Comune di Moneglia

STUDIO TECNICO ASSOCIATO
ING. SERGIO BRIZZOLARA & ING. STEFANO STURLA
via Cap. Renato Orsi, 31/20
16043 Chiavari (GE)
P.I.V.A. e C.F.: 01455710994
☎ +39 0185 370127
🖷 +39 0185 368280
✉ b3s@b3s.it – b3s@pec.b3s.it
dott. ing. Sergio Brizzolara – sergio@b3s.it
dott. ing. Stefano Sturla – stefano@b3s.it
coll.: dott. ing. Riccardo Fugazzi – richi@b3s.it
coll.: dott. ing. Luca Taddei – b3s@b3s.it



UFFICIO TECNICO COMUNALE
COMUNE DI MONEGLIA
corso Libero Longhi 25
16030 Moneglia (GE)
☎ +39 0185 490855
🖷 +39 0185 491335
✉ lavoripubblici@moneglia.ge.it

intervento di adeguamento idraulico dei tratti terminali del torrente San Lorenzo e del rio Sorba finalizzato alla messa in sicurezza della zona di ponente del centro storico della Città di Moneglia

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

(D. Lgs. 50/2016 – art. 23 – comma 5 + comma 6)

RELAZIONE ILLUSTRATIVA

RELAZIONE TECNICA

TAV. 15–A

SCALA

STABS 0737

REV.	data	motivazione
A	marzo 2017	aggiornamento – nota Regione Liguria prot. n°PG/2017/35828 del 02/02/2017
	marzo 2016	prima emissione progettazione preliminare

il Responsabile del Procedimento

questo documento è di proprietà esclusiva – è proibita la riproduzione anche parziale e la cessione a terzi senza specifica autorizzazione

INDICE

Premessa *pag. 3*

Relazione illustrativa *pag. 4*

Relazione tecnica *pag. 28*

PREMESSA

Il presente elaborato (tavola 15-A) è da intendersi come parte integrante del progetto di fattibilità tecnica ed economica (nella sua versione originaria progetto preliminare) inerente l'"*intervento di adeguamento idraulico dei tratti terminali del torrente San Lorenzo e del rio Sorba finalizzato alla messa in sicurezza della zona di ponente del centro storico della Città di Moneglia*" (Piano Bacino D.L. 180/98 e ss.mm.ii. – ambito 17).

L'aggiornamento della progettazione viene prodotto a seguito della richiesta di integrazioni pervenuta da parte della Regione Liguria - Dipartimento Territorio - settore Assetto del Territorio con nota prot. n° PG/2017/35828 del 02/02/2017. La suddetta nota di richiesta di integrazioni è stata redatta a seguito dell'esame della progettazione preliminare da parte del Comitato Tecnico di Bacino nelle sedute del 22/12/2016 e 27/01/2017.

La presente versione del progetto (che viene denominato "progetto di fattibilità tecnica ed economica" al fine di adeguarsi al D. Lgs. 50/2016 - art. 23 - comma 5 + comma 6), oltre a confermare quanto già evidenziato e proposto in precedenza, recepisce tutte le richieste del Comitato Tecnico di Bacino ed è pertanto da considerarsi del tutto sostitutiva rispetto a quanto a suo tempo presentato.

Il progetto di fattibilità tecnica ed economica in oggetto evidenzia le criticità che caratterizzano i tratti terminali del torrente San Lorenzo e del rio Sorba e propone soluzioni per affrontare il rischio idrogeologico che ne deriva e che ad oggi grava pesantemente sull'abitato della città di Moneglia nella zona di ponente: pertanto costituisce strumento indispensabile per l'iter procedurale di richiesta finanziamenti per la realizzazione delle opere previste.

In detto elaborato, finalizzato a illustrare il progetto e dare indicazioni tecniche su di esso, si propongono una relazione illustrativa, nella quale si rappresentano le criticità esistenti e si riassumono gli interventi proposti a progetto e una relazione tecnica, ove si descrivono più in dettaglio le tipologie adottate per le nuove opere.

Per quanto attiene gli aspetti idraulici (preponderanti nell'ambito del presente progetto di fattibilità tecnica ed economica), si rimanda alla relazione idraulica appositamente prodotta (tavola 16-A).

Per quanto invece attiene gli aspetti di inserimento ambientale delle opere nonché le prime indicazioni sulla sicurezza, si rimanda agli elaborati all'uopo predisposti (tavole 17-A e 18-A).

RELAZIONE ILLUSTRATIVA

Il torrente San Lorenzo è uno dei due corsi d'acqua che interessano l'abitato di Moneglia: il suo bacino ha una estensione complessiva di 4,25 Kmq e l'asta principale ha complessivamente lunghezza pari a circa 1.9 km.

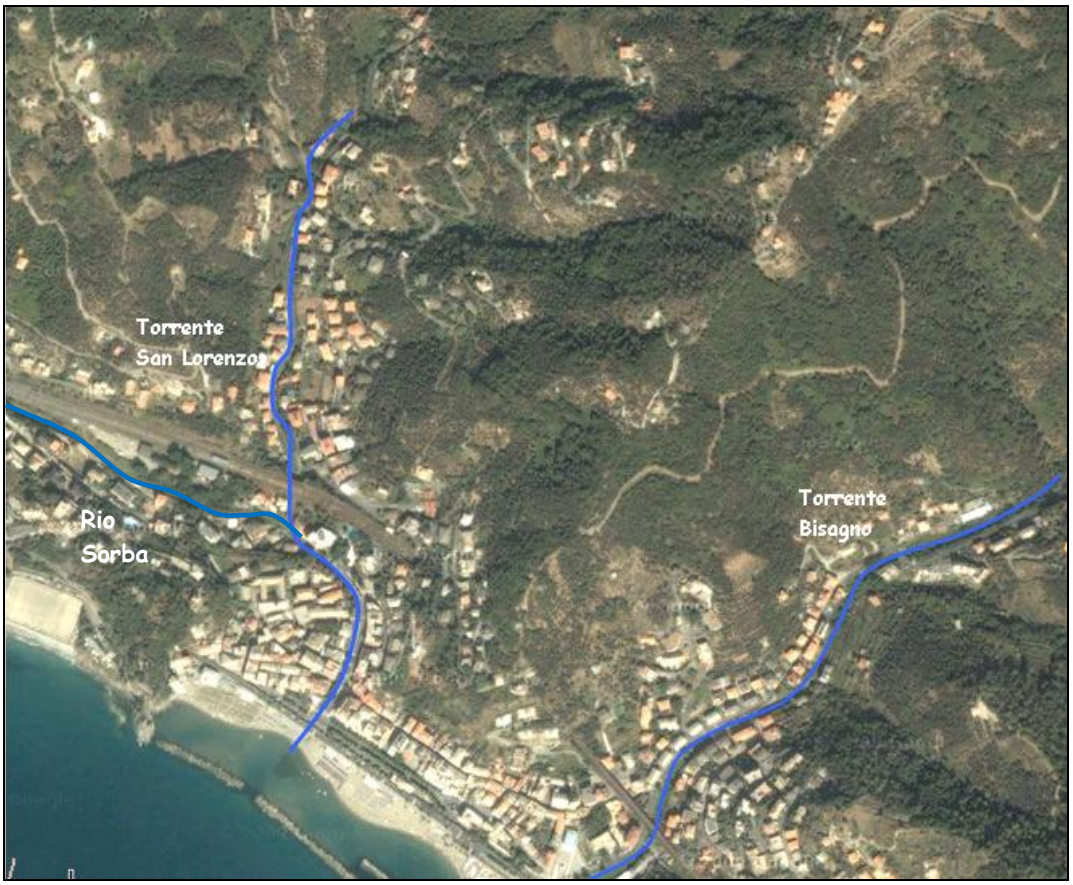


figura 1: *immagine satellitare dell'area urbana di Moneglia con indicazione dei principali corsi d'acqua*

Il bacino deriva dall'unione delle valli del torrente San Lorenzo - bacino fino alla confluenza col rio Sorba di circa 2,10 kmq - e del rio Sorba, suo principale affluente di destra, anch'esso con bacino di circa 2,00 kmq. A sua volta il torrente San Lorenzo è a monte originato da due rami principali, il canale di San Lorenzo e il rio Campo. La zona ricade all'interno delle aree scolanti del Piano Bacino Stralcio D.L. 180/98 e ss.mm.ii. - ambito 17. A nord, il bacino confina con quello del torrente Petronio, ad ovest con le aree scolanti a mare dell'ambito 17, ad est con il contiguo bacino del torrente Bisagno e a sud è delimitato dalla linea di costa.

Altimetricamente il bacino si sviluppa da una quota massima di 521.4 ml s.l.m. (monte Moneglia) al livello del mare; lo spartiacque segue i crinali di monte Moneglia, rocche delle Cantene e di costa Buttiglione. Il bacino è caratterizzata da elevata acclività dei versanti, tipica dei bacini liguri, con le aste dei torrenti e dei loro affluenti orientate in direzione N-S.

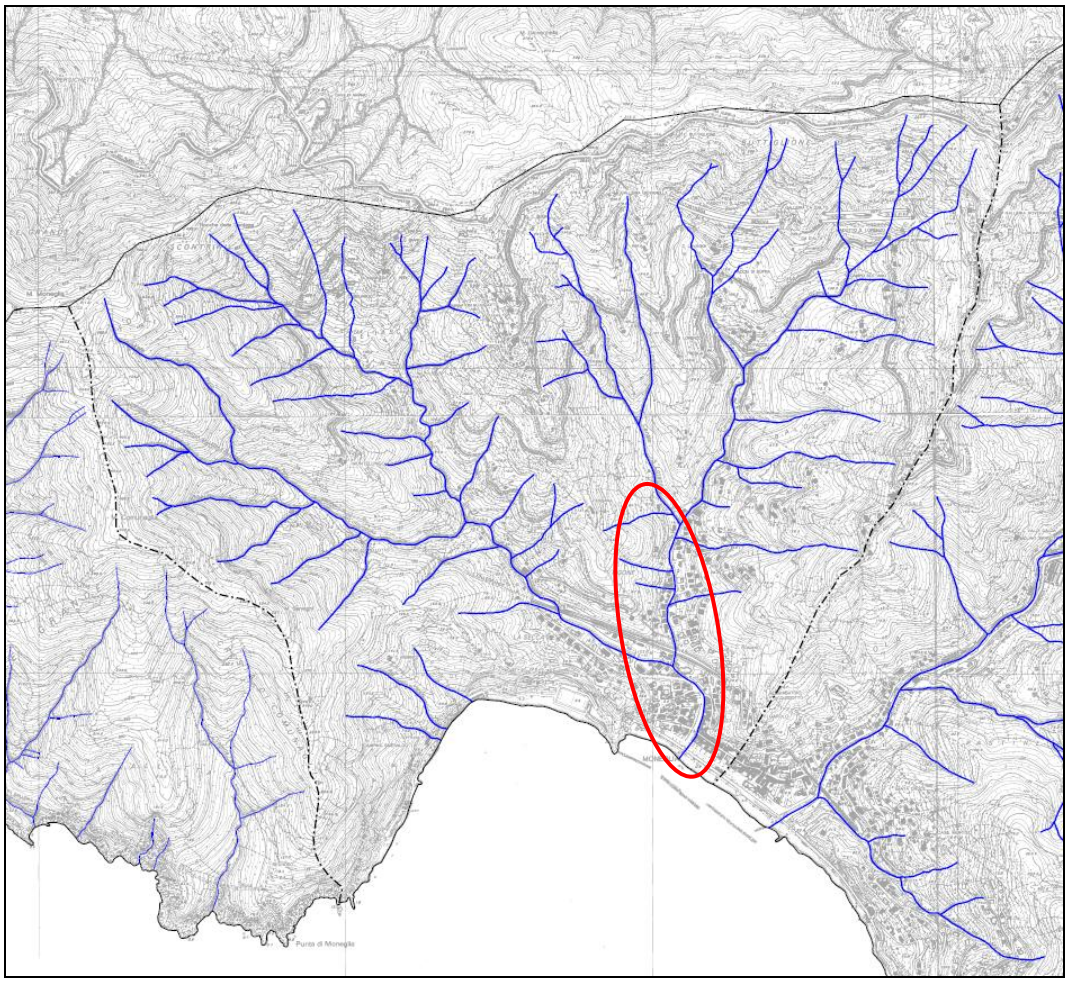


figura 2: *carta rete idrografica - Piano Bacino Stralcio D.L.180/98 ss.mm.ii. - ambito 17 – fuori scala*

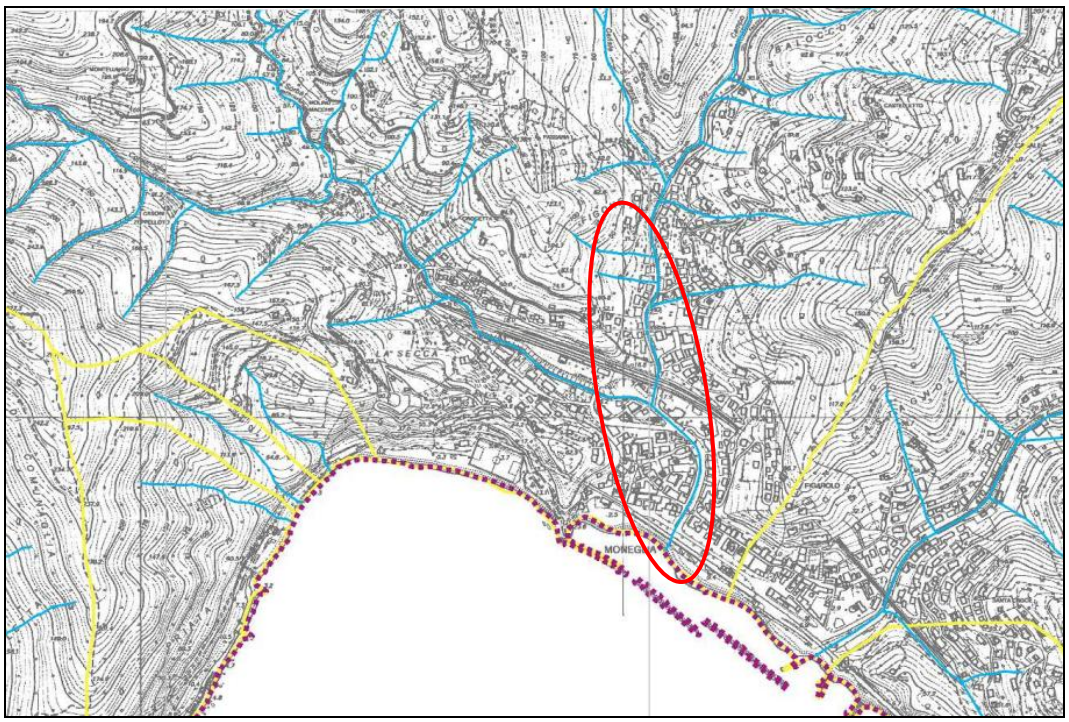


figura 3: *carta reticolo idrografico – D.G.R. n° 1449 del 30/11/2012 – fuori scala*

Descrizione tratto indagato

I tratti del torrente San Lorenzo e del rio Sorba interessati dagli interventi di sistemazione interessano la zona di ponente del centro storico della città di Moneglia. In particolare, per quanto attiene il torrente San Lorenzo, nel tratto preso in esame il corso d'acqua scorre inizialmente a cielo aperto in un alveo a fondo naturale a sezione rettangolare - trapezia, per poi defluire nell'ultima parte al di sotto di una copertura. Le pendenze sono piuttosto contenute, con assetto tipico del tratto terminale dei corsi d'acqua rivieraschi: nei circa 720 ml analizzati la pendenza media risulta intorno a 1,3%.

Il rio Sorba invece presenta un bacino posizionato circa "parallelamente" alla costa e confluisce nel torrente San Lorenzo subito a valle della linea ferroviaria Genova - La Spezia. Il suo tratto terminale è caratterizzato da sezione di deflusso sufficientemente ampia sotto il profilo idraulico e, come vedremo in seguito, la sua criticità è derivante dall'apporto "negativo" che fornisce sia nella zona di confluenza (rigurgiti verso monte) sia per la copertura esistente immediatamente a valle della confluenza medesima.

Al fine di rappresentare al meglio lo stato attuale dei luoghi sono stati effettuati rilievi topografici di dettaglio tramite l'utilizzo di stazione totale, rilievi sulla cui base sono stati conseguentemente costruiti i modelli idraulici (modelli di cui si discuterà ampiamente nella relazione idraulica allegata al presente progetto di fattibilità tecnica ed economica) nonché gli elaborati grafici (planimetrie, profili e sezioni).

Nell'estrema parte di monte del tratto preso in esame, il torrente San Lorenzo è affiancato in sinistra idraulica dalla viabilità di accesso all'abitato di Moneglia (strada provinciale n° 68); detta viabilità attraversa poi il rivo ponendosi in destra idraulica per la totalità del tratto a cielo aperto analizzato.

Sino a poche decine di metri a monte dell'imbocco della copertura terminale del torrente il fondale risulta naturale e, mentre la sponda destra risulta costituita dal muro di sostegno della viabilità, la sponda sinistra è estremamente eterogenea, con tratti di muri in pietra, muri in cls, scarpate, edifici in fregio etc. A ridosso della sponda sinistra sono presenti piane coltivate, edifici etc. La zona è comunque intensamente urbanizzata su entrambe le sponde.

Sono inoltre presenti numerose passerelle pedonali che attraversano l'alveo permettendo l'accesso alle abitazioni, nonché alcuni ponticelli carrabili, tra i quali quello sopra citato della S.P. n° 68 e quelli di accesso alla località Buttassi e a traversa di via torrente San Lorenzo, a valenza pubblica.

Già semplicemente con un sopralluogo in situ si può notare la scarsa differenza di quota tra il fondo dell'alveo e le due sponde: a questo – nonostante gli interventi di manutenzione che il comune di Moneglia attua periodicamente – si può talvolta associare la presenza di vegetazione in alveo con parzializzazione della già esigua sezione di deflusso disponibile alla portata e possibili barriere create dalla vegetazione medesima anche in corrispondenza di uno o più dei numerosi ponticelli, il tutto con conseguenze negative facilmente immaginabili.



figura 4: *rio San Lorenzo con alveo invaso da vegetazione*
immagine in alto: settembre 2013 - immagine in basso: marzo 2016



Nel tratto immediatamente a monte della confluenza con il rio Sorba il torrente San Lorenzo transita al di sotto di un ponte ferroviario (linea Genova – La Spezia) comunque posto ad una quota tale da non interferire minimamente con il deflusso delle portate, arrivando quindi in una zona se possibile ancor più urbanizzata, caratterizzata da edifici in fregio all'alveo (costituenti il suo argine sinistro), varie passerelle pedonali di accesso ai suddetti edifici e fondo in un primo tratto naturale, per poi risultare cementato a partire da circa 40 metri a monte dell'imbocco della copertura terminale.

La sponda destra è caratterizzata dalla presenza di una viabilità carrabile molto stretta (larghezza addirittura inferiore a 4 ml in alcune sezioni), forzatamente a doppio senso di circolazione: si riscontra inoltre una striscia continua di abitazioni adiacenti alla viabilità medesima. La sponda sinistra ha destinazione esclusivamente residenziale, lo testimoniano i diversi attraversamenti a servizio delle numerose abitazioni presenti. La viabilità sopra descritta presenta problematiche intrinseche legate alla dimensione ridotta (sostanzialmente ad una sola corsia) rispetto al traffico veicolare che sostiene, traffico particolarmente intenso in determinati periodi dell'anno; è inoltre del tutto sprovvista di viabilità pedonale, problema molto sentito dalla popolazione, specialmente nei mesi estivi quando viene percorsa giornalmente da centinaia di persone dirette dalle abitazioni al mare e viceversa.



figura 5: *torrente San Lorenzo - ultimo tratto scoperto con imbocco copertura sullo sfondo*

In questo tratto il torrente San Lorenzo riceve le acque del rio Sorba, suo affluente in destra idraulica, con caratteristiche, bacino e portate confrontabili con lo stesso torrente San Lorenzo; il rio Sorba come già detto presenta problematiche meno rilevanti considerate la minor urbanizzazione delle aree limitrofe e soprattutto la maggiore profondità del fondo dell'alveo rispetto alle sponde. Come ben dettagliato nella relazione idraulica, la sua presenza ha invece una influenza assai negativa sul comportamento del torrente San Lorenzo: rigurgiti verso monte nella zona di confluenza e aggravio in misura determinante dell'insufficienza idraulica del tratto coperto di valle.



figura 6: *rio Sorba - tratto terminale*

Il successivo tratto del torrente San Lorenzo è caratterizzato da una copertura a sezione variabile, a due luci separate da un setto intermedio. Tale copertura termina al di sotto del rilevato su cui è ubicato il lungomare Dante Alighieri, viabilità di collegamento tra Riva Trigoso e Deiva Marina (la cosiddetta strada delle gallerie), a valle della quale il corso d'acqua si immette in mare.



figura 7: *sezione di imbocco della copertura*

La copertura di cui in oggetto, dopo un primo tratto di circa 115 metri con impalcato sottile (30 ÷ 35 cm) è caratterizzata da un tratto terminale di circa 120 metri con presenza di travi in c.a. ribassate, che rendono lo spessore complessivo della copertura pari a circa 115 cm, diminuendo dunque nettamente l'altezza netta disponibile al deflusso delle portata. Gli effetti idraulici di tale discontinuità vengono analizzati nella relazione idraulica allegata al presente progetto di fattibilità tecnica ed economica. Inoltre si segnala la presenza di diversi ostacoli quali tubazioni etc, nonché lo scarso stato di manutenzione della struttura e del fondo.



figura 8: *sezione intermedia della copertura*

Identificazione intervento a progetto

Stante le elevatissime criticità idrauliche riscontrate nei tratti di corso d'acqua presi in esame (principalmente lungo il corso del rio San Lorenzo), si sono valutate varie alternative progettuali con la predisposizione inizialmente di uno studio di fattibilità e in seguito di un progetto preliminare già agli atti del comune di Moneglia. In particolare, in prima istanza si è presa in esame la possibilità di realizzare uno scolmatore per il torrente San Lorenzo con intercettazione del rio Sorba, al fine di lasciare di fatto inalterata la situazione attuale dei tratti vallivi dei rii, sia per i tratti a cielo aperto sia per il tratto terminale in copertura. Questa soluzione è stata valutata come rapporto costi benefici e di conseguenza scartata in ragione sia dei costi e dei tempi di realizzazione maggiormente elevati, sia delle notevoli difficoltà tecniche realizzative a cui si sarebbe andati incontro (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione idraulica - tavola 16-A - parte del presente progetto di fattibilità tecnica ed economica, nonché alla tavola grafica 13-A - scenari alternativi analizzati).

Stante quanto sopra si ritiene che la miglior soluzione per garantire la messa in sicurezza delle aree prospicienti il torrente San Lorenzo nonché la porzione di ponente della città di Moneglia risulti essere un massiccio intervento di adeguamento delle sezioni (sia a cielo aperto sia in copertura) del torrente San Lorenzo; per garantire il funzionamento idraulico in sicurezza (portata duecentennale con franchi idraulici di legge) del tratto terminale del torrente San Lorenzo si propone poi - a livello di scenario di piano di bacino - lo scolmo/deviazione dell'intero contributo di portata del rio Sorba.

Contestualmente con la sistemazione idraulica dei tratti analizzati, con la presente progettazione si intende risolvere il grave problema di sicurezza ad oggi esistente e legato alla totale mancanza di una viabilità pedonale lungo la viabilità carrabile (via torrente San Lorenzo): si prevederà pertanto la messa in opera di un grigliato metallico leggero aggraffato al nuovo limite delle viabilità carrabile e tale da garantire la formazione di una viabilità pedonale.

Per quanto attiene invece la ripartizione dell'intervento in lotti, nell'ambito del progetto preliminare originario era stata individuata una possibile suddivisione in tre lotti, identificati con le lettere A-B-C senza peraltro determinare un particolare ordine di priorità tra essi.

Successivamente è emersa la possibilità di inserire una parte degli interventi nell'ambito del bando POR-FESR Liguria 2014-2020 - azione 5.1.1, bando che però prevede un contributo minimo comunale pari al 30% del costo dell'intervento. Considerata l'onerosità dell'intervento complessivo, ma anche dei lotti originariamente previsti e tenendo conto che la disponibilità

economica del comune di Moneglia per il co-finanziamento veniva fissata ad un massimo di circa 600.000,00 €, si è individuato un primo lotto di lavorazioni comportante un onere di complessivi 2.000.000,00 €.

A seguito di analisi più approfondite che hanno peraltro portato anche ad una ipotesi di aggiornamento della carta fasce di stato attuale (vedere in proposito la tavola 10-A nonché la relazione idraulica (tavola 16-A)), è stato individuato un primo lotto funzionale (lotto 1) che rappresenta sostanzialmente una combinazione di quota parte dei lotti A e B originariamente previsti, essendo esteso a partire dall'imbocco della copertura terminale, proseguendo verso monte fino alla sezione 20.1 (ponticello per accesso ad alcune abitazioni), ovviamente anche in ragione delle risorse economiche potenzialmente disponibili, risultando altri tratti (ad esempio quello terminale con rifacimento della copertura esistente) assai più onerosi sotto il profilo economico.

Così come riportato in precedenza, il raggiungimento della piena messa in sicurezza delle aree si potrà raggiungere soltanto con lo scolmo/deviazione dell'intero contributo del rio Sorba, intervento qui inserito come intervento complementare in qualità di scenario a livello di Piano di Bacino; questa tipologia di intervento risulta infatti assai onerosa fin dalla progettazione, per non parlare del costo dell'intervento stesso, da realizzarsi peraltro in unico lotto al fine di garantirne la piena funzionalità: per la pubblica amministrazione nascerebbero pertanto oneri ad oggi da ritenersi eccessivi.

I tre lotti previsti lungo il tratto terminale del torrente San Lorenzo sono dunque i seguenti:

- Lotto 1: (interventi inseriti nel canale di finanziamento POR-FESR Liguria 2014-2020 - azione 5.1.1) - sistemazione tratto rio San Lorenzo compreso tra sezioni idrauliche 20.1 (ponticello) e 3.1 (imbocco copertura);
- Lotto 2: sistemazione tratto rio San Lorenzo a valle della sezione 3.1 (tratto in copertura);
- Lotto 3: sistemazione tratto rio San Lorenzo a monte sezione idraulica 20.1 (ponticello) + briglie selettive lungo il rio San Lorenzo e il rio Sorba;

Ogni lotto sopra citato comporta forte mitigazione del rischio per il tratto di corso d'acqua interessato, senza peggiorare le condizioni negli altri tratti: dunque ciascun lotto è da considerarsi pienamente funzionale sotto il profilo idraulico (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione idraulica - tavola 16-A - parte della presente progettazione).

Nel calcolo sommario della spesa (vedere tavola 20-A) nonché nel quadro economico di progetto (vedere tavola 21-A) verrà riportata una quantificazione economica sia dell'intero intervento previsto, sia dei vari lotti .

In generale le opere previste con i lotti del presente progetto di fattibilità tecnica ed economica principalmente consistono:

- nelle preliminari operazioni di allestimento delle aree di cantiere e nel trasporto dei necessari macchinari e dei materiali occorrenti per la realizzazione delle lavorazioni previste e nella predisposizione delle aree di cantiere, tenendo in conto l'ubicazione dello stesso;
- nelle operazioni di pulizia generalizzata dell'alveo del torrente San Lorenzo e del rio Sorba;
- nella regolarizzazione del fondo dell'alveo, con la creazione di due salti di circa 30 ÷ 60 cm e la formazione di una livelletta unica di fondo tra i due salti, anche con realizzazione di soglie a raso in cls;
- nella realizzazione di opere in c.a. con funzione arginale e/o di sostegno alla viabilità (muri in c.a. con tratti a sbalzo al fine di garantire il ripristino della larghezza della viabilità medesima);
- nella realizzazione di una passerella metallica sopraelevata per formazione nuova viabilità pedonale e le relative opere accessorie;
- nel rifacimento della copertura terminale del torrente San Lorenzo con adeguamento idraulico;
- nel rifacimento di diversi ponticelli carrabili e delle passerelle pedonali;
- nella ridislocazione di un fabbricato esistente e interferente con gli allargamenti a progetto del torrente San Lorenzo.

A completamento di quanto sopra viene prevista - a livello di scenario di piano di bacino - la realizzazione di uno scolmatore / deviatore dell'intera portata del rio Sorba con percorso sotterraneo in massima parte in galleria ad eccezione del tratto terminale: attraversamento strada delle gallerie e campo sportivo da realizzarsi mediante struttura scatolare.

Valutazione allargamenti previsti

Nell'ambito del presente capitolo della relazione si vuole fornire un ulteriore strumento di valutazione degli allargamenti previsti nell'ambito della soluzione progettuale proposta (lotti 1 + 2 + 3), allargamenti mediante i quali si è cercato di raggiungere la massima mitigazione del rischio per la porzione di ponente dell'abitato di Moneglia.

Analizzando la soluzione progettuale proposta si può notare come si sia provveduto a garantire al torrente San Lorenzo la massima sezione possibile in diversi tratti, cercando comunque (a seguito di prove modellistiche) di fornire al deflusso sezioni il più regolari possibili, sia in termini di pendenza di fondo che di larghezza, così da instaurare un moto quanto più possibile vicino al moto uniforme ed evitare che bruschi restringimenti e/o allargamenti potessero causare rigurgiti. Le prove modellistiche effettuate portano infatti a verificare come questa sia la condizione globalmente preferibile e dunque ulteriori allargamenti nelle poche sezioni ove sarebbero possibili, oltre che rendere l'intervento maggiormente oneroso, avrebbero anche potuto causare problematiche idrauliche, rendendoli dunque del tutto sconvenienti sotto l'aspetto dell'analisi costi/benefici.

Nel tratto terminale in copertura del torrente San Lorenzo si è dunque provveduto a garantire una larghezza delle sezioni di progetto pari a 15 ml, mentre nel tratto a cielo aperto le larghezze ragionevolmente possibili sono pari a circa 9.50 ÷ 10 ml con, laddove necessario, la realizzazione di uno sbalzo in corrispondenza del limite della viabilità parallela al torrente.

Si segnala peraltro che lo sbalzo è stato generalmente previsto con valori di larghezza compresi tra 2,00 e 2,50 ml, ritenuti in questa fase come quelli massimi sotto l'aspetto strutturale, volendo realizzare una struttura relativamente sottile (50 cm compreso asfalto - si ricorda che ovviamente non deve interferire con le piene) e in grado di auto-sorreggersi senza l'ausilio di pilastrini in alveo.

Si procederà di seguito ad analizzare lo stato dei luoghi tratto per tratto da valle verso monte nonché a valutare la fattibilità di ulteriori allargamenti rispetto a quanto già previsto.

- Tratto in copertura

Per quanto attiene il tratto terminale in copertura del torrente San Lorenzo, la sezione prevista a progetto presenta larghezza costante pari a 15 ml per tutto il tratto, con conseguente regolarizzazione delle sezioni rispetto allo stato attuale ed allargamenti estesi in destra idraulica.

Osservando la planimetria dei luoghi appare innanzitutto evidente come allargare in sinistra sia da considerarsi del tutto irrealizzabile, stante la presenza dei porticati antistanti agli edifici ubicati a pochi centimetri dal limite attuale della tombinatura.

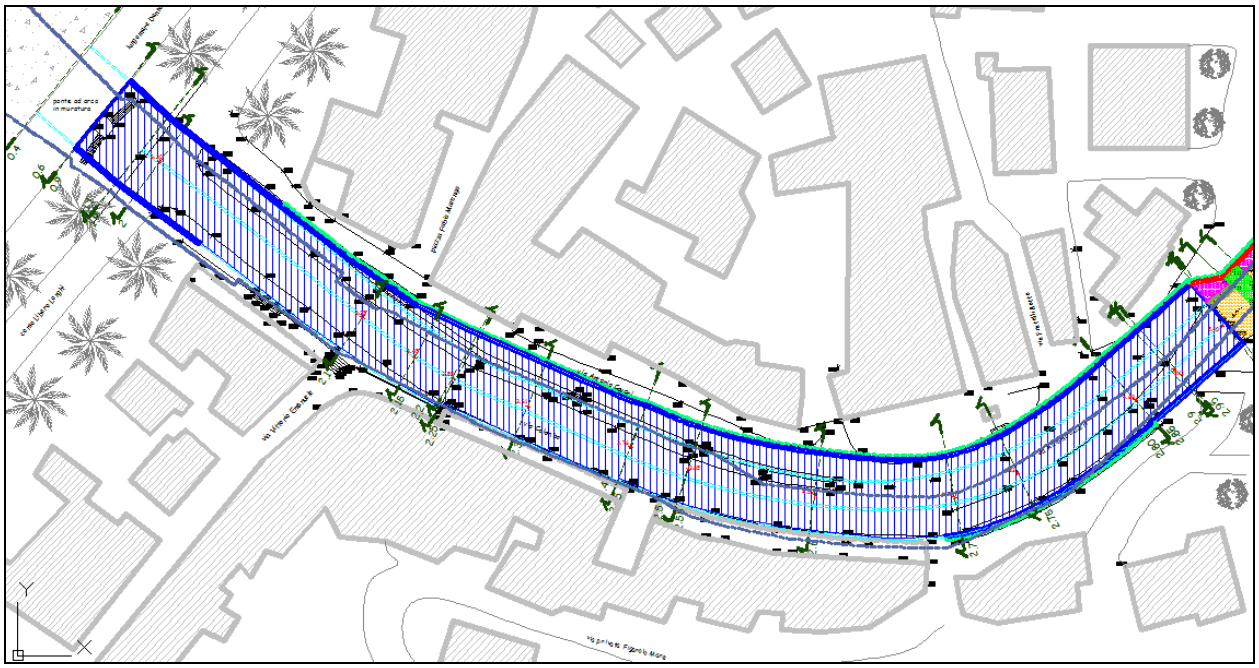


figura 9: *stralcio tavola 04-A planimetria quotata stato di progetto - tratto in copertura - fuori scala*

Per quanto attiene invece la sponda destra si è proceduto ad allargare le sezioni per quanto possibile, anche rialzando la viabilità attualmente ribassata e a senso unico - direzione mare (via Antonio Caveri), con evidenti disagi sotto l'aspetto di viabilità e parcheggi.

Ovviamente non sarebbe possibile portare l'allargamento sino al limite degli edifici in destra, dovendo comunque mantenere attivo sia l'accesso carrabile a piazza Fabio Marengo (tratto terminale di via Caveri, compreso tra le sezioni 2.1 e 2), sia soprattutto l'accesso pedonale ai vari fabbricati (ad uso abitativo e commerciale) esistenti. Si ricorda peraltro come tali fabbricati hanno ad oggi antistante un marciapiede e una viabilità in quota, mentre un domani avranno un breve spazio a quota ingresso (nell'ordine dei 3÷4 metri) e poi una viabilità rialzata anche ben oltre un metro lineare.



figura 10: *edifici in sinistra idraulica con antistante porticato ubicato al limite dell'attuale tombinatura*



figura 11: *attuale viabilità ribassata in destra idraulica - via Antonio Caveri*

- Tratto immediatamente a monte copertura

Per quanto attiene tutto il tratto a cielo aperto a monte di suddetta copertura si è (come già riportato) ricercata una soluzione quanto più regolare possibile al fine di garantire alla corrente le migliori condizioni di deflusso, limitando brusche variazioni di sezione che avrebbero inevitabilmente comportato pericolosi rigurgiti idraulici.

In particolare nel tratto compreso tra la confluenza con il rio Sorba e l'imbocco della copertura terminale, in sinistra l'arginatura risulta di fatto costituita da una serie di edifici in fregio all'alveo, mentre in destra risulta presente la viabilità pubblica (via torrente San Lorenzo), di larghezza già estremamente ridotta (valori anche inferiori ai 5 ml pur trattandosi di viabilità a doppio senso di marcia).

La soluzione progettuale prevede pertanto un allargamento in destra idraulica con formazione di sbalzo per garantire il mantenimento della sezione stradale. Tale sbalzo, volendo evitare la realizzazione di pilastrini di sostegno a suo tempo già valutati negativamente, è stato esteso sino a circa 2,30 ml (vedere sezione 5) al fine di garantire larghezze alla sezioni comprese tra circa 9,50 e 10,00 ml. Allargare dunque ancor di più in destra nel tratto di monte (esempio sezioni 7.5 - 7) sarebbe dunque risultato controproducente in ragione del tratto immediatamente a valle ove l'allargamento è di fatto già esteso al massimo possibile.

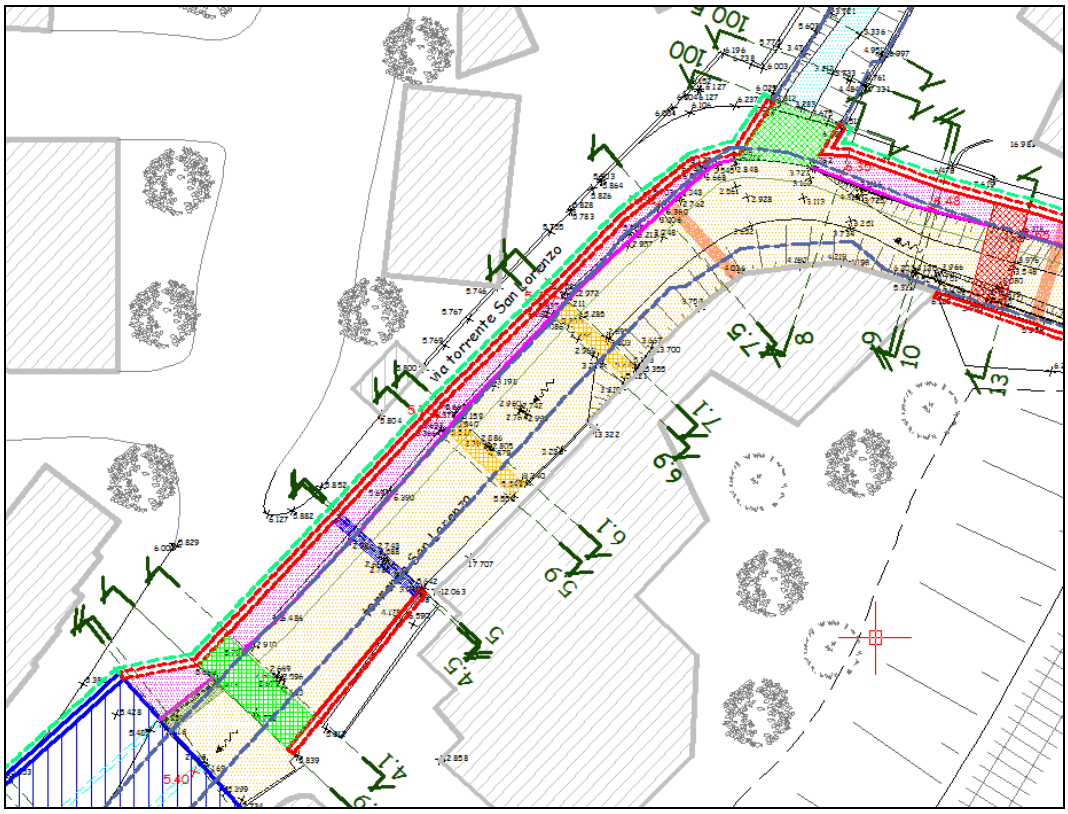


figura 12: *stralcio tavola 04-A planimetria quotata stato di progetto tratto a monte copertura - fuori scala*



figura 13: *tratto compreso tra confluenza con rio Sorba e imbocco copertura*

- Tratto a monte confluenza rio Sorba

Per quanto attiene il tratto a cielo aperto immediatamente a monte della confluenza con il rio Sorba risulta evidente come il limite sinistro dell'alveo sia da considerarsi di fatto obbligato, stante la presenza di un'abitazione (sezione 10), della spalla del ponte ferroviario (sezione 16.1 - 15.9) e di via traversa torrente San Lorenzo (sezioni 17.5 - 16.9).

In destra idraulica invece lo sbalzo è stato esteso per 2 metri sino ad un massimo di 2,50 a monte della sezione 17.5, e comunque è stato portato molto vicino al limite di monte della viabilità sia nel tratto immediatamente a monte della sezione 17.5, sia nel tratto a valle della sezione 15.9.

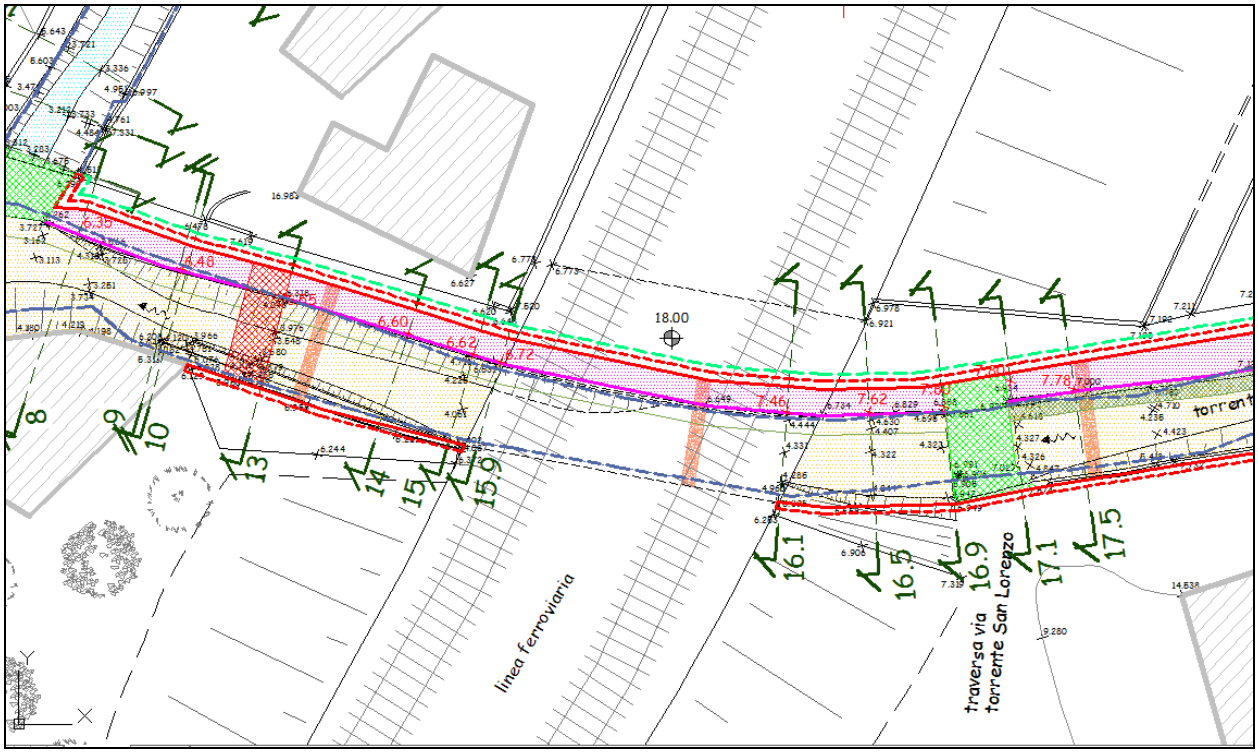


figura 14: *stralcio tavola 04-A planimetria quotata stato di progetto tratto a monte confluenza con rio Sorba - fuori scala*



figura 15: *tratto a monte confluenza con rio Sorba*

- Tratto a monte attraversamento ferroviario

Per quanto attiene il tratto a cielo aperto ancora più a monte, si può osservare come la viabilità sia pressoché ovunque delimitata in destra da una serie di edifici; anche in questo tratto, dunque, lo sbalzo, di larghezza variabile da 2,00 ml a 2,50 ml, risulta esteso al massimo possibile a meno di interferire pesantemente con le strutture esistenti.

In sinistra sono presenti anche in questo casi diversi fabbricati, con piazzali asfaltati antistanti (tratto sezioni 20.5 - 19.5), o direttamente vicini al limite arginale (sezione 25.5 e sezione 21.5). In tale tratto si dovrà addirittura procedere all'inevitabile demolizione e ridislocazione di un edificio ad uso abitativo (sezioni 24 - 23), essendo tale edificio in contrasto con qualsiasi soluzione di adeguamento idraulico del tratto.

Appare dunque evidente come tale tratto sia da ritenersi assolutamente critico e gli allargamenti previsti sono estesi ovunque al massimo possibile.

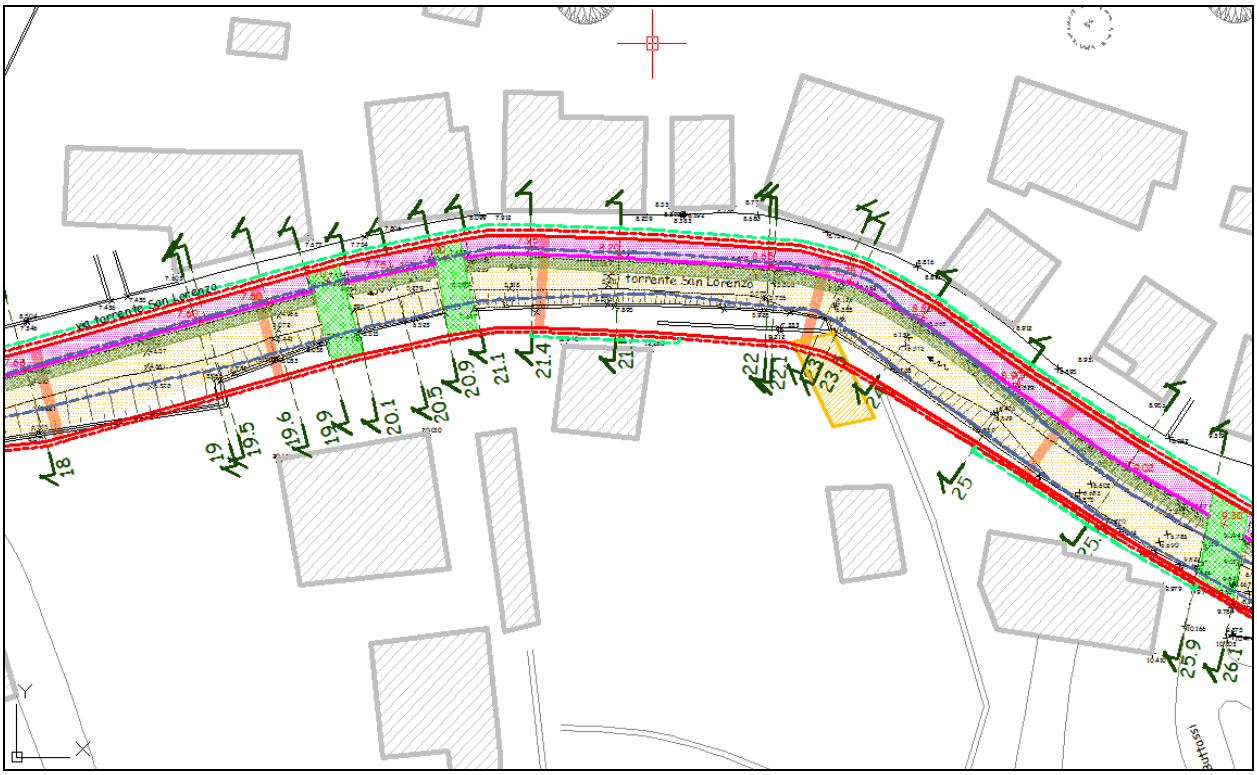


figura 16: *stralcio tavola 04-A planimetria quotata stato di progetto tratto a monte attraversamento ferroviario - fuori scala*



figura 17: *tratto a monte attraversamento ferroviario*



figura 18: *fabbricato oggetto di demolizione e ridislocazione*

- Tratto a monte ponticello località Buttassi

Per quanto attiene infine il tratto a cielo aperto a monte del ponticello di accesso alla località Buttassi, stante i maggiori spazi a disposizione in sinistra idraulica, si è scelto di evitare del tutto lo sbalzo in destra, concentrando per l'appunto tutti gli allargamenti in sponda opposta.

Soltanto nel tratto compreso tra il ponte di attraversamento della viabilità provinciale (sezione 29) e il ponte di accesso alla località Buttassi (sezione 26) sarebbe teoricamente stato possibile procedere ad un allargamento ulteriore in sinistra idraulica.

Tale eventualità è stata però scartata per diverse motivazioni: al di là dell'aspetto meramente economico (ulteriori allargamenti avrebbero comportato maggiori volumi di scavo e di conseguenza di materiale da conferire in discarica, nonché di maggiori espropri in quanto tutto l'allargamento è in terreni privati), si è ritenuto idraulicamente preferibile mantenere le sezioni le più regolari possibili (così come più volte ripetuto): anche tralasciando gli effetti negativi di ulteriori allargamenti quali rallentamento della corrente con maggiore tendenza al deposito di materiale solido, si deve ricordare che in corrispondenza del ponte di via Buttassi l'allargamento proposto è esteso al massimo possibile e fornire al torrente una sezione più larga verso monte avrebbe creato in tale tratto una sorta di imbuto.

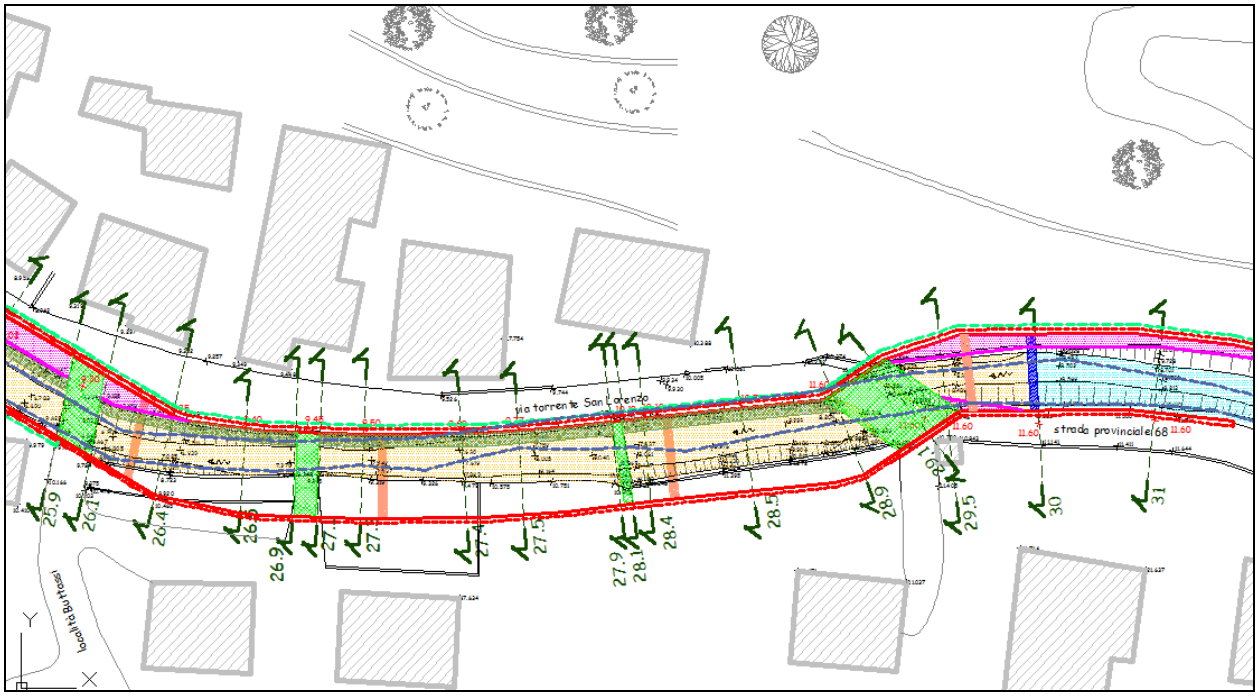


figura 19: *stralcio tavola 04-A planimetria quotata stato di progetto tratto a monte ponticello località Buttassi - fuori scala*



figura 20: *tratto a monte ponticello località Buttassi*

Aspetti catastali

Nelle tavole grafiche allegate al presente progetto di fattibilità tecnica ed economica, con particolare riferimento sia alla planimetria quotata che alle sezioni trasversali, sono stati riportati anche i limiti demaniali dei corsi d'acqua. Si è inoltre predisposta una tavola (numero 11-A) rappresentante la sovrapposizione dell'ingombro delle opere proposte sulla planimetria catastale. All'interno della stessa tavola grafica si è predisposta una tabella con indicazione dei mappali (e ovviamente dei relativi fogli) interessati dalle opere a progetto con relativa suddivisione in lotti.

Si sottolinea comunque che la sovrapposizione della planimetria con i fogli catastali risulta complessa, considerata l'estensione del tratto oggetto di studio, con la conseguente compresenza di diversi fogli catastali. Le differenze tra quanto riportato in planimetria e la mappa catastale non paiono macroscopiche, ma permangono le ovvie difficoltà a identificare con esattezza e soprattutto in modo univoco il posizionamento del confine demaniale e di conseguenza delle opere a progetto sulla mappa catastale.

Dunque, in questa fase, si è ritenuto di privilegiare il "controllo" del rispetto della larghezza catastale dell'alveo piuttosto che la precisa ubicazione della delimitazione dell'alveo demaniale medesimo; per quanto attiene la sovrapposizione delle opere alla mappa catastale si è scelto dunque di fornire un elenco di mappali, rimandando il calcolo delle superfici alle successive fasi di progettazione, ove sarà auspicabile una sovrapposizione "locale" delle opere sulla mappa catastale stessa.

Come si può comunque notare nelle tavole grafiche, la larghezza demaniale del torrente San Lorenzo risulta piuttosto variabile, con valori compresi tra circa 3,00 e 8,00 ml nel tratto a cielo aperto e compresi tra circa 6,00 e 15,00 ml nel tratto terminale in copertura.

La sistemazione a progetto prevede pressoché ovunque larghezze delle sezioni nettamente superiori alla larghezza demaniale (9,00 ÷ 10,00 ml nei tratti a cielo aperto e 15,00 ml nella copertura terminale).

Interferenze con i sottoservizi

Seppur a livello del tutto preliminare e qualitativo nel presente paragrafo si procederà a riportare alcune considerazioni in merito alle interferenze delle opere a progetto con i sottoservizi esistenti lungo le viabilità interessate dagli interventi a progetto.

Le opere a progetto andranno ad interessare buona parte dei sottoservizi esistenti lungo via torrente San Lorenzo, nonché al di sopra della copertura esistente (via Colombo e via Antonio Caveri).

Con l'ausilio dell'Ufficio Tecnico Comunale si è potuta verificare la presenza di condotte fognarie ubicate lungo tutto il corso di via torrente San Lorenzo, nonché lungo via Colombo e via Antonio Caveri, anche in attraversamento alla copertura terminale del torrente San Lorenzo.

Si avranno inoltre interferenze con la rete gas (attraversamento torrente San Lorenzo e discesa collettore principale scalinata Crova), ENEL – Pubblica Illuminazione (in esterno), e linea telefonica.

Nelle successive fasi di progettazione finalizzate alla realizzazione di uno o più lotti, si procederà ad una verifica puntuale con i vari gestori interessati, ad fine di una precisa identificazione dei tracciati dei vari sottoservizi esistenti, nonché di definire con maggior dettaglio, rispetto a quanto indicato nel quadro economico (tavola 21-A) del presente progetto di fattibilità tecnica ed economica, gli eventuali oneri per gli spostamenti dei sottoservizi medesimi.

Cantierabilità dell'area

Si è proceduto a verificare l'operatività di cantiere e, realizzando l'intervento a tratti, si può sostenere che ad esclusione di mezzi pesanti sarà possibile garantire l'accesso a tutte le abitazioni nonché al tratto di monte della viabilità tramite vie alternative. In particolare – rimandando peraltro a successive fasi di progettazione un'analisi di maggior dettaglio - si evidenzia che gli accessi da monte saranno consentiti dalla viabilità provinciale e da quella comunale passante per località Crova. Gli accessi da valle, attraverso il centro storico, saranno comunque confermati, seppur in forma pedonale e/o carrabile, attraverso bypass rispettivamente verso via G. Bollo passando in fregio all'Abbadia San Giorgio (in direzione stazione ferroviaria) e via Mazzini – via Fratelli Botto (in direzione zona urbanizzata a monte della copertura esistente), ciò fatte salve tutte le soluzioni provvisionali da adottare per rendere meno invasiva e penalizzante la fase di cantierizzazione delle opere.

Come detto più volte in precedenza, la viabilità pubblica parallela al torrente e interessata dagli interventi proposti nell'ambito del presente progetto di fattibilità tecnica ed economica risulta essere notevolmente trafficata in quanto rappresenta l'unico accesso dalle numerose abitazioni al centro di Moneglia, nonché alla strada di collegamento tra Riva Trigoso e Deiva Marina.

Durante la realizzazione delle opere previste nell'ambito del presente progetto di fattibilità tecnica ed economica si dovrà forzatamente chiudere – seppur a tratti - tale viabilità, creando disagi notevoli soprattutto per gli abitanti della zona. Mentre dal punto di vista veicolare appare possibile individuare una viabilità alternativa, sebbene con percorsi notevolmente allungati, sotto l'aspetto pedonale appare imprescindibile realizzare una viabilità provvisoria.

Inoltre, stante l'elevata urbanizzazione del tratto, gli allargamenti previsti dovranno forzatamente essere realizzati a poca distanza da fabbricati esistenti, di cui si dovrà verificare preventivamente la stabilità.

I costi derivanti dalla formazione della viabilità pedonale provvisoria che via via si renderà necessaria verranno ad essere ricompresi nelle somme destinate agli oneri per la sicurezza così come saranno resi disponibili gli oneri derivanti dalla redazione di perizie di accertamento preventivo sulla statica dei fabbricati limitrofi alle zone interessate dai lavori.

RELAZIONE TECNICA

Nel presente capitolo vengono sinteticamente descritte le principali tipologie di opere inserite nel progetto di fattibilità tecnica ed economica di cui in oggetto.

1) Muri d'argine in cemento armato – tipologia da adottarsi per la ricostruzione delle opere arginali esistenti ad oggi in stato di degrado o in ragione degli allargamenti previsti per l'adeguamento delle sezioni di deflusso.
   Per questa tipologia costruttiva è stata adottata un'opera di sostegno a mensola in c.a. con fondazione diretta, sufficientemente approfondita in ragione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione nonché al fine di consentire un ricoprimento della mensola di valle per la rinaturalizzazione del letto del corso d'acqua.
   Per la maggior parte dello sviluppo delle opere arginali poste in sponda destra, in ragione degli indispensabili ampliamenti della sezione idraulica, è prevista la realizzazione di una mensola stradale atta al mantenimento della viabilità carrabile esistente.
   Lungo il tratto che si sviluppa in sponda destra a monte della sezione 29.5 la nuova arginatura risulta posta al piede di un movimento franoso pertanto è prevista la realizzazione di una berlinese in micropali con due ordini di tiranti attivi e la successiva realizzazione della arginatura in c.a. in aderenza a detta opera.
   Lungo i restanti tratti di intervento, preliminarmente alla esecuzione degli scavi e/o demolizione dei manufatti esistenti, laddove risulta indispensabile limitare le interferenze con le infrastrutture e le edificazioni esistenti è prevista la realizzazione di paratie provvisionali in micropali a protezione dei fronti di scavo che permetteranno inoltre una riduzione dei volumi di scavo e la realizzazione delle murature arginali in aderenza alle paratie medesime.
   Le opere di fondazione delle murature d'argine, sulla base delle indagini penetrometriche leggere e delle indagini geofisiche condotte lungo l'asta del torrente San Lorenzo, realizzate secondo gli approfondimenti rappresentati negli elaborati grafici, potranno quasi ovunque essere riferite al substrato roccioso individuato.
   Nel tratto che si sviluppa a monte della linea ferroviaria approssimativamente fino alla sezione 22, per il quale le indagini svolte rilevano un approfondimento del substrato roccioso, le fondazioni troveranno riferimento ad un livello costituito da sedimenti alluvionali di caratteristiche geotecniche comunque compatibili con la tipologia fondazionale diretta contemplata e comunque, laddove ne emergerà la necessità, si potrà ricorrere all'impiego di opere di fondazione indiretta; la valutazione di detti aspetti è stata eseguita attraverso il predimensionamento delle opere riportata a seguire.

Contestualmente alla realizzazione del manufatto arginale in sponda destra a sostegno della viabilità carrabile è prevista la formazione di un marciapiede pedonale, oggi non presente, mediante la realizzazione di una mensola con struttura metallica emergente dal limite della viabilità carrabile; detta mensola sarà costituita da profilati metallici ancorati al manufatto arginale in c.a., soprastante grigliato metallico, ringhiera di protezione verso il corso d'acqua e delimitazione in muratura verso la sede stradale.

2) Ponti e manufatti di attraversamento - nell'ambito dell'adeguamento idraulico del corso d'acqua e del contestuale mantenimento della viabilità pubblica, è contemplato il rifacimento di alcuni ponticelli di attraversamento carrabile. I principali sono afferenti la viabilità principale che costeggia il corso d'acqua e sono ubicati rispettivamente uno immediatamente a valle del ponte della ferrovia in corrispondenza dell'affluente in destra del torrente San Lorenzo (denominato rio Sorba) e l'altro più a monte nel tratto iniziale dell'intervento a progetto. Gli altri ponti carrabili di uso pubblico sono in attraversamento al corso d'acqua a servizio delle abitazioni in sponda sinistra e per il collegamento alla località Buttassi.
   Tali manufatti, in ragione delle luci di progetto, potranno essere realizzati con impalcato stradale in appoggio alle nuove murature arginali mediante l'impiego di elementi prefabbricati a lastra in c.a.p. e getto di completamento in opera secondo gli spessori contemplati a progetto.
   Infine per quanto attiene le altre passerelle pedonali o carrabili di collegamento alle abitazioni poste in adiacenza al torrente San Lorenzo in sponda sinistra, in considerazione della loro demolizione a causa dell'adeguamento della sezione di deflusso, esse potranno essere ricostruite nella medesima posizione con soluzioni strutturali più leggere in funzione dei carichi previsti trovando appoggio sulle nuove strutture arginali; si rimarca che resteranno a carico dei soggetti utilizzatori privati gli oneri per la costruzione dell'impalcato costituente le passerelle medesime.

3) Adeguamento sezione tombinata (copertura carrabile) – l'intervento prevede l'integrale rifacimento della sezione tombinata con adeguamento della sezione di deflusso mediante la realizzazione di una struttura costituita da spalle di appoggio in c.a. e solaio di copertura che potrà essere realizzato mediante impiego di elementi prefabbricati alveolari in c.a.p. con getto di completamento in opera dimensionati per carichi stradali di prima categoria (viabilità principale).
   Nel tratto centrale di detta tombinatura, in considerazione dell'aderenza della attuale spalla di appoggio destra con gli edifici esistenti, è contemplato il mantenimento di detta muratura di appoggio che, in ragione dei maggiori carichi agenti su essa dovuti al

nuovo impalcato stradale, potrà essere oggetto di interventi di consolidamento o sottofondazione anche mediante ricorso all'impiego di micropali.
Per l'esecuzione dei necessari scavi e demolizioni è contemplata la realizzazione di paratie in micropali a protezione dei fronti di scavo sulle due sponde al fine di limitare le interferenze con le infrastrutture esistenti e contenere i volumi di scavo; le deformazioni laterali di dette paratie potrà eventualmente essere impedita mediante l'impiego temporaneo di puntoni di contrasto in acciaio tra le fasi di scavo/demolizione e la successiva esecuzione delle strutture di sostegno definitive in c.a.

4) Sottomurazioni argini esistenti – tipologia costruttiva da realizzarsi su limitati tratti in corrispondenza delle arginature poste in sponda destra a valle della sezione 10.0 fino all'imbocco della sezione tombinata in considerazione della riprofilatura del fondo dell'alveo esistente con abbassamento dello stesso e mantenimento delle arginature esistenti. Detta tipologia verrà realizzata a campioni di ampiezza variabile in funzione delle caratteristiche dell'arginatura da sottomurare.

5) Briglie selettive – tipologia costruttiva da realizzarsi a monte del tratto di intervento lungo il torrente San Lorenzo e a monte della zona di partenza dello scolmatore del rio Sorba, al fine di trattenere quantità di materiale solido in caso di eventi di piena evitando l'instaurarsi del fenomeno di trasporto solido lungo l'alveo con conseguente ostruzione dei corsi d'acqua e opere idrauliche medesimi più a valle.
Detta tipologia verrà realizzata mediante formazione di struttura in calcestruzzo con infissione di elementi metallici verticali in testa alla struttura, debitamente dimensionati in considerazione dell'ipotesi di completa occlusione della struttura di ritegno e conseguente spinta idraulica di monte.

6) Briglie e soglie in calcestruzzo - tipologie da adottare l'una per il rallentamento localizzato della corrente nonché per un abbassamento con regolarizzazione della livelletta di fondo alveo e l'altra per la stabilizzazione della quota di fondo alveo a progetto al fine di contrastare la possibile azione erosiva del corso d'acqua con conseguenti problemi di scalzamento in fondazione per le opere arginali sia esistenti che a progetto, soprattutto in ragione dell'esecuzione delle opere previste; per dette opere è prevista la realizzazione di manufatti a gravità con sezione in cls.

7) Scolmatore/deviatore rio Sorba - galleria idraulica (scenario di piano di bacino) - opera da realizzarsi mediante la formazione di un pozzo di caduta iniziale di altezza pari a circa 4,0 m in corrispondenza della sezione di imbocco della galleria idraulica.

Esecuzione di galleria idraulica a sezione circolare di diametro netto pari a 5,0 m da realizzarsi con scavo di avanzamento da eseguirsi con mezzo meccanico o con ausilio di esplosivo alternato all'inserimento di un rivestimento di prima fase costituito da: chiodi/bulloni di lunghezza 4 ÷ 5 m con interasse 1,0 m, centinatura metallica (ipotizzata HEB140) interasse 1,0 m, rete elettrosaldata e calcestruzzo proiettato per uno spessore pari a circa 15 cm. Il rivestimento di seconda fase o definitivo è in c.a. per uno spessore complessivo pari a circa 60 cm. Nei tratti terminali della galleria, in funzione delle caratteristiche geotecniche dei versanti interessati desunti dalle necessarie indagini da svolgersi nelle successive fasi progettuali, si valuterà la necessità di realizzare opere di preconsolidamento del fronte e/o sostentamento della volta mediante l'esecuzione di paratie o ombrelli di micropali.
Realizzazione di ponte di attraversamento in corrispondenza della cosiddetta strada delle gallerie a prosecuzione della galleria idraulica a sezione circolare, mediante formazione di opere di sostegno dei fronti di scavo (berlinesi in micropali), esecuzione di platea di fondazione e spalle di appoggio in c.a., impalcato stradale mediante impiego di elementi prefabbricati alveolari in c.a.p. con getto di completamento in opera.
Realizzazione di tombinatura sull'ultimo tratto dello scolmatore fino allo sfocio a mare mediante la formazione di struttura scatolare in c.a. di forma rettangolare.

PREDIMENSIONAMENTO OPERE PRINCIPALI

Al fine di valutare correttamente l'intervento a progetto sia dal punto di vista geometrico ed esecutivo sia dal punto di vista economico, è stato condotto il predimensionamento delle principali opere d'arte previste dal progetto di fattibilità tecnica ed economica.

Mentre per alcune tipologie esecutive si è fatto ricorso all'esperienza professionale nonché alle tipologie costruttive commercialmente disponibili, si è proceduto alla verifica dei manufatti arginali posti a sostegno dell'impalcato afferente la copertura del torrente sul tratto terminale nonché a sostegno della viabilità adiacente al corso d'acqua nei tratti di monte. Il predimensionamento valuta dunque i principali aspetti geotecnici, strutturali e di stabilità dei manufatti analizzati.

Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilitàdei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
Norme Tecniche per il calcolo, l' esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:
- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valodi di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.
I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ. In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.
I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:
- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.
La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.
Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.
Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata *z*. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).
La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.
Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta *S'* considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \text{arctg}(k_h/(1\pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h.
In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \text{arctg}[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \text{arctg}[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Detta *S* la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente *A* vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta+\theta)}{\cos^2\beta\cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente *A* si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ.
Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente *A* viene posto pari a 1.
Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.
Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \qquad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove *W* è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.
Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r.
Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si puo impostare $\eta_r >= 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} >= \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta *S*, dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.
Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s
Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s >= 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} >= \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.
La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta *N* la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \, tg \, \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 percento.
Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f, diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q. Cioè, detto Q_u, il carico limite ed *R* la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} >= \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q >= 1.0$
Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c \, N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

c	coesione del terreno in fondazione;
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa;
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$A = e^{\pi \, tg \, \phi}$

$N_q = A \, tg^2(45° + \phi/2)$

$N_c = (N_q - 1) \, ctg \, \phi$

$N_\gamma = (N_q - 1) \, tg(1.4\phi)$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$K_p = tg^2(45° + \phi/2)$

I fattori *d* e *i* che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$d_q = d_\gamma = 1$ per $\phi = 0$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$i_c = i_q = (1 - \theta°/90)^2$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta°}{\phi°}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$i_\gamma = 0$ per $\phi = 0$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g >= 1.0$
Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.
Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\Sigma_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) tg\phi_i}{m} \right)}{\Sigma_i W_i \sin\alpha_i}$$

dove il termine *m* è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{tg\phi_i tg\alpha_i}{\eta}\right) \cos\alpha_i$$

In questa espressione *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.
L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine *m* che è funzione di η. Quindi essa viene risolta per successive approsimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di *m* ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

SPALLA DI APPOGGIO SEZIONE TOMBINATA

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 1

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*	*EQU*	*HYD*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30	1,50	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*	*M2*	*M1*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*	*EQU*	*HYD*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00	1,00	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*	*M2*	*M1*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	*Coefficienti parziali*		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione	**Muro a mensola in c.a.**
Altezza del paramento	4,60 [m]
Spessore in sommità	0,60 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,60 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	10,00 [m]
Vincolo in testa	

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	2,40 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,00 [m]
Lunghezza totale fondazione	3,00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,60 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo	
Peso specifico	2500,0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	305,9 [kg/cmq]
Modulo elastico E	320665,55 [kg/cmq]
Acciaio	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	4588,0 [kg/cmq]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento
(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	**X**	**Y**	**A**
1	10,00	0,00	0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0,00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	1,00	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cmq]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cmq]

Descrizione	**γ**	**γ_s**	**ϕ**	**δ**	**c**	**c_a**
riporti	1920	1960	31.70	21.13	0,000	0,000
sedim alluv	1920	2010	33.10	22.07	0,000	0,000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm^2/cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	4,00	0,00	0,00	0,00	riporti
2	4,00	0,00	6,95	0,00	sedim alluv

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate
Carichi verticali positivi verso il basso.
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
M	Momento espresso in [kgm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per x=X_i espressa in [kg/m]
Q_f	Intensità del carico per x=X_f espressa in [kg/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (perm impalcato)

C	Paramento	**X**=-0,40	**Y**=0,00	**F_x**=0,00	**F_y**=12000,00	**M**=0,00

Condizione n° 2 (variabile impalcato)

C	Paramento	**X**=-0,40	**Y**=0,00	**F_x**=0,00	**F_y**=54000,00	**M**=0,00

Condizione n° 3 (var terrapieno)

D	Profilo	**X_i**=0,00	**X_f**=5,00	**Q_i**=2000,00	**Q_f**=2000,00

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
perm impalcato	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
perm impalcato	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
perm impalcato	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
perm impalcato	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
perm impalcato	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
perm impalcato	SFAV	1.30	1.00	1.30
variabile impalcato	SFAV	1.50	1.00	1.50
var terrapieno	SFAV	1.50	0.40	0.60

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
perm impalcato	SFAV	1.30	1.00	1.30
variabile impalcato	SFAV	1.50	1.00	1.50
var terrapieno	SFAV	1.50	0.40	0.60

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
perm impalcato	SFAV	1.30	1.00	1.30
variabile impalcato	SFAV	1.50	1.00	1.50
var terrapieno	SFAV	1.50	0.40	0.60

Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
perm impalcato	SFAV	1.30	1.00	1.30
variabile impalcato	SFAV	1.50	1.00	1.50
var terrapieno	SFAV	1.50	0.40	0.60

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
variabile impalcato	SFAV	1.30	1.00	1.30
var terrapieno	SFAV	1.30	0.40	0.52

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
perm impalcato	SFAV	1.10	1.00	1.10
variabile impalcato	SFAV	1.50	1.00	1.50
var terrapieno	SFAV	1.50	0.40	0.60

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
variabile impalcato	SFAV	1.30	1.00	1.30
var terrapieno	SFAV	1.30	0.40	0.52

Combinazione n° 15 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
perm impalcato	SFAV	1.30	1.00	1.30
variabile impalcato	SFAV	1.50	0.75	1.12
var terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
perm impalcato	SFAV	1.30	1.00	1.30
variabile impalcato	SFAV	1.50	0.75	1.12
var terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 17 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
perm impalcato	SFAV	1.30	1.00	1.30
variabile impalcato	SFAV	1.50	0.75	1.12
var terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 18 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
perm impalcato	SFAV	1.30	1.00	1.30
variabile impalcato	SFAV	1.50	0.75	1.12
var terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 19 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
variabile impalcato	SFAV	1.30	0.75	0.98
var terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 20 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
perm impalcato	SFAV	1.10	1.00	1.10
variabile impalcato	SFAV	1.50	0.75	1.12
var terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 21 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
variabile impalcato	SFAV	1.30	0.75	0.98
var terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 22 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 27 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 28 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 29 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 30 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 31 - Frequente (SLE)

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
variabile impalcato	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 32 - Frequente (SLE)

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
var terrapieno	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 33 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
variabile impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
var terrapieno	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 34 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
var terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
variabile impalcato	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 35 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 36 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 37 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
variabile impalcato	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 38 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
variabile impalcato	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 39 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
var terrapieno	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 40 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
var terrapieno	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 41 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
variabile impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
var terrapieno	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 42 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ

Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
variabile impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
var terrapieno	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 43 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
var terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
variabile impalcato	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 44 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
perm impalcato	SFAV	1.00	1.00	1.00
var terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
variabile impalcato	SFAV	1.00	0.75	0.75

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni	**Stato limite**

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali	
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Molto aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	
Verifica fessurazione	
Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)
Verifica delle tensioni	
Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60\ f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80\ f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45\ f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su $N\gamma$ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00
Coefficiente correttivo su $N\gamma$ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	99,99	--	6,37	--
2	A1-M1 - [1]	--	99,99	--	6,11	--

3	A1-M1 - [1]	--	99,99	--	6,37	--
4	A1-M1 - [1]	--	99,99	--	6,11	--
5	A2-M2 - [1]	--	99,99	--	3,26	--
6	EQU - [1]	--	--	3,27	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1,77
8	A1-M1 - [2]	--	99,99	--	2,31	--
9	A1-M1 - [2]	--	99,99	--	2,35	--
10	A1-M1 - [2]	--	99,99	--	2,31	--
11	A1-M1 - [2]	--	99,99	--	2,35	--
12	A2-M2 - [2]	--	99,99	--	1,20	--
13	EQU - [2]	--	--	6,40	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,25
15	A1-M1 - [3]	--	99,99	--	2,66	--
16	A1-M1 - [3]	--	99,99	--	2,60	--
17	A1-M1 - [3]	--	99,99	--	2,66	--
18	A1-M1 - [3]	--	99,99	--	2,60	--
19	A2-M2 - [3]	--	99,99	--	1,35	--
20	EQU - [3]	--	--	5,02	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,28
22	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	5,64	--
23	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	6,06	--
24	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	2,45	--
25	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	2,65	--
26	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,38	--	--
27	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,37	--	--
28	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,31
29	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,24
30	SLEQ - [1]	--	99,99	--	7,94	--
31	SLEF - [1]	--	99,99	--	3,93	--
32	SLEF - [1]	--	99,99	--	7,43	--
33	SLER - [1]	--	99,99	--	3,28	--
34	SLER - [1]	--	99,99	--	3,67	--
35	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	6,93	--
36	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	7,19	--
37	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	3,71	--
38	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	3,78	--
39	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	6,43	--
40	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	6,69	--
41	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	3,11	--
42	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	3,16	--
43	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	99,99	--	3,42	--
44	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	99,99	--	3,50	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	44.238317
Longitudine	9.491261
Comune	Moneglia
Provincia	Genova
Regione	Liguria
Punti di interpolazione del reticolo	17814 - 17592 - 17591 - 17813

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II - Normali affollamenti e industrie non pericolose
Vita di riferimento	50 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.08 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S)$ = 17.60
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h$ = 8.80

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.43 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S)$ = 6.99
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h$ = 3.49

Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	10,00 [m]
Peso muro	11400,00 [kg]
Baricentro del muro	X=-0,77 Y=-3,33

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 0,00 Y = -5,20
Punto superiore superficie di spinta	X = 0,00 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	5,20 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

COMBINAZIONE n° 1

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	9177,82	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	8540,67	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	3359,95	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,00	[m]	Y = -3,44	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	21,47	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	56,99	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	15600	[kg]
Reazione vincolare	-2966	[kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	11506,23	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	30359,95	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	30359,95	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	11506,23	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	32467,22	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20,76	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	193370,48	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	1,0120	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	1,0120	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	N_c = 38.97	N_q = 26.41	N_γ = 26.62
Fattori forma	s_c = 1,00	s_q = 1,00	s_γ = 1,00
Fattori inclinazione	i_c = 0,59	i_q = 0,59	i_γ = 0,14
Fattori profondità	d_c = 1,20	d_q = 1,10	d_γ = 1,10

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

N'_c = 27.61	N'_q = 17.17	N'_γ = 4.07

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.37

COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	10577,12	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	10090,39	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	3171,67	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,00	[m]	Y = -3,29	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,45	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53,85	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	82200	[kg]		
Reazione vincolare	-16191	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	26280,89	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	96771,67	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	96771,67	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	26280,89	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]		
Risultante in fondazione	100276,83	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,19	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	116568,40	[kg]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]	
Tensione terreno allo spigolo di valle	3,2257	[kg/cmq]	
Tensione terreno allo spigolo di monte	3,2257	[kg/cmq]	

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	N_c = 24.93	N_q = 14.00	N_γ = 10.36
Fattori forma	s_c = 1,00	s_q = 1,00	s_γ = 1,00
Fattori inclinazione	i_c = 0,69	i_q = 0,69	i_γ = 0,20
Fattori profondità	d_c = 1,18	d_q = 1,09	d_γ = 1,09

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

N'_c = 20.25	N'_q = 10.52	N'_γ = 2.27

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.20

COMBINAZIONE n° 27

Valore della spinta statica	8739,67	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	8336,48	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	2623,94	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,00	[m]	Y = -3,44	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,47	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	53,85	[°]		
Incremento sismico della spinta	4417,29	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,00	[m]	Y = -2,60	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	43,85	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]
Inerzia del muro	2005,83	[kg]		
Inerzia verticale del muro	1002,92	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0,00	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0,00	[kg]		

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2111	[kg]		
Componente dir. Y	12000	[kg]		
Reazione vincolare	2352	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	14314,76	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	28353,07	[kg]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	48703,09	[kgm]		

Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	115264,62	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	28353,07	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	14314,76	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	31761,76	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	26,79	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	0,00	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 2.37

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 29

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kg]
α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Bishop
Numero di cerchi analizzati 36
Numero di strisce 25

Cerchio critico
Coordinate del centro X[m]= -2,75 Y[m]= 1,96
Raggio del cerchio R[m]= 7,67
Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8,05
Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4,67
Larghezza della striscia dx[m]= 0,51
Coefficiente di sicurezza C= 1.24
Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α(°)	Wsinα	b/cosα	ϕ	c	u
1	666,06	69.54	624,05	1,46	26.29	0,00	0,00
2	1770,39	60.45	1540,09	1,03	26.29	0,00	0,00
3	2543,32	53.41	2041,96	0,85	26.29	0,00	0,00
4	3148,27	47.41	2317,76	0,75	26.29	0,00	0,00
5	3642,64	42.04	2439,36	0,69	26.29	0,00	0,00
6	4054,63	37.10	2445,79	0,64	27.41	0,00	0,00
7	4400,65	32.47	2362,22	0,60	27.54	0,00	0,00
8	4691,19	28.06	2206,70	0,58	27.54	0,00	0,00
9	4933,39	23.83	1993,15	0,56	27.54	0,00	0,00
10	18380,02	19.73	6205,86	0,54	27.54	0,00	0,00
11	3736,59	15.74	1013,66	0,53	27.54	0,00	0,00
12	2073,99	11.82	425,01	0,52	27.54	0,00	0,00
13	2160,78	7.96	299,42	0,51	27.54	0,00	0,00
14	2213,54	4.14	159,85	0,51	27.54	0,00	0,00
15	2232,99	0.34	13,10	0,51	27.54	0,00	0,00
16	2057,13	-3.47	-124,42	0,51	27.54	0,00	0,00
17	1995,51	-7.29	-253,10	0,51	27.54	0,00	0,00
18	1914,81	-11.14	-369,92	0,52	27.54	0,00	0,00
19	1799,10	-15.04	-466,95	0,53	27.54	0,00	0,00
20	1646,66	-19.02	-536,66	0,54	27.54	0,00	0,00
21	1455,03	-23.10	-570,77	0,55	27.54	0,00	0,00
22	1220,81	-27.30	-559,93	0,57	27.54	0,00	0,00
23	939,26	-31.67	-493,16	0,60	27.54	0,00	0,00
24	603,70	-36.26	-357,06	0,63	27.54	0,00	0,00
25	204,35	-41.14	-134,44	0,68	26.29	0,00	0,00

ΣW_i= 74484,84 [kg]
$\Sigma W_i \sin\alpha_i$= 22221,53 [kg]
$\Sigma W_i \tan\phi_i$= 38504,32 [kg]
$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i$= 3.49

MURATURA D'ARGINE CON MENSOLA STRADALE

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 1

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*	*EQU*	*HYD*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30	1,50	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*	*M2*	*M1*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*	*EQU*	*HYD*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00	1,00	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*	*M2*	*M1*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	*Coefficienti parziali*		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione	**Muro a mensola in c.a.**
Altezza del paramento	4,50 [m]
Spessore in sommità	0,60 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,60 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	10,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	2,40 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,00 [m]
Lunghezza totale fondazione	3,00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,60 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo	
Peso specifico	2500,0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	305,9 [kg/cmq]
Modulo elastico E	320665,55 [kg/cmq]
Acciaio	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	4588,0 [kg/cmq]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento
(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	10,00	0,00	0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0,00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	1,00	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cmq]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cmq]

Descrizione	**γ**	**γ_s**	**ϕ**	**δ**	**c**	**c_a**
riporti	1920	1960	31.70	21.13	0,000	0,000
sedim alluv	1920	2010	33.10	33.10	0,000	0,000
substrato	2550	2550	22.00	14.67	1,730	0,000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm^2/cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	4,00	0,00	0,00	0,00	riporti
2	2,00	0,00	6,95	0,00	sedim alluv
3	3,00	0,00	0,00	0,00	substrato

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate
Carichi verticali positivi verso il basso.
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
M	Momento espresso in [kgm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per x=X_i espressa in [kg/m]
Q_f	Intensità del carico per x=X_f espressa in [kg/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (reaz perm mensola)
C Paramento **X**=-0,30 **Y**=-0,25 **F_x**=0,00 **F_y**=3425,00 **M**=4881,00

Condizione n° 2 (reaz var mensola)
C Paramento **X**=-0,30 **Y**=-0,25 **F_x**=0,00 **F_y**=20750,00 **M**=14218,00

Condizione n° 3 (carico terrapieno)
D Profilo **X_i**=0,00 **X_f**=10,00 **Q_i**=2000,00 **Q_f**=2000,00

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
reaz perm mensola	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
reaz perm mensola	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
reaz perm mensola	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

reaz perm mensola	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
reaz perm mensola	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
reaz perm mensola	SFAV	1.30	1.00	1.30
reaz var mensola	SFAV	1.50	1.00	1.50
carico terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
reaz perm mensola	SFAV	1.30	1.00	1.30
reaz var mensola	SFAV	1.50	1.00	1.50
carico terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
reaz perm mensola	SFAV	1.30	1.00	1.30
reaz var mensola	SFAV	1.50	1.00	1.50
carico terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
reaz perm mensola	SFAV	1.30	1.00	1.30
reaz var mensola	SFAV	1.50	1.00	1.50
carico terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
reaz var mensola	SFAV	1.30	1.00	1.30
carico terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
reaz perm mensola	SFAV	1.10	1.00	1.10
reaz var mensola	SFAV	1.50	1.00	1.50
carico terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
reaz var mensola	SFAV	1.30	1.00	1.30
carico terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 15 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
reaz perm mensola	SFAV	1.30	1.00	1.30
carico terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
reaz perm mensola	SFAV	1.30	1.00	1.30
carico terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 17 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
reaz perm mensola	SFAV	1.30	1.00	1.30
carico terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 18 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
reaz perm mensola	SFAV	1.30	1.00	1.30
carico terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 19 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
carico terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 20 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
reaz perm mensola	SFAV	1.10	1.00	1.10
carico terrapieno	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 21 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
carico terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 22 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ

Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 27 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 28 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 29 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 30 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 31 - Frequente (SLE)

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
reaz var mensola	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 32 - Frequente (SLE)

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
carico terrapieno	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 33 - Rara (SLE)

	S/F	**γ**	**Ψ**	**γ * Ψ**
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00

reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
reaz var mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
carico terrapieno	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 34 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
carico terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
reaz var mensola	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 35 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 36 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 37 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
reaz var mensola	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 38 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
reaz var mensola	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 39 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
carico terrapieno	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 40 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
carico terrapieno	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 41 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
reaz var mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
carico terrapieno	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 42 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
reaz var mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
carico terrapieno	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 43 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
carico terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
reaz var mensola	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 44 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	γ * Ψ
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
reaz perm mensola	SFAV	1.00	1.00	1.00
carico terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
reaz var mensola	SFAV	1.00	0.75	0.75

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni	**Stato limite**

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali	
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Molto aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	
Verifica fessurazione	
Sensibilità delle armature	Poco sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)
Verifica delle tensioni	
Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60\ f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80\ f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45\ f_{ck}$

Calcolo della portanza metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su $N\gamma$ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00
Coefficiente correttivo su $N\gamma$ per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	2,11	--	8,71	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,39	--	8,86	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,11	--	8,71	--
4	A1-M1 - [1]	--	2,39	--	8,86	--
5	A2-M2 - [1]	--	1,60	--	4,06	--
6	EQU - [1]	--	--	2,07	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1,83

8	A1-M1 - [2]	--	3,41	--	4,83	--
9	A1-M1 - [2]	--	3,23	--	5,08	--
10	A1-M1 - [2]	--	3,41	--	4,83	--
11	A1-M1 - [2]	--	3,23	--	5,08	--
12	A2-M2 - [2]	--	2,27	--	2,48	--
13	EQU - [2]	--	--	2,41	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1,45
15	A1-M1 - [3]	--	1,52	--	4,25	--
16	A1-M1 - [3]	--	1,70	--	4,98	--
17	A1-M1 - [3]	--	1,52	--	4,25	--
18	A1-M1 - [3]	--	1,70	--	4,98	--
19	A2-M2 - [3]	--	1,10	--	1,98	--
20	EQU - [3]	--	--	1,43	--	--
21	STAB - [3]	--	--	--	--	1,52
22	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	2,14	--	9,25	--
23	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	2,16	--	9,54	--
24	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1,38	--	3,17	--
25	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1,40	--	3,27	--
26	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,02	--	--
27	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,05	--	--
28	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,68
29	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,67
30	SLEQ - [1]	--	2,54	--	11,52	--
31	SLEF - [1]	--	4,19	--	8,09	--
32	SLEF - [1]	--	2,00	--	8,02	--
33	SLER - [1]	--	3,68	--	6,84	--
34	SLER - [1]	--	3,04	--	7,32	--
35	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,41	--	11,12	--
36	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,42	--	11,26	--
37	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	3,96	--	7,95	--
38	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	3,99	--	8,02	--
39	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	1,91	--	7,32	--
40	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	1,92	--	7,41	--
41	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	3,49	--	6,72	--
42	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	3,52	--	6,77	--
43	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	2,89	--	7,16	--
44	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	2,92	--	7,22	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	44.238317
Longitudine	9.491261
Comune	Moneglia
Provincia	Genova
Regione	Liguria
Punti di interpolazione del reticolo	17814 - 17592 - 17591 - 17813

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II - Normali affollamenti e industrie non pericolose
Vita di riferimento	50 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.08 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S)$ = 4.22
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h$ = 2.11

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.43 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S)$ = 1.26
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h$ = 0.63

Forma diagramma incremento sismico — Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)	50,0
Lunghezza del muro	10,00 [m]
Peso muro	11250,00 [kg]
Baricentro del muro	X=-0,78 Y=-3,27

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 0,00 Y = -5,10
Punto superiore superficie di spinta	X = 0,00 Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	5,10 [m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 14

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kg]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Bishop
Numero di cerchi analizzati 36
Numero di strisce 25

Cerchio critico
Coordinate del centro X[m]= -3,08 Y[m]= 0,39
Raggio del cerchio R[m]= 6,29
Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -8,04
Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3,20
Larghezza della striscia dx[m]= 0,45
Coefficiente di sicurezza C= 1.45
Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	**W**	**α(°)**	**Wsinα**	**b/cosα**	**ϕ**	**c**	**u**
1	2020,98	77.18	1970,59	2,03	26.29	0,00	0,00
2	3260,46	63.39	2915,13	1,00	26.29	0,00	0,00
3	3927,01	55.23	3225,65	0,79	26.29	0,00	0,00
4	4425,92	48.54	3316,93	0,68	26.36	0,00	0,00
5	4824,24	42.66	3269,35	0,61	27.54	0,00	0,00
6	5150,79	37.30	3121,67	0,57	27.54	0,00	0,00
7	5421,24	32.31	2897,51	0,53	27.54	0,00	0,00
8	36186,92	27.58	16751,77	0,51	27.54	0,00	0,00
9	3700,80	23.04	1448,47	0,49	27.54	0,00	0,00
10	1944,07	18.66	621,87	0,47	27.54	0,00	0,00
11	2059,29	14.38	511,47	0,46	27.54	0,00	0,00
12	2143,88	10.19	379,19	0,46	27.54	0,00	0,00
13	2199,30	6.05	231,75	0,45	27.54	0,00	0,00
14	2194,11	1.94	74,33	0,45	27.54	0,00	0,00

15	2069,27	-2.16	-77,84	0,45	27.54	0,00	0,00
16	2040,68	-6.26	-222,66	0,45	27.54	0,00	0,00
17	1983,77	-10.41	-358,28	0,46	27.54	0,00	0,00
18	1897,62	-14.60	-478,41	0,46	27.54	0,00	0,00
19	1780,74	-18.88	-576,28	0,48	27.54	0,00	0,00
20	1630,97	-23.27	-644,45	0,49	27.54	0,00	0,00
21	1445,19	-27.82	-674,42	0,51	27.54	0,00	0,00
22	1218,97	-32.56	-656,07	0,53	27.54	0,00	0,00
23	945,87	-37.58	-576,79	0,57	27.54	0,00	0,00
24	616,02	-42.96	-419,78	0,61	27.54	0,00	0,00
25	213,32	-48.87	-160,67	0,68	26.29	0,00	0,00

ΣW_i= 95301,44 [kg]
$\Sigma W_i \sin\alpha_i$= 35890,02 [kg]
$\Sigma W_i \tan\phi_i$= 49327,96 [kg]
$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i$= 3.84

COMBINAZIONE n° 19

Valore della spinta statica	12842,51	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	12058,25	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	4419,12	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,00	[m]	Y = -3,04	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,13	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,83	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	3425	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	12058,25	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	19094,12	[kg]		
Resistenza passiva a valle del muro	-3342,70	[kg]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	19094,12	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	12058,25	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,57	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	2,80	[m]		
Risultante in fondazione	22582,89	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	32,27	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	10824,58	[kgm]		
Carico ultimo della fondazione	37714,48	[kg]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2,80	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	1,3642	[kg/cmq]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,0000	[kg/cmq]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	N_c = 24.93	N_q = 14.00	N_γ = 10.36
Fattori forma	s_c = 1,00	s_q = 1,00	s_γ = 1,00
Fattori inclinazione	i_c = 0,41	i_q = 0,41	i_γ = 0,03
Fattori profondità	d_c = 1,18	d_q = 1,09	d_γ = 1,09

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

N'_c = 12.06	N'_q = 6.27	N'_γ = 0.33

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.10
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.98

COMBINAZIONE n° 20

Valore della spinta statica	14368,41	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	13492,46	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	4940,11	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,00	[m]	Y = -3,04	[m]

Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20,11	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	52,83	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	0,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]
Risultanti carichi esterni				
Componente dir. Y	3768	[kg]		
Risultanti				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	13492,46	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	18832,61	[kg]		
Resistenza passiva a valle del muro	-3008,43	[kg]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	33223,89	[kgm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	47470,08	[kgm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	18832,61	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	13492,46	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,74	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	2,27	[m]		
Risultante in fondazione	23167,08	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	35,62	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	14002,72	[kgm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.43