Comuni di Triora e Molini di Triora
Provincia di Imperia
Regione Liguria

INTERVENTI DI RIPRISTINO IN SEGUITO ALL'EVENTO ALLUVIONALE DEL 02/10/2020

PROGETTO DEFINITIVO

INTEGRAZIONI RICHIESTE DAL SETTORE DIFESA DEL SUOLO DI IMPERIA CON NOTA PROT. PG/2021/353069 DEL 4/11/2021

ELABORATO

E.1 - RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

VERSIONE ***01***

COMMITTENTE

RE++ s.r.l.
Via Fratelli Ceirano, n. 9
12100 CUNEO (CN)

PROGETTISTA
ING. M. GALFRÈ

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CUNEO
A1649 Dott. Ing. Marco Galfrè

PER LA SOCIETÀ

RE++ s.r.l.
Via F.lli Ceirano, 9 - 12100 CUNEO
Tel. 340 2570771
P.IVA / C.F. 03557700048
pec: repiupiuriz@legalmail.it

COLLABORATORE
ING. S. GIORDANO

Ordine Ingegneri Cuneo
ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CUNEO
A2471 Dott. Ing. Sara Giordano

LABORATORIO DI INGEGNERIA, ARCHITETTURA E AMBIENTE

LIAAM di Galfrè ing. Marco
via Toglia n. 3A - 12018 ROCCAVIONE (CN)
Tel. 347-2427265
e-mail: info@liaam.it
web: www.liaam.it
P. IVA 03483550046

ROCCAVIONE, novembre 2021

** Tutti i diritti riservati a termine di legge **

Pagina bianca per esigenze di stampa

1 Premessa 2

2 Normativa di riferimento 11

3 Materiali impiegati e resistenze di calcolo 12

4 Terreno di fondazione 12

5 Metodo di calcolo della spinta del terrapieno 13

6 Valutazione dell'azione sismica 14

7 Scenari di carico 16

7.1 Stato Limite Ultimo e di Salvaguardia della Vita 18

7.2 Stati Limite di Esercizio 20

8 Verifiche 22

8.1 Verifica a Ribaltamento 22

8.2 Verifica a Scorrimento 22

8.3 Verifica a Carico Limite 23

8.4 Verifica di Stabilità Globale 23

8.5 Progetto e Verifica degli elementi strutturali 24

8.6 Modello di Calcolo 24

9 Codice di calcolo impiegato 24

9.1 Denominazione 24

9.2 Sintesi delle funzionalità generali 25

10 Tabulati di calcolo 25

1 Premessa

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo, allegata al progetto strutturale di cui al paragrafo 10.1 del D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche delle Costruzioni" e della circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del C.S.LL.PP. relativa all'intervento di **sistemazione idraulica del Rio Capriolo a seguito dell'evento alluvionale del 02/10/2020 nel tratto sotteso dall'impianto idroelettrico di proprietà della società Re++ s.r.l., nei comuni di Triora e Molini di Triora.**

L'evento alluvionale del 2-3 ottobre 2020 ha determinato importanti fenomeni di erosione dell'alveo e delle sponde del Rio Capriolo, causando danni alla presa dell'impianto idroelettrico e scoprendo la condotta forzata in diversi punti. Inoltre, all'esterno dell'alveo, si sono generate alcune frane che hanno coinvolto il tracciato della condotta.

Il progetto di sistemazione idraulica prevede la realizzazione di interventi in alveo, sulle sponde e all'esterno dell'alveo del Rio Capriolo per garantire il ripristino e la messa in sicurezza dell'impianto. Tra gli interventi di sistemazione idraulica, si prevede la realizzazione ex novo di tre tratti di scogliera, descritti nel seguito:

- **Scogliera 2**: scogliera a protezione dell'erosione localizzata nel comune di Molini di Triora, in sinistra del Rio Capriolo, circa 100 m a valle della presa, in corrispondenza di un tratto di sponda particolarmente eroso; si prevede la realizzazione di una scogliera di altezza 2.50 m, inclinata di 40° rispetto alla verticale e di lunghezza 8.50 m, con fondazione di spessore 1.00 m, inclinata di 6° poggiante su marna affiorante e ricoprimento al piede di almeno 50 cm.
- **Scogliera 3**: doppia scogliera e terrapieno a protezione della condotta forzata collocata nel comune di Molini di Triora, in sinistra del Rio Capriolo, circa 150 m a valle della presa, in un'area in cui la condotta risulta scoperta in alcuni punti. Al fine di proteggere la sponda dall'erosione, si prevede la realizzazione di una doppia scogliera di lunghezza 41.50 m: la scogliera alla base presenta un'altezza di 3.50 m, la scogliera superiore, arretrata di circa 1.50 m rispetto alla testa della scogliera alla base, presenta un'altezza variabile da 2.00 a 1.50 m. Entrambe le scogliere risultano inclinate di circa 30° rispetto alla verticale. La scogliera superiore presenta una fondazione di spessore 0.50 m, per quella inferiore è prevista una fondazione di spessore 1.00 m, entrambe inclinate di 6°; si prevede un ricoprimento alla base pari a 1.00 m per la scogliera inferiore.
- **Scogliera 4**: scogliera situata nel comune di Triora, in destra del Rio Capriolo, circa 70 m a valle del ponte della SP n. 52; si prevede la realizzazione di 81 m di scogliera ad altezza variabile a seconda del profilo della sponda originario (altezza massima 2 m), a protezione della strada che si articola parallela alla sponda e della condotta forzata al di sotto. La scogliera presenterà una fondazione di spessore 1.00 m, inclinata di 6° e poggiante su marna affiorante.

La scogliera 2 sarà realizzata con massi ciclopici di diametro equivalente superiore a 0.75 m, mentre per le scogliere 3 e 4 si prevede l'impiego di massi con diametro equivalente superiore a 1.00 m, capaci di resistere a piene con tempo di ritorno superiore a 200 anni. La fondazione delle scogliere sarà realizzata in massi cementati e presenterà un ricoprimento di almeno 50 cm. La scogliera 3 inferiore verrà interamente realizzata con massi ciclopici cementati; per le restanti scogliere, si prevede la cementazione della sola fondazione, la parte fuori terra sarà realizzata senza l'utilizzo di calcestruzzo per favorire maggiormente l'integrazione paesaggistica.

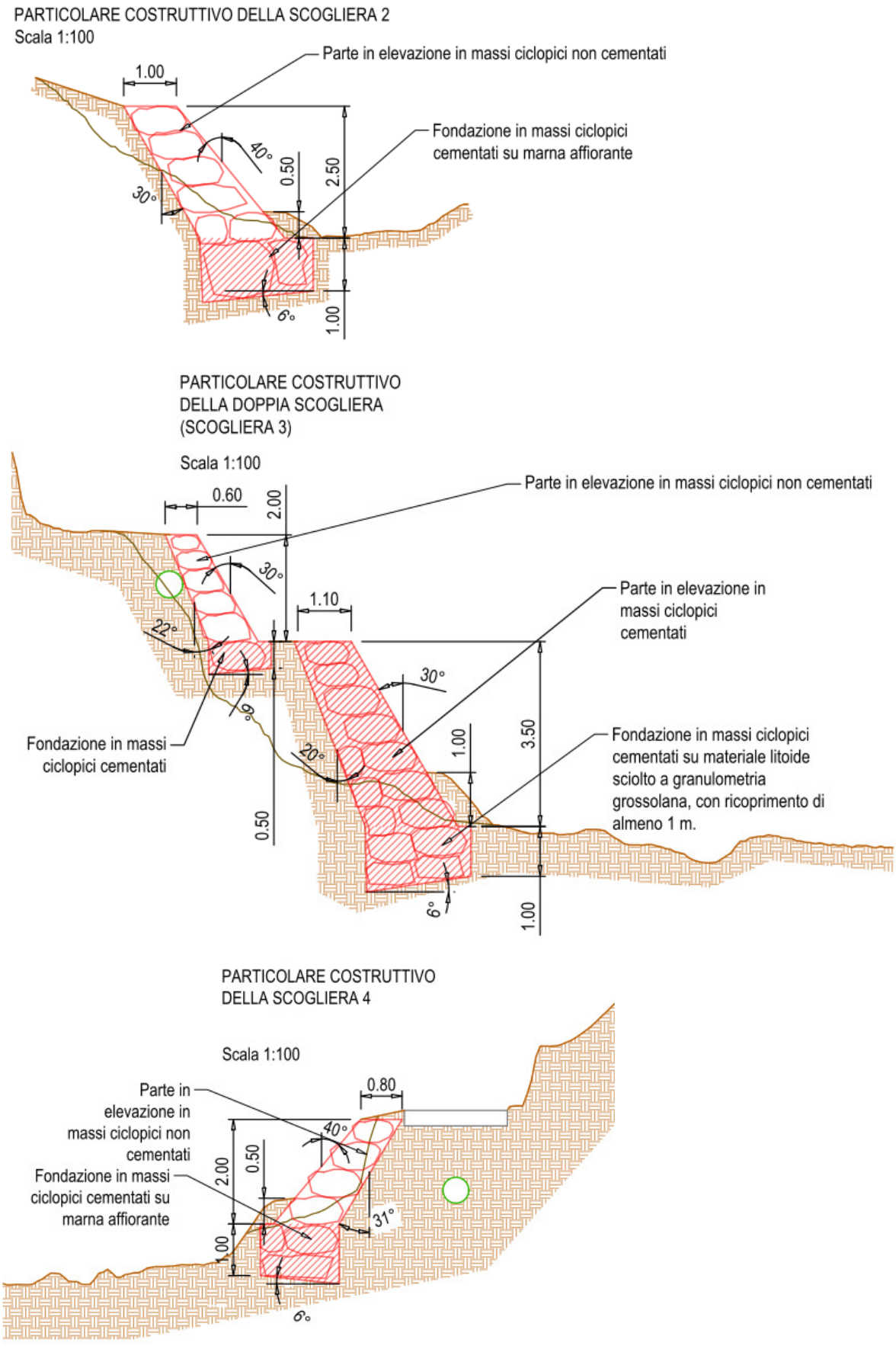


Figura 1 – Particolari costruttivi delle scogliere in progetto

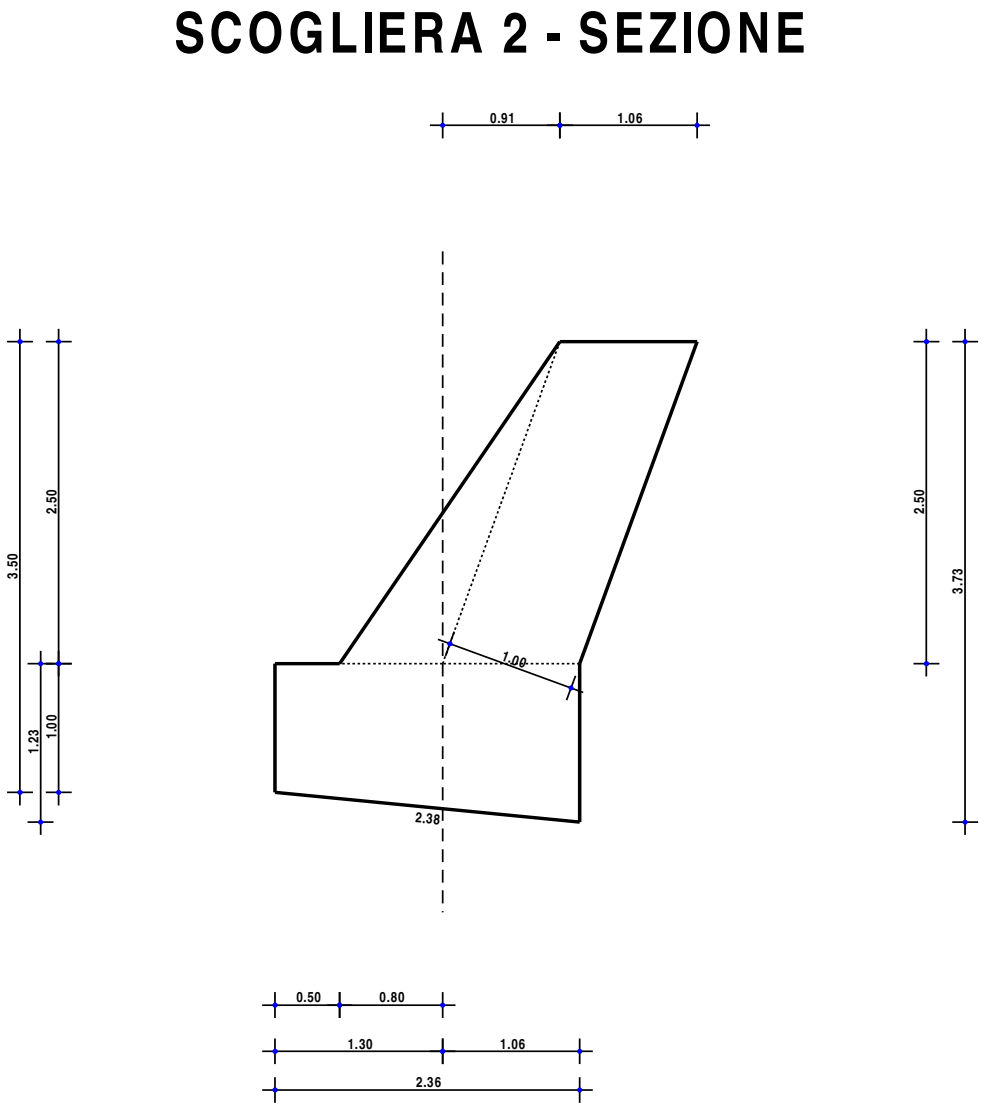
Per la verifica delle scogliere in progetto, a favore di sicurezza, si è previsto che:

- la fondazione non fosse cementata;
- per le scogliere 2 e 4, la fondazione non poggiasse su marna affiorante compatta ma su marna fratturata, con caratteristiche meccaniche più scadenti;
- per la scogliera 3, la scogliera a monte si fondasse su coltre eluviale, mentre quella a valle si fondasse su marna alterata.

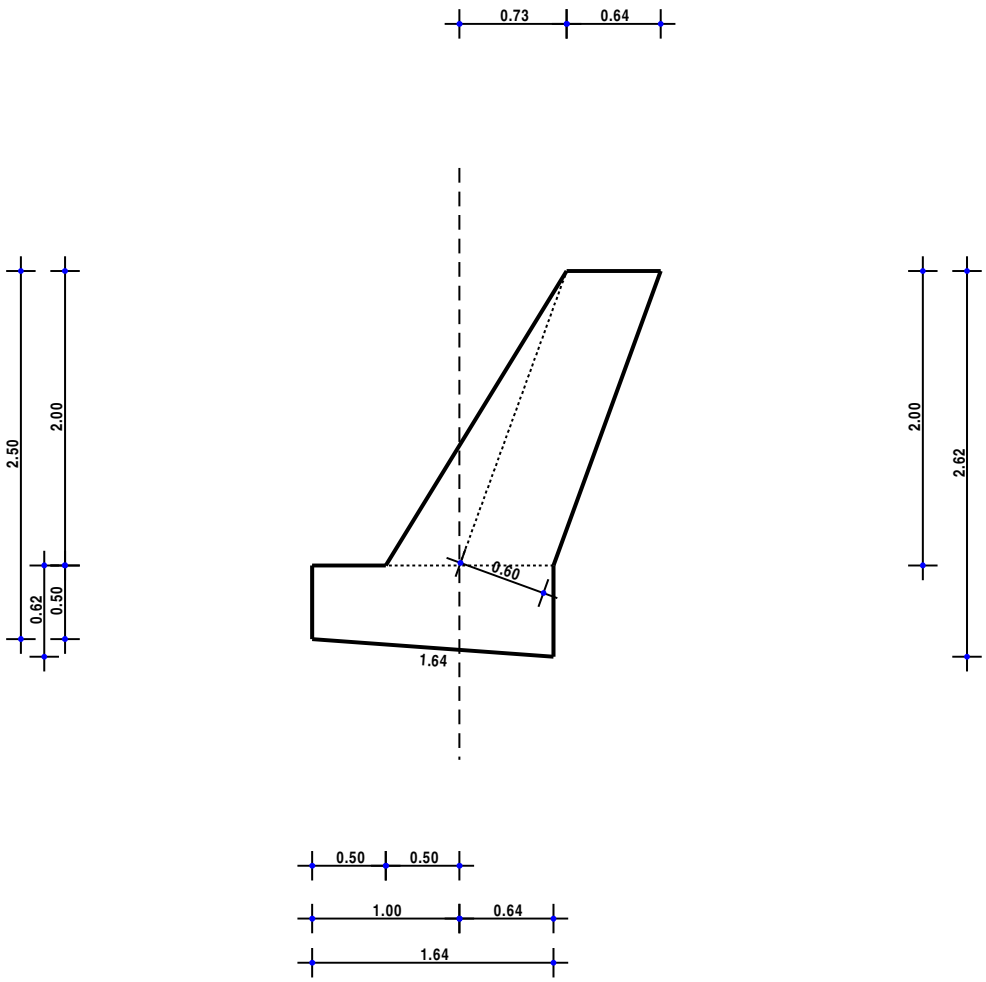
Per quanto riguarda la caratterizzazione geomeccanica e sismica dei terreni, si è presa a riferimento la Relazione geologica redatta dal dott. geol. Gian Stefano Oddera.

Vengono di seguito riportate delle viste, in sezione, allo scopo di consentire una migliore comprensione delle opere in oggetto della presente relazione:

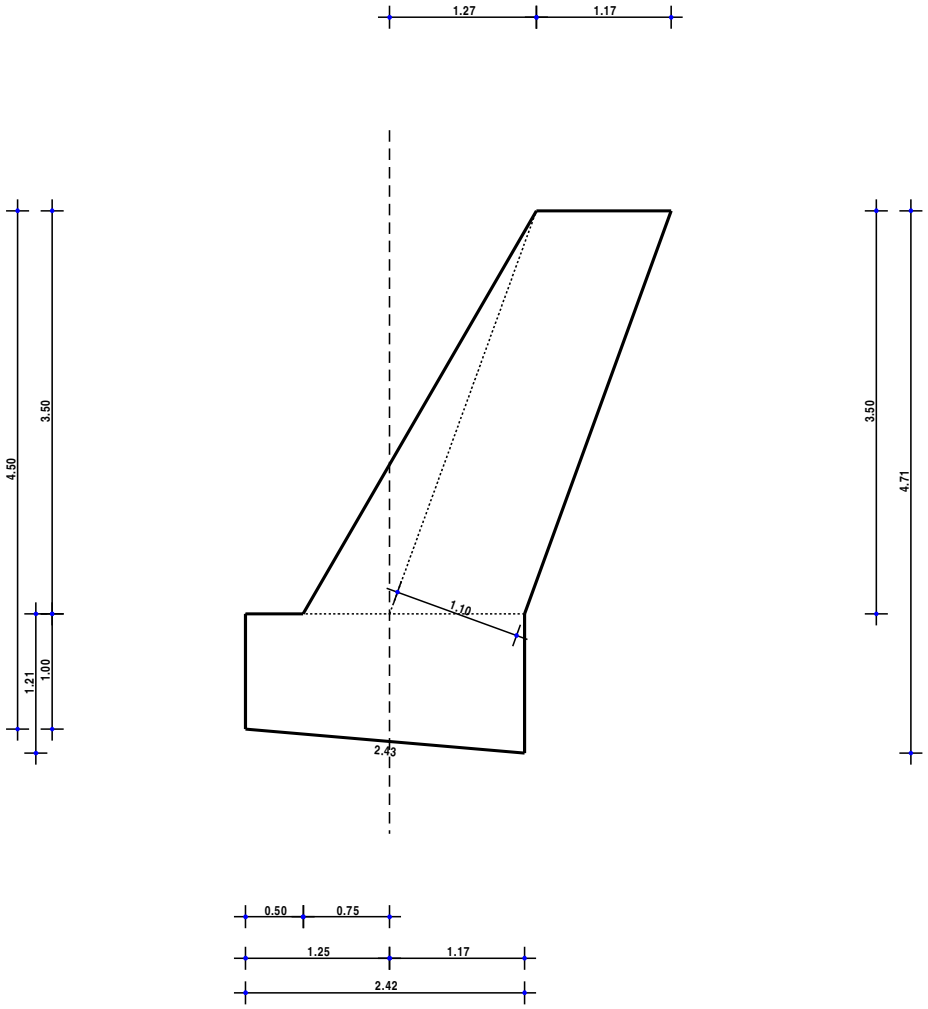
Vista in Sezione



SCOGLIERA 3_MONTE - SEZIONE

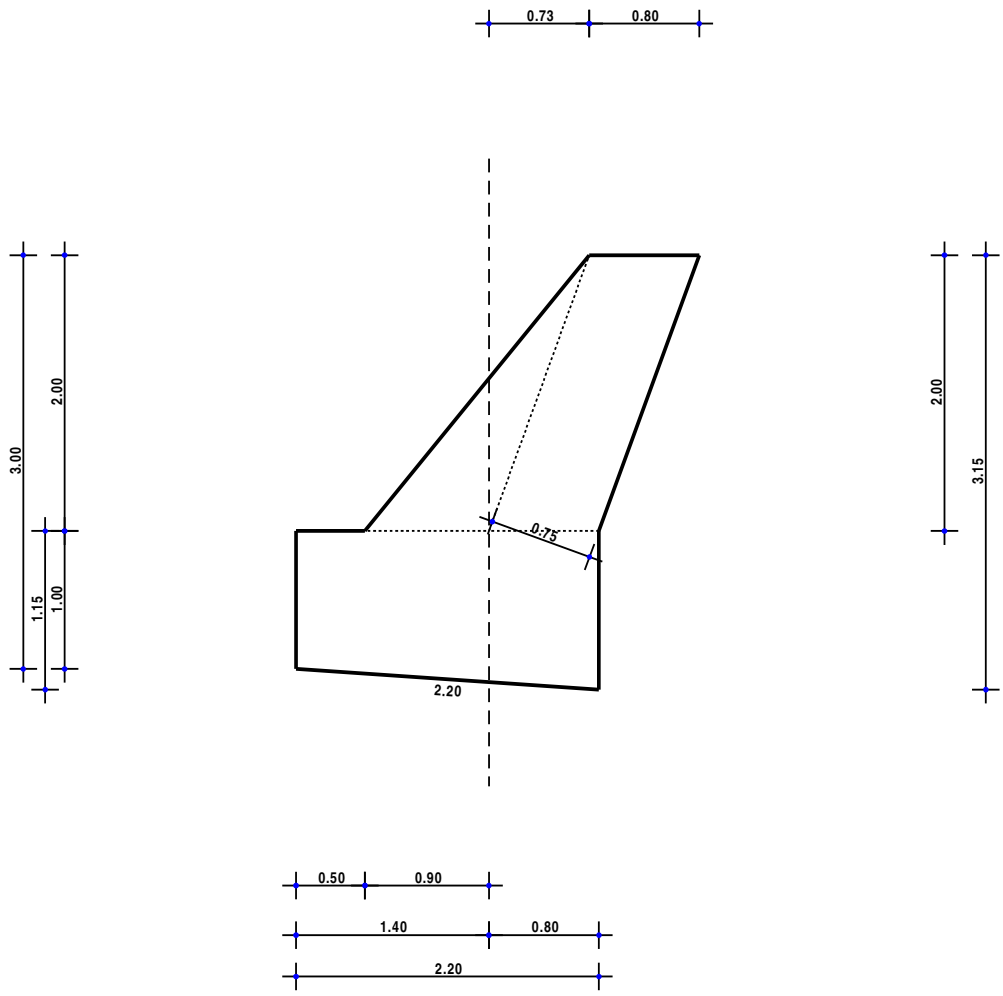


SCOGLIERA 3_VALLE - SEZIONE



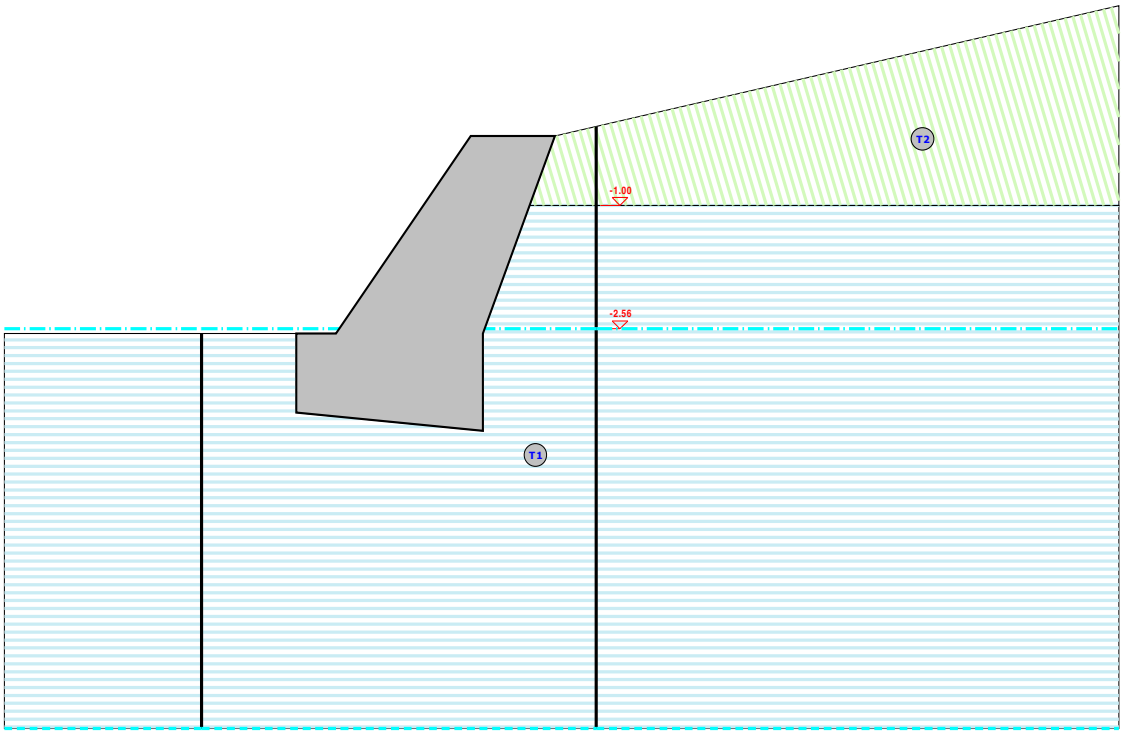
Scogliera 3_valle - Vista Sezione

SCOGLIERA 4 - SEZIONE



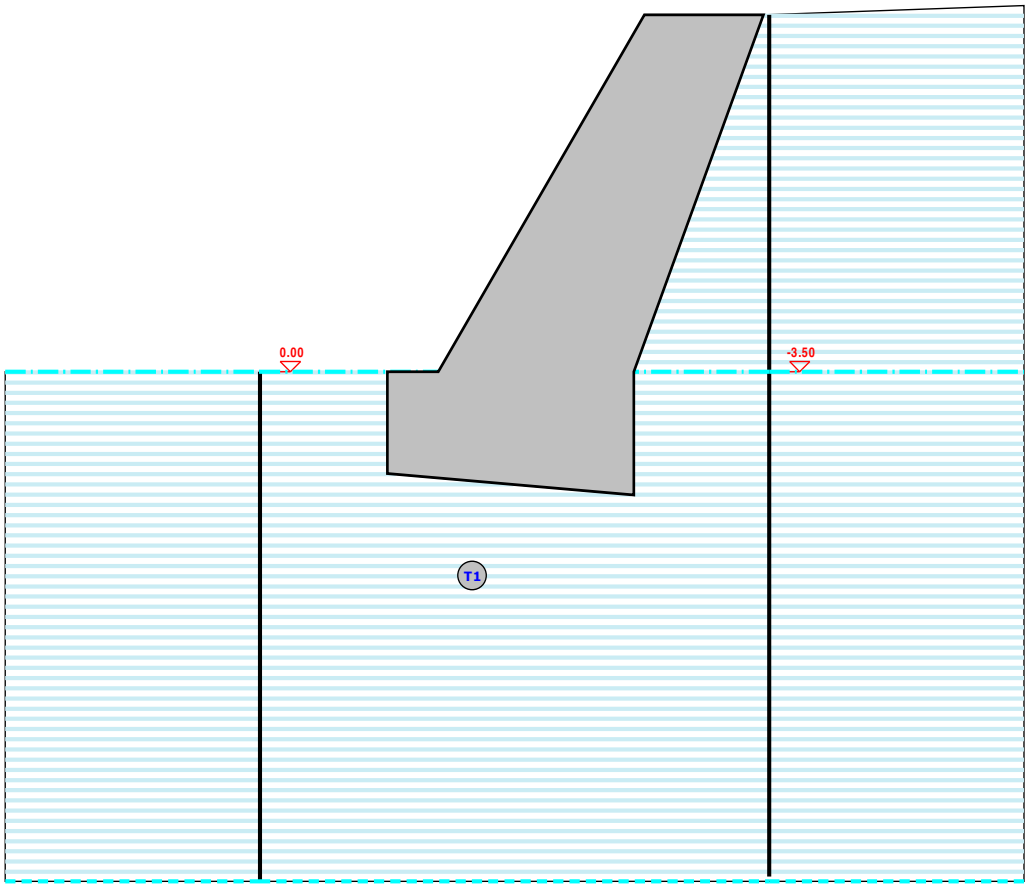
Vista Stratigrafica

SCOGLIERA 2 - STRATI



Strato	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	Cu	C'
T1	Depositi alluvionali	23000	24000	37.0°	0.00	0.20
T2	Coltre eluviale	16000	22000	30.0°	0.00	0.00

SCOGLIERA 3_VALLE - STRATI

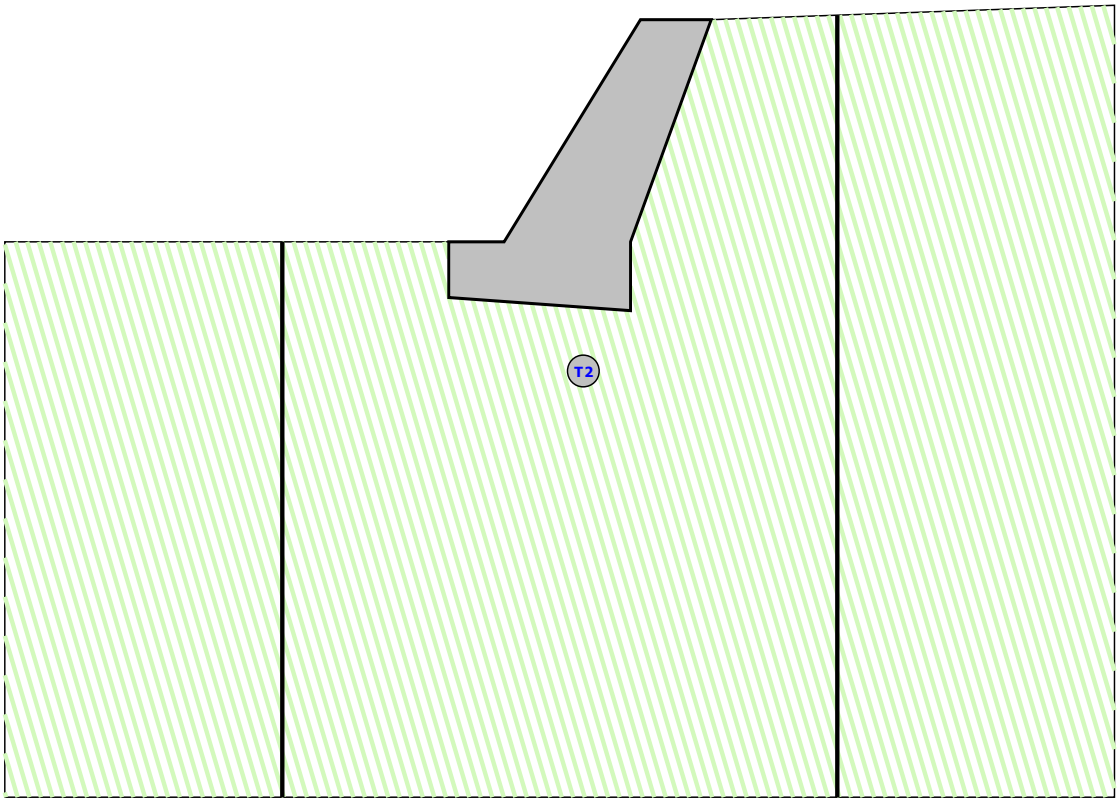


Strato	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	Cu	C'
T1	Depositi alluvionali	23000	24000	37.0°	0.00	0.20

Scogliera 3_valle - Vista Strati

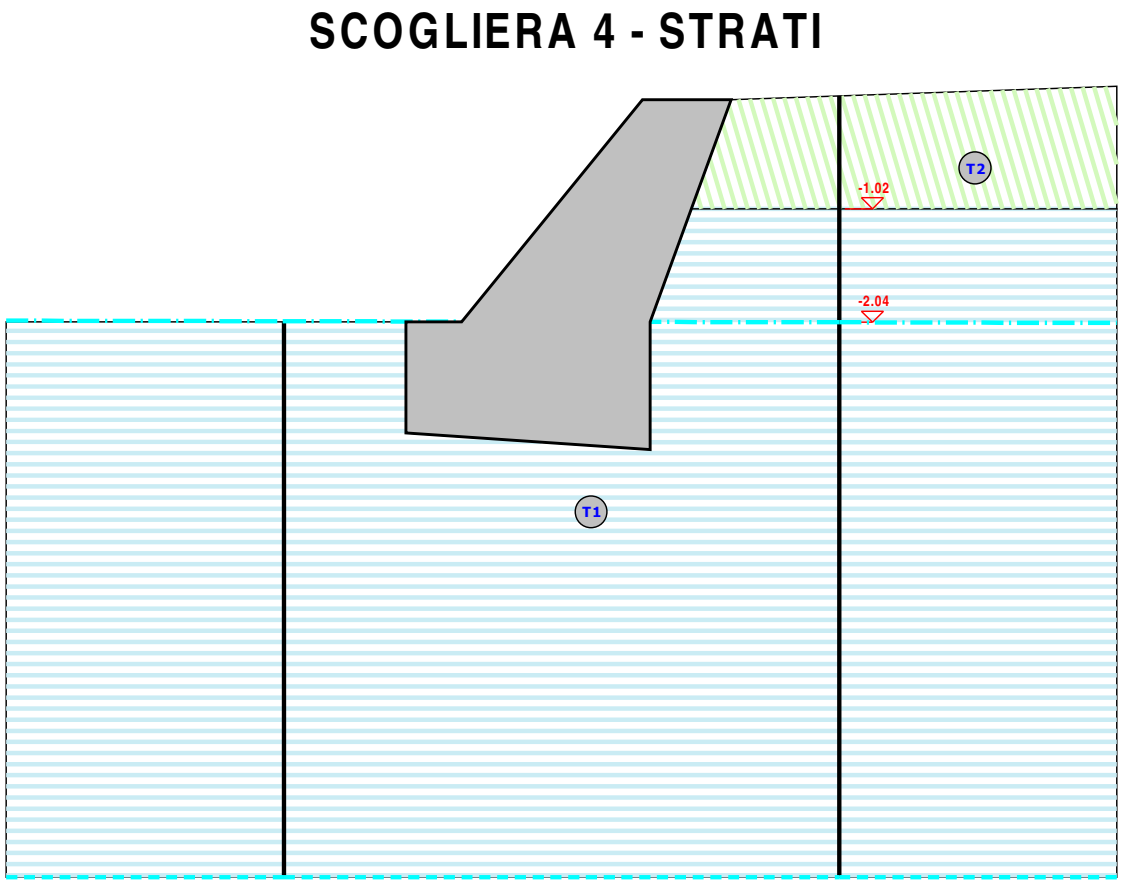
Scogliera 2 - Vista Strati

SCOGLIERA 3_MONTE - STRATI



Strato	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	Cu	C'
T2	Coltre eluviale	16000	22000	30.0°	0.00	0.00

Scogliera 3_monte - Vista Strati



Strato	Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	Cu	C'
T1	Depositi alluvionali	23000	24000	37.0°	0.00	0.20
T2	Coltre eluviale	16000	22000	30.0°	0.00	0.00

Scogliera 4 - Vista Strati

2 Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

”Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

”Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

C.N.R. n. 10024/1986

”Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo”

D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.)

”Norme tecniche per le Costruzioni”

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5) Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica” - EN 1997-1.

3 Materiali impiegati e resistenze di calcolo

Per la realizzazione dell’opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

• Blocchi da scogliera

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione.

Per ciascun tipo di muratura impiegata sono riportati i seguenti valori:

- Resistenza caratteristica a compressione orizzontale (f_{ko})
- Resistenza caratteristica a taglio senza compressione (f_{vko})
- Resistenza caratteristica a trazione (f_{kt})
- Modulo elastico normale (E)
- Modulo elastico tangenziale (G)
- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_c)
- Resistenza caratteristica a compressione (f_k)
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

4 Terreno di fondazione

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell’azione sismica, di categoria **A [Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti, con spessore massimo pari a 3 m.]**.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

5 Metodo di calcolo della spinta del terrapieno

La pressione esercitata da un terreno contro un muro è simile alla spinta idrostatica; infatti, essa aumenta in funzione della profondità **h** e può essere così espressa:

$$p = K \cdot h \cdot \gamma$$

dove γ è il peso dell'unità di volume del terreno e **K** è un coefficiente che dipende dall'angolo di attrito interno, dagli angoli di inclinazione del terrapieno e del paramento del muro, dall'angolo di attrito terra-muro, nonché dal tipo di spinta che si vuole calcolare (attiva e passiva).

Esistono due modalità di calcolo della spinta:

- Spinta attiva: quando il muro subisce una rotazione, sia pure piccola, verso l'esterno (valle).
- Spinta passiva: quando il muro subisce una rotazione, sia pure piccola, premendo contro il terrapieno (monte).

Tra le varie ipotesi che si utilizzano per il calcolo della spinta, si è utilizzata quella dovuta al **Coulomb**, opportunamente modificata ed ampliata per tener conto di tutte le eventualità che possono presentarsi:

- Attrito terra-muro.
- Paramento inclinato.
- Profilo del piano di campagna di forma generica.
- Carichi distribuiti/concentrati disposti in maniera arbitraria sul profilo.
- Stratigrafia costituita da un numero illimitato di strati o lenti, costituiti da terreni coerenti e/o incoerenti.
- Falda acquifera, eventualmente inclinata.

Il metodo di Coulomb presuppone una linea di rottura piana del terreno che parte dalla base del muro; la spinta è l'integrale delle pressioni agenti calcolate lungo la verticale del cuneo di spinta.

Vengono esaminate tutte le possibili superfici di scorrimento per individuare in automatico quella per la quale la spinta è massima.

Il calcolo della distribuzione delle pressioni lungo l'altezza del paramento del muro avviene col metodo delle strisce dovuto a **Huntington**, che consiste nel considerare tante ipotetiche linee di frattura lungo l'altezza parallele a quella della superficie di scorrimento. Costruito il diagramma delle pressioni sul muro è quindi possibile trovare la risultante ed il punto di applicazione della spinta.

Questo procedimento viene applicato:

- sul cuneo che parte dal vertice in basso a monte del paramento, ciò al fine di ottenere le azioni con cui si andranno a verificare le sezioni del paramento stesso.
- sul cuneo che parte dal vertice in basso della fondazione a monte, ciò al fine di ottenere le azioni massime necessarie per le verifiche allo scorrimento e al carico limite sulla fondazione stessa.

Nel caso di presenza di falda acquifera retrostante al muro e assenza di drenaggio, se ne tiene conto sia nel calcolo della spinta che nella verifica a carico limite della fondazione, considerando la sottospinta di galleggiamento.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, per ognuna delle strisce prima menzionate e per ogni spinta ad esse afferente, viene calcolato il corrispondente incremento sismico valutando la massa della striscia e moltiplicandola per il coefficiente sismico orizzontale $\mathbf{k_h}$.

6 Valutazione dell'azione sismica

La valutazione della spinta del terreno in zona sismica, secondo quanto prevede il D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni" al § 3.2.3 e al § 7.11.6.2.1, è stata eseguita utilizzando metodi *pseudo-statici*.

In particolare il procedimento per la definizione dei parametri sismici di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g, F_0 e T^*_c per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- determinazione dei coefficienti d'amplificazione stratigrafica e topografica.
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

L'utilizzo di metodi pseudo-statici, consente di ricondurre l'azione sismica, che è un'azione dinamica variabile nel tempo e nello spazio, ad un insieme di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, mediante l'utilizzo di coefficienti sismici, che dipendono dalla zona sismica, dalle condizioni locali e dall'entità degli spostamenti ammessi per l'opera considerata. Tali coefficienti vengono utilizzati, oltre che per valutare le forze di inerzia sull'opera, anche per determinare la spinta retrostante il muro, mediante l'utilizzo della teoria di Mononobe Okabe.

Come specificato al § 7.11.6.2.1, in assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v, devono essere calcolati come:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

dove:

a_{max}= accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$\mathbf{a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g} \quad [7.11.8]$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al §3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

β_m = 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

β_m = 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

Lo stato limite di ribaltamento è trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito ed i relativi dati di pericolosità sismica:

Latitudine: 43° 59' 30.00" Longitudine: 7° 46' 33.00" Altitudine: 460 m

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica

TP	S_T	β_s	β_m	K_{Stbl} ($K_{h,1}$)	K_{Muro} ($K_{h,2}$)	Latitudine	Longitudine	Altitudine
						[gradi]	[gradi]	[m]
A	1.00	0.27	0.38	0.0432	0.0609	43° 59' 30.00"	7° 46' 33.00"	460

Classe	Vita Nominale	Periodo di Riferimento
[adim]	[anni]	[anni]
2	50	50

SL	T_r	a_g/g	S_s	F_0	T^*c
[adim]	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]
SLO	30	0.0316	1.000	2.603	0.190
SLD	50	0.0455	1.000	2.583	0.220
SLV	475	0.1602	1.000	2.447	0.290
SLC	975	0.2141	1.000	2.480	0.310

LEGENDA Dati generali analisi sismica

TP Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione come definito al punto 3.2.2 delle Norme tecniche per le costruzioni. [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m.

S_T Coefficiente di amplificazione topografica.

β_s Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Verifica di stabilita'.

β_m Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Muro di sostegno.

K_{Stbl} ($K_{h,1}$) Coefficiente per il calcolo della spinta per Verifica di stabilita'.

SL	T_r	a_g/g	S_s	F_0	T^*c
[adim]	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]

K_{Muro} ($K_{h,2}$) Coefficiente per il calcolo della spinta per Muro di sostegno.

Latitudine Latitudine geografica del sito [gradi].

Longitudine Longitudine geografica del sito [gradi].

Altitudine Altitudine geografica del sito sul livello medio del mare [m].

SL Stato limite.

T_r Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni

a_g/g Coefficiente di accelerazione al suolo.

S_s Coefficiente di amplificazione stratigrafica.

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

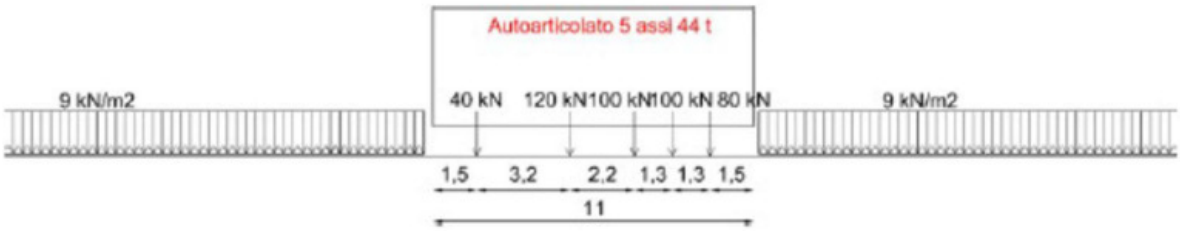
T^*c Periodo di inizio del tratto a velocita' costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

7 Scenari di carico

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.

Oltre ai carichi permanenti e alle spinte attive del terreno sono stati presi in considerazione:

- il carico neve secondo quanto disposto dalle norme NTC 2018;
- per la scogliera 3 a valle, il carico derivante dalla realizzazione della scogliera a monte, considerato come carico permanente agente sul terrapieno;
- per la scogliera 4, il carico del traffico transitante sulla strada sterrata vicinale prossima alla scogliera. Per la definizione dei sovraccarichi di progetto prevedibili per la strada in oggetto, non essendo disponibili indicazioni specifiche nelle NTC 2018, si è fatto riferimento alla recente pubblicazione del MIT "Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti", nella quale sono indicate differenti tipologie di carichi da traffico in funzione della tipologia di mezzo che si prevede possa transitare sulla strada. Tali carichi derivano da considerazioni relative ai mezzi tipologici prevedibili dal Codice della Strada. Lo schema di carico impiegato per le verifiche è quello di un veicolo cosiddetto "pesante", il cui peso complessivo risulta pari a 440 kN (circa 44 tonnellate) e rappresenta il peso massimo di un autoarticolato a 5 assi per il Codice della Strada. Si ritiene che tale mezzo sia rappresentativo della condizione peggiore di traffico ipotizzabile per la strada in esame. Lo schema di carico previsto è quindi il seguente.



Essendo il problema di verifica della scogliera un problema a simmetria piana, è necessario ricondurre il carico derivante dalle singole ruote dei cinque assi a una stesa lineare di lunghezza indefinita di carico.

Per fare questo si è determinato il valore caratteristico del carico sulle stese lineari di carico come:

$$Q_k = \frac{40 + 120 + 100 + 100 + 80}{3.2 + 2.2 + 1.3 + 1.3}\frac{1}{2} = 27.5\ kN/m$$

$$q_k = 9.0\ kN/m^2$$

I carichi concentrati tandem e quelli uniformemente distribuiti sono stati considerati agenti contemporaneamente.

La **verifica di stabilità globale** del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'**Approccio 1**, con la **Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'**Approccio 2**, con la **combinazione (A1+M1+R3)**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

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

PARAMETRO	**Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale**	**Coefficiente parziale g_M**	**M1**	**M2**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tan j'	$g_{j'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	$g_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	g_{cu}	1.00	1.40

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali g_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	**Coefficiente parziale g_R (R3)**
Capacità portante della fondazione	1.4
Scorrimento	1.1
Ribaltamento	1.5
Resistenza del terreno a valle	1.4

Nelle verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche si controlla che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali g_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III – Coefficienti parziali g_R per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno.

VERIFICA	**Coefficiente parziale g_R**
Capacità portante della fondazione	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Sono stati considerati i seguenti Stati Limite.

7.1 Stato Limite Ultimo e di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + ...$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta pretensione e precompressione;

Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

γ_G, γ_Q ,γ_P coefficienti parziali come definiti nella Tab. 6.2.I del DM 17 gennaio 2018;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Tab. 6.2.I D.M 17/01/2018

CARICHI	**EFFETTO**	**Coefficiente γ_F (o γ_E)**	**EQU**	**(A1) STR**	**(A2) GEO**
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali(1)	favorevoli	γ_{G21}	0.8	0.8	0.8
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P_k rappresenta pretensione e precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	**ψ_{2i}**
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

7.2 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 17 gennaio 2018 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione caratteristica o rara $$F_d = \sum_{j=1}^{m}(G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n}(\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^{l}(P_{kh})$$

combinazione frequente $$F_d = \sum_{j=1}^{m}(G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n}(\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^{l}(P_{kh})$$

combinazione quasi permanente $$F_d = \sum_{j=1}^{m}(G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n}(\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^{l}(P_{kh})$$

dove:

G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;

P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

Q_{k1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;

y_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

y_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

y_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti y_{0i}, y_{1i}, y_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	y_{0i}	y_{1i}	y_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		

Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico variabile è stata considerata sollecitazione di base, con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento, sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente", "Frequente" e "Rara".

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8 Verifiche

8.1 Verifica a Ribaltamento

Nella verifica a ribaltamento è stato scelto come punto di rotazione il vertice in basso a valle della fondazione.

Il Momento Ribaltante è dovuto alla componente orizzontale della spinta, all'incremento sismico di essa e ad eventuali carichi esterni che possono contribuire al ribaltamento.

Il Momento Stabilizzante è dovuto al peso proprio del muro, del terreno su esso agente, ad eventuali carichi esterni che possono contribuire alla stabilità ed ai tiranti.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Momento Stabilizzante/Momento Ribaltante. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato, considerando il sistema come un corpo rigido.

Lo stato limite di ribaltamento è trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli indicati nel §7.11.6.2.1 e comunque non superiori all'unità.

8.2 Verifica a Scorrimento

Nella verifica a scorrimento sono state prese in considerazione tutte le forze agenti che innescano un meccanismo di traslazione lungo il piano di posa della fondazione per superamento dei limiti di attrito e coesione, tenendo conto dell'inclinazione del piano di posa e dell'eventuale presenza di speroni.

La **Forza Agente** è la spinta con i suoi incrementi sismici ed eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso.

La **Forza Resistente** è rappresentata dall'attrito e dalla coesione agente sulla fondazione, dalla presenza di tiranti e di pali, da particolari costruttivi quali gli speroni che servono ad aumentare la resistenza allo scorrimento oltre ad eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Forza Resistente/Forza Agente. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Scorrimento.

8.3 Verifica a Carico Limite

È stato calcolato il carico limite secondo la metodologia dovuta al **Terzaghi**, considerando la profondità d'interramento della fondazione, la stratigrafia degli strati sotto la fondazione, l'eventuale presenza della falda idrica, l'inclinazione del piano di posa della fondazione, l'inclinazione e l'eccentricità dei carichi esterni.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Carico Limite / Carichi Agenti. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Carico Limite.

8.4 Verifica di Stabilità Globale

Per la verifica di stabilità globale è stato assimilato tutto il complesso muro-terreno ad un pendio. Esso deve essere al sicuro da fenomeni d'instabilità che in genere si sviluppano su superfici di scorrimento assimilabili a circonferenze.

Sono state ipotizzate varie superfici di scorrimento in modo da interessare tutta la parte di terreno potenzialmente soggetta ad instabilità. Sono state escluse le superfici che intercettano il muro, i pali e i tiranti. Per ognuna di esse sono state calcolate le forze motrici e le forze resistenti.

Il calcolo è stato effettuato secondo i metodi classici di **Fellenius** o di **Bishop**, suddividendo il complesso terreno-muro incluso nel cerchio in esame in settori verticali sufficientemente piccoli, e calcolando le forze resistenti per attrito e coesione alla base, che si oppongono alla forza di scorrimento del settore.

Il coefficiente di sicurezza in condizioni statiche (NON sismiche) è dato dal rapporto fra le forze resistenti e quelle motrici. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo. Le verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche, invece, si controlla che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]), ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

L'azione sismica è stata valutata come previsto dal D.M. 17.01.2018 al § 7.11.3.5.2.

8.5 Progetto e Verifica degli elementi strutturali

Per i muri a gravità (senza armature) vengono stabilite delle sezioni di calcolo lungo l'altezza del paramento. In corrispondenza di ciascuna di esse vengono effettuate le seguenti verifiche:

- **Ribaltamento**: si verifica che il momento stabilizzante offerto dal peso del muro sovrastante la sezione di calcolo, intorno al punto di rotazione a valle della sezione considerata, sia maggiore o uguale del momento ribaltante provocato dalla spinta calcolata per quella sezione.
- **Schiacciamento**: si calcola il peso del muro sovrastante la sezione e viene effettuata una verifica di resistenza allo schiacciamento considerando l'eccentricità dovuta al momento ribaltante di cui al punto precedente.
- **Scorrimento**: sempre per la medesima sezione si effettua il calcolo della tensione tangenziale di progetto e quindi una verifica a scorrimento sotto l'azione delle forze orizzontali.

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni in base al D.M. 17.01.2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'eventuale azione del sisma.
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

8.6 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Il calcolo delle sollecitazioni è eseguito con un calcolo a mensola sia per il paramento che per la fondazione considerando la striscia di un metro.

Nel modello di calcolo, i seguenti elementi sono stati schematizzati nel seguente modo:

- **terreno**: letto di molle reagenti solo a compressione (suolo elastico monodirezionale);
- **pali**: molle concentrate reagenti a trazione/compressione e a momento;
- **micropali**: molle concentrate reagenti a trazione/compressione.

9 Codice di calcolo impiegato

9.1 Denominazione

Nome del Software	**GeoMurus**
Versione	9.00b
Caratteristiche del Software	Software per la progettazione ed il calcolo dei muri di sostegno per Windows

Numero di serie	18090680
Intestatario Licenza	GALFRE' ing. MARCO
Produzione e Distribuzione	**ACCA software S.p.A.** Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

9.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di un muro di sostegno.

L'input della struttura avviene per oggetti (paramento, fondazione, scarpa, contrafforte, mensola, sperone, pali, tiranti, etc.) in un ambiente grafico integrato.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Materiali, Terreni e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

utti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

10 Tabulati di calcolo

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'Elaborato D.3 - Tabulati di calcolo.