azzurro) con lo spettro SLV, VN = 50 anni e $c_u=1.0$ (nero)

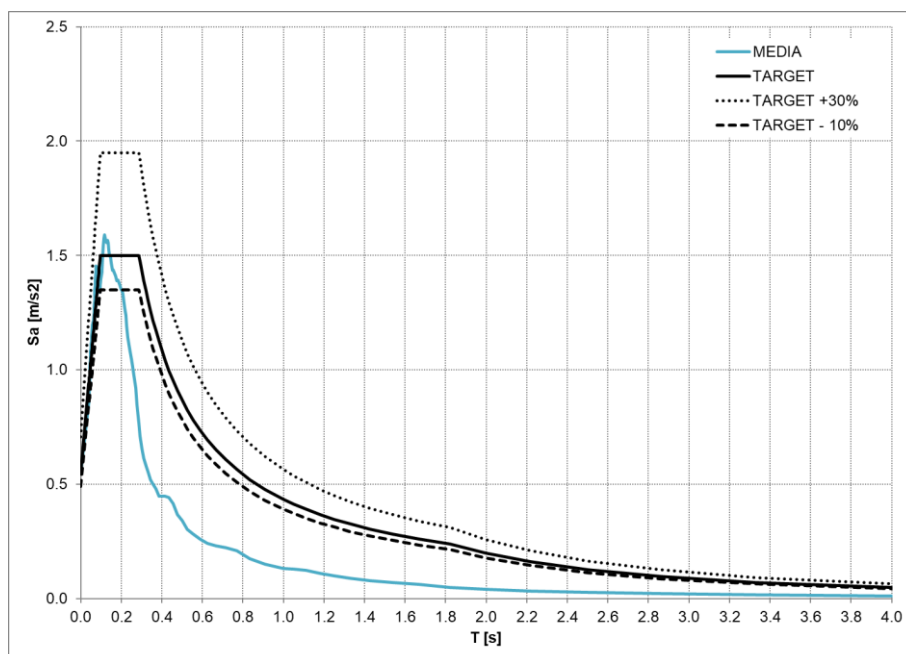


Figura 9 – Compatibilità della media di tutti i 14 accelerogrammi (azzurro) con lo spettro SLV, VN = 50 anni e $c_u=1.5$ (nero)

La compatibilità degli accelerogrammi viene anche verificata in base a quanto definito dalla circolare al paragrafo §C3.2.3.6, cioè:

- per ogni coppia di registrazioni orizzontali, si costruisce uno spettro SRSS, dato dalla radice quadrata della somma dei quadrati degli spettri di ogni componente;
- lo "spettro medio SRSS" è pari alla media degli spettri SRSS di ciascuna coppia di accelerogrammi, appartenente al medesimo gruppo di storie temporali;
- le coppie di registrazioni, nel numero indicato dalla norma, devono essere selezionate e scalate in modo tale che lo spettro medio SRSS approssimi, secondo i criteri di coerenza spettrale di norma, lo "spettro di riferimento", dato dal prodotto dello spettro elastico di progetto per un opportuno coefficiente α .

Il valore del coefficiente α è considerato pari a $\sqrt{2}$, ovvero la risultante di due componenti uguali tra loro, come specificato al §3.2.3.1 della norma.

Le figure seguenti riportano quindi il soddisfacimento dei requisiti da normativa per entrambe le combinazioni di accelerogrammi: la media delle SRSS delle componenti di ogni coppia di accelerogrammi presenta uno scarto in difetto inferiore al 10 % e in eccesso inferiore al 30% rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico nell'intervallo tra 0.01 s e 0.2 s, che è quello di riferimento per la struttura in oggetto.

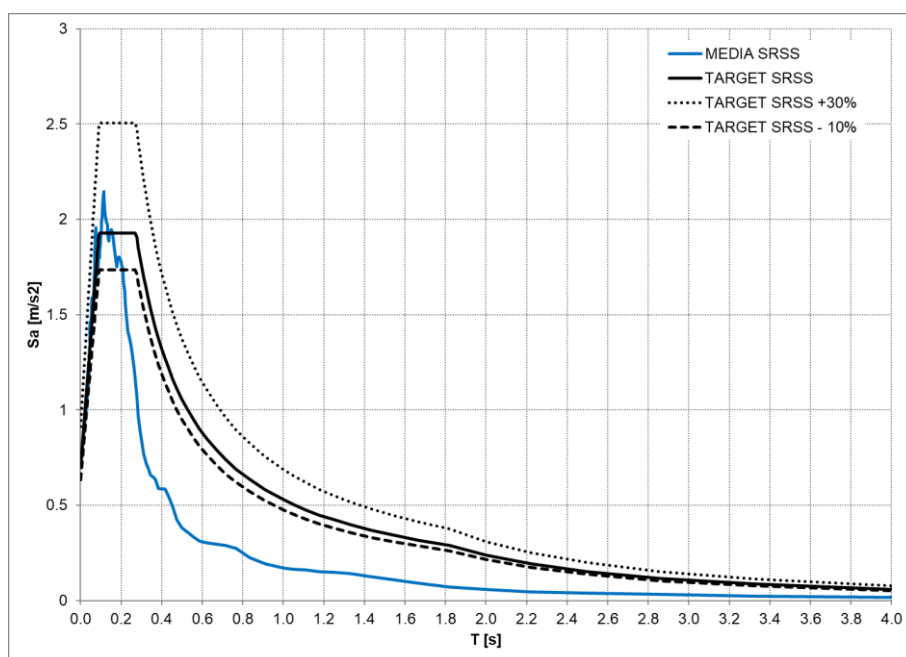


Figura 10 – Verifica spettro compatibilità secondo NTC per SLV, VN = 50 anni e cu=1.0

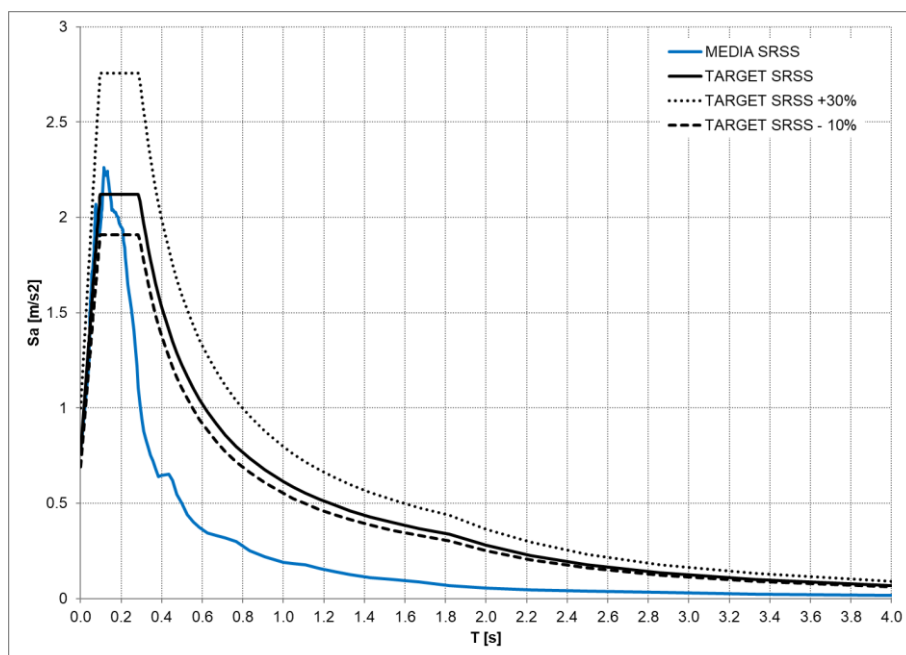


Figura 11 – Verifica spettro compatibilità secondo NTC per SLV, VN = 50 anni e $c_u=1.5$

2.3 VICINANZA DI FAGLIE ATTIVE (O CAPACI)

La Figura 12 mostra le faglie attive (o faglie capaci) presenti nel catalogo ITHACA che rappresenta un riferimento a livello nazionale. Questa informazione permette di valutare la presenza di faglie in grado di generare terremoti. A circa 5 km dal comune di Bema è presente un sistema di faglie attive le cui caratteristiche non sono ben identificate ma che hanno dato segnali di attività negli ultimi 10'000 anni (Holocene).

Nella fase successiva di progettazione si suggerisce un approfondimento, soprattutto per quanto riguarda una eventuale caratterizzazione della massima magnitudo potenziale.

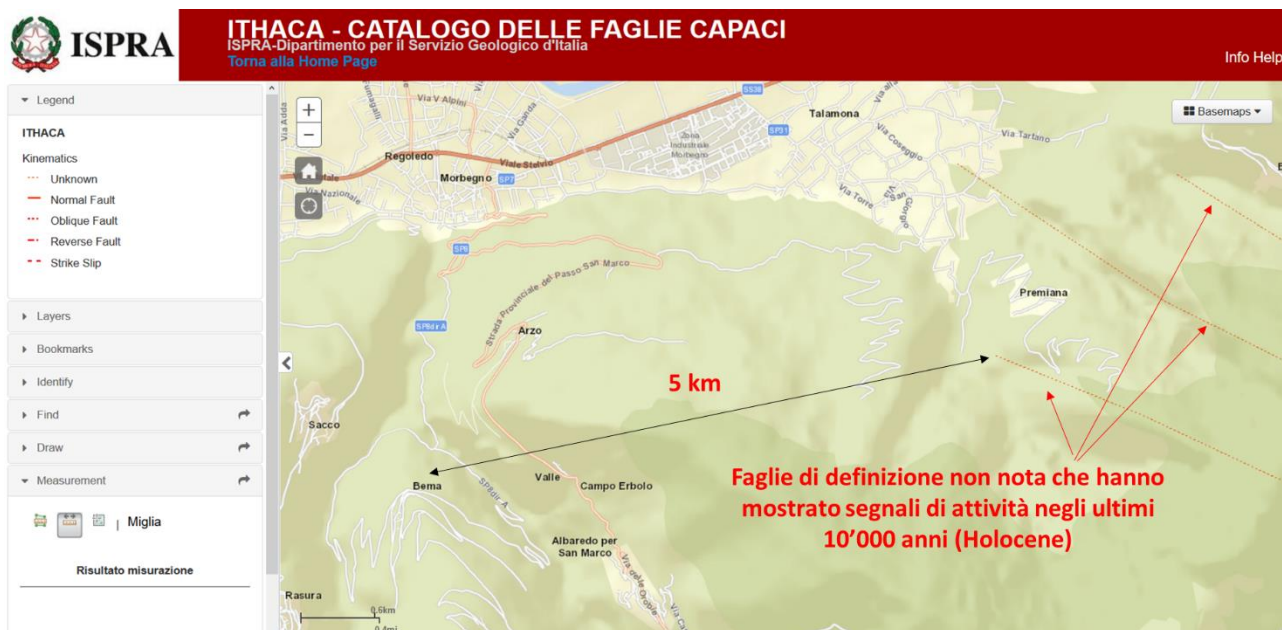


Figura 12 – Faglie attive nelle vicinanze del sito di costruzione presenti nel catalogo ITHACA.

2.4 FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA IN OTTICA SISMICA

In questo paragrafo si valuterà l'impatto della componente sismica sulle scelte progettuali e, più in generale, sulla fattibilità tecnico-economica.

Le gallerie profonde scavate in roccia hanno sempre dimostrato di essere meno vulnerabili al danno sismico rispetto alle strutture fuori terra. Le cause sono molteplici. Il moto del terreno in profondità, tende ad amplificarsi avvicinandosi alla superficie e al passaggio tra strato roccioso (bedrock) e deposito di terreno. Inoltre, il tipo di risposta all'azione sismica è completamente differente. La risposta sismica di una struttura fuori terra è governata principalmente dall'inerzia della struttura mentre un'opera sotterranea, essendo confinata, è principalmente influenzata dagli spostamenti relativi del terreno.

Da una revisione approfondita degli studi sul danno sismico delle gallerie presenti in tutti il mondo, emerge che i danni alle gallerie sono generalmente poco probabili per terremoti di magnitudo $M < 6$ e opere con una distanza > 20 km da una faglia attiva. Inoltre, per terremoti di magnitudo superiore e gallerie costruite vicino a una faglia attiva che però non viene attraversata dall'opera, il danno è più probabile solo nei tratti caratterizzati da qualità meccaniche dell'ammasso roccioso scadenti (es. $GSI < 35$).

La galleria in progetto è scavata in roccia (Gneiss di Morbegno) e si sviluppa per una lunghezza di circa 800 m. Si possono individuare diverse sezioni trasversali, che si differenziano per ricoprimento (i.e. profondità della sezione), caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso e caratteristiche meccaniche del rivestimento della galleria.

La profondità delle sezioni trasversali varia da circa -60 m a -200 m. Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso sono state individuate tre diverse zone in base alla percentuale di classi del parametro GSI (Geological Strength Index). Le zone d'imbocco e quella centrale della galleria sono caratterizzate da una presenza della classe $GSI < 35$ in quantità limitata (percentuale inferiore al 30-40%). Nelle due zone vicine a quella centrale ci si attende invece una maggiore frequenza per questa classe di GSI (40-50%). In funzione delle qualità meccaniche della roccia sono state definite 4 diverse tipologie di supporto, che si differenziano per lo spessore del rivestimento definitivo in c.a. (da 35 a 95 cm) e per i dettagli del rivestimento primario.

Considerando la fase di progettazione in cui ci si trova e le informazioni a disposizione, si è deciso di valutare la fattibilità tecnico-economica strutturale in ottica sismica, utilizzando l'approccio dell'analisi di rischio attraverso le curve di fragilità. Una volta stabilito il valore dell'accelerazione del terreno atteso al sito di costruzione (ovvero della PGA), le curve di fragilità permettono di valutare la probabilità di avere un particolare livello di danno sismico sulla struttura. Una volta stabilita questa probabilità, è possibile valutare le potenziali conseguenze e quindi è possibile stabilire se il progetto della galleria è compatibile con l'azione sismica. I risultati forniti nel presente documento permetteranno anche di indirizzare le analisi di maggior dettaglio che caratterizzano le fasi successive di progettazione (es. progetto definitivo ed esecutivo).

Sono state utilizzate due tipi di curve di fragilità, entrambe pubblicate su riferimenti internazionali:

- (i) The American Lifelines Alliance (ALA, 2001). Sono state utilizzate le curve per gallerie scavate in roccia in condizioni da scadenti a medie. Queste curve, che sono riportate in Figura 13, non sono distinte in funzione della profondità della sezione.
- (ii) (ii) Tunnelling and Underground Space Technology (Andreotti e Lai, 2019: Use of fragility curves to assess the seismic vulnerability in the risk analysis of mountain tunnels). Queste curve, che sono riportate in Figura 14, si differenziano in funzione della profondità, sono specifiche per rivestimenti in c.a. e valori di $GSI \leq 35$. A queste curve è stato applicato un fattore di sicurezza pari a 0.7.

Dalle figure 13 e 14 si può notare che anche quando si considera la condizione peggiore, ovvero condizioni geomeccaniche scadenti ($GSI < 35$) e azione sismica con $TR = 1950$ anni con $PGA = 0.071$ g su roccia affiorante

(classe di suolo A), si ha una probabilità nulla di avere danneggiamento sismico. L'analisi di rischio sismico per quanto riguarda il danneggiamento strutturale (vedi Figura 15) definisce quindi un rischio sismico basso, indicando che non si prevedono problemi di fattibilità derivanti dall'azione sismica.

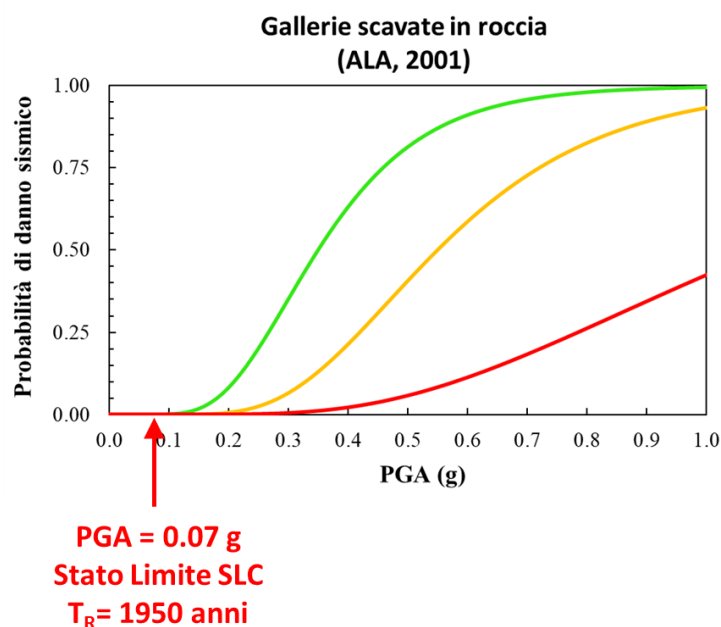


Figura 13 – Curve di fragilità ALA (2001) per gallerie scavate in roccia in condizioni da scarse a medie.

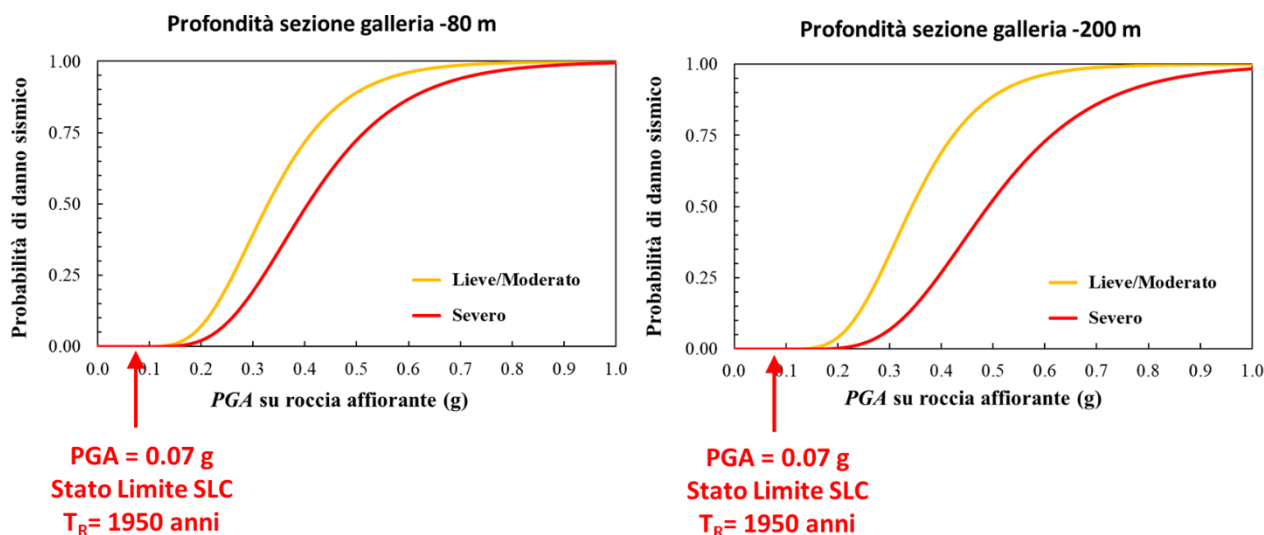


Figura 14 – Curve di fragilità pubblicate su Tunnelling and Underground Space Technology (Andreotti e Lai, 2019) per gallerie scavate in roccia con rivestimento in c.a., $GSI \leq 35$ e profondità della sezione pari a -80 m (sinistra) e -200 m (destra).

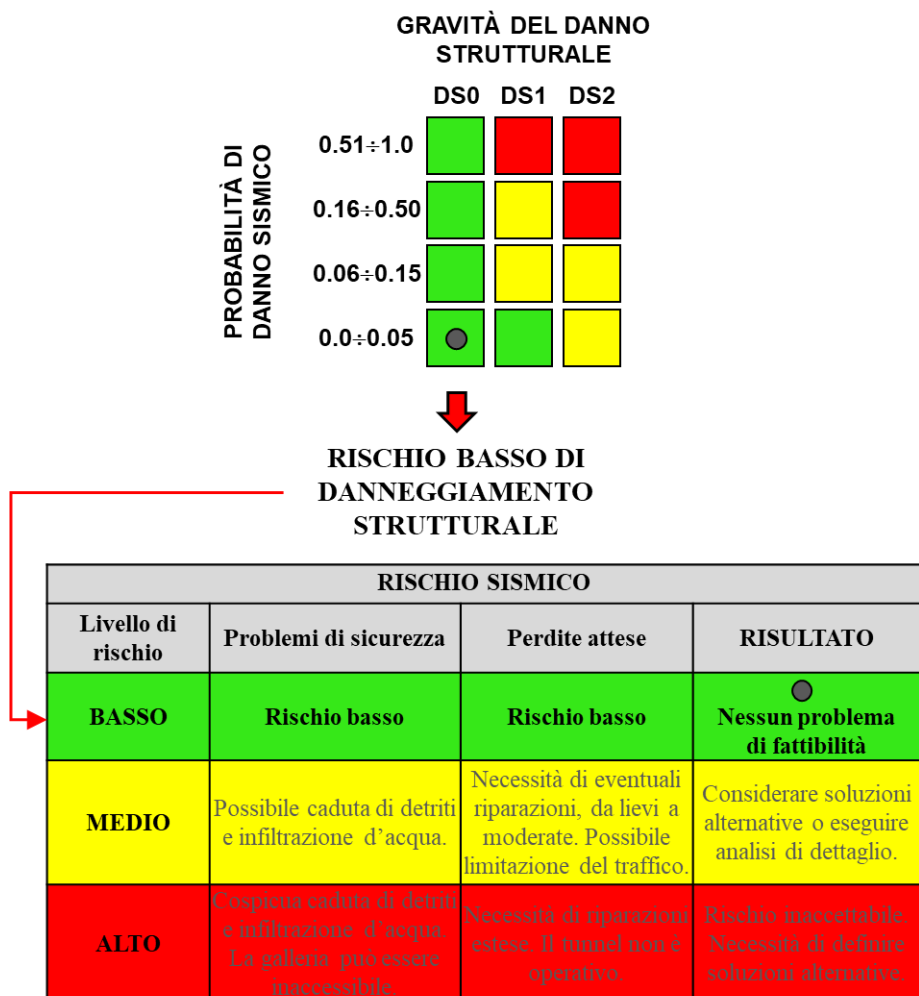


Figura 15 – Analisi di rischio sismico sulla galleria riguardante i danni strutturali.

COMUNE DI BEMA

"COMPLETAMENTO DEI LAVORI CONCERNENTI LA FRANA DI BEMA SUL TORRENTE BITTO -
REALIZZAZIONE ED ADEGUAMENTO DEL COLLEGAMENTO VIARIO COL FONDOVALLE"

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE



3 RELAZIONE SULLE STRUTTURE

3.1 INTERVENTI A CIELO APERTO

3.1.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Lungo i primi 400 m il progetto prevede la modifica altimetrica del tracciato mediante la realizzazione di rilevati in terra rinforzata, per i primi 355m, e di circa 45m di rilevato (come mostrato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**a) di altezza massima 6m.

La scelta della terra rinforzata è stata motivata dai seguenti due aspetti:

- 1) vincolo spaziale idrogeologico generato dal letto del T. Bitto di Gerola. La realizzazione di un rilevato "classico" avrebbe infatti generato delle scarpate inevitabilmente troppo large ed incompatibili con lo spazio a disposizione. L'utilizzo della terra rinforzata permette invece di realizzare rilevati con superfici verticali che eliminano l'impatto planimetrico delle scarpate. Va sottolineato che lo stesso risultato poteva essere ottenuto optando per una soluzione "sopraelevata" (es. viadotto/ponte) ma che avrebbe comportato un costo indubbiamente superiore dell'opera.
- 2) Possibilità di riutilizzo del materiale proveniente dallo scavo della galleria naturale e delle sezioni in trincea e a mezzacosta.

In basso si mostra la sezione tipologica per il tratto in terra rinforzata.

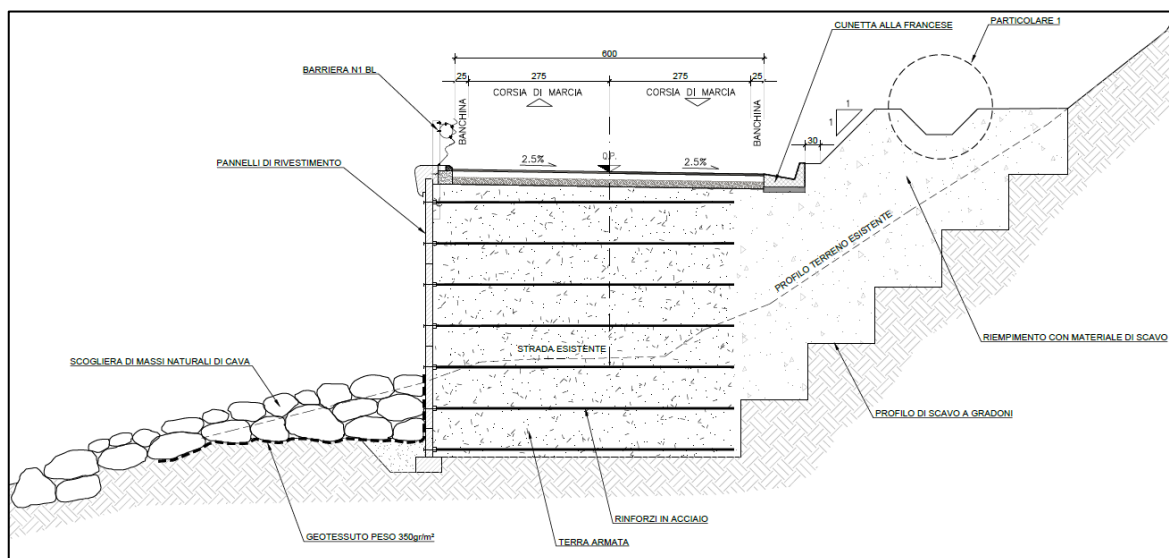


Figura 16: sezione tipologica per il tratto in terra rinforzata

Nella zona di approccio alla galleria naturale invece, dove il tracciato si avvicina alle quote stradali esistenti, la terra rinforzata lascia il posto ad un rilevato basso con le caratteristiche indicate in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**a.

Lungo il piede del rilevato in terra rinforzata è prevista la realizzazione di una scogliera con massi di cava con volume non inferiore a m³ 0,50 e peso superiore a 1250 kg per far fronte ai fenomeni di erosione indotti dal torrente Bitto nei periodi di piena¹. Alla base della scogliera si prevede l'installazione di un geotessuto con peso non inferiore a 350 g/m².

¹ Nelle successive fasi di progettazione sarà necessario incorporare i risultati dello studio idraulico sviluppato dal prof. Franzetti per definire i livelli di massima piena del torrente Bitto di Gerola.

3.1.2 COMPONENTI STRUTTURALI DELLA TERRA RINFORZATA

La struttura della terra rinforzata è composta da:

- pannelli prefabbricati in calcestruzzo, con superficie a vista liscia, spigoli vivi, armati con ferri ad aderenza migliorata. Questi vengono controllati in stabilimento ed assemblati mediante incastri perno/manicotto ottenendo così una superficie verticale come si vede in Figura 17.
- Elementi di rinforzo nastriformi in acciaio caratterizzati da modanature superficiali per massimizzare l'aderenza (Figura 18). Tali elementi sono rivestiti tramite processo di zincatura a caldo per assicurare le caratteristiche di durabilità richieste.



Figura 17: Esempio di rilevato in terra rinforzata in contesti montani



Figura 18: Messa in opera di rinforzi per terra rinforzata

3.1.3 FASI ESECUTIVE PER LA REALIZZAZIONE DELLA TERRA RINFORZATA

La realizzazione delle opere in terra rinforzata verrà realizzato in base alle seguenti fasi costruttive:

- 0) Chiusura al traffico della strada esistente SP 8 dir. A e cantierizzazione (con eventuale rilocalizzazione di sottoservizi);
- 1) Scarificazione dei manti stradali esistenti, disfacimento della sovrastruttura stradale e demolizione della massicciata stradale esistente;

- 2) Scavo di sbancamento (lato monte) con eventuale messa in sicurezza e riprofilatura delle scarpate con rete e paramassi o bullonatura sistematica;
- 3) Scavo di preparazione del piano di posa attraverso la realizzazione di gradoni inclinati verso l'interno del rilevato;
- 4) Realizzazione della fondazione della terra rinforzata;
- 5) Realizzazione del rilevato in terra rinforzata per strati successivi seguendo le sottofasi:
 - a. Posa dei pannelli prefabbricati
 - b. Posa degli elementi di rinforzo,
 - c. Riempimento e costipamento del materiale di riporto.
- 6) Completamento della sede stradale: installazione cordolo di coronamento sui pannelli prefabbricati, installazione dell'arredo stradale e realizzazione della sovrastruttura stradale e relativo manto.

3.1.4 PRINCIPIO DELLE TERRE RINFORZATE

Il sistema della terra rinforzata si basa sul principio di migliorare le caratteristiche meccaniche del terreno conferendogli resistenza a trazione. I terreni sono caratterizzati da una resistenza a compressione significativa, che dipende dalle loro caratteristiche intrinseche e dalla loro storia tensionale, ma non possiedono resistenza a trazione. Il sistema composito realizzato con elementi resistenti a trazione e terreno è un sistema dotato di caratteristiche meccaniche superiori di quelle del solo terreno.

I rinforzi rivestono la funzione chiave dell'opera poiché assolvono la funzione di assorbire gli sforzi di taglio che i terreni, presenti nell'intorno, non sono in grado di sostenere. Il terreno impiegato per realizzare le opere in terra rinforzata si definisce rilevato strutturale e rappresenta, insieme ai rinforzi, la parte più importante dell'intera opera.

3.1.4.1 Interazione tra terreno e rinforzo

Adottando il criterio tradizionale di Mohr-Coulomb per rappresentare il comportamento del sistema ibrido e ammettendo che il contributo reso disponibile dal rinforzo sia pari alla massima resistenza a trazione che il materiale è in grado di attivare, il suo stato limite ultimo corrisponderà, ovviamente, al valore di rottura.

Il materiale composito (terreno-rinforzo) è rappresentabile, sul piano di Mohr, come se fosse un terreno dotato di coesione efficace c'_r (Schlosser e Long, 1972).

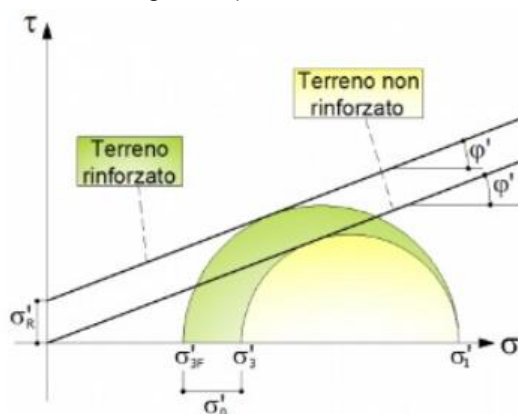


Figura 19: Rappresentazione della coesione apparente associata alle terre rinforzate sul piano di Mohr.

3.1.4.2 Criteri di dimensionamento

IL dimensionamento delle opere in terra rinforzata segue i dettami imposti dall'attuale normativa vigente NTC2018 e può essere così riassunto:

- Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU) di tipo geotecnico (GEO) e del corpo rigido (EQU):

- stabilità del complesso opera-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento (EQU).
- Verifica allo Stato Limite Ultimo (SLU) di tipo Strutturale (STR) che prevede il raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, accertando che la condizione $E_d \leq R_D$ sia sempre soddisfatta.
 - L'azione di progetto E_d nel caso specifico è rappresentata dalla spinta del terreno, dai carichi accidentali stradali e dall'incremento di spinta dovuta all'azione sismica.
 - La resistenza di progetto R_D è considerata come la minore tra:

- La resistenza a sfilamento del rinforzo, calcolata con la relazione:

$$T_{pullout} = 2 * L_r * \sigma'_v * f_b * \tan \phi'$$

Dove:

L_r è la lunghezza efficace del rinforzo;

f_b è il coefficiente di pullout

σ'_v è la tensione efficace in direzione ortogonale al piano del rinforzo

- La resistenza a rottura del rinforzo, calcolata con la relazione:

$$T_{allow} = \frac{T_{nom}}{\prod FS_i}$$

Dove:

T_{nom} è la tensione nominale dei rinforzi;

FS_i sono i fattori correttivi che tengono conto di eventuali danneggiamenti in fase di posa, dell'aggressività di natura chimica dell'ambiente e dei fenomeni di creep.

Nella presente fase di studio di fattibilità, è stato considerato cautelativamente un rinforzo in acciaio zincato di sezione 50mmx4mm, S355 di lunghezza 7m.

3.2 OPERE IN SOTTERRANEO

3.2.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il progetto prevede la realizzazione di una galleria naturale per superare, sul versante destro del Torrente Bitto di Gerola, la frana di Bema. La galleria si innesta sulla strada SP 8 dir. A Nord in corrispondenza del ponte sul T. Bitto di Albaredo e si sviluppa per 773 fino all'innesto con il tracciato alla progressiva 0+452.

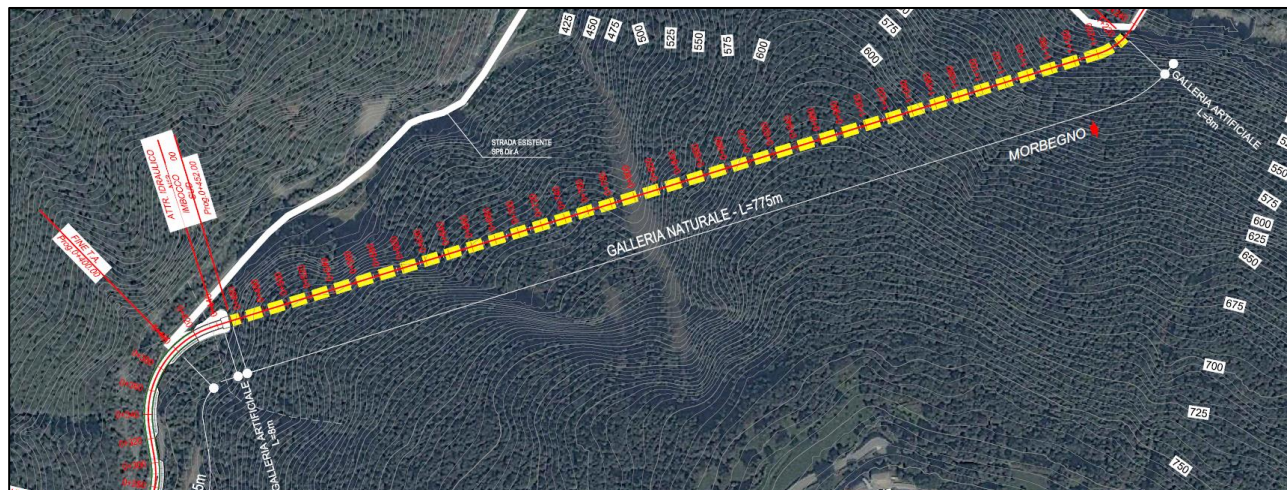


Figura 20: Planimetria della galleria naturale

In corrispondenza di entrambi gli imbocchi verrà realizzato uno scavo di sbancamento per alloggiare una galleria artificiale di lunghezza pari ad 8m.

La sezione funzionale della galleria naturale è stata studiata in modo da garantire la sicurezza per gli utilizzatori e la durabilità come previsto dalla normativa vigente. La descrizione delle soluzioni adottate è fornita al §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

3.2.2 METODO PER LA DEFINIZIONE DEI SUPPORTI IN GALLERIA

Per la definizione dei supporti in galleria è stato utilizzato in seguente approccio metodologico:

- Supporto di prima fase:
 - Suddivisione della galleria in zone omogenee
 - Analisi dei comportamenti di scavo attesi
 - Determinazione delle misure di mitigazione e definizione dei supporti di prima fase
 - Verifica preliminare dei supporti di prima fase
- Supporto definitivo:
 - Definizione dei carichi di lungo termine
 - Verifica preliminare del supporto definitivo secondo la normativa vigente NTC2018

3.2.3 SUPPORTO DI SCAVO DI PRIMA FASE: SUDDIVISIONE DELLA GALLERIA IN ZONE OMOGENEE

Lungo il profilo della galleria naturale è stato possibile identificare cinque zone omogenee per le quali sono stati identificati gli intervalli di confidenza dei principali parametri geotecnici (GSI e UCS) necessari per la definizione dei supporti di scavo [rif. 0895-IT-Bema-PFTE-STU-01-R0].

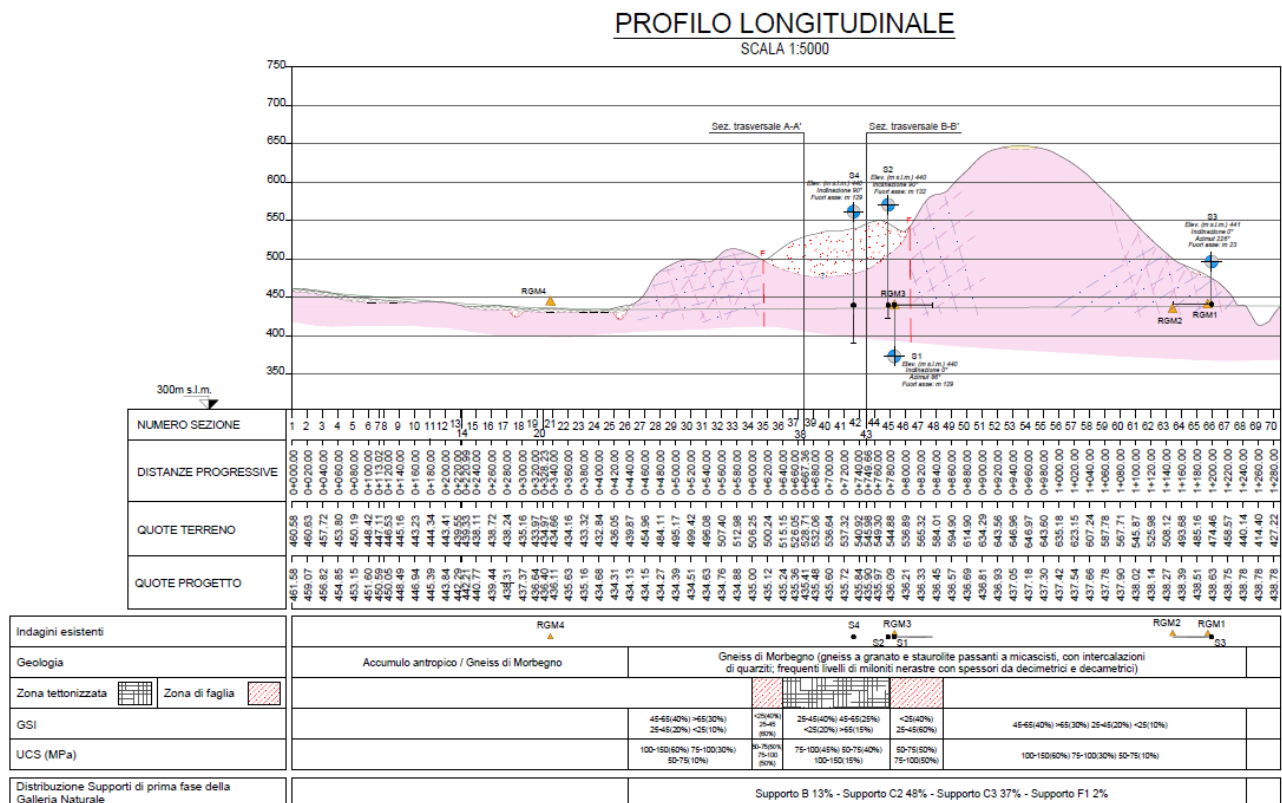


Figura 21: Profilo geomeccanico con identificazione delle zone omogenee

Tutte e cinque le zone omogenee ricadono nella formazione dello Gneiss di Morbegno e posso essere identificate tra le progressive:

- Zona 1: da pk. 0+452 (imbocco Sudovest) a circa pk 0+600 (faglia Sud delimitante il corpo di frana principale)
- Zona 2: Faglia Sud con spessore di circa 40m (assunta tra le pk. 0+600 e pk. 0+640)
- Zona 3: da pk. 0+640 circa a pk. 0+780 circa (zona interessata dal sottoattraversamento del corpo di frana)
- Zona 4: Faglia Nord con spessore di circa 70m (assunta tra le pk. 0+780 e pk. 0+850)
- Zona 5: da pk. 0+850 (attraversamento del massiccio roccioso caratterizzato dalle massime coperture) a pk 1+227 (imbocco Nord).

3.2.4 SUPPORTO DI SCAVO DI PRIMA FASE: ANALISI DEI COMPORTAMENTI DI SCAVO ATTESI

L'analisi dei comportamenti di scavo è stata realizzata prendendo in considerazione per ogni zona le analisi geostrutturali preliminari e le tensioni agenti alla quota della galleria (dipendenti dai carichi litostatici).

Nella Tabella 7 sono riassunti i diversi comportamenti di scavo atteso al variare dei parametri geostrutturali e della risposta deformativa del cavo.

Tabella 7: Schema generale dei comportamenti di scavo in funzione della variabilità geostrutturali (RMR) e della risposta deformativa della galleria

↓ Analysis →		Geostructural →		Rock mass				
				<u>Continuous</u> ↔ Discontinuous ↔ Equivalent C.				
Tensional ↓				RMR				
Deformational response ↓	δ_0 (%)	$R_{pl,max}/R_0$	Behavioural category ↓	I	II	III	IV	V
Elastic ($\sigma_g < \sigma_{om}$)	negligible	-	a	STABLE				
			b		INSTABLE			CAVING
Elastic - Plastic ($\sigma_g \geq \sigma_{om}$)	<0.5	1-2	c	SPALLING/ ROCKBURST	WEDGES			
	0.5-1.0	2-4	d					
	>1.0	>4	e					SQUEEZING
			(f)					

→ Immediate collapse of tunnel face ↑

3.2.4.1 Procedura di analisi

La definizione della risposta deformativa allo scavo della galleria è stata ottenuta integrando l'approccio probabilistico "Characteristic Curves Method (CCM)" (Carranza T., 2003-2004 solution), prendendo in considerazione:

- la deformazione radiale in corrispondenza del fronte di scavo ($\delta_0 = u_0/R_0$)
- il rapporto tra il plastico raggio plastico che si può generare nell'ammasso roccioso $R_{pl,max}/R_0$
- la tensione agente al livello della galleria

La procedura di calcolo può essere nel seguente modo:

- definizione delle distribuzioni probabilistiche di ogni parametro geomeccanico in funzione degli intervalli di variazione identificati;
- applicazione del metodo Monte Carlo con campionamento LHS (1000 iterazioni) per generare ogni possibile combinazione dei parametri geomeccanici;
- Applicazione del metodo della curva caratteristica (CCM) ad ogni combinazione di parametri per definire in maniera probabilistica le diverse categorie di comportamento.

La figura seguente riassume in maniera schematica la procedura di analisi sopra descritta.

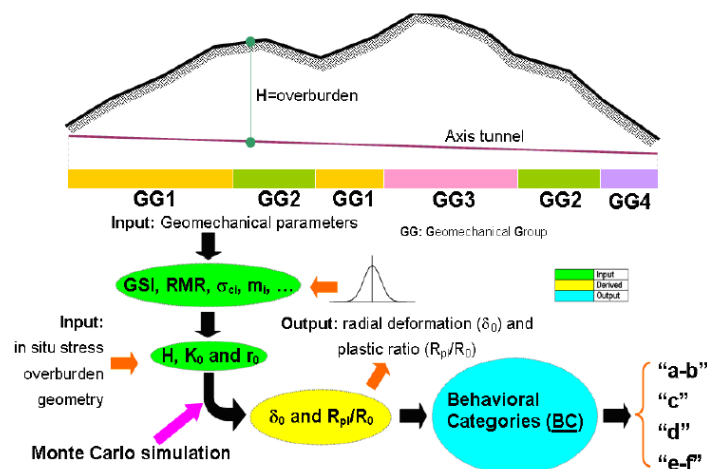


Figura 22: Approccio per la definizione dei comportamenti di scavo (Russo et al, 2006)

3.2.5 SUPPORTO DI SCAVO DI PRIMA FASE: DEFINIZIONE DEI SUPPORTI DI PRIMA FASE

Sulla base dei risultati dell'analisi di cui al precedente §3.2.4.1 è stato possibile individuare i supporti di prima fase opportuni considerando sia la specificità dei comportamenti allo scavo ottenuti che le esperienze accumulate da progetti in contesti simili.

Il seguente grafico indica l'associazione dei diversi supporti scelti per la galleria oggetto di studio con i comportamenti allo scavo previsti.

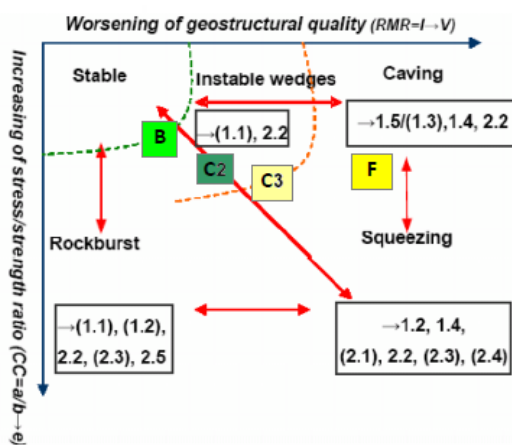


Figura 23: Misure di mitigazione in funzione dei comportamenti di scavo attesi (Russo & Grasso 2006-2007)

La stessa associazione può essere meglio riassunta nella Tabella 8.

Tabella 8: Criterio di applicazione dei supporti di prima fase

Comportamenti allo scavo	Classificazione geomeccanica		Descrizione del comportamento	Tipo di supporto di prima fase
	BC (*)	RMR		
Instabilità di cunei	"b"	II - I (RMR>60)	Instabilità di cunei; ammasso di buona qualità con risposta elastica allo scavo	B
Caduta di blocchi	"a/b" / "c"	IV (RMR=40-60)	Tendenza pronunciata alla caduta di blocchi; ammasso di qualità discreta con possibile generazione di una fascia plastica contenuta	C2
Instabilità gravitativa	"c"	IV (RMR=20-40)	Instabilità gravitativa; capacità di auto-sostegno ridotta in ammasso di condizioni scadenti, generalmente associato alla formazione di fasce plastiche moderate	C3
	"e" / "f"	V (RMR<20)	Instabilità gravitativa importante, con immediato collasso del fronte/contorno di scavo; qualità dell'ammasso molto scadente, formazione di grande fascia plastica.	F1

(*) Categorie di comportamento

Le misure di mitigazione che sono state prese in considerazione per le diverse classi di supporto sono riassunte in Tabella 9.

Tabella 9: Misure di mitigazione per i supporti di prima fase

#	Azioni	Esempi di misure di mitigazione
(1) Durante l'avanzamento dello scavo		
(1.1)	Pre-supporto di cunei instabili	Bulloni inclinati, ombrello di infilaggi, ...
(1.2)	Rinforzo dell'ammasso roccioso	Bulloni completamente iniettati, ...
(1.3)	Interventi di stabilizzazione per terreni scadenti	Iniezioni sub-orizzontali di jet-grouting, ...
(1.4)	Supporto del fronte	Cls proiettato, barre di rinforzo, elementi in vetroresina, ...
(1.5)	Rinforzo in avanzamento per terreni scadenti	Ombrello di infilaggi
(2) Durante lo scavo		
(2.1)	Convergenza	Sovra-scavo
(2.2)	Necessità di supporto di contrasto	Sistema di supporto composto da cls proiettato, centina, rete, i, ecc...
(2.3)	Rinforzo dell'ammasso roccioso	Bulloni completamente iniettati, ...
(2.4)	Deformazione controllata per il rilascio di grandi convergenze	Centine scorrevoli, cls proiettato provvisto di giunti, ...
(2.5)	Protezione contro la caduta massi	Bulloni, rete elettrosaldata, cls proiettato, ...

Considerando la distribuzione probabilistica dei comportamenti allo scavo ottenuti dalle analisi preliminari e le misure di mitigazione sopra descritte è stata ottenuta la distribuzione dei supporti di prima fase lungo la galleria naturale riassunta di seguito:

- Supporto tipo B: 13%
- Supporto tipo C2: 48%
- Supporto tipo C3: 37%
- Supporto tipo F1: 2%

3.2.6 VERIFICA PRELIMINARE DEI SUPPORTI DI PRIMA FASE

Nelle tabelle seguenti sono riportate le caratteristiche definite per ciascuna delle quattro classi di supporto adottate.

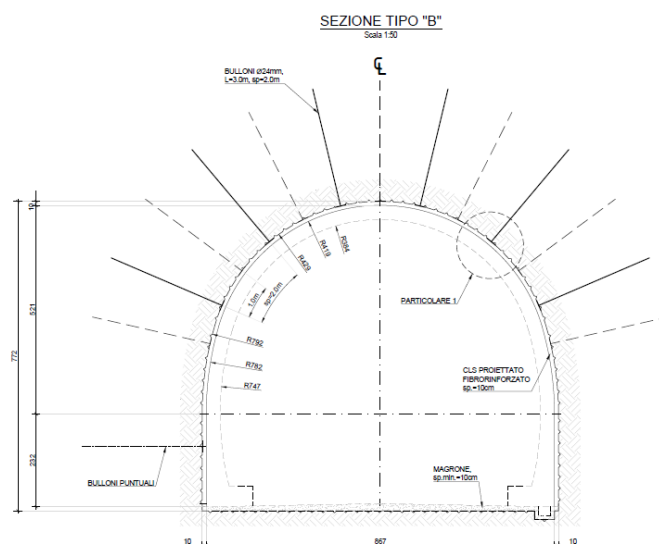


Figura 24: Sezione di supporto di prima fase tipo B

Tabella 10: Caratteristiche del supporto di prima fase tipo B

Caratteristiche del supporto di prima fase tipo B
Lunghezza di avanzamento considerata: 2m
Rinforzo sul perimetro di scavo (calotta + piedritti): 10cm cls proiettato fibrorinforzato (35kg/m ³)
Bullonatura sul perimetro di scavo sistematica (calotta): bulloni Φ 24mm, L=3m, Acciaio B450C, iniettati, maglia 2mx2m
Dreni in avanzamento eventuali: 2 dreni, L=6m

Sondaggio in avanzamento (sovrapposizione min. 10m)

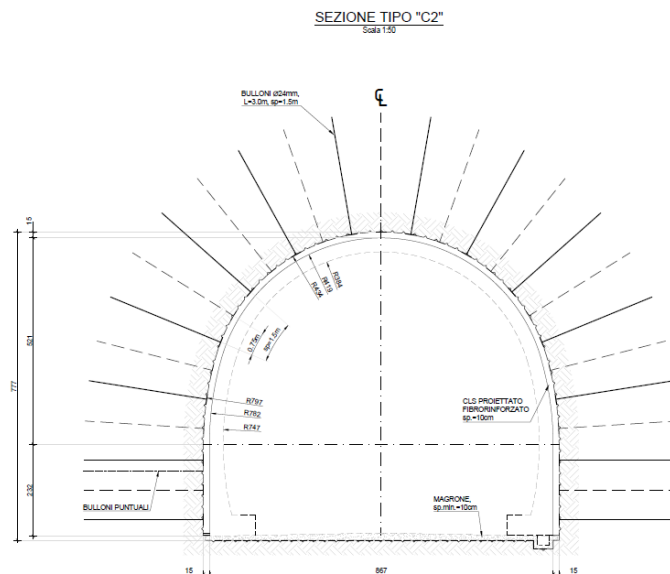


Figura 25: Sezione di supporto di prima fase tipo C2

Tabella 11: Caratteristiche del supporto di prima fase tipo C2

Caratteristiche del supporto di prima fase tipo C2	
Lunghezza di avanzamento considerata:	1,5m
Rinforzo sul perimetro di scavo (calotta + piedritti):	15cm cls proiettato fibrorinforzato (35kg/m ³)
Bullonatura sul perimetro di scavo sistematica (calotta+ piedritti):	bulloni Φ 24mm, L=3m, Acciaio B450C, iniettati, maglia 1,5mx1,5m.
Dreni in avanzamento eventuali:	2 dreni, L=6m
Sondaggio in avanzamento (sovrapposizione min. 10m)	

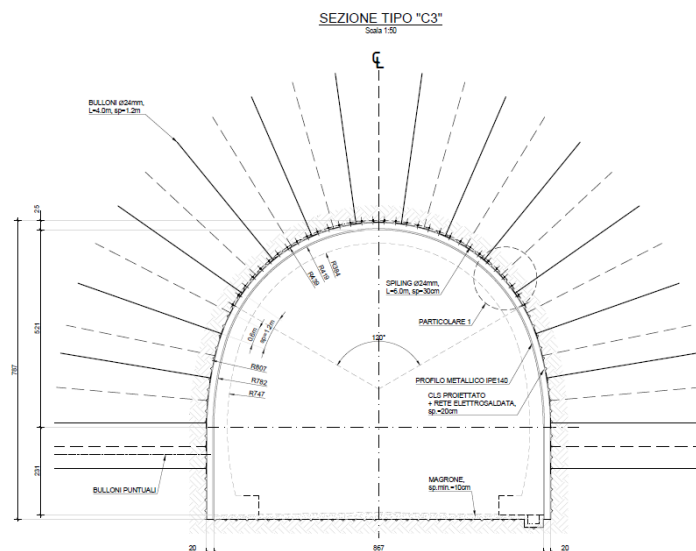


Figura 26: Sezione di supporto di prima fase tipo C3

Tabella 12: Caratteristiche del supporto di prima fase tipo C3

Caratteristiche del supporto di prima fase tipo C3	
Lunghezza di avanzamento considerata:	1,2m
Rinforzo sul perimetro di scavo (calotta + piedritti):	20cm cls proiettato + rete elettrosaldata Q221 + centina IPE140 (S275)
Pre-sostengo:	spiling Φ 24mm, L=6m, Acciaio B450C, sp.=30cm
Bullonatura sul perimetro di scavo sistematica (calotta+ piedritti):	bulloni Φ 24mm, L=4m, Acciaio B450C, iniettati, maglia 1,2mx1,2m.
Dreni in avanzamento eventuali:	2 dreni, L=6m

Sondaggio in avanzamento (sovrapposizione min. 10m)

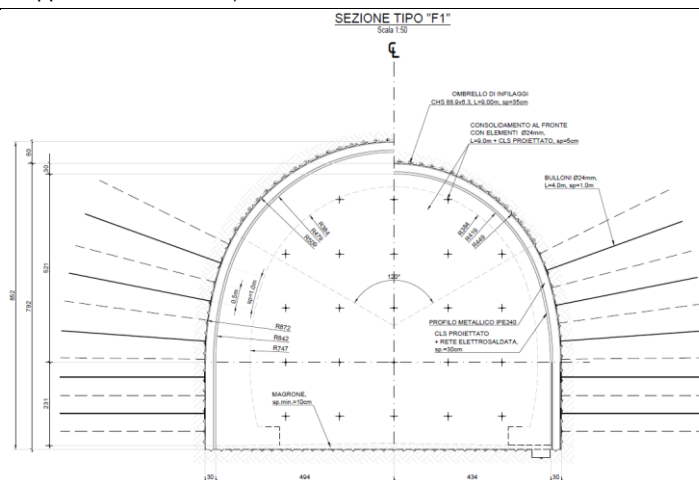


Figura 27: Sezione di supporto di prima fase tipo F1

Tabella 13: Caratteristiche del supporto di prima fase tipo F1

Caratteristiche del supporto di prima fase tipo F1
Lunghezza di avanzamento considerata: 1m
Rinforzo sul perimetro di scavo (calotta + piedritti): 30cm cls proiettato + doppia rete elettrosaldata Q221 + centina IPE240 (S275)
Pre-sostengo: ombrello di micropali CHS 88,9x6,3, L=9m, Acciaio S355, sp.=35cm
Bullonatura sul perimetro di scavo sistematica (piedritti): bulloni $\Phi 24$ mm, L=4m, Acciaio B450C, iniettati, maglia 1,4mx1,4m.
Dreni in avanzamento eventuali: 2 dreni, L=6m
Sondaggio in avanzamento (sovrapposizione min. 10m)
Sostegno del fronte: 5cm di cls proiettato + no. 23 elementi di rinforzo $\Phi 24$ mm, L=9m, Acciaio B450C, iniettati

Il dimensionamento dei vari elementi strutturali per i supporti di prima fase è stato eseguito in via preliminare nel presente studio di fattibilità utilizzando i seguenti approcci:

- Comportamento deformativo elastico (o con fascia plastica limitata al contorno di scavo) per supporto tipo B e C2: approccio empirico con grafico di Grimstad & Burton (1993)

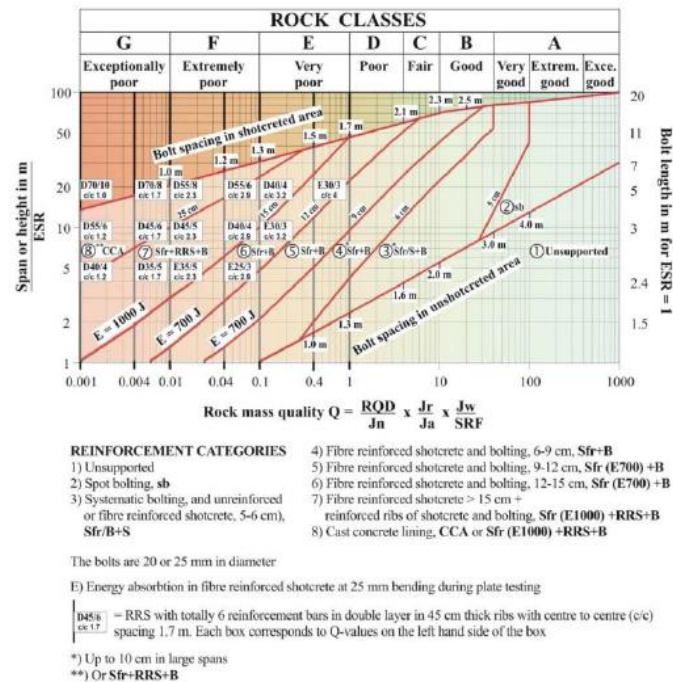


Figura 28: Metodo empirico di Grimstad & Burton per la definizione dei supporti in galleria (1986 e s.m.i.)

- Comportamento deformativo plastico per supporti C3 e F1: approccio con curva caratteristica per stimare l'affidabilità della struttura di supporto.

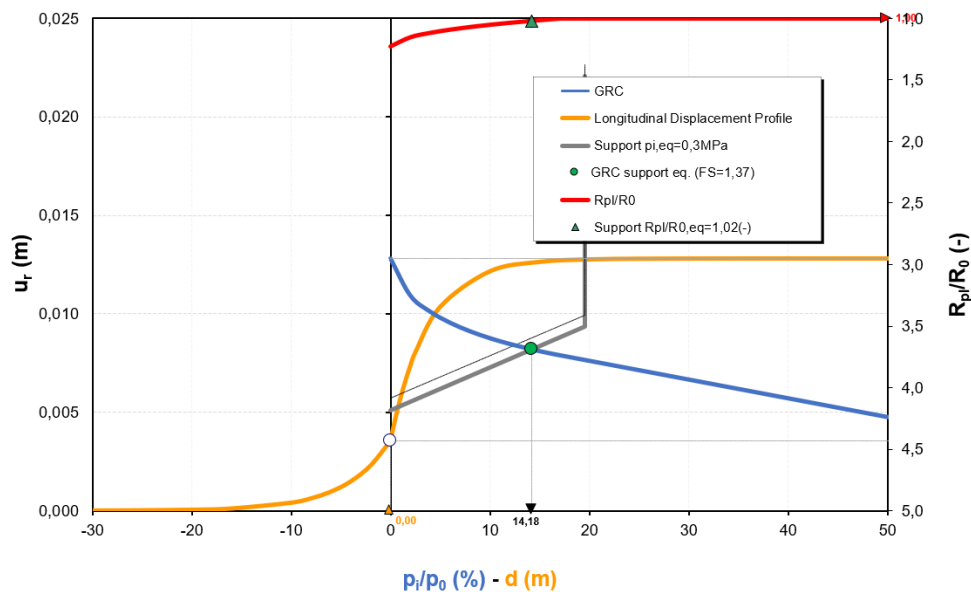


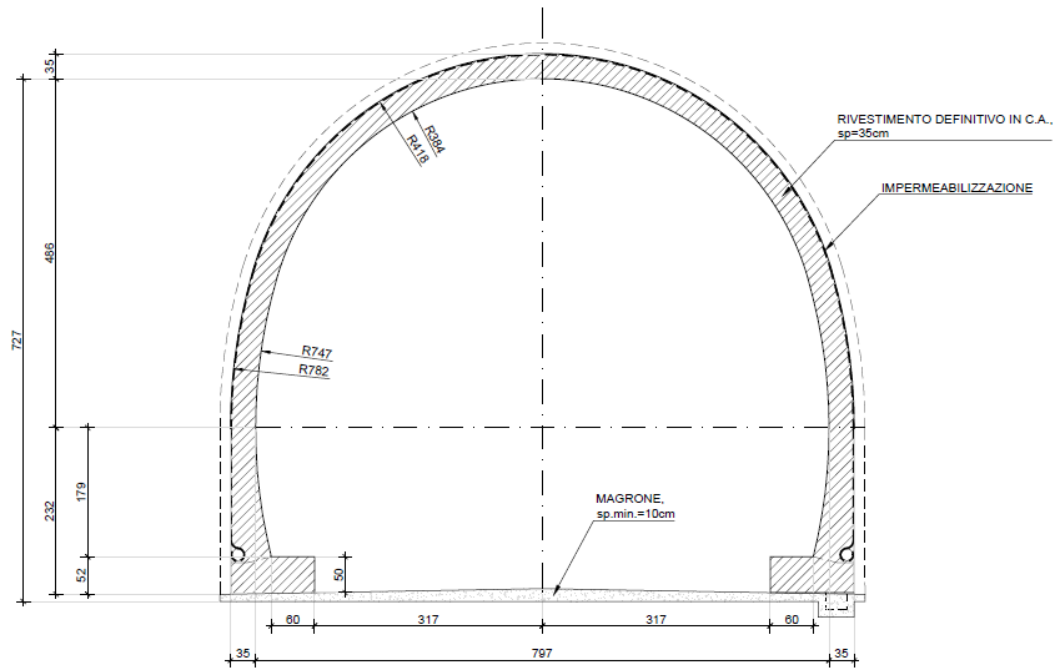
Figura 29: Metodo della curva caratteristica per la determinazione dell'affidabilità del supporto di scavo

3.2.7 SUPPORTO DEFINITIVO

Per garantire la durabilità della struttura della galleria è stata prevista la realizzazione di un rivestimento definitivo in calcestruzzo gettato in opera (C25/30) di 35cm di spessore come mostrato nelle carpenterie di Figura 30.

CARPENTERIA
SEZIONE TIPO "B-C2-C3"
Scala 1:50

a)



**CARPENTERIA
SEZIONE TIPO "F1"**
Scala 1:50

b)

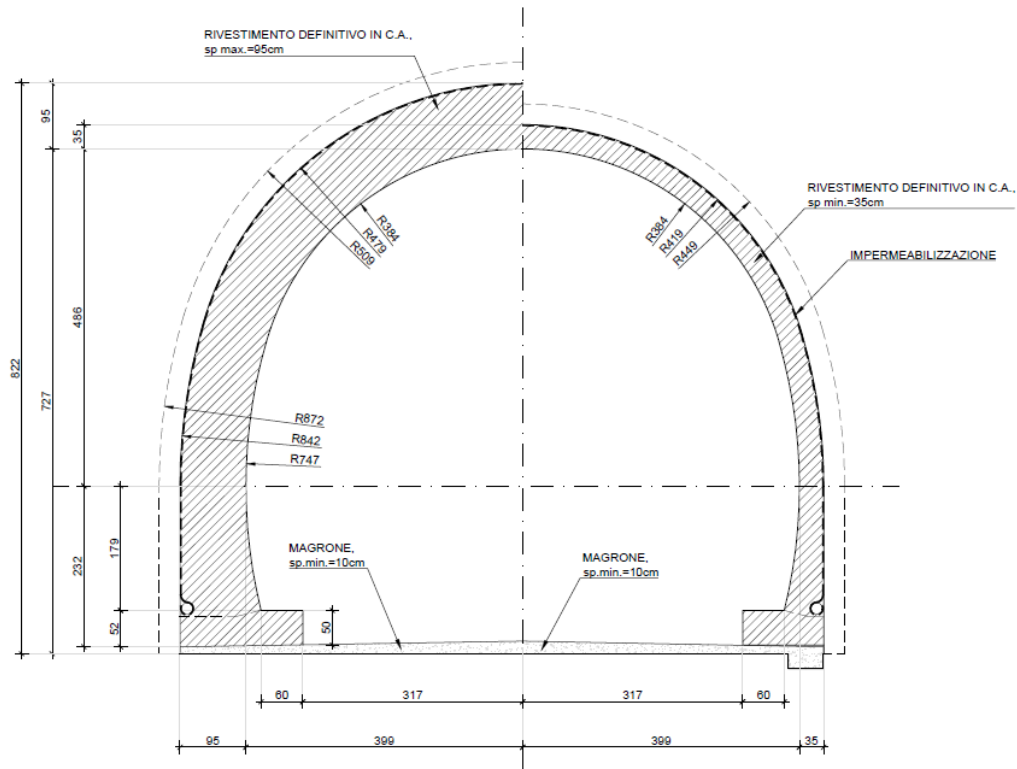


Figura 30: Carpenteria del rivestimento definitivo: a) carpenteria per geometria di supporti di prima fase B, C2 e C3; b) carpenteria per geometria di supporti di prima fase F1.

Tra il rivestimento di prima fase ed il rivestimento definitivo è presente uno strato di geo tessuto e una membrana PVC, opportunamente avvolte intorno ad un tubo in PVC forato, collocato all'estradosso del rivestimento definitivo, sul giunto di separazione tra calotta e piedritti. Il giunto è inoltre corredato da un waterstop. Questa configurazione è ideale per:

- Raccogliere all'esterno della galleria le acque d'ammasso garantendo un ambiente asciutto in presenza di impianti elettrici;
- convogliarle separatamente dalle acque di piattaforma;
- Evitare la formazione nel lungo termine di sovrappressioni all'esterno del rivestimento definitivo;
- Aumentare la durabilità del rivestimento definitivo.

Nella Figura 31: a) Dettaglio del tubo di drenaggio per la raccolta delle acque dell'ammasso roccioso; b) esempio di impermeabilizzazione con membrana in PCV per una galleria naturale. in basso si mostra il dettaglio del tubo di drenaggio ed un esempio di impermeabilizzazione in galleria realizzata con membrana in PVC.

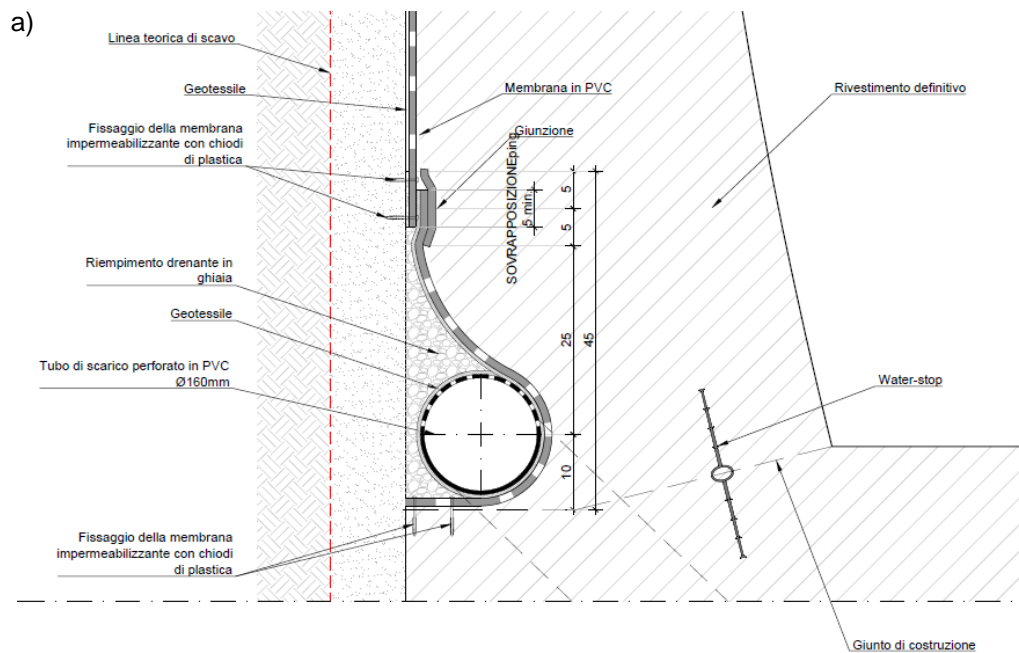


Figura 31: a) Dettaglio del tubo di drenaggio per la raccolta delle acque dell'ammasso roccioso; b) esempio di impermeabilizzazione con membrana in PCV per una galleria naturale.

3.2.7.1 Definizione dei carichi

La verifica preliminare del rivestimento definitivo è stata effettuata considerando due differenti situazioni di carico:

- tunnel profondo (copertura maggiore di 3 diametri); per il quale il carico in condizioni statiche generato dal volume di roccia è stato calcolato con la formulazione di Unal (1983) come si mostra in Figura 32.

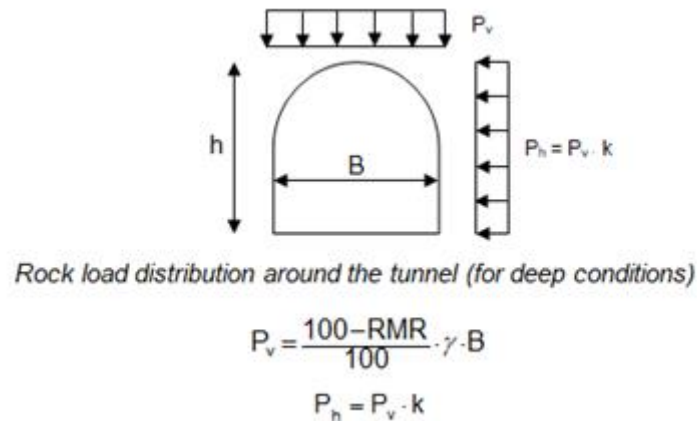


Figura 32: Formulazione del carico verticale ed orizzontale agente sul rivestimento di galleria a (Unal, 1983)

- Tunnel in condizioni superficiali (in prossimità degli imbocchi dove la copertura è minore 3 diametri); dove il carico di roccia gente è stato determinato con la formulazione di Terzaghi che si riporta in Figura 33.

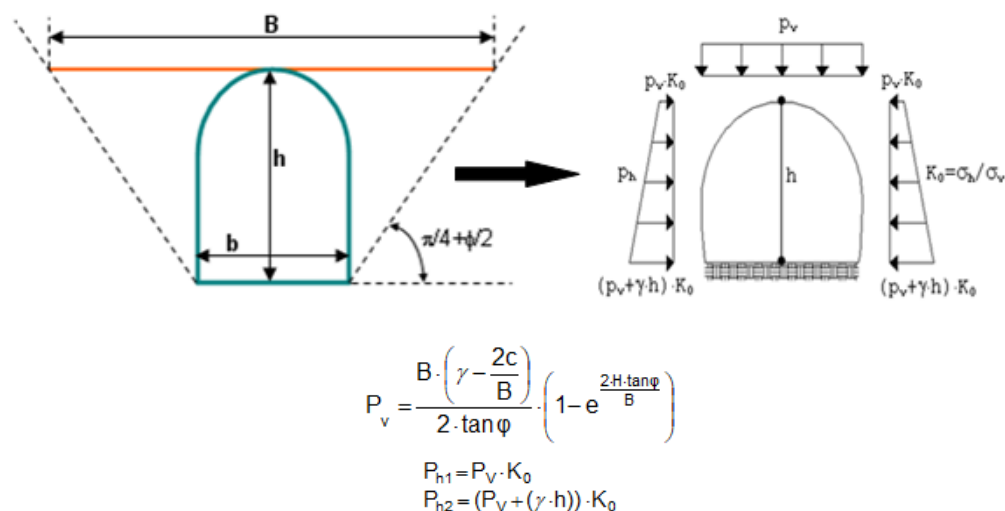


Figura 33: calcolo del carico agente sul rivestimento di galleria con il metodo di Terzaghi

Per entrambe le condizioni è stato preso in considerazione l'effetto sismico applicando, attraverso il metodo pseudostatico, un carico orizzontale uniformemente distribuito calcolato attraverso la formulazione di Wood (1973):

$$\Delta p_d = \frac{a_{z,max}}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

$$a_{z,max} = C \cdot a_{max,r}$$

Dove:

$a_{z,max}$ rappresenta l'accelerazione di picco alla profondità del tunnel

C rappresenta il rapporto tra l'accelerazione di picco massima e l'accelerazione di piccola alla profondità del tunnel (Power et al. 1996)

g rappresenta l'accelerazione di gravità

γ rappresenta il peso per unità di volume della roccia

H rappresenta l'altezza della galleria

S è un parametro dipendente dal tipo suolo/roccia

3.2.7.2 Approccio di calcolo: analisi strutturale

La verifica preliminare del rivestimento definitivo è stata condotta, in accordo alle NTC2018, in condizioni di Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite di Esercizio (SLE) considerando i carichi statici e pseudostatico di cui al §3.2.7.1 ed il modello strutturale mostrato in Figura 34 e Figura 35.

Nel suddetto modello il rivestimento definitivo è stato assimilato ad un elemento lineare, suddiviso in 39 elementi "beam" ognuno dei quali presenta i valori di rigidezza assiale e flessionale della sezione del rivestimento definitivo (altezza: 35cm, base: 1m). In ognuno dei 40 nodi del modello l'interazione roccia-terreno viene simulata applicando delle molle normali e tangenziali al rivestimento la cui rigidezza assiale è stimata con la formulazione di Galerkin:

$$K_n = \frac{E_d}{R_{eq} \cdot (1 + \nu)}$$

Dove:

E_d è il modulo elastico dell'ammasso roccioso

R_{eq} è il raggio equivalente della galleria

ν è il coefficiente di Poisson della roccia

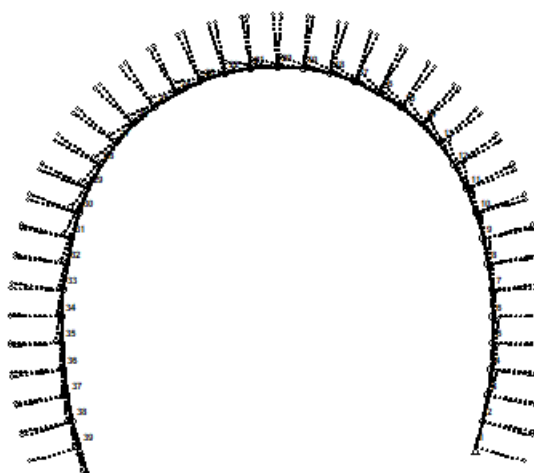


Figura 34: Schematizzazione strutturale del rivestimento definitivo della galleria

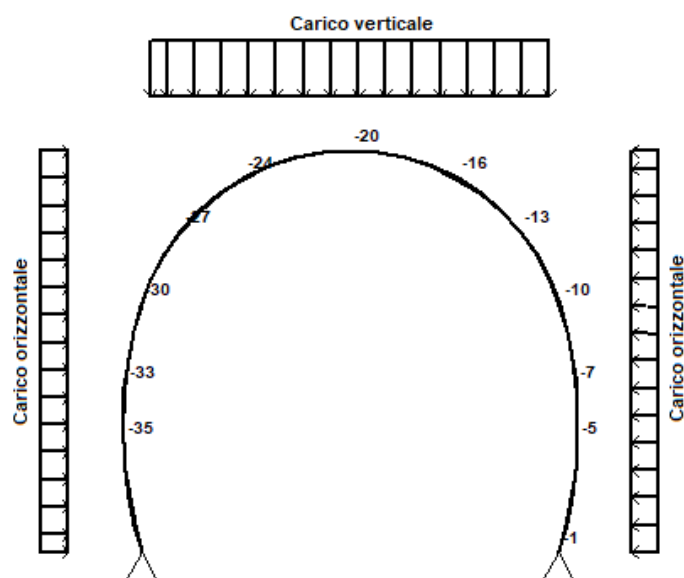


Figura 35: Schema dei carichi sul rivestimento definitivo della galleria

Su ogni singolo elemento "beam" sono state quindi condotte le verifiche imposte dalla normativa vigente:

- SLU (Statico e sismico):
 - Verifica a pressoflessione
 - Verifica a taglio
- SLE (statico):
 - Verifica a fessurazione
 - Verifica sulle tensioni di esercizio per il calcestruzzo
 - Verifica sulle tensioni di esercizio per l'acciaio di armatura
- Verifica di resistenza al fuoco

Per ognuna delle suddette verifiche si sono adottati i coefficienti riduttivi ed amplificativi indicati dalle NTC 2018.

4 CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI PER LE SUCCESSIVE FASI DI PROGETTAZIONE

L'analisi di rischio sismico condotta sulla galleria in progetto riguarda il danno sismico strutturale, ovvero la valutazione del danneggiamento "diretto" potenzialmente indotto dall'azione sismica. I risultati di questa analisi indicano che il rischio sismico è basso. Non si prevedono quindi problemi di fattibilità legati all'azione sismica. Nelle successive fasi di progettazione si raccomanda comunque di eseguire alcune analisi dinamiche e le verifiche di dettaglio (es. meccanismi duttili e fragili) per i tratti di galleria che presentano un valore di $GSI < 35$, per diverse profondità della sezione.

Nelle successive fasi di progettazione si raccomanda inoltre di verificare l'eventuale potenzialità di fenomeni franosi indotti da sisma o da eventi meteorici agli imbocchi o uscite della galleria. Questi sono i danni indiretti, ovvero i danni non strutturali che però possono generare problemi di sicurezza o di operatività della galleria.

La mappa di disaggregazione (Figura 4) indica che per il sito in esame i terremoti più probabili sono caratterizzati da una magnitudo $M < 5.5$ e distanza dalla faglia $r > 20$ km. Data la presenza di faglie attive a circa 5 km dal sito di costruzione (vedi Figura 12) e dato che però non si hanno informazioni precise riguardo alle potenzialità sismogenetiche di questo sistema di faglie si raccomanda di approfondire le conoscenze, almeno per quanto riguarda la caratterizzazione della magnitudo potenziale massima.