


**Interventi di ripristino della sede stradale SP n. 227 di
 Portofino nei comuni di S. Margherita Ligure e
 Portofino con particolare riferimento al tratto tra le
 progressive km 5+600 e km 5+790 danneggiata dagli
 eventi meteorologici del 29 e 30 ottobre 2018**

PROGETTO ESECUTIVO

00	01/19	Prima emissione	MF	DC	SB
INDICE	DATA	MODIFICHE	DISEGN.	CONTR.	APPROV.
<p align="center">RELAZIONE GEOTECNICA E CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE</p>					
I PROGETTISTI: Dott. Ing. Stefano Belfiore (Città Metropolitana di Genova) Dott. Ing. Francesco Carleo (Regione Liguria)		REDATTO DA: 		ELABORATO: <p align="center">PTCE 3.03</p>	
<u>IL R.U.P.:</u> Dott. Ing. Pietro Bellina		<u>IL RESPONSABILE D'UFFICIO:</u> Dott. Ing. Stefano Belfiore		04/01/2019	

INDICE

1. PREMESSE	2
2. INTERVENTI IN PROGETTO.....	4
2.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE	4
2.2 INQUADRAMENTO URBANISTICO	5
2.3 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	6
2.3.1 Sezione tipo A	12
2.3.2 Sezione tipo B	13
2.3.3 Sezione tipo C	14
3. DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	17
3.1 NORMATIVA.....	17
3.2 CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI	17
3.2.1 Calcestruzzo strutturale.....	17
3.2.2 Armatura acciaio ordinario tipo B450C.....	19
3.3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO E SISMICO	20
3.3.1 Sintesi geologica	20
3.3.2 Campagna di indagine - sintesi dei risultati	25
3.3.3 Caratterizzazione sismica.....	28
3.4 INTERVENTO DI RIPRISTINO - CONSIDERAZIONI DI NATURA GEOTECNICA	32
3.5 SEZIONE TIPO A	33
3.5.1 Descrizione e schema strutturale	33
3.5.2 Risultati e verifiche	37
3.6 SEZIONE TIPO B	40
3.6.1 Descrizione e schema strutturale	40
3.6.2 Risultati e verifiche	44
3.7 SEZIONE TIPO C	48
3.7.1 Descrizione e schema strutturale	48
3.7.2 Risultati e verifiche	51

1. PREMESSE

Nelle giornate del 29 e 30 ottobre 2018 si sono verificati eventi calamitosi e mareggiate che hanno diffusamente interessato le coste della Liguria ed in particolare hanno causato sensibili danni con la parziale demolizione della Strada Provinciale SP. n. 227 di Portofino, che dal Comune di Rapallo collega al centro del Comune di Portofino, passando attraverso il centro capoluogo del Comune di Santa Margherita Ligure e la località di Paraggi.

I danni maggiori che hanno interessato tale viabilità si sono verificati tra i km. 4.00 e il km. 6.00, ove una porzione di circa 120 m., in corrispondenza del km. 5+600 - 5+790, è stata praticamente "divorata" dalle onde, oltre all'apertura di molteplici voragini che hanno complessivamente reso inagibile il percorso per la parte ricadente nel territorio del Comune di Santa Margherita Ligure, con conseguente isolamento sia della località di Paraggi che del Comune di Portofino.

Per poter dare corso ai lavori di ripristino dei danni come sopra verificati, la Città Metropolitana di Genova - Direzione Territorio e Mobilità - ha predisposto gli elaborati finalizzati alla realizzazione di alcune opere urgenti e in parte temporanee, attivando a tal fine una prima Conferenza dei Servizi in data 15/11/2018- conclusasi con approvazione del Progetto ivi presentato ed emissione della determina conclusiva Atto n. 2347/2918 del 21.11.2018 e successiva comunicazione prot. 62461/2018 - volta a superare nel tempo più breve possibile l'isolamento delle località sopra richiamate.

Si è trattato quindi di interventi finalizzati ad avviare il ripristino del collegamento pedonale lungo la strada provinciale SP 227 danneggiata in più punti, ed in particolare alla realizzazione di :

- una passerella in struttura metallica leggera, in prossimità della località di Paraggi, nel tratto maggiormente danneggiato, di carattere temporaneo da rimuovere successivamente al ripristino complessivo della SP n. 227;
- interventi puntuali mirati al ripristino del piano stradale e delle relative opere di sostegno verso mare ove si sono aperte le maggiori voragini.

La soluzione progettuale in argomento riguarda, quale II fase di lavori, il completo ripristino della S.P. 227 nel tratto interessato dai crolli, intervento che rientra tra quelli individuati dal Commissario delegato nominato in forza dell'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri - Dipartimento della Protezione Civile n. 558 del 15.11.2018, per la cui approvazione è stata attivata una Conferenza dei Servizi ai sensi dall'art. 14 della medesima Ordinanza.

2. INTERVENTI IN PROGETTO

2.1 Inquadramento territoriale

Gli interventi si sviluppano all'interno dei territori dei Comuni di Santa Margherita Ligure e di Portofino, in particolare in prossimità della località Punta Cervara, lungo il tratto stradale costiero al di sotto dell'altura sulla quale sorge l'omonima Abbazia (vedi inquadramento cartografico in Figura 2-1).



Figura 2-1 Inquadramento planimetrico. In rosso l'area oggetto di intervento

Gli interventi di ricostruzione della viabilità S.P. 227 riguardano un tratto di circa 120 m, compresi i tratti di raccordo alla sezione attuale, che rappresenta per l'appunto la strada costiera alla base dell'altura di Punta Cervara, unico collegamento della località di Portofino a Santa Margherita Ligure.

2.2 ***Inquadramento urbanistico***

Per il tratto della SP 227 interessata dagli interventi in questione il vigente Piano Regolatore Generale di Santa Margherita, approvato con DPGR n.965/1995, rimanda alle disposizioni del Piano del Parco di Portofino.

Al riguardo è da evidenziarsi che le stesse opere risultano comunque conformi a tali strumenti, in quanto le relative norme sono integrate dalle disposizioni dell'art.15 "Disciplina specifica degli interventi per la viabilità provinciale" delle Norme di Attuazione del P.T.C. della Città Metropolitana di Genova, che dispone infatti :

“lungo la rete della viabilità provinciale esistente e di quella prevista dal Piano è costituita una fascia di 15 m. per lato, funzionale alla definizione ed al miglioramento del tracciato, sia che si tratti della realizzazione di nuove strade che di interventi di adeguamento tecnico e miglioramento funzionale All'interno di tali fasce le destinazioni di zona e le relative discipline sono integrate con l'ammissibilità della realizzazione degli interventi sulla viabilità provinciale ... Le disposizioni di cui ai commi precedenti, in quanto finalizzate alla tutela degli interessi pubblici sottesi dalla funzione di servizio cui è preposta la rete della viabilità provinciale, prevalgono immediatamente sulle previsioni e prescrizioni dei piani di livello comunale...”.

Si segnala infine che con Deliberazione del Consiglio Comunale n. 18 del 11/04/2012 la Civica Amministrazione aveva adottato il nuovo Piano Urbanistico Comunale, il cui iter di approvazione non risulta ad oggi concluso, talché essendo trascorsi più di 5 anni previsti dalle normative vigenti, per lo tale PUC non è in vigore il regime della salvaguardia.

2.3 Descrizione degli interventi

2.3.1 Premessa

Gli interventi riguardano il ripristino della sede stradale della S.P. 227, danneggiata durante gli eventi meteo del 29-30.10.2018, con contestuale realizzazione, laddove possibile, delle prime opere di protezione “lato mare”, con massi di adeguata dimensione e tipologia (almeno di terza categoria) al fine di garantire, oltre che un adeguato ripristino dello stato dei luoghi a seguito del dissesto determinato dalla mareggiata, una prima protezione all'infrastruttura particolarmente sensibile in relazione alle condizioni di esposizione verso mare.

Ciò al fine di conseguire quanto prima la riattivazione del collegamento viabilistico, nelle more del completamento degli studi meteomarini, iniziati con il rilievo delle batimetriche, in grado di definire compiutamente le eventuali successive opere di difesa “lato mare” necessarie a garantire ulteriori idonee condizioni di protezione per la struttura viabilistica oltre che di sicurezza per gli utenti, tenendo conto del pregio del sito.

Le valutazioni degli interventi sono state effettuate sulla base dei sopralluoghi effettuati finalizzati sia all'attivazione degli interventi di somma urgenza (con riferimento alle attività preliminari di pulizia delle aree, al ripristino dei sottoservizi alle operazioni propedeutiche – formazione dei piani di lavoro ed “avanzamento” - alla presente attività di ricostituzione della sede stradale), sia alla definizione dei successivi e correlati interventi per la riattivazione della viabilità di cui specificatamente alla presente progettazione.

Gli interventi sono stati calibrati, in prima fase, sulla base delle attività di rilievo commissionate dal Comune di Portofino e condotte dal Geom. Cristiano Galati e Sysma Project mediante volo con drone in data 01.11.2018. A seguito di tale attività è stato quindi effettuato, in data 14.12.2018, un secondo rilievo aerofotogrammetrico a cura di Studio Topografico Staf S.r.l. con relativa restituzione (vedi relazione tecnica allegata alla Relazione Generale), al fine di tener conto del mutato stato dei luoghi a seguito dell'attuazione degli interventi di fase I in somma urgenza.

2.3.2 Prerogative delle soluzioni progettuali

Nello specifico sono state calibrate tre sezioni tipologiche di intervento, correlate all'attuale topografia dei luoghi, in funzione dell'altezza disponibile tra il piano roccioso lato mare (base di lavoro) e la quota del piano stradale finito prevista in progetto uguale a quella preesistente.

Sono state così definite le seguenti tre sezioni tipologiche:

- sezione tipo A, per altezze del muro lato mare inferiori ai 2.5 m;
- sezione tipo B, per altezze del muro lato mare comprese tra 3 e 4 m;
- sezione tipo C, in corrispondenza del muro parzialmente crollato.

Dal punto di vista strutturale le tre sezioni tipologiche non differiscono per impostazione di intervento, ma per le condizioni geometriche di partenza, fatta eccezione per la sezione C ove risulta ancora esistente parte del muro originario che si ritiene opportuno mantenere, consolidare e cucire con i nuovi interventi.

Il primo concetto che si è pensato di applicare è quello della realizzazione di un nuovo corpo stradale con una struttura massiva e ciclopica in modo, comunque, da porre opportuna resistenza all'azione del mare. Ciò non solo con riferimento all'azione meccanica delle mareggiate eccezionali (per le quali lo studio meteomarinario in corso andrà a definire le eventuali azioni e le protezioni integrative necessarie), ma anche con riferimento all'azione quotidiana del moto ondoso che potrebbe provocare il sifonamento della struttura con l'asportazione dei materiali fini dal corpo stradale e relativa fondazione. Infatti, a partire dal piano di fondazione realizzato con l'intervento di somma urgenza, si prevede di fatto la ricostruzione della struttura stradale e del muro distrutto dall'evento con una struttura di tipo massivo e ciclopico attraverso, laddove necessario, la messa in opera di massi fino alla quota della strada da ripristinare e saturazione con calcestruzzo fino alla quota di circa 1 metro al disotto della quota stradale.

Il piano di fondazione, realizzato in somma urgenza (fase I), ha avuto principalmente la funzione di collegamento, di intasamento con boiacca cementizia e di saturazione dei vuoti e dei meati compresi tra i massi ed il substrato roccioso.

L'obiettivo è quindi chiaramente quello di una realizzazione dalle tipiche caratteristiche dell'opera massiva.

Il secondo concetto che si è pensato di applicare è quello della “cucitura” e “ancoraggio” dell’opera di nuova realizzazione con la sottostante fondazione, sia essa costituita da roccia in sito, ovvero da materiale eterogeneo, talvolta massivo, intasato con boiaccia cementizia nella fase I. Dal punto di vista progettuale tale concetto viene applicato attraverso la realizzazione di un numero opportuno di ancoraggi con barre Diwidag durante la realizzazione dell’opera, nonchè, per ragioni di rapidità esecutiva, con la predisposizione di fori che saranno funzionali a successive indagini conoscitive ed eventuali iniezioni di saturazione degli interstizi del piano di fondazione/ancoraggi che si ritenessero ulteriormente necessari.

Il terzo concetto che si è analizzato riguarda, come già anticipato, l’eventuale ulteriore protezione dell’opera dal mare. Riguardo a tale aspetto sono in corso opportuni approfondimenti e studi meteomarini che andranno a definire il quadro progettuale necessario.

Dal punto di vista funzionale occorre evidenziare che le due sezioni tipo A e B prevedono la presenza del percorso pedonale all’interno del manufatto ripristinato, raccogliendo una precisa richiesta del Comune di Santa Margherita Ligure volta ad evitare una struttura a sbalzo che, nel tratto oggetto di intervento particolarmente esposto all’azione del mare, potrebbe non solo essere vulnerabile, ma divenire causa di aggravio delle condizioni di instabilità nei confronti del corpo stradale. Tale soluzione è, di fatto, già presente nel tratto di muro non colassato di cui si prevede il mantenimento.

I tratti di nuova realizzazione con percorso pedonale interno si andranno a raccordare, sulle parti esterne, con i tratti esistenti che hanno resistito all’evento. Per quest’ultime, a cura del Comune di Santa Margherita Ligure, dovrà essere ripristinata la passerella pedonale esistente a sbalzo come indicato in planimetria e raccordata al tratto realizzato ex novo in questa sede.

Negli areali in cui risulti che la sezione del manufatto venga ad interessare porzioni di aree appartenenti al demanio marittimo, si darà corso con l’Ente competente alla “consegna” delle stesse aree alla Città Metropolitana, con le modalità già definite in Conferenza dei Servizi e come da parere ivi rilasciato.

Sul lato della località Paraggi si provvederà, con la sezione di intervento tipo C, a ripristinare la parte di manufatto rimasta in sede o comunque colassato solo parzialmente avendo cura di dar corso ad una attività di ricucitura che salvaguardi il più possibile le opere esistenti.

In relazione alle opere di finitura e completamento, saranno ripristinate secondo il principio del danno localizzato, tenendo comunque conto delle indicazioni della Conferenza dei Servizi:

A) la ringhiera tipo “Portofino” integrata con una leggera griglia metallica al fine di evitare facili scavalcamenti da parte dell’utenza sul lato a mare;

B) il muretto tipo “Vietti” di delimitazione tra la sede stradale ed il camminamento pedonale nonché un tratto, per circa 65 metri, al km5+800 circa quale intervento complementare alla somma urgenza in corso di esecuzione.

In ultimo si provvederà al ripristino dei tratti di muro di sostegno del versante lato monte danneggiati dall’evento avendo cura di allinearli all’altezza dei profilati in acciaio paramassi esistenti, nonché alcuni interventi sulle scarpate, che possono ritenersi di proprietà, con l’integrazione e la messa in opera di pannelli di rete e rete armata, con personale specializzato in tecniche alpinistiche.

Prima di passare alla descrizione delle tipologie adottate, occorre ricordare che il corpo stradale sarà altresì dotato di tutti i seguenti elementi:

- pozzetti di raccolta delle acque provenienti dal versante con relative condotte di attraversamento del corpo stradale e scarico a mare;
- sistema di raccolta e convogliamento delle acque meteoriche gravanti direttamente sul corpo stradale;
- predisposizione per pubblica illuminazione per il percorso pedonale.

Nelle planimetrie di seguito riportate si evidenzia il tratto della viabilità SP 227 di Portofino complessivamente interessata dagli interventi qui descritti, con indica-

zione dei tratti caratterizzati dalle diverse tipologie di opere e la localizzazione delle sezioni tipo di seguito nel dettaglio descritte; per le documentazioni fotografiche si rimanda alla *Relazione Paesaggistica* predisposta a corredo del presente progetto, mentre gli aspetti geologici e idrogeologici sono puntualmente definiti nella *Relazione geologica e idrogeologica* a corredo.

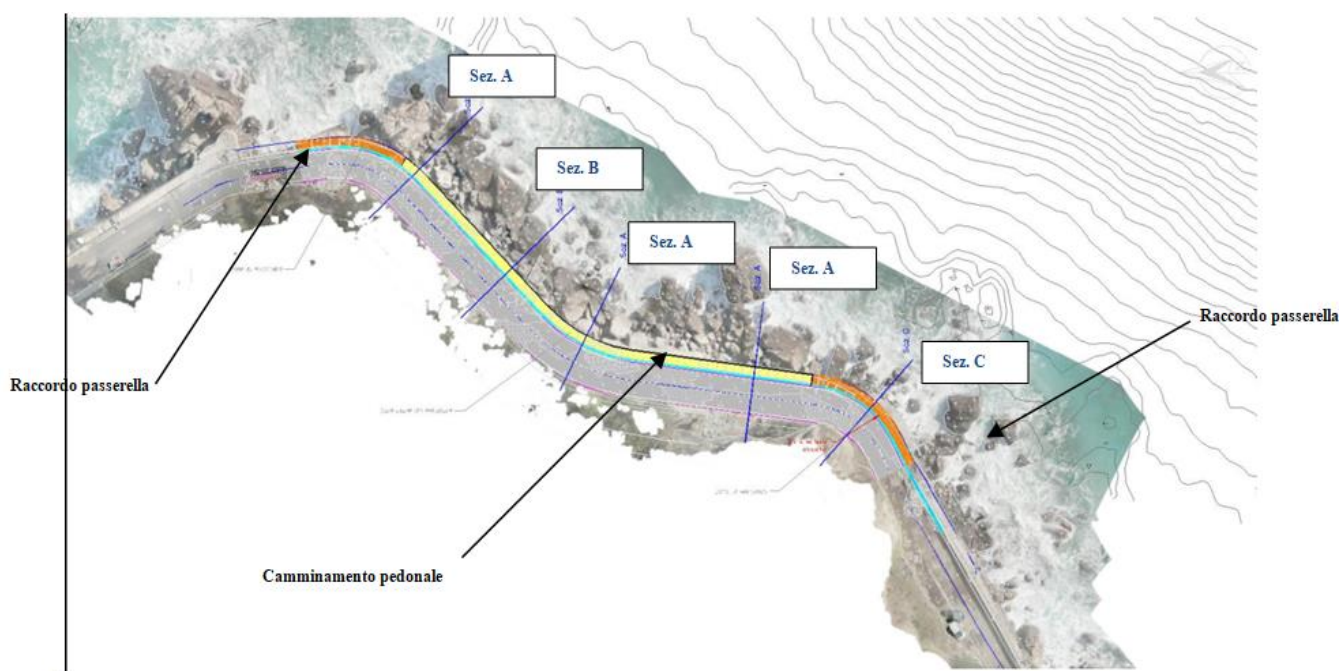


Figura 2-2 planimetria con individuati gli interventi principali

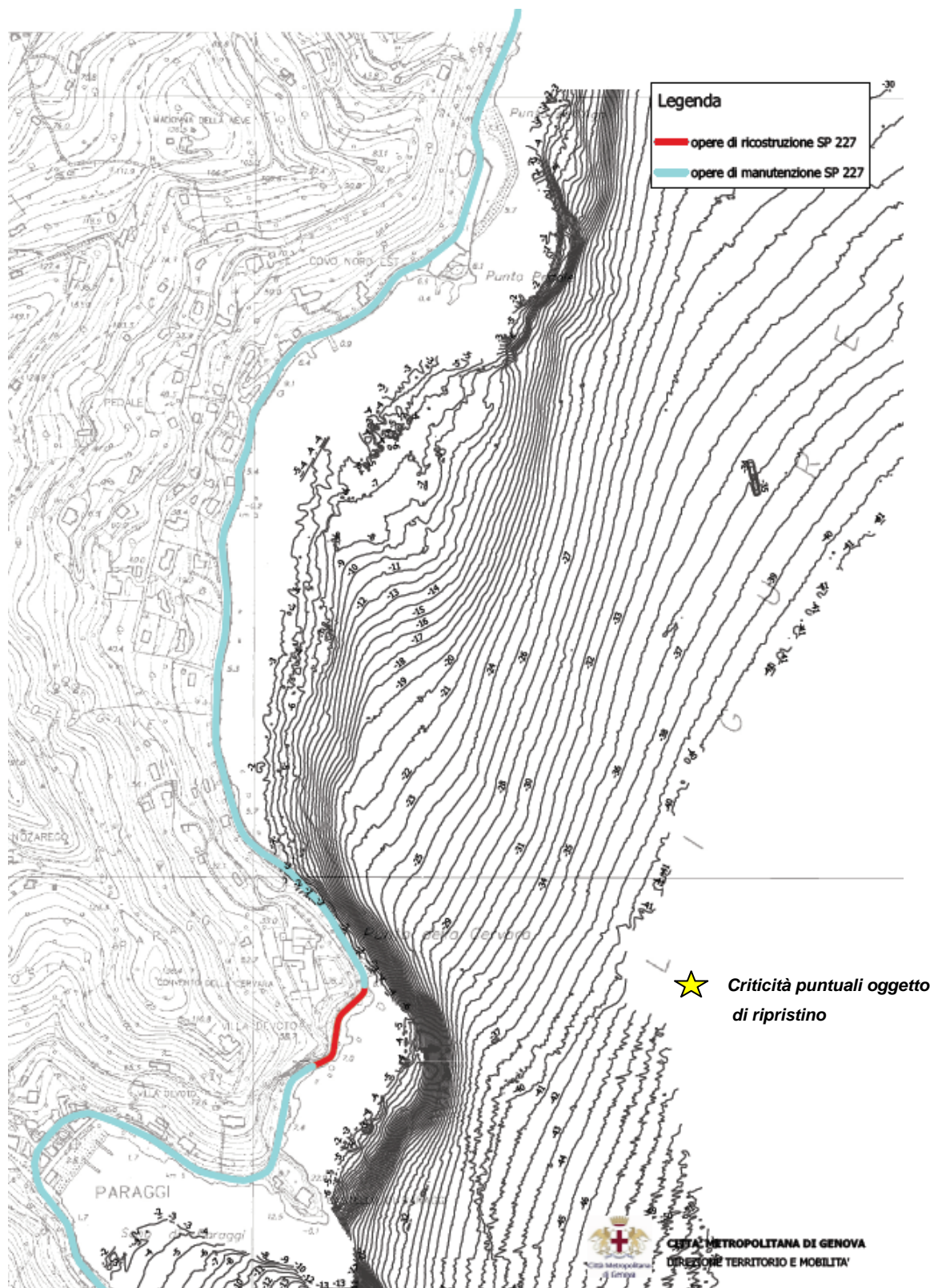
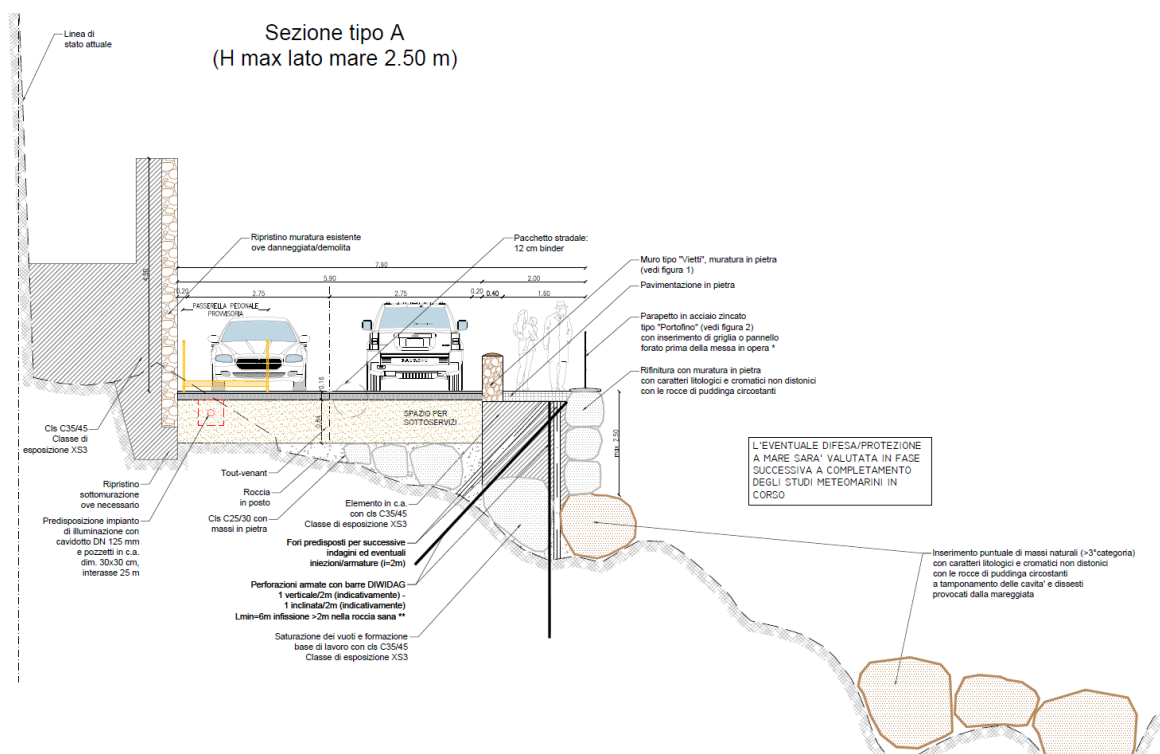


Figura 2-3 Planimetria complessiva della porzione della SP 227 di Portofino interessata dagli interventi

2.3.3 Sezione tipo A

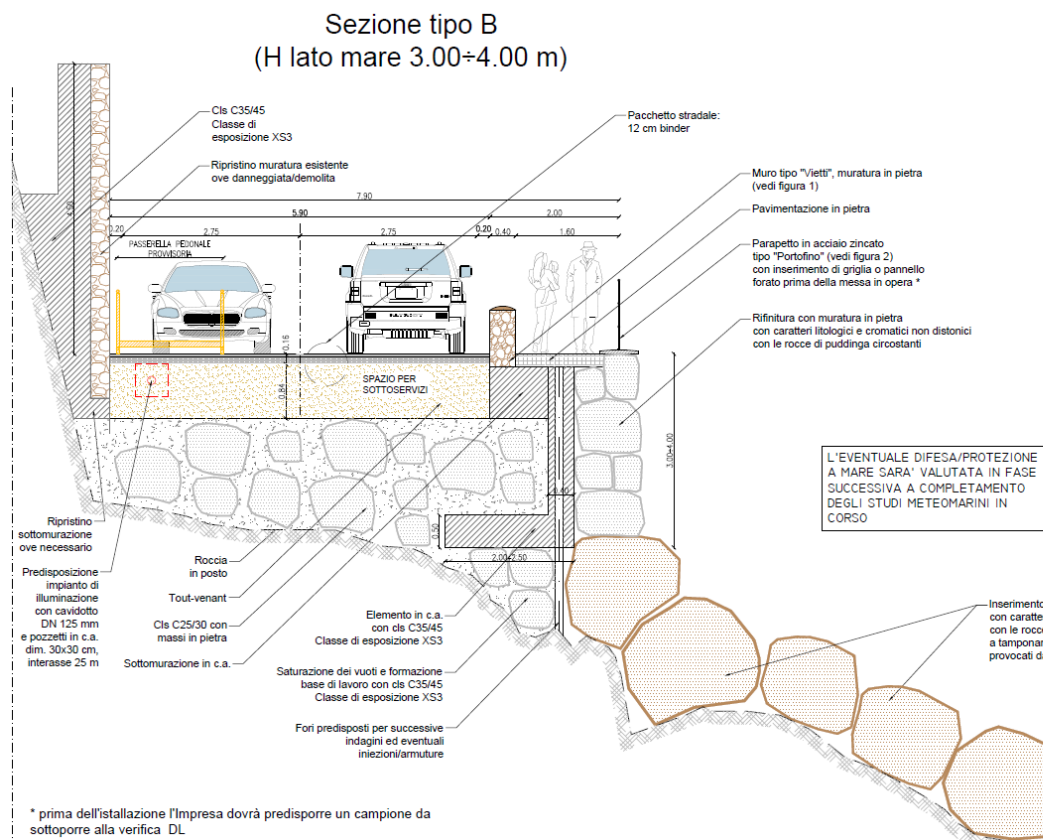


La sezione tipo A - che troverà applicazione laddove il dislivello tra il piano di lavoro relizzato a seguito delle lavorazioni di pulizia in somma urgenza e il piano stradale finale risulta inferiore indicativamente a 2.5 m, prevede la ricostruzione del paramento "lato mare" con creazione di un nucleo in calcestruzzo C35/45 ad alte prestazioni (classe di esposizione XS3) in relazione all'ambiente marino "aggressivo" e nella parte esterna a vista opportunatamente rivestito con massi in pietra naturale. A tamponamento dell'attuale stato di dissesto "lato mare", oltre che a prima protezione dell'infrastruttura, si provvederà, laddove possibile, all'inserimento di massi naturali di adeguata pezzatura secondo quanto in precedenza evidenziato.

A maggior sicurezza la particolare conformazione della base di appoggio della struttura di somma urgenza e il modesto peso della porzione ricostruita ha suggerito l'adozione e quindi la messa in opera di una cucitura all'ammasso roccioso (congiuntamente all'operazione di intasamento e saturazione) tramite barre metalliche autoperforanti tipo Dywidag secondo lo schema riportato negli elaborati.

Si prevede, infine, la predisposizione di fori che saranno funzionali a eventuali successive indagini ed eventuali iniezioni di saturazione degli interstizi del piano di fondazione/ancoraggi che si ritenessero necessarie.

2.3.4 Sezione tipo B



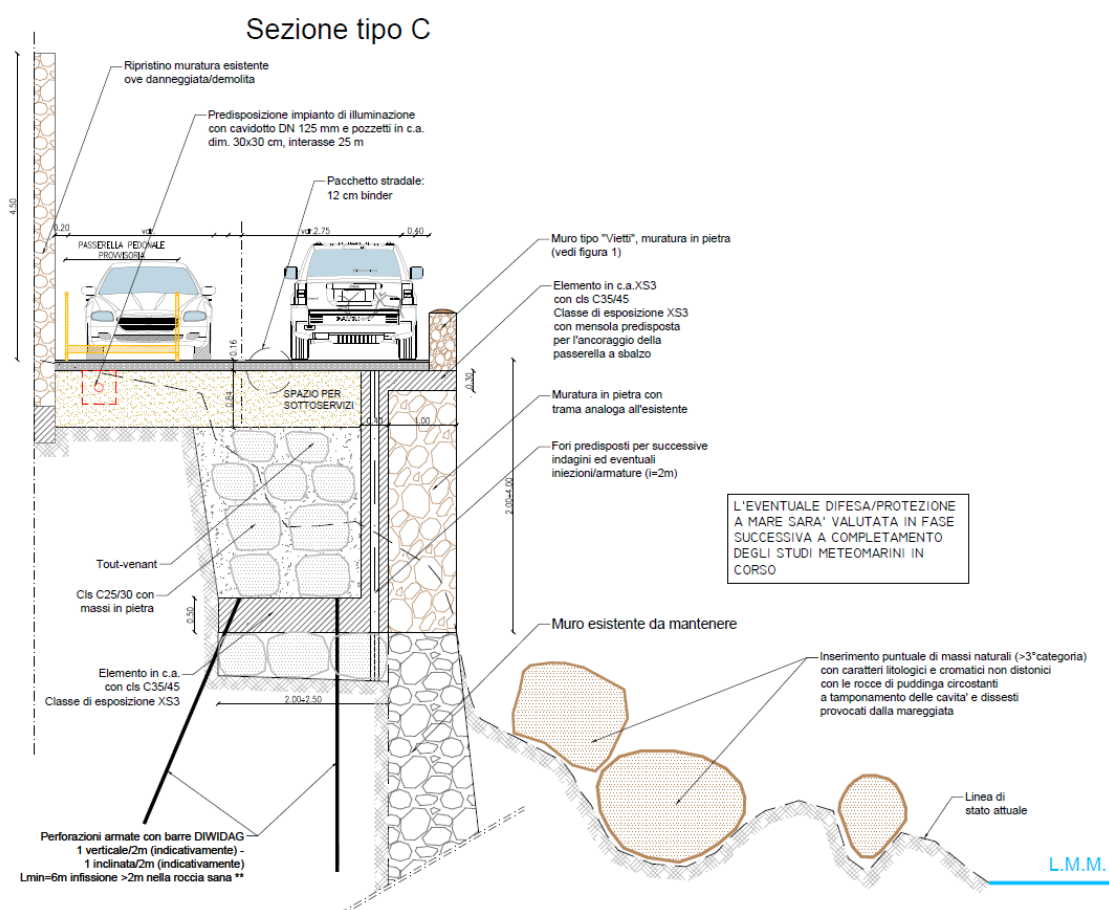
La sezione tipo B, che troverà applicazione laddove il dislivello tra il piano di lavoro relizzato a seguito delle lavorazioni di pulizia e somma urgenza e il piano stradale finale risulta indicativamente compreso tra 3 m e 4 m, prevede la realizzazione di un nucleo in calcestruzzo, C35/45 (classe di esposizione XS3) avente funzioni di "cassero a perdere", sempre opportunamente rivestito "lato mare" con pietra naturale. A tergo di tale muro verrà effettuato un riempimento mediante massi e successiva saturazione con calcestruzzo C25/30 (classe di esposizione XC2) fino alla quota di progetto (ossia della quota del piano viabile a meno del pacchetto stradale e del cassonetto per alloggiamento sottoservizi, per i quali sono già stati effet-

tuati tutti i necessari approfondimenti già in sede dei primi interventi di somma urgenza).

A tamponamento dell'attuale stato di dissesto "lato mare", oltre che a prima protezione dell'infrastruttura, si provvederà, laddove possibile, all'inserimento di massi naturali di adeguata pezzatura secondo quanto in precedenza evidenziato.

Si prevede, infine, la predisposizione di fori che saranno funzionali a eventuali successive indagini ed eventuali iniezioni di saturazione degli interstizi del piano di fondazione/ancoraggi che si ritenessero necessarie.

2.3.5 Sezione tipo C



La **sezione tipo C** troverà applicazione in corrispondenza di quel tratto di strada parzialmente crollata, ove è presente un muro di sostegno per una altezza di circa metri 8 e lunghezza di circa metri 24.

Di tale manufatto è collassato solamente la parte sommitale per un'altezza media di circa 4 metri.

Per la sua ricostruzione si prevede di riprendere, per quanto possibile, la trama del muro in pietra esistente, realizzando la nuova muratura in pietra a tergo della quale verrà posizionato un nucleo di calcestruzzo C35/45 (classe di esposizione XS3) ed un riempimento mediante massi e successiva saturazione con calcestruzzo magro fino alla quota di progetto.

A maggior sicurezza, la particolare conformazione della base di appoggio della struttura di somma urgenza e il modesto peso della porzione ricostruita ha suggerito l'adozione e quindi la messa in opera di una cucitura all'ammasso roccioso (congiuntamente all'operazione di intasamento e saturazione) tramite barre metalliche autoperforanti tipo Dywidag secondo lo schema riportato negli elaborati.

Si prevede, infine, la predisposizione di fori che saranno funzionali a eventuali successive indagini ed eventuali iniezioni di saturazione degli interstizi del piano di fondazione/ancoraggi che si ritenessero necessarie.

Per la rappresentazione tecnica delle sezioni si rimanda agli elaborati di progetto.

3.2.1 Ulteriori interventi

In relazione alla Conferenza dei Servizi del 15.11.2018, ove sono stati assentiti alcuni interventi puntuali di ripristino localizzato delle murature a valle a sostegno della strada, si rappresenta che, a seguito di indagini ancora in corso, sono emerse ulteriori criticità che sono risolvibili con le metodologie d'intervento individuate nella conferenza stessa e con nota prot. n. 62461 del 6.12.2018.

In tal senso si sono individuati altri due interventi alla prog. Km 5+700 circa, uno in Comune di Santa Margherita Ligure e, l'altro immediatamente dopo la località Paraggi, in Comune di Portofino. Eventuali ulteriori criticità che emergessero si affronteranno in modo analogo, previa opportuna comunicazione agli Enti competenti.

Si prevede altresì la realizzazione del muretto tipo "Vietti" di delimitazione per circa 65 metri, al km5+800 circa quale intervento complementare alla somma urgenza in corso di esecuzione.

3.2.2 Manufatti idraulici

All'interno del corpo stradale verrà realizzato un idoneo disciplinamento della acque attraverso la posa in opera di:

- pozzetti di raccolta delle acque provenienti dal versante con relative condotte di attraversamento del corpo stradale e scarico a mare;
- sistema di raccolta e convogliamento delle acque meteoriche gravanti direttamente sul corpo stradale.

3.2.3 Modalità operative

Da un punto di vista operativo si prevede che l'intervento venga realizzato sia da mare, attraverso l'utilizzo di idonei pontoni con particolare riferimento al lato ovest (Paraggi), che da terra. Contestualmente si dovrà provvedere alla realizzazione delle opere d'arte a protezione del versante.

Le lavorazioni sopracitate dovranno essere eseguite in presenza della passerella pedonale realizzata e dovranno tenere conto dell'utilizzo della stessa da parte dell'utenza secondo le procedure individuate con l'ordinanza del Sindaco di Santa Margherita n° 137 del 06.12.2018 ed eventuali variazioni.

3. DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

3.1 Normativa

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274, G.U. n.105 8 maggio 2003: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e s.m.i..
- D.M. 17/01/2018: “Norme Tecniche per le costruzioni 2018”.
- Per quanto non in contrasto con le nuove norme tecniche ed in attesa della specifica Circolare applicativa si ritiene valida la “Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”.

3.2 Caratteristiche meccaniche materiali

3.2.1 Calcestruzzo strutturale

La normativa di riferimento utilizzata nella definizione delle resistenze dei materiali e nella scelta dei diagrammi sforzi – deformazioni è il D.M. 17.01.2018 (di seguito abbreviato come NTC 2018). In particolare, nelle verifiche allo stato limite ultimo, per il calcestruzzo è stato utilizzato un diagramma sforzi – deformazioni del tipo parabola – rettangolo (Figura 3.1) come definito nella normativa di riferimento in cui $\alpha_{cc}=0.85$.

4.1.2.1.2.2 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ϵ_{cu} .

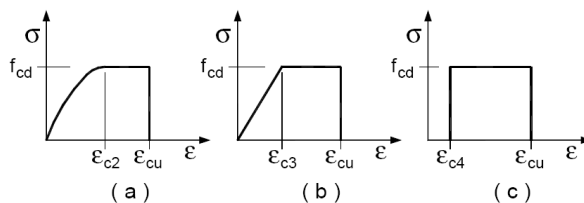


Figura 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli σ - ϵ per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\epsilon_{c2} = 0,20\%$$

$$\epsilon_{c3} = 0,175\%$$

$$\epsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\epsilon_{c4} = 0,07\%$$

Figura 3.1: Diagrammi sforzi – deformazioni del calcestruzzo NTC 2018.

Nelle verifiche dello stato limite di esercizio si è adottato un diagramma sforzi - deformazioni di tipo lineare.

Di seguito si riportano le caratteristiche fisiche e meccaniche del calcestruzzo considerato per il calcolo dei muri lato mare:

Classe cls	C35/45	Produzione	Ordinaria	?	
<input type="checkbox"/> Combinazione Eccezionale		<input checked="" type="checkbox"/> Utilizza (11.2.1)			
f_{ck}	37,35	MPa	Classe esposizione	XS3	?
α_{cc}	0,85		Slump	S4	?
γ_{cls}	1,50		ϕ_{max}	16	mm
f_{cm}	45,35	MPa	D_{max}	25	mm
E_{cm}	34.625,49	MPa	d_{min}	30,00	mm
f_{cd}	21,17	MPa			
f_{ctm}	3,36	MPa			
f_{ctk}	2,35	MPa			
f_{ctd}	1,57	MPa			
f_{cfm}	4,03	MPa			
f_{bk}	5,29	MPa			
f_{bd}	3,52	MPa			
ϵ_{c2}	0,0020				
ϵ_{cu}	0,0035				
$\sigma_{c,Rara}$	22,41	MPa			
$\sigma_{c,Q. Perm.}$	16,81	MPa			
					Print

Per quanto concerne i requisiti prestazionali dei muri si fa riferimento alle UNI EN 206-1:2016 e UNI 11104:2016.

Copriferro minimo	6.0 cm
Classe di esposizione	XS3 "Zone esposte a spruzzi o alla marea"
Diametro max inerti	25 mm
Rapporto max a/c	0.45
Contenuto minimo cemento	360 Kg/mc
Consistenza	S4

Di seguito si riportano le caratteristiche fisiche e meccaniche del calcestruzzo considerato gli riempimenti lato monte:

Classe cls	C25/30	Produzione	Ordinaria	?	
<input type="checkbox"/> Combinazione Eccezionale		<input checked="" type="checkbox"/> Utilizza (11.2.1)			
f_{ck}	24,90	MPa	Classe esposizione	XC1	?
α_{cc}	0,85		Slump	S4	?
γ_{cls}	1,50		ϕ_{max}	16	mm
f_{cm}	32,90	MPa	D_{max}	25	mm
E_{cm}	31.447,16	MPa	d_{min}	30,00	mm
f_{cd}	14,11	MPa			
f_{ctm}	2,56	MPa			
f_{ctk}	1,79	MPa			
f_{ctd}	1,20	MPa			
f_{cfm}	3,07	MPa			
f_{bk}	4,03	MPa			
f_{bd}	2,69	MPa			
ϵ_{c2}	0,0020				
ϵ_{cu}	0,0035				
$\sigma_{c,Rara}$	14,94	MPa			
$\sigma_{c,Q. Perm.}$	11,21	MPa			
			Print		

3.2.2 Armatura acciaio ordinario tipo B450C

L'acciaio, nelle verifiche a stato limite ultimo, è caratterizzato da un diagramma sforzi deformazioni elastico – perfettamente plastico con deformazione limite indefinita, a differenza delle precedenti normative dove la deformazione limite era posta pari a 1.0%.

4.1.2.1.2.3 *Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio*

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$ ($\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t / f_y)_k$ (Tab. 11.3.Ia-b).

In Fig. 4.1.2 sono rappresentati i modelli $\sigma - \varepsilon$ per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

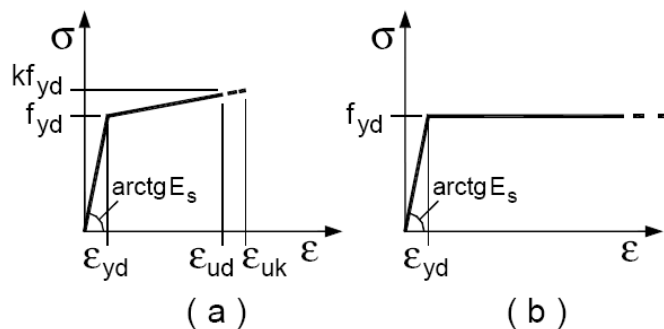
Figura 4.1.2– Modelli $\sigma - \varepsilon$ per l'acciaio

Figura 3.2: Diagramma sforzi – deformazioni dell'acciaio NTC 2018

Tensione caratteristica a snervamento f_{yk}	450 Mpa
Tensione caratteristica a rottura f_{tk}	540 MPa
Tensione di design a snervamento f_{yd}	391 MPa
Modulo di elasticità E_s	210 000 MPa

Nelle verifiche dello stato limite di esercizio, invece, si è adottato un diagramma sforzi - deformazioni lineare.

3.3 Inquadramento geologico-geotecnico e sismico

Le informazioni a carattere geologico sono ricavabili dal documento redatto dal Dott. Ruggiero Dameri in data Dicembre 2018 e per comodità di redazione indicato con [1].

3.3.1 Sintesi geologica

L'area in esame è caratterizzata da un promontorio roccioso secondario posto sul lato orientale della struttura principale, usualmente conosciuta come Promontorio di Portofino.

La forma del rilievo, in pianta, è strettamente controllata dalle linee delle fratture e delle faglie principali; le lineazioni principali hanno direzioni grossomodo ortogonali tra loro e orientate in direzione NW-SE e NE-SW.

Per quanto riguarda la parte emersa la linea di costa è caratterizzata da una falesia, considerata attiva, le cui pareti presentano un'altezza variabile da 8-10 fino a 32 metri (raggiunti lungo il limite SW dell'area).

Nella parte centrale la fascia rocciosa risulta addolcita da una morfologia concava caratterizzata comunque da pendenza medio elevata ed ammasso roccioso sub affiorante.

Le formazioni geologiche presenti sul M. di Portofino sono rappresentate dal Conglomerato di Portofino (di presunta età Oligocenica), che affiora nel settore meridionale, e dal Flysch del M. Antola (di età Cretacico– Paleocenica), che affiora alla base del Promontorio (Figura 3.3).

Il flysch è composto da strati calcareo marnosi con spessori che variano da pochi decimetri al metro. Il colore varia dal giallo-grigio al grigio scuro a seconda del grado di alterazione. I calcari marnosi sono intercalati da strati nerastri di argilliti con spessori da centimetrici a decimetrici. Intercalazioni di calcareniti e arenarie di colore grigio-marrone appaiono invece subordinate, con spessori fino al metro (Marini, 1981).

Il conglomerato è costituito principalmente da clasti di calcare marnoso, arenarie e, meno frequentemente, da frammenti di ofioliti, gneiss e graniti. Il grado di arrotondamento varia da sub-angolare a moderatamente arrotondato. La matrice è sabbiosa con cemento di natura carbonatica.

Il flysch è distinto da deformazioni fragili-duttili con pattern molto complessi (Marini, 1981): i due sistemi principali di fratture sono sub-verticali e orientati circa NNE-SSW e ENE - WSW (Corsi et al., 2001). Le giaciture di strato sono variabili in funzione delle diverse fasi deformative cui l'ammasso roccioso è stato assoggettato: lungo il versante orientale del M. Brano il flysch immerge verso NW con inclinazione 80°, mentre lungo il versante sopra Punta Pedale gli strati immergono verso SW con inclinazione 20°, così come presso la Cervara. Alla mesoscala, si può osservare che la formazione immerge generalmente verso W, in funzione di una grande piega con asse disposto NNE-SSW.

Anche il complesso conglomeratico presenta giaciture variabili in ragione della tettonica recente: presso Portofino si ha direzione generale WNW-ESE e immersione SSW; nella zona di San Fruttuoso la direzione è circa E-W e l'immersione S, men-

tre nella zona di Punta Chiappa si riscontra direzione NE-SW e immersione SE. Le inclinazioni non superano i 20°, così che ne risulta una sorta di anfiteatro leggermente asimmetrico, rivolto verso S (Giammarino et al., 1969). I conglomerati mostrano diversi sistemi di fratture, talora passanti a faglie, di cui i principali hanno direzione NW-SE e NE-SW, la cui sovrapposizione genera lo smembramento della roccia in blocchi a sezione romboidale.

Le discontinuità tettoniche principali condizionano il profilo costiero e la disposizione del reticolo idrografico del Promontorio (Figura 3.3). Riattivazioni recenti di tali lineazioni è confermata dalla presenza di sedimenti sommersi Plio-Quaternari, deformati con rigetti paragonabili a quelli osservati lungo la costa emersa (Fanucci e Nosengo, 1977).

La letteratura è sostanzialmente concorde nel ritenere che la successione conglomeratica appoggi, in netta discordanza stratigrafica, sul flysch del M. Antola, secondo una immersione generale verso S di circa 35° (Pellati, 1934; Rovereto, 1939; Boni et al., 1969; Giammarino e Messiga, 1979). Vi sono tuttavia alcuni elementi che sembrano poter rimettere in discussione la posizione del conglomerato di Portofino e soprattutto i suoi rapporti con la confinante formazione del M. Antola. Infatti il contatto stratigrafico tra le due formazioni non risulta essere mai stato osservato sul terreno, in quanto completamente mascherato su un fronte di circa 5 km, da vaste coperture detritiche: sul versante orientale dai movimenti gravitativi oggetto della presente ricerca, sul versante occidentale dalle note frane di San Rocco e Mortola (Brandolini et al., 2007) e sul versante N dalle estese coperture detritiche afferenti al bacino idrografico del T. San Siro (Brandolini et al., 2006).

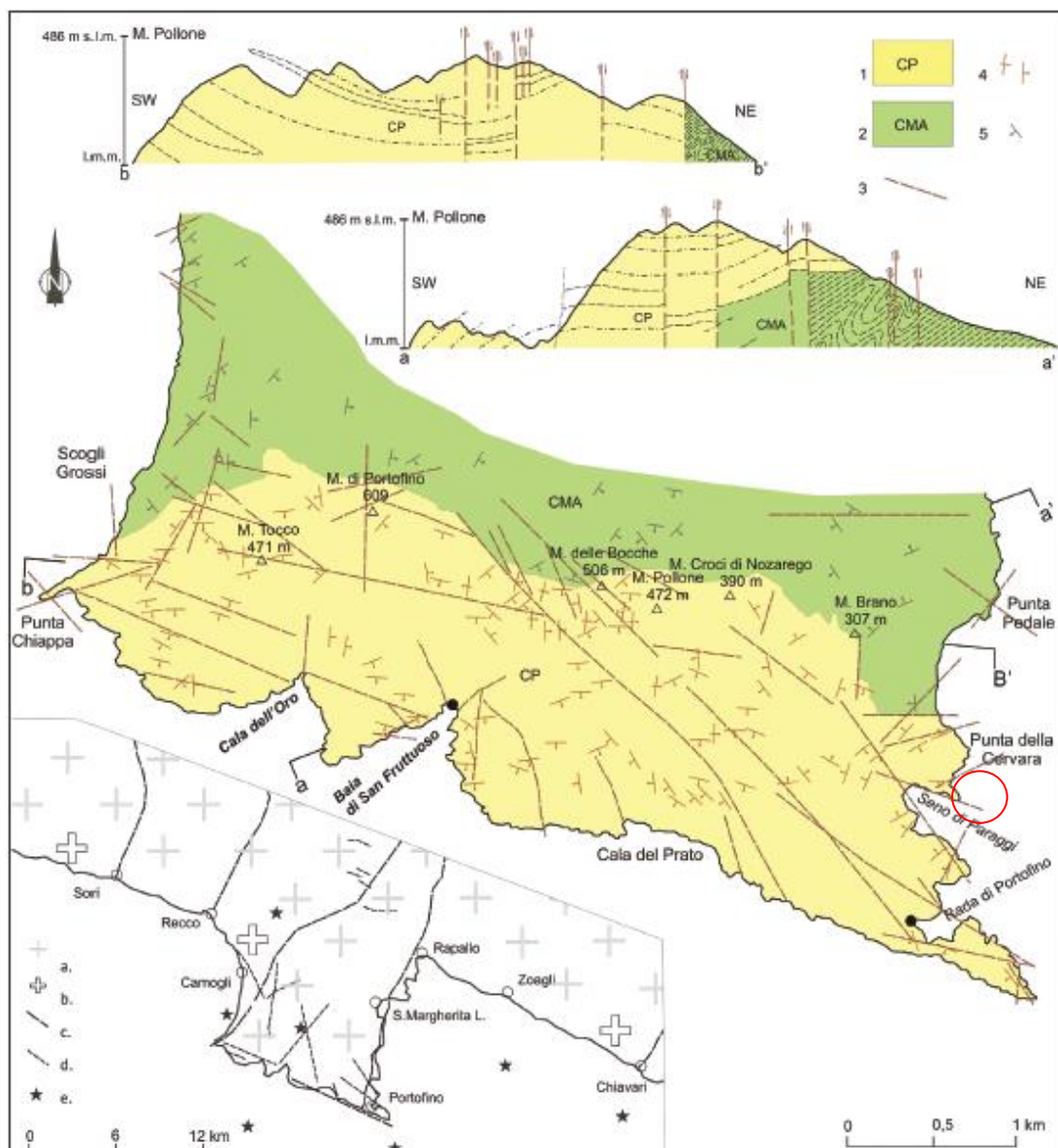


Figura 3.3 Carta geologica del Promontorio di Portofino (modificata da Corsi, 2008): 1. Conglomerati (CP); 2. Flysch calcareo marnoso (CMA); 3. Discontinuità tettoniche; 4. Strati rovesciati; 5. Giaciture di strato. Schema neotettonico relativo all'area di studio (modificato da Fanucci et al., 1980): a. Zona interessata da sollevamento relativo; b. Zona interessata da sollevamento assoluto; c. Faglia a prevalente componente verticale; d. Altre linee di faglia e di frattura; e. Eventi sismici superficiali (0-15 km) con magnitudo $M_L < 3$ nel periodo 1982-2014 (dati RSNi)

La presenza di blocchi plurimetrici di conglomerato in corrispondenza di culminazioni e crinali spartiacque, la marcata fratturazione dell'ammasso roccioso, la presenza di estese fasce milonitiche, l'evidente differenza sedimentologica con i conglomerati di Molare e Savignone (Giammarino et al., 1969).

L'identificazione di linee tettoniche d'importanza regionale che delimitano come un pilastro tutto il Promontorio (Fanucci et al., 1980; Brancucci e Motta, 1988; Cevasco et al.,

2004), possono suggerire l'azione di movimenti tettonici di grande portata e non esclusivamente verticali

La zona oggetto di intervento è caratterizzata quindi da un punto di vista geologico per quanto riguarda il substrato dal **Conglomerato di Portofino** (CP) costituito principalmente da clasti di calcare marnoso, arenarie e, meno frequentemente, da frammenti di ofioliti, gneiss e graniti.

Il grado di arrotondamento varia da sub-angolare a moderatamente arrotondato. La matrice è sabbiosa con cemento di natura carbonatica.

Il conglomerato sormonta, in discordanza stratigrafica come anticipato in precedenza, i sottostanti Calcari di m.te Antola; il contatto si trova poco distante, a Nord dell'area di intervento

L'ammasso è piuttosto omogeneo e la superficie stratigrafica risulta poco visibile; la giacitura presenta immersioni verso Nord - Est secondo inclinazioni comprese tra 10 e 20° circa.

La fratturazione presenta un set principale di discontinuità caratterizzato da direzione 120-140°N ed immersione variabile secondo inclinazioni comprese tra 70° e la verticale. In affioramento si tratta di fratture a parete in calcite, spesso beanti, con aperture pluridecimetriche, riempimento di materiale terroso a scheletro grossolano, spesso interessate da apparati radicali importanti. Localmente è presente un'interferenza con superfici a minore inclinazione con l'individuazione di stretti elementi romboidali.

Un secondo set è caratterizzato dalle fratture orientate grossomodo E-W (la direzione è compresa tra 70 e 85° N), con inclinazioni tra 75 e 90° ed immersione verso Sud. Le condizioni di apertura e lo stato di riempimento sono simili alle fratture del set precedente.

E' presente infine un'ulteriore famiglia di giunti sempre immergente verso i quadranti meridionali con inclinazioni medie (40-50°).

A partire dal versante le fratture beanti sembrano progressivamente ridursi verso la zona della scogliera all'altezza del livello medio marino.

Da [1] si evince come il reticolo idrografico superficiale è pressoché assente; la ridotta copertura sciolta è soggetta a prevalente infiltrazione con locali zone di concentrazione ruscellamento.

L'ammasso roccioso presenta una permeabilità primaria molto bassa, in relazione alla natura calcarenitica della matrice fine; Il livello di medio elevata fratturazione e lo stato di apertura dei giunti e di alterazione del riempimento, individuano una permeabilità secondaria di grado elevato.

Sono possibili circolazioni libere lungo le fratture principali.

I sedimenti sciolti (da ghiaia a massi ciclopici) presentano una permeabilità primaria molto elevata.

3.3.2 Campagna di indagine - sintesi dei risultati

Le indagini sono state concentrate sulla falesia incipiente sulla ex sede stradale distrutta dall'evento calamitoso del 29 e 30 ottobre 2018. Tali indagini sono state portate a termine con tecniche speleo - alpinistiche.

L'indagine di fatto ha sostanzialmente avuto come fini principali:

- l'analisi delle condizioni dell'ammasso roccioso,
- l'identificazione delle problematiche geologiche sui versanti.

I principali risultati dell'indagine geognostica eseguita sono

Nel merito **dell'intervento previsto** da quanto si evince da [1] si può evidenziare quanto segue:

- per quanto riguarda i sedimenti sovrapposti al substrato si ritiene che l'intera area di intervento (sottoposta all'ondazione) sia caratterizzata da massi e blocchi di medio grandi dimensioni (fondi detritici costieri) poggianti sul substrato o su locali livelli ghiaioso ciottolosi di spessore ridotto. La **scarpata sommersa si ritiene sia costituita da ammasso roccioso in posto.**

Dal confronto tra le caratteristiche dei giunti e dell'ammasso roccioso globale, le tabelle di *Hoek & Brown* individuano, per il materiale roccioso in esame, un GSI (geological strenght index) pari a 50 indice di **Qualità buona**.

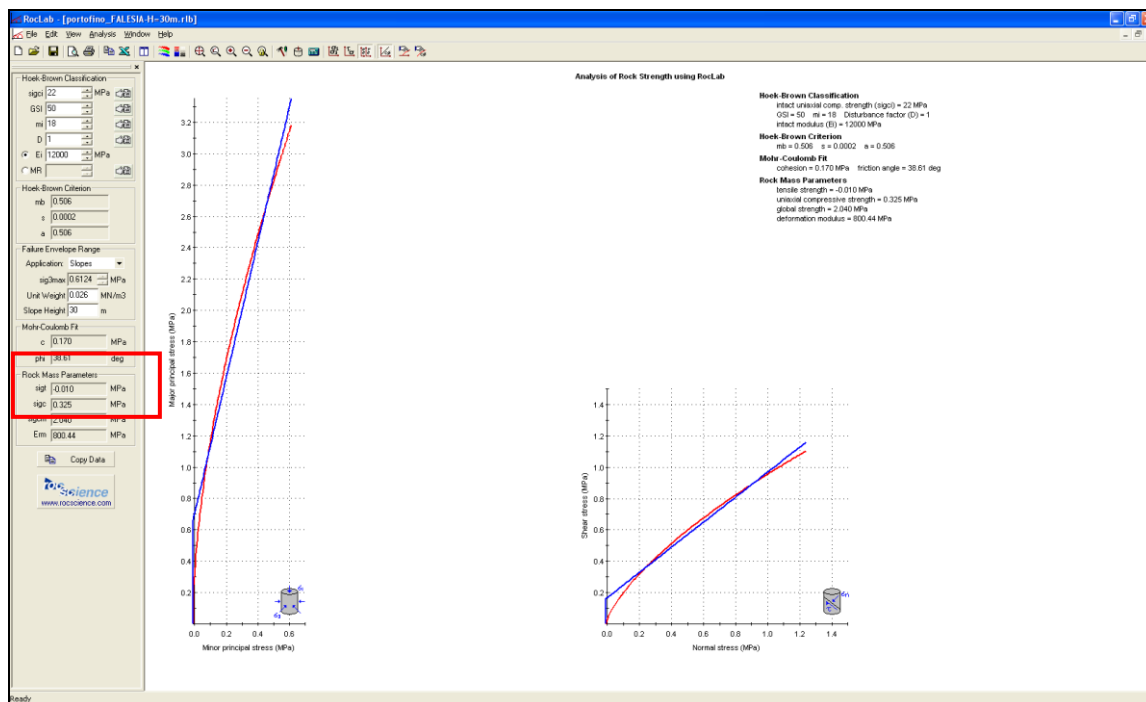
Considerando per l'ammassi roccioso la classificazione "m/s" con i seguenti parametri in ingresso:

- q_u := compressione monoassialr roccia intatta = 22MPa
- GSI = 50
- m_i = 18 (conglomerati)

$$\begin{aligned}
 - D &= 1 \text{ (fattore di disturbo)} \\
 - \gamma &= 26 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

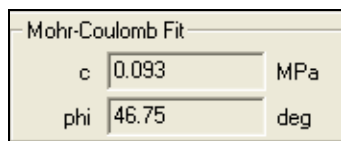
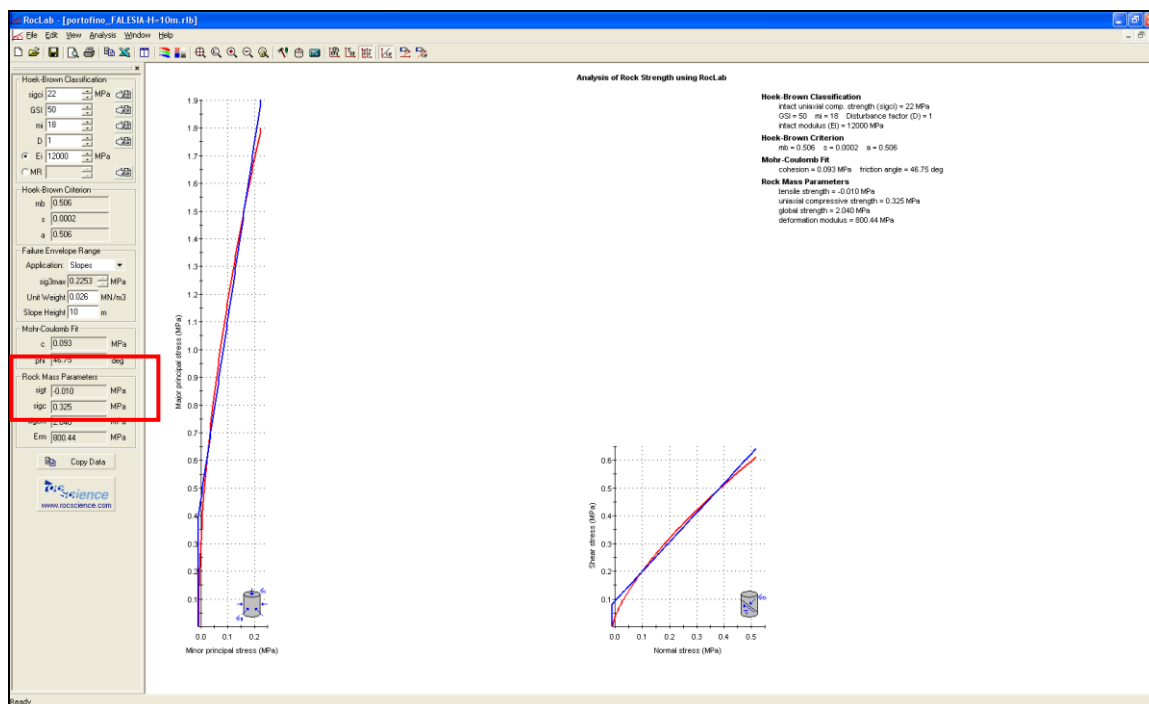
si ottengono le seguenti grandezze di caratterizzazione geomeccanica per verifiche di stabilità per pareti alte 30m e 10m

parete $H = 30\text{m}$



Mohr-Coulomb Fit	
c	0.170 MPa
phi	38.61 deg

parete $H = 10\text{m}$



3.3.3 Caratterizzazione sismica

Con riferimento alle NTC 2018, le azioni sismiche di progetto sono determinate a partire dalla “pericolosità sismica locale”, definita in termini di accelerazione massima attesa a_g , in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza nella vita di riferimento V_r dell'opera in progetto.

La vita di riferimento dell'opera V_r viene a sua volta determinata dal prodotto tra la vita nominale V_n e il coefficiente d'uso C_u .

Vita Nominale V_n per diversi tipi di opere secondo le NTC 2018.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Suddivisione delle costruzioni in classi d'uso con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame si considera un valore di vita nominale V_n pari a **100 anni** e una **Classe d'uso III** (“Costruzione il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambienti. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso”).

La modellazione sismica del sito è di seguito stata sviluppata con l'ausilio del software di calcolo SPETTRI-NTC ver 1.03 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

L'accelerazione massima orizzontale di progetto a_{max} viene ottenuta amplificando l'accelerazione massima attesa a_g per tenere conto degli effetti topografici (S_t) e stratigrafici (S_s): $a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t$.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate ☐ Ricerca per comune

LONGITUDINE: 9,21354 LATITUDINE: 44,31264

REGIONE: Liguria PROVINCIA: Genova COMUNE: Santa Margherita L.

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : 100 info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U : 1,5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 150 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$: 90
- SLD - $P_{VR} = 63\%$: 151

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$: 1424
- SLC - $P_{VR} = 5\%$: 2475

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	90	0,044	2,543	0,250
SLD	151	0,054	2,563	0,265
SLV	1424	0,122	2,479	0,300
SLC	2475	0,149	2,432	0,308

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **A** info $S_s = 1,000$ $C_G = 1,000$ info

Categoria topografica **T2** info $h/H = 1,000$ $S_T = 1,200$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1,000$ info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o **1** Regol. in altezza **sì** info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q **1** $\eta = 1,000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta →

Parametri e punti spettri di risposta →

Spettri di risposta

$S_{d,h}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,122 g
F_o	2,479
T_C	0,300 s
S_S	1,000
C_C	1,000
S_T	1,200
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,100 s
T_C	0,300 s
T_D	2,087 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,146
$T_B \leftarrow$	0,100	0,362
$T_C \leftarrow$	0,300	0,362
	0,385	0,282
	0,470	0,231
	0,555	0,196
	0,641	0,170
	0,726	0,150
	0,811	0,134
	0,896	0,121
	0,981	0,111
	1,066	0,102
	1,151	0,094
	1,236	0,088
	1,321	0,082
	1,406	0,077
	1,491	0,073
	1,576	0,069
	1,661	0,065
	1,747	0,062
	1,832	0,059
	1,917	0,057
	2,002	0,054
$T_D \leftarrow$	2,087	0,052
	2,178	0,048
	2,269	0,044
	2,360	0,041
	2,451	0,038
	2,542	0,035
	2,633	0,033
	2,725	0,031
	2,816	0,029
	2,907	0,027
	2,998	0,025
	3,089	0,024
	3,180	0,024
	3,271	0,024
	3,362	0,024
	3,453	0,024
	3,544	0,024
	3,636	0,024
	3,727	0,024
	3,818	0,024
	3,909	0,024
	4,000	0,024

3.4 *Intervento di ripristino - considerazioni di natura geotecnica*

Gli interventi riguardano il ripristino della sede stradale della S.P. 227, danneggiata durante gli eventi meteo del 29-30.10.2018, con contestuale realizzazione, laddove possibile, delle prime opere di protezione "lato mare", con massi di adeguata dimensione e tipologia (almeno di terza categoria) al fine di garantire, oltre che un adeguato ripristino dello stato dei luoghi a seguito del dissesto determinato dalla mareggiata, una prima protezione all'infrastruttura particolarmente sensibile in relazione alle condizioni di esposizione verso mare.

Ciò al fine conseguire quanto prima la riattivazione del collegamento viabilistico, nelle more del completamento delle indagini sia da un lato geognostico che degli studi meteomarini iniziati con il rilievo delle batimetriche in grado di definire compiutamente le eventuali successive opere di difesa "lato mare" necessarie a garantire ulteriori idonee condizioni di protezione per la struttura viabilistica oltre che di sicurezza per gli utenti, tenendo conto del pregio del sito.

L'intervento prevede la realizzazione di un'opera massiva brevemente descritta nel seguito:

- a partire dal piano di fondazione realizzato con l'intervento di somma urgenza si prevede di fatto il ripristino della struttura stradale e del muro distrutto dall'evento, laddove necessario, con riempimento con massi fino alla quota della strada da ripristinare e saturazione con calcestruzzo fino alla quota di circa 1 metro al disotto della quota stradale.

Il piano di fondazione realizzato in somma urgenza ha la funzione principale di collegamento con la struttura massiva in elevazione per tale motivo **si deve preliminarmente portare a termine un'operazione di intasamento e saturazione** degli eventuali vuoti e dei meati compresi tra i singoli massi e tra i medesimi e il substrato roccioso, considerando che con molta probabilità alla base di appoggio troveranno sede anche materiali provenienti dalla demolizione della struttura crollata (principalmente pietre, conglomerato cementizio etc.)

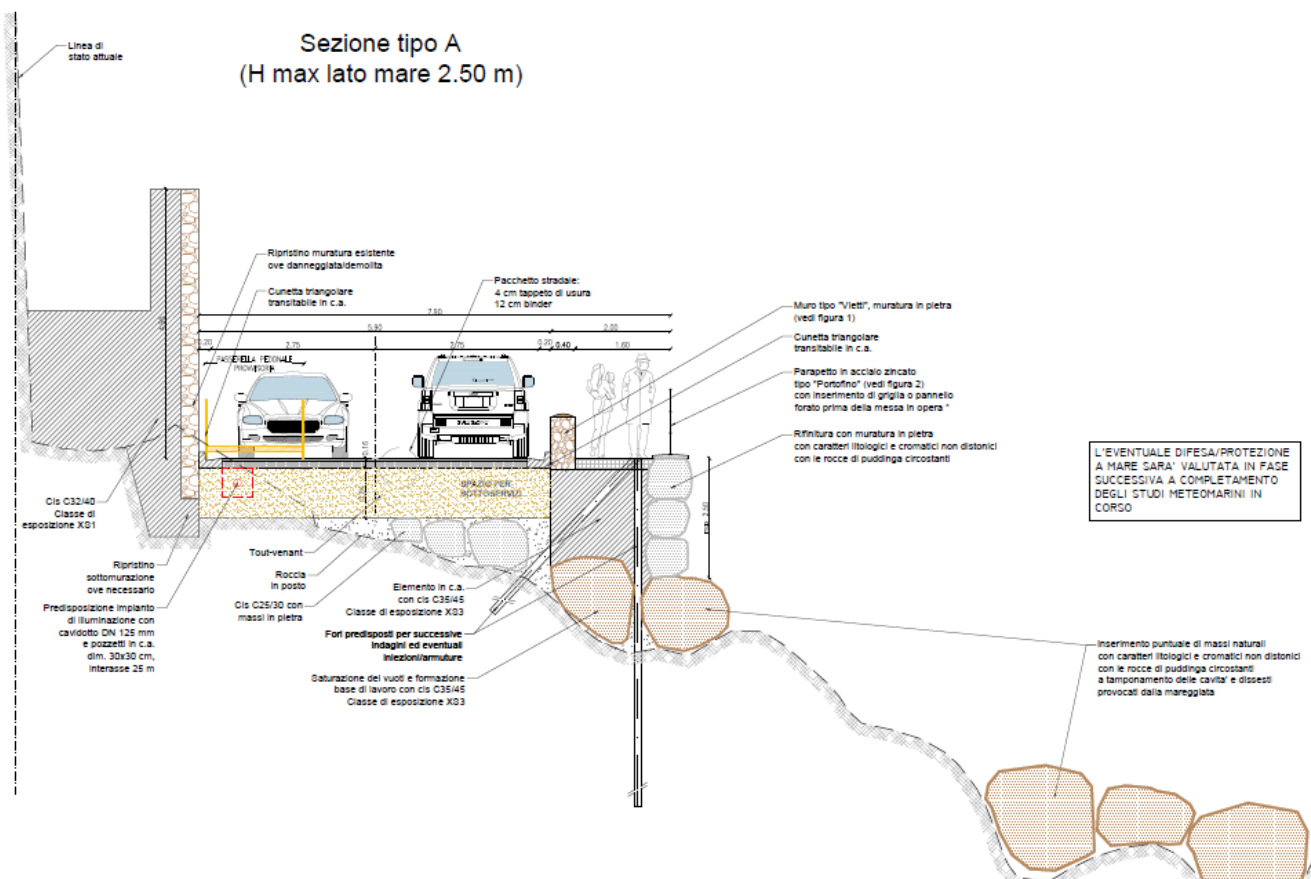
Le buone caratteristiche geomeccaniche della roccia presente presuppongono che problematiche di interazione terreno struttura conseguenti all'impostazione progettuale di somma urgenza non si possano instaurare.

A maggior sicurezza, per le sezioni tipo A e C la particolare conformazione della base di appoggio della struttura di somma urgenza e il modesto peso della porzione ricostruita ha suggerito l'adozione e quindi la messa in opera di una **cucitura all'ammasso roccioso (congiuntamente all'operazione di intasamento e saturazione) tramite barre metalliche auto perforanti tipo Dywidag** secondo lo schema riportato negli elaborati.

3.5 Sezione tipo A

3.5.1 Descrizione e schema strutturale

La sezione tipo A, che troverà applicazione laddove il dislivello tra il piano di lavoro relizzato a seguito delle lavorazioni di pulizia in somma urgenza e il piano stradale finale, risulta inferiore indicativamente a 2.5 m, prevede la ricostruzione del paramento "lato mare" con creazione di un nucleo in calcestruzzo C35/45 ad alte prestazioni (classe di esposizione XS3) in relazione all'ambiente marino "aggressivo" e nella parte esterna a vista opportunamente rivestito con massi in pietra naturale, con una base minima di circa 1.8 m. A tamponamento dell'attuale stato di dissesto "lato mare", oltre che a prima protezione dell'infrastruttura, si provvederà, laddove possibile, all'inserimento di massi naturali di adeguata pezzatura secondo quanto in precedenza evidenziato. Si prevede, infine, la predisposizione di fori che saranno funzionali a eventuali successive iniezioni di saturazione degli interstizi del piano di fondazione e a ulteriori indagini che si ritenessero necessarie.



3.5.1.1 Condizioni di carico

Per le verifiche di stabilità del corpo rigido, vista la presenza del riempimento in cls e massi a tergo blocco in c.a. l'azione ribaltante è solo quella del calcestruzzo durante le fasi di getto. L'azione del mare e del moto ondoso in questa fase si considerano equilibrate dalla massa rocciosa e di riempimento lato monte; cautelativamente si ipotizza la possibilità di infiltrazioni posteriori al blocco in c.a. in grado generare una spinta idraulica ribaltante verso il mare.

I carichi stradali, vista la presenza del basamento rigido composto dal riempimento in cls con massi in pietra, non arrivano ad interessare il blocco in c.a.; si è invece presa in considerazione l'azione di urti da traffico veicolare secondo il punto 3.6.3.2 delle NTC 2018. Nell'ipotesi che il muro tipo "Vietti" sia in grado di resistere all'azione dell'urto (verifica che esula dalla presente relazione), tale forza orizzontale verrà trasmessa al blocco sottostante per calcolare il momento risultante e la verifica strutturale dello stesso che, vista la sezione; non è significativa.

Peso proprio cls strutturale

$$P = Vol \cdot \gamma_{cls}$$

dove:

Vol: volume dei setti in conglomerato armato (m^3);

$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del conglomerato armato.

Peso proprio rimpimento cls-massi

$$P = Vol \cdot \gamma_{cls}$$

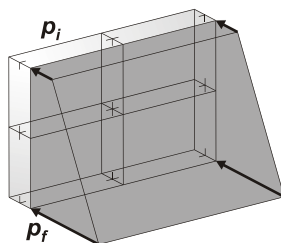
dove:

Vol: volume dei setti in conglomerato armato (m^3);

$\gamma_{cls} = 22 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del conglomerato armato.

Spinta Idrostatica

La spinta idrostatica dovuta al livello idrico è calcolata con la quota di massimo riempimento; viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti che costituiscono le spalle del manufatto.



Il valore $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$, $p_f = \gamma_w \cdot H = 25.0 \text{ kN/m}^2$,

dove:

$H = 2.50 \text{ m}$ altezza idrica massima arrotondata rispetto alla mezzzeria della soletta di fondo.

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ peso specifico dell'acqua.

Azione sismica

In virtù della regolarità in pianta e altezza della struttura verrà svolta un' **analisi sismica di tipo statico equivalente** (NTC 2018 par. 7.3.3.2). La forza sismica orizzontale assume le seguente espressione:

$$F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda}{g}$$

dove:

- W : peso complessivo della costruzione (massa sismica);
- λ : coefficiente che, nel caso specifico, assume valore unitario;
- $S_d(T_1)$: ordinata dello spettro di risposta di progetto ottenuto moltiplicando lo spettro di risposta elastico corrispondente per $1/q$;
- q : fattore di struttura da utilizzare in ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Nel caso specifico è pari a 1.0 .
- T_1 : periodo del modo di vibrare principale;
- g : accelerazione di gravità.

Considerando il periodo T_1 corrispondente al plateau della curva il termine $S_d(T_1)=0.362g$.

Azione veicolare

Si considera la forza causata dalla collisione sugli elementi di sicurezza pari a 100kN ad un metro di sommità dell'elemento secondo quanto indicato al punto 3.6.3.3.2 delle NTC 2018.

3.5.1.2 Combinazioni di carico

Strutturalmente, viste le proporzioni, risulta essere un elemento per cui governano le equazioni di equilibrio del corpo rigido con le azioni combinate secondo il punto 2.6.1 delle NTC 2018 (EQU).

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

In particolare, nelle successive verifiche di equilibrio, per le forze stabilizzanti si utilizzerà il coeff. 0,9 mentre per quelle ribaltanti il coeff. 1,5. Il coefficiente parziale per il ribaltamento secondo la tab.6.5.I è $\gamma_R=1,15$.

3.5.2.1 Verifiche strutturali

[illegible]

CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
Hanno collaborato:
Majone&Partners S.r.l.,
Dott. Geol. Ruggero Dameri, Staf S.r.l.

[illegible]

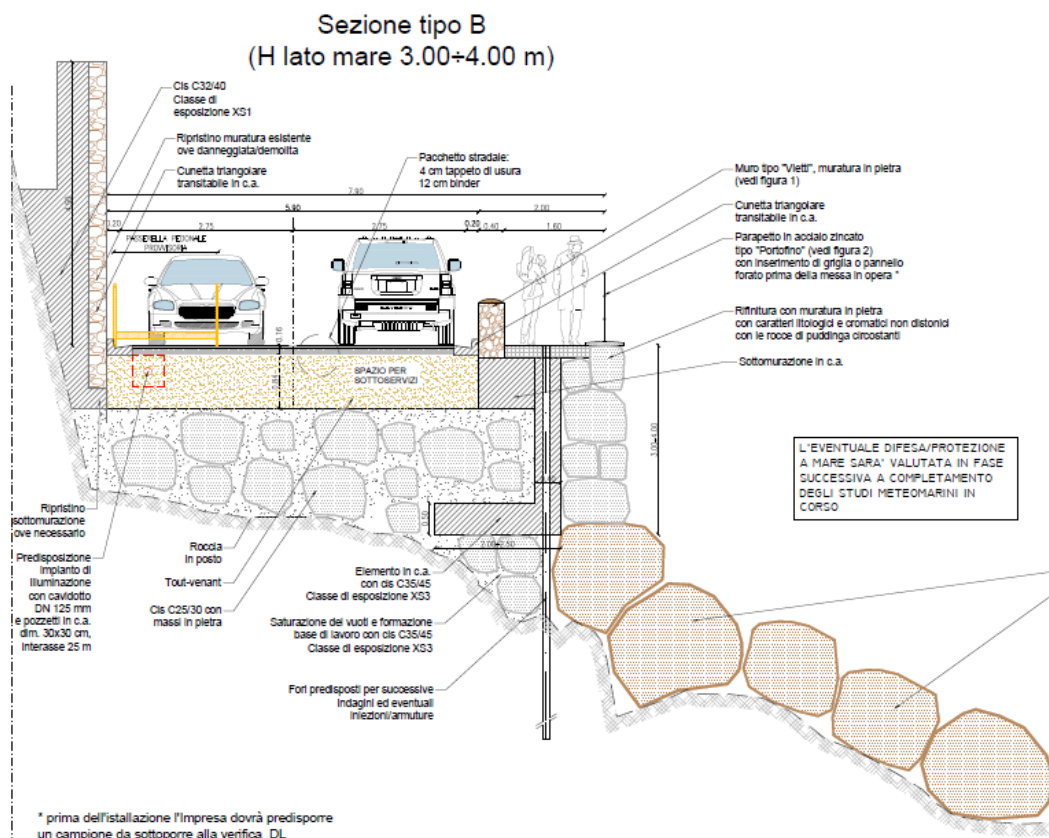
La verifica sismica non risulta dimensionante:

[illegible]

3.6 Sezione tipo B

3.6.1 Descrizione e schema strutturale

La sezione tipo B, che troverà applicazione laddove il dislivello tra il piano di lavoro relizzato a seguito delle lavorazioni di pulizia e somma urgenza e il piano stradale finale risulta indicativamente compreso tra 2,5 m e 4 m, prevede la realizzazione di un nucleo in calcestruzzo con calcestruzzo C35/45 ad alte prestazioni (classe di esposizione XS3), avente funzioni di “cassero a perdere”, sempre opportunamente rivestito “lato mare” con pietra naturale. A tergo di tale muro verrà effettuato un riempimento mediante massi e successiva saturazione con calcestruzzo magro fino alla quota di progetto (ossia della quota del piano viabile a meno del pacchetto stradale e del cassonetto per alloggiamento sottoservizi, per i quali sono già stati effettuati tutti i necessari approfondimenti già in sede dei primi interventi di somma urgenza).



A tamponamento dell'attuale stato di dissesto "lato mare", oltre che a prima protezione dell'infrastruttura, si provvederà, laddove possibile, all'inserimento di massi naturali di adeguata pezzatura secondo quanto in precedenza evidenziato.

Si prevede, infine, la predisposizione di fori che saranno funzionali a eventuali successive iniezioni di saturazione degli interstizi del piano di fondazione e a ulteriori indagini che si ritenessero necessarie.

3.6.1.1 Condizioni di carico

Per le verifiche di stabilità del corpo rigido, vista la presenza del riempimento in cls e massi a tergo blocco in c.a. l'azione ribaltante è solo quella del calcestruzzo durante le fasi di getto ipotizzate per un'altezza massima di 2 metri dopo aver realizzato la ciabatta di base. L'azione del mare e del moto ondoso in questa fase si considerano equilibrate dalla massa rocciosa e di riempimento lato monte; cautelativamente si ipotizza la possibilità di infiltrazioni posteriori al blocco in c.a. in grado generare una spinta idraulica ribaltante verso il mare.

I carichi stradali, vista la presenza del basamento rigido composto dal riempimento in cls con massi in pietra, non arrivano ad interessare il blocco in c.a.; si è invece presa in considerazione l'azione di urti da traffico veicolare secondo il punto 3.6.3.2 delle NTC 2018. Nell'ipotesi che il muro tipo "Vietti" sia in grado di resistere all'azione dell'urto (verifica che esula dalla presente relazione), tale forza orizzontale verrà trasmessa al blocco sottostante per calcolare il momento risultante e la verifica strutturale dello stesso.

Peso proprio cls strutturale

$$P = Vol \cdot \gamma_{cls}$$

dove:

Vol: volume dei setti in conglomerato armato (m³);

$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del conglomerato armato.

Peso proprio riempimento cls-massi

$$P = Vol \cdot \gamma_{cls}$$

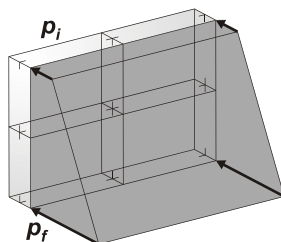
dove:

Vol : volume dei setti in conglomerato armato (m^3);

$\gamma_{cls} = 22 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del conglomerato armato.

Spinta Idrostatica

La spinta idrostatica dovuta al livello idrico è calcolata con la quota di massimo riempimento; viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti che costituiscono le spalle del manufatto.



Il valore $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$, $p_f = \gamma_w \cdot H = 40.0 \text{ kN/m}^2$,

dove:

$H = 4.00 \text{ m}$ altezza idrica massima arrotondata rispetto alla mezzeria della soletta di fondo.

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ peso specifico dell'acqua.

Azione sismica

In virtù della regolarità in pianta e altezza della struttura verrà svolta un' **analisi sismica di tipo statico equivalente** (NTC 2018 par. 7.3.3.2). La forza sismica orizzontale assume le seguente espressione:

$$F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda}{g}$$

dove:

- W : peso complessivo della costruzione (massa sismica);
- λ : coefficiente che, nel caso specifico, assume valore unitario;
- $S_d(T_1)$: ordinata dello spettro di risposta di progetto ottenuto moltiplicando lo spettro di risposta elastico corrispondente per $1/q$;
- q : fattore di struttura da utilizzare in ciascuna direzione dell'azione sismi-

ca, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Nel caso specifico è pari a 1.0.

- T_1 : periodo del modo di vibrare principale;
- g : accelerazione di gravità.

Considerando il periodo T_1 corrispondente al plateau della curva il termine $S_d(T_1)=0.362g$.

Azione veicolare

Si considera la forza causata dalla collisione sugli elementi di sicurezza pari a 100kN ad un metro di sommità dell'elemento secondo quanto indicato al punto 3.6.3.3.2 delle NTC 2018.

3.6.1.2 Combinazioni di carico

Strutturalmente, viste le proporzioni, risulta essere un elemento per cui governano le equazioni di equilibrio del corpo rigido con le azioni combinate secondo il punto 2.6.1 delle NTC 2018 (EQU).

Tab. 2.6.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qs}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

In particolare, nelle successive verifiche di equilibrio, per le forze stabilizzanti si utilizzerà il coeff. 0,9 mentre per quelle ribaltanti il coeff. 1,5. Il coefficiente parziale per il ribaltamento secondo la tab.6.5.1 è $\gamma_R=1,15$.

Si considera un'armatura verticale corrente di $1+1\phi 16/20''$ e orizzontale $1+1\phi 12/20''$; alla base del muro si considera un'armatura verticale corrente di $1+1\phi 20/20''$ fino all'altezza di 1 metro. Le verifiche sono svolte con le seguenti sollecitazioni con coeff. parziale di 1,3:

$$M_{d\text{fase}1} = \gamma_{\text{riempimento}} * H^3/6 * 1.3 = 2200 * 2^3/6 * 1.3 = 38.13 \text{ kNm}$$

$$M_{d\text{fase}2} = \gamma_{\text{riempimento}} * H^2/3 * (H/3+2) * 1.3 = 2200 * 2^2/2 * (2/3+2) * 1.3 = 152.5 \text{ kNm}$$

Il muro è verificato per entrambe le sezioni.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: VERIFICA MURO QUOTA +0m

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,7	7
2	15,7	33

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	19,83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	13,5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,8
		τ _{c1}	2,257

M_{xRd} 201,6 kN m

σ_c -19,83 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ε_c 3,5 ‰

ε_s 17,22 ‰

d 33 cm

x 5,574 x/d 0,1689

δ 0,7

Si riporta la verifica in condizioni idrostatiche con un battente posteriore di 4,0 m ipotizzando l'infiltrazione da tergo di acqua:

Peso manufatto - Mstab									
A	H/B	s	e	Mstab					
Muro c.a. - ciabatta	2,50	0,50	1,00	1,25	39,06		$\gamma_{riempimento}=$	22 kN/mc	
Muro c.a. - parete	0,40	4,00	1,00	0,2	8,00		$\gamma_{cls}=$	25 kN/mc	
Riempimento	2,10	4,00	1,00	1,45	267,96		$\gamma_{acqua}=$	10 kN/mc	
				Mstab totale	315,02	kNm			
Spinta idrostatica - Minstab									
Spinta da tergo		4,00			106,67				
				Mrib totale	106,67	kNm			
		0,9*Mstab/(1,5*Minstab)=			1,77	>1,15	verificato		

Una volta completato il riempimento a tergo del muro si considera la struttura come un blocco unico composto dal muro ed il cls+massi pertanto la verifica sismica non è significativa.

Per quanto riguarda la forza d'urto si calcola il momento generato alla sezione di base del muro (quota +0m) con la forza di 100kN applicato ad 1 metro dal piano stradale; si considera collaborazione del muro nell'ipotesi di diffusione del carico a 45° pertanto con una base ideale pari a $3,5 \times 2 = 7,0$ m.

In questo caso il coeff. parziale è pari a 1.35 secondo quanto indicato nel cap.5 delle NTC 2018.

$$M_{d_{urto}} = 100 \text{ kN} \times (3.5 + 1) \times 1.35 = 607.5 \text{ kNm}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: — □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: VERIFICA MURO QUOTA +0m

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	700	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	110	7
2	110	33

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	19,83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	13,5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,8
		τ _{c1}	2,257

M_{xRd} 1.412 kNm

σ_c -19,83 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ε_c 3,5 ‰

ε_s 17,21 ‰

d 33 cm

x 5,576 x/d 0,169

δ 0,7

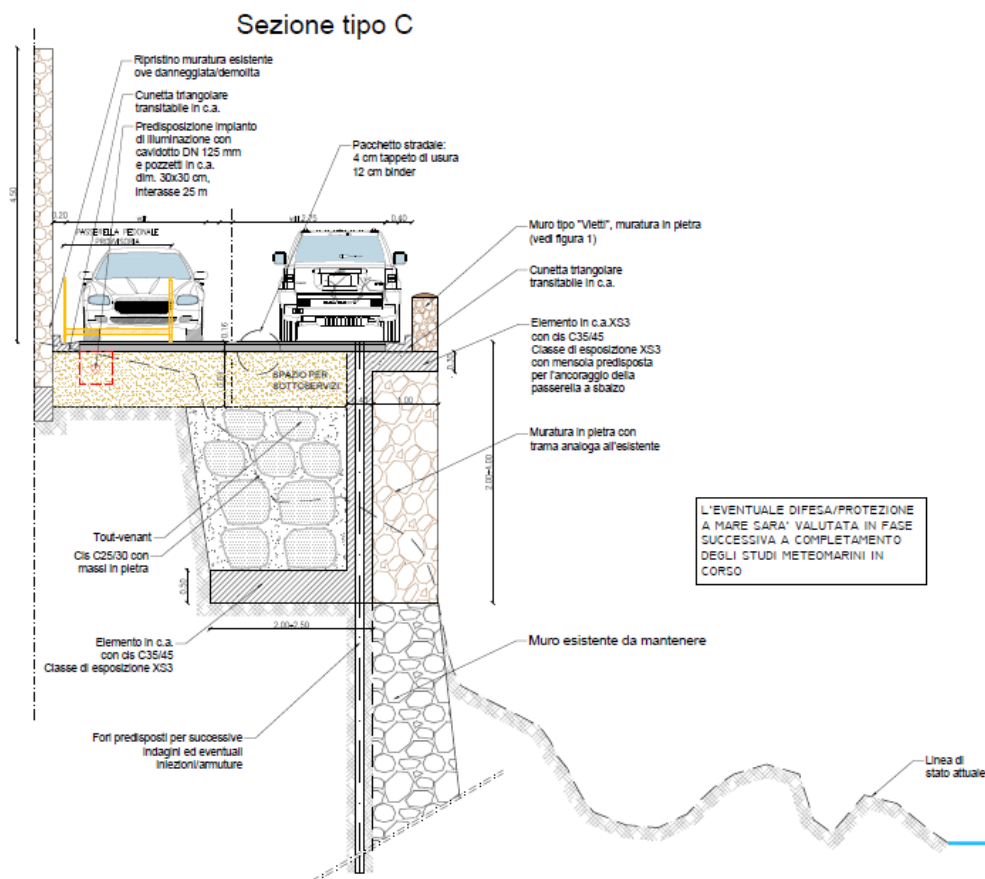
3.7 Sezione tipo C

3.7.1 Descrizione e schema strutturale

La sezione tipo C troverà applicazione in corrispondenza di quel tratto di strada parzialmente crollata, ove è presente un muro di sostegno per una altezza di circa metri 8 e lunghezza di circa metri 24.

Di tale manufatto è collassato solamente la parte sommitale per un'altezza media di circa 4 metri.

Per la sua ricostruzione si prevede di riprendere, per quanto possibile, la trama del muro in pietra esistente, realizzando la nuova muratura in pietra a tergo della quale verrà posizionato un nucleo di calcestruzzo C35/45 (classe di esposizione XS3) ed un riempimento mediante massi e successiva saturazione con calcestruzzo magro fino alla quota di progetto.



E' fondamentale la verifica del materiale su cui verrà realizzato il nuovo manufatto per non andare a creare pressioni sul muro esistente.

3.7.1.1 Condizioni di carico

Per le verifiche di stabilità del corpo rigido, vista la presenza del riempimento in cls e massi a tergo blocco in c.a. l'azione ribaltante è solo quella del calcestruzzo durante le fasi di getto ipotizzate per un'altezza massima di 2 metri dopo aver realizzato la ciabatta di base. L'azione del mare e del moto ondoso in questa fase si considerano equilibrate dalla massa rocciosa e di riempimento lato monte; cautelativamente si ipotizza la possibilità di infiltrazioni posteriori al blocco in c.a. in grado generare una spinta idraulica ribaltante verso il mare.

I carichi stradali, vista la presenza del basamento rigido composto dal riempimento in cls con massi in pietra, non arrivano ad interessare il blocco in c.a.; si è invece presa in considerazione l'azione di urti da traffico veicolare secondo il punto 3.6.3.2 delle NTC 2018. Nell'ipotesi che il muro tipo "Vietti" sia in grado di resistere all'azione dell'urto (verifica che esula dalla presente relazione), tale forza orizzontale verrà trasmessa al blocco sottostante per calcolare il momento risultante e la verifica strutturale dello stesso.

Peso proprio cls strutturale

$$P = Vol \cdot \gamma_{cls}$$

dove:

Vol: volume dei setti in conglomerato armato (m³);

$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del conglomerato armato.

Peso proprio riempimento cls-massi

$$P = Vol \cdot \gamma_{cls}$$

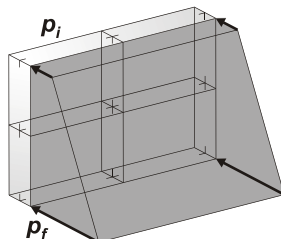
dove:

Vol: volume dei setti in conglomerato armato (m³);

$\gamma_{cls} = 22 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del conglomerato armato.

Spinta Idrostatica

La spinta idrostatica dovuta al livello idrico è calcolata con la quota di massimo riempimento; viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti che costituiscono le spalle del manufatto.



Il valore $p_i = 0 \text{ kN/m}^2$, $p_f = \gamma_w \cdot H = 40.0 \text{ kN/m}^2$,

dove:

$H = 4.00 \text{ m}$ altezza idrica massima arrotondata rispetto alla mezzeria della soletta di fondo.

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ peso specifico dell'acqua.

Azione sismica

In virtù della regolarità in pianta e altezza della struttura verrà svolta un' **analisi sismica di tipo statico equivalente** (NTC 2018 par. 7.3.3.2). La forza sismica orizzontale assume le seguente espressione:

$$F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda}{g}$$

dove:

- W : peso complessivo della costruzione (massa sismica);
- λ : coefficiente che, nel caso specifico, assume valore unitario;
- $S_d(T_1)$: ordinata dello spettro di risposta di progetto ottenuto moltiplicando lo spettro di risposta elastico corrispondente per $1/q$;
- q : fattore di struttura da utilizzare in ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Nel caso specifico è pari a 1.0 .
- T_1 : periodo del modo di vibrare principale;
- g : accelerazione di gravità.

Considerando il periodo T1 corrispondente al plateau della curva il termine $S_d(T_1)=0.362g$.

Azione veicolare

Si considera la forza causata dalla collisione sugli elementi di sicurezza pari a 100kN ad un metro di sommità dell'elemento secondo quanto indicato al punto 3.6.3.3.2 delle NTC 2018.

3.7.1.2 Combinazioni di carico

Strutturalmente, viste le proporzioni, risulta essere un elemento per cui governano le equazioni di equilibrio del corpo rigido con le azioni combinate secondo il punto 2.6.1 delle NTC 2018 (EQU).

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

In particolare, nelle successive verifiche di equilibrio, per le forze stabilizzanti si utilizzerà il coeff. 0,9 mentre per quelle ribaltanti il coeff. 1,5. Il coefficiente parziale per il ribaltamento secondo la tab.6.5.I è $\gamma_R=1,15$.

3.7.2 Risultati e verifiche

3.7.2.1 Verifiche strutturali

La verifica dimensionante è quella ipotizzando fasi di getto fino a quota massima di 2,0m partendo dall'estradosso della ciabatta:

Peso manufatto - Mstab										
	A	H/B	s	e	Mstab					
Muro c.a. - ciabatta	2,50	0,50	1,00	1,25	39,06		$\gamma_{riempimento}=$	22	kN/mc	
Muro c.a. - parete	0,40	2,00	1,00	0,2	4,00		$\gamma_{cls}=$	25	kN/mc	
Riempimento	2,10	2,00	1,00	1,45	133,98		$\gamma_{acqua}=$	10	kN/mc	
				Mstab totale	177,04	kNm				
Spinta getto - Minstab										
Spinta getto H=2,0m		2,00			51,33					
				Mrib totale	51,33	kNm				
		$0,9 \cdot Mstab / (1,5 \cdot Minstab) =$				2,07	> 1,15	verificato		

Peso manufatto - Mstab									
	A	H/B	s	e	Mstab				
Muro c.a. - ciabatta	2,50	0,50	1,00	1,25	39,06	$\gamma_{riempimento}=$	22	kN/mc	
Muro c.a. - parete	0,40	4,00	1,00	0,2	8,00	$\gamma_{cls}=$	25	kN/mc	
Riempimento	2,10	4,00	1,00	1,45	267,96	$\gamma_{acqua}=$	10	kN/mc	
				Mstab tota	315,02	kNm			
Spinta 2° getto - Minstab									
Spinta getto H=2,0m		2,00			139,33				
				Mrib totale	139,33	kNm			
		0,9*Mstab/(1,5*Minstab)=			1,36	>1,15	verificato		

Si considera un'armatura verticale corrente di $1+1\phi 16/20''$ e orizzontale $1+1\phi 12/20''$; alla base del muro si considera un'armatura verticale corrente di $1+1\phi 20/20''$ fino all'altezza di 1 metro. Le verifiche sono svolte con le seguenti sollecitazioni con coeff. parziale di 1,3:

$$M_{d\text{fase}1} = \gamma_{\text{riempimento}} * H^3/6 * 1.3 = 2200 * 2^3/6 * 1.3 = 38.13 \text{ kNm}$$

$$M_{d\text{fase}2} = \gamma_{\text{riempimento}} * H^2/3 * (H/3 + 2) * 1.3 = 2200 * 2^2/2 * (2/3 + 2) * 1.3 = 152.5 \text{ kNm}$$

Il muro è verificato per entrambe le sezioni.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: VERIFICA MURO QUOTA +0m

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,7	7
2	15,7	33

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	19,83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	13,5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,8
		τ _{c1}	2,257

M_{xRd} 201,6 kN m

σ_c -19,83 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ε_c 3,5 ‰

ε_s 17,22 ‰

d 33 cm

x 5,574 x/d 0,1689

δ 0,7

Si riporta la verifica in condizioni idrostatiche con un battente posteriore di 4,0 m ipotizzando l'infiltrazione da tergo di acqua:

Peso manufatto - Mstab								
A	H/B	s	e	Mstab				
Muro c.a. - ciabatta	2,50	0,50	1,00	1,25	39,06		$\gamma_{riempimento}=$	22 kN/mc
Muro c.a. - parete	0,40	4,00	1,00	0,2	8,00		$\gamma_{cls}=$	25 kN/mc
Riempimento	2,10	4,00	1,00	1,45	267,96		$\gamma_{acqua}=$	10 kN/mc
				Mstab totale	315,02	kNm		
Spinta idrostatica - Minstab								
Spinta da tergo		4,00			106,67			
				Mrib totale	106,67	kNm		
		0,9*Mstab/(1,5*Minstab)=			1,77	>1,15	verificato	

Una volta completato il riempimento a tergo del muro si considera la struttura come un blocco unico composto dal muro ed il cls+massi pertanto la verifica sismica non è significativa.

Per quanto riguarda la forza d'urto si calcola il momento generato alla sezione di base del muro (quota +0m) con la forza di 100kN applicato ad 1 metro dal piano stradale; si considera collaborazione del muro nell'ipotesi di diffusione del carico a 45° pertanto con una base ideale pari a $3,5 \times 2 = 7,0$ m.

In questo caso il coeff. parziale è pari a 1.35 secondo quanto indicato nel cap.5 delle NTC 2018.

$$M_{d_{urto}} = 100 \text{ kN} \times (3.5 + 1) \times 1.35 = 607.5 \text{ kNm}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: — □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: VERIFICA MURO QUOTA +0m

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	700	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	110	7
2	110	33

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	19,83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	13,5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,8
		τ _{c1}	2,257

M_{xRd} 1.412 kNm

σ_c -19,83 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ε_c 3,5 ‰

ε_s 17,21 ‰

d 33 cm

x 5,576 x/d 0,169

δ 0,7