

COMUNE DI PORTO AZZURRO

Provincia di Livorno

Oggetto:

Messa in sicurezza del muro in cemento armato a monte del campo sportivo comunale - Loc. Santissimo - Viale Europa, Comune di Porto Azzurro

Stato della progettazione:

PROGETTO ESECUTIVO



STUDIO TECNICO ASSOCIATO *INGEO*

Ing. Lorenzo Corsini e Ing. Ilaria Casanova
Piazza Cavour n. 14 - 58024 Massa Marittima (GR)
Tel.: 0566902273 - Fax: 0566905789
e-mail: studioassociatoingeo@gmail.com

Il tecnico:

Ing. Lorenzo Corsini

Elaborato:

RELAZIONE GENERALE



Data: 08/04/2022

Ubicazione: Loc.Santissimo, Viale Europa, Comune Porto Azzurro

Committente:

Comune di Porto Azzurro
Banchina IV Novembre n.19
57036 Porto Azzurro (LI)

Elaborato

RG



RELAZIONE GENERALE

a) Premessa

Il presente progetto esecutivo è relativo all'intervento di riqualificazione di messa in sicurezza del muro in cemento armato a monte del campo sportivo comunale in Località Santissimo, Viale Europa nel Comune di Porto Azzurro. La progettazione è stata affidata allo scrivente studio INGEO con Determina Dirigenziale n. 33 del 07/04/2022 tramite affidamento diretto, secondo l'art. 36 comma 2 lettera b) del D.Lgs 50/2016 implementato e coordinato con il decreto legislativo 19 aprile 2017, n. 56 ed il successivo Decreto-legge 18.04.2019 n. 32 (c.d. Decreto Sblocca Cantieri) convertito, con modificazioni, nella legge 14.06.2019. Il progetto definitivo è stato redatto a cura dell'Ing. Alessandro Schezzini ed approvato con deliberazione di Giunta Comunale n. 206 del 27/12/2021.

L'intento che l'amministrazione comunale intende perseguire con la progettazione in oggetto è legato alla messa in sicurezza di un muro in c.a. insistente sul rettangolo del campo sportivo comunale del capoluogo Porto Azzurro.

b) Descrizione dello stato attuale

b.1 Generalità

L'area di intervento interessa la porzione più a nord del campo sportivo in Località Santissimo, Viale Europa del Comune di Porto Azzurro. In particolare, l'intervento di messa in sicurezza riguarda il muro in cemento armato con funzione di contenimento del terreno che si sviluppa per una lunghezza di circa 70 m.

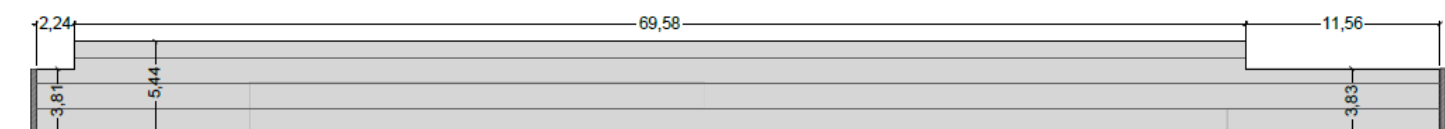


Il manufatto ha la funzione di contenere il forte dislivello presente tra l'area di gioco ed il terreno coltivato a nord; il salto di quota complessivo nella parte centrale è di 5,15 m.

Da rilievo strumentale effettuato in sito si può osservare che l'area interna del campo da gioco risulta in piano, la testa del muro in cemento armato ha tre quote differenti, da ovest verso est:

	LUNGHEZZA	ALTEZZA
PARTE 1	2,24 m	3,81 m
PARTE 2	69,58 m	5,44 m
PARTE 3	11,56 m	3,83 m

PROSPETTO SUD Muro in c.a.



L'area retrostante il paramento è raggiungibile tramite una strada bitumata che conduce ad un cancello di accesso all'area coltivata soprastante, di proprietà privata. La viabilità prosegue come strada sterrata costeggiando il muro fino a circa metà del suo sviluppo, deviando poi lungo il perimetro del vigneto. La restante parte di proprietà privata che costeggia la testa del muro è area verde lasciata per lo più incolta.



Nell'area privata suddetta, lo spiccatto del muro si trova ad una quota di circa 30 cm sopra il livello del terreno; per proteggere il salto di quota verso il campo da gioco, sul muro è stata collocata una recinzione in rete a maglia sciolta. A ridosso della recinzione, allo stato attuale, spicca una siepe naturale di rovi ed arbusti.



All'interno del campo da gioco, ad una distanza di circa 2,50 m dal muro in cemento armato, sono presenti delle caditoie per la raccolta e regimazione delle acque meteoriche; le acque raccolte, oltre a quelle di corrivazione della strada bitumata prima richiamata, vengono convogliate in un sistema di canali a cielo aperto e tombati, che termina a dispersione nell'area verde oltre Via Cariglio.



Strada che conduce alla proprietà privata con evidenza della traccia del canale esistente che risulta tombato nella parte terminale



Caditoia esistente nel campo sportivo

b.2 Analisi dello stato conservativo del manufatto allo stato attuale

Dalla documentazione reperita in fase di progettazione definitiva dal professionista incaricato, si è potuto dedurre come la costruzione del manufatto risalgia al 1981, ed il relativo progetto strutturale depositato al Genio Civile di Livorno, in ottemperanza alla normativa allora vigente. Allo stato attuale il muro non presenta criticità evidenti di natura statica; ad un primo esame visivo, la sua verticalità non è compromessa, non presenta crepe e/o rotture localizzate ed il terreno di fondazione non manifesta segni di rottura o collasso incipiente. Ciò induce a pensare, pur nell'impossibilità di reperire il progetto strutturale originario, ad un corretto dimensionamento dell'opera dal punto di vista geotecnico.

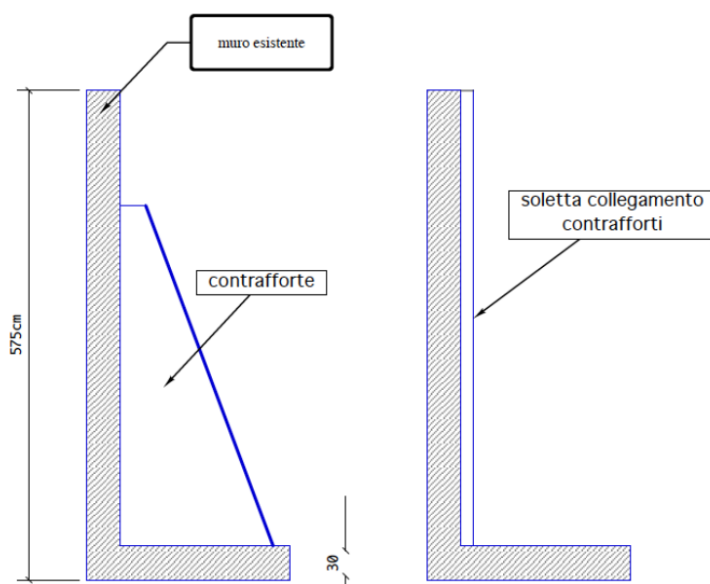
Risulta invece lampante il pessimo stato di conservazione dell'opera. In particolare, la qualità del calcestruzzo appare scadente, con una manifesta e diffusa disgregazione della parte corticale del paramento di valle (disgregazione che si arresta solo in corrispondenza dell'armatura metallica, in tutta probabilità grazie all'azione confinante che questa esercita) e conseguente espulsione del copriferro. Le concause di tale circostanza possono essere le seguenti:

- × **presenza di sali e minerali nel terrapieno alle spalle del muro** che venendo a contatto con l'acqua ristagnante a tergo del paramento (come conseguenza dell'assenza di fori di scolo e di sistema drenante), penetrano con il tempo nel calcestruzzo deteriorandone le proprietà chimiche e meccaniche. L'ubicazione dei ferri esposti sembrerebbe dare sostegno a questa ipotesi: il calcestruzzo corticale risulta infatti maggiormente ammalorato in corrispondenza della base e della sommità del muro, ovvero i punti in cui il muro è a maggior contatto con l'acqua (acqua di ristagno alla base del terrapieno e di ruscellamento superficiale in corrispondenza della sommità dello stesso, rispettivamente);
- × **azione erosiva degli agenti atmosferici** sulla parte corticale del calcestruzzo (che con il tempo perde la propria resistenza meccanica), conseguenza probabile di un impasto originario povero di cemento, eventualmente anche preparato con sabbia sporca;
- × **carbonatazione semplice**, tesi in qualche modo corroborata dalle prove dirette sul manufatto e dalle analisi chimiche condotte in fase di progettazione definitiva di cui si fa menzione nell'elaborato A1 RELAZIONE GENERALE a firma dell'Ing. Schezzini "[...] le prove sclerometriche sono state effettuate mediante strumento conforme alla normativa UNI-EN 12504 PASI tipo N avente caratteristiche tecniche: Energia d'impatto: 2.207J(2,207N/mm²), Valore sull'incudine: 80±2 R, Campo di misura: 10-60 N/mm² (MPa). Le prove di carbonatazione sono state effettuata con fenoltaleina

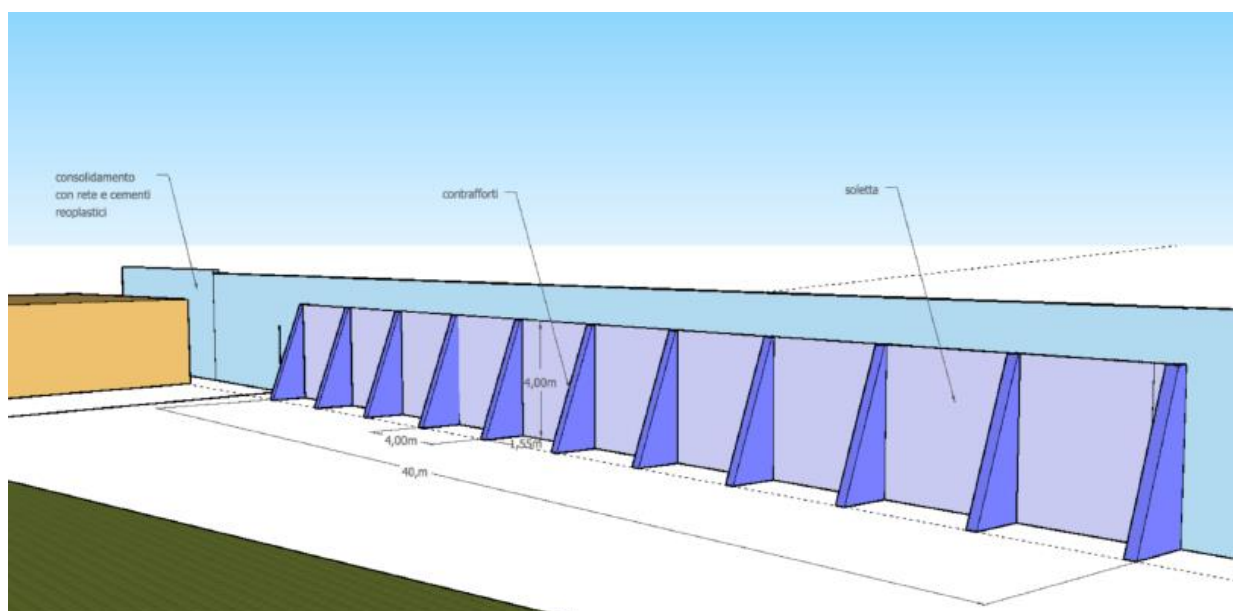
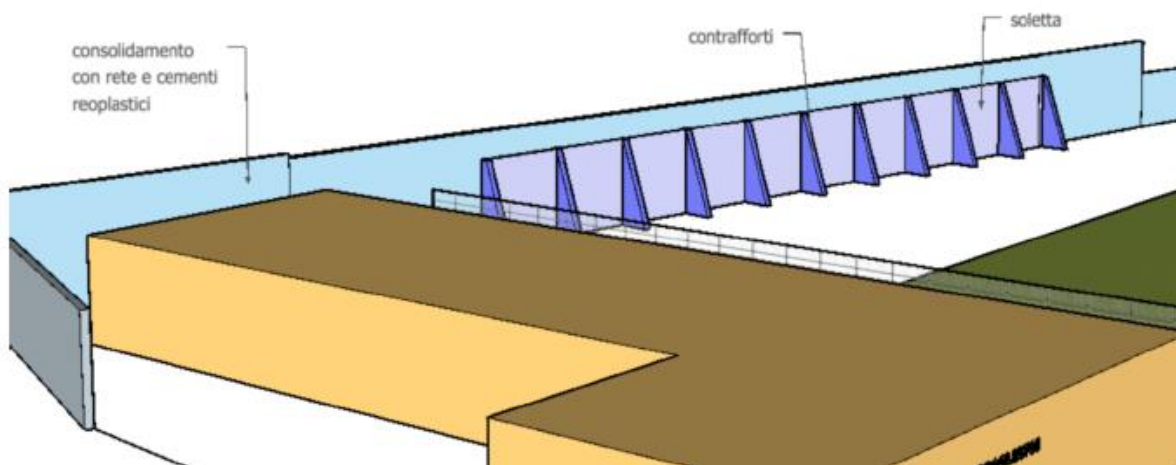
all'1% in alcool etilico puro normativa di riferimento UNI 9944:1992 con prelievo rispondente al punto 2.3 di detta norma e viraggio al rosso con pH maggiore di 9,2 e incolore per valori inferiori. Le prove pacometriche sono state sostituite con misurazione diretta in quanto le barre d'armatura risultano essere esposte. In via prudenziale i valori dell'indice sclerometrico sono stati corretti in funzione della carbonatazione ai sensi della normativa JGT 23-2001 (Chinese standard). La non applicazione di detto indirizzo normativo consentirebbe di ottenere risultati di resistenza del calcestruzzo superiori. I risultati delle indagini hanno evidenziato la pessima qualità del calcestruzzo con resistenza a compressione inferiore a 20 N/mm² e una profondità di carbonatazione del calcestruzzo di circa 5 cm [...]

c) Descrizione degli interventi previsti nel progetto definitivo

c.1 Descrizione sommaria degli interventi



La soluzione scelta per la messa in sicurezza del muro in cemento armato prevede un sistema di contrafforti esterni in c.a.; nella totalità sono n. 11 di altezza 420 cm e spessore 30 cm, collegati tra di loro da una soletta anch'essa in c.a., posizionata tra un elemento contrafforte ed il successivo, di altezza 400 cm e spessore 25 cm, come schematizzato nelle figure seguenti:



L'obiettivo della progettazione è quello di aumentare la stabilità del manufatto nei confronti dei meccanismi di collasso che si possono avere per le opere di sostegno.

c.2 Considerazioni generali sul progetto proposto

L'Amministrazione Comunale, con il progetto di messa in sicurezza del muro, ha inteso prioritariamente aumentare la fruibilità e la sicurezza degli utenti del campo sportivo comunale. Ferma restando l'assenza di criticità evidenti di natura statica sul manufatto, si ritiene la presenza del sistema di contrafforti sul paramento murario una fonte di forte pericolo per chi usufruisce dell'area sportiva.

In coerenza con lo stato conservativo e manutentivo del manufatto riscontrato allo stato attuale dove non sono stati rilevati fenomeni di dissesto, movimenti o fratture che inducano a pensare a spostamento dello stesso, lo scrivente studio INGEO, a cui è stata affidata la

progettazione esecutiva dell'opera, ha manifestato la volontà, in accordo con l'Amministrazione, di apportare alcune modifiche al progetto definitivo con lo scopo prioritario di ripristinare le carenze rilevate nel manufatto ed aumentare le caratteristiche di resistenza complessive.

Il progetto definitivo cerca unicamente di sopperire a problemi di stabilità che di fatto non si sono mai realmente manifestati. Di seguito si riportano le scelte progettuali adottate e una descrizione più approfondita delle motivazioni che hanno portato alla redazione della progettazione esecutiva.

d) Interventi previsti nel progetto esecutivo – variante al progetto definitivo

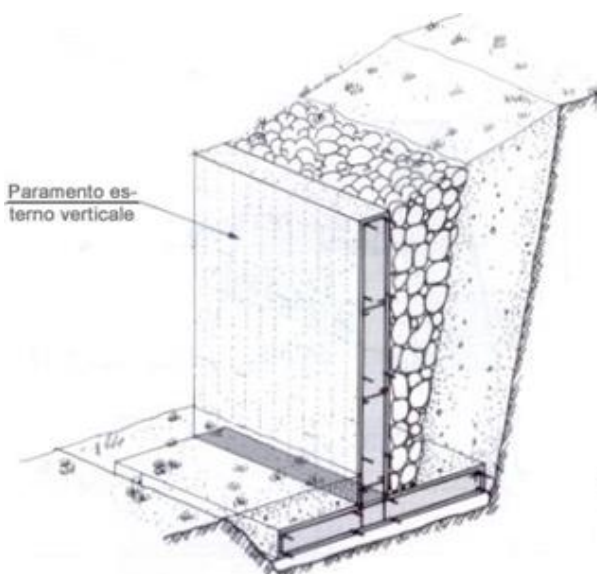
d.1 Generalità sulle opere di sostegno

Le NTC2018 (par. 6.5) definiscono le opere di sostegno come opere geotecniche atte “a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile”; si tratta sostanzialmente di strutture in grado di sostenere le spinte esercitate da un fronte di terreno instabile.

Le opere di sostegno hanno quindi la finalità di sostenere in sicurezza un corpo di terreno e sono costituite da elementi che ricevono azioni imposte dal terreno sostenuto. Generalmente si considerano opere di sostegno:

- **muri**, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (muri a gravità, muri a mensola posteriore, muri a contrafforti);
- **paratie**, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali elementi strutturali quali ancoraggi, puntoni, setti;
- **strutture miste**, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio: scavi puntellati, terra armata, terra rinforzata con geosintetici, muri cellulari, parete chiodata).

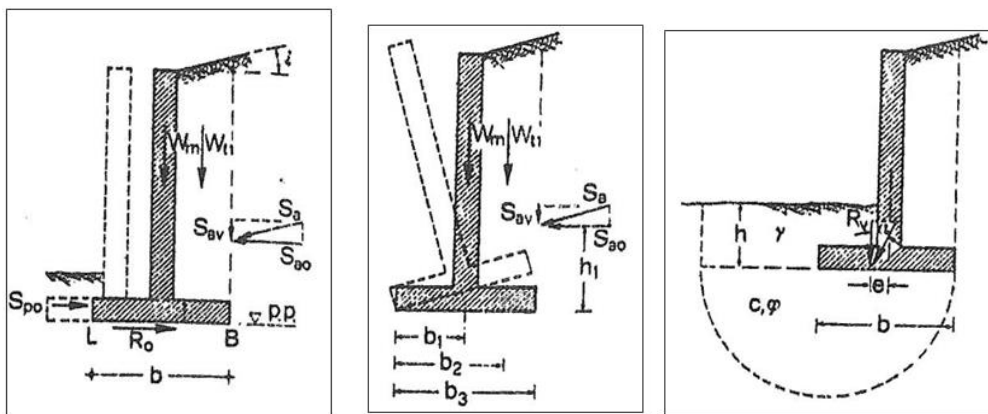
Il muro oggetto di analisi è un muro a mensola. I muri a mensola sono realizzati in calcestruzzo armato e sfruttano per la stabilità il peso del terreno che grava sopra la suola di



fondazione. Hanno in elevazione una mensola verticale e in fondazione una suola orizzontale in cui le tensioni di trazione sono assorbite dalle barre di armatura che permettono dunque di ridurre le dimensioni delle sezioni rispetto ai muri a gravità. Il principale requisito di un muro di sostegno (a gravità ed a mensola in c.a.) è la stabilità nei confronti di fenomeni di traslazione lungo il piano di fondazione e di ribaltamento, nonché di perdita di stabilità in fondazione per superamento della capacità portante.

È difficile (ma non impossibile) che un muro in muratura o in calcestruzzo semplice o armato, se ben progettato, collassi da un punto di vista strutturale, a meno che non si alterino in modo sensibile alcune sue parti ovvero che le azioni per le quali è stato progettato aumentino significativamente. I movimenti cui il muro è soggetto sono inquadrabili essenzialmente come rigidi, sia che si tratti di traslazione che di rotazione. Le azioni provengono dal terreno a tergo e le reazioni, in assenza di forze esterne applicate, dall'attrito che si genera in fondazione lungo il piano di scorrimento.

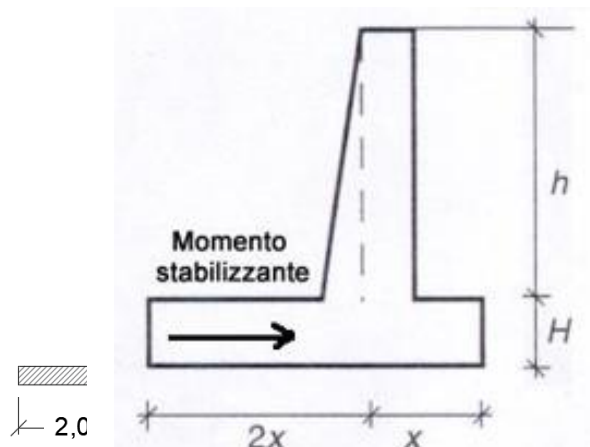
Se alla base del muro, come sempre avviene, la fondazione è leggermente approfondita rispetto al piano campagna, può sorgere una resistenza alla traslazione offerta dal terreno antistante: per tale ragione tale resistenza viene messa in relazione alla resistenza passiva. I muri di sostegno sono generalmente dimensionati facendo riferimento alle condizioni di equilibrio limite attivo.



Verifica a scorrimento Verifica a ribaltamento Verifica a carico limite

Le strutture di sostegno sono opere in grado di garantire stabilità a un fronte di terreno potenzialmente instabile. L'introduzione di armatura nella zona tesa consente di realizzare strutture progressivamente più snelle fino a ottenere la configurazione di muro a mensola che sfrutta per la stabilità il peso del terreno che insiste sulla suola di fondazione; sono strutture elastiche che funzionano come mensole infisse nel terreno e che si oppongono alla spinta del terreno grazie all'apporto delle ali di fondazione, che possono essere di monte o di valle. Possono avere l'ala di base maggiore a monte (nel qual caso sfruttano come elemento stabilizzante il terreno gravante su

tale ala) o l'ala di base maggiore a valle (nel qual caso sfruttano come elemento stabilizzante il momento generato da tale ala). La struttura oggetto del nostro studio rientra nella seconda tipologia



Sezione stato attuale

d.2 Considerazioni progettuali

Ad un primo esame visivo, le barre di armature esposte risultano lisce (fig. 1, 2 e 3). Il loro utilizzo si è protratto fino alla fine degli anni '70, ed è questo il periodo al quale si può far risalire la data di realizzazione del manufatto. Il manufatto ha dunque un'età di poco inferiore ai 50 anni e la sua vita nominale, relativa ad opere con livelli di prestazioni ordinari, è da ritenersi esaurita. Si faccia riferimento al §2.4 – VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO delle NTC2018 ed alla Tabella 2.4.I seguente, dove sono riportati i valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni:

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

La vita nominale di un'opera è convenzionalmente definita come “[...] il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali”, cfr. [§2.4]. Attualmente l'opera si presenta in condizione di pessimo stato di conservazione, indice del fatto che alcun intervento manutentivo abbia avuto luogo nel corso degli anni:



Figura 1 Muro di sostegno nello stato attuale, vista d'insieme



Figura 2 Muro di sostegno nello stato attuale, dettaglio base mensola in elevazione



Figura 3 Muro di sostegno nello stato attuale, dettaglio parte sommitale mensola in elevazione

Alla luce di quanto esposto, diversamente dalle indicazioni progettuali del progetto definitivo - che prevedeva dei soli contrafforti esterni al muro collegati tra di loro mediante una soletta, senza connessioni né con il muro esistente né con la fondazione lato valle - pare evidente come per consolidare il muro di sostegno e incrementarne l'attuale livello di sicurezza sia indispensabile

eseguire un insieme sistematico di opere come di seguito descritte:

- ✓ eliminazione della spinta dell'acqua mediante drenaggio a tergo del muro;
- ✓ allontanamento delle acque mediante fori scolanti;
- ✓ rinforzo strutturale del manufatto mediante l'utilizzo di betoncino armato in elevazione ed in fondazione, in accordo con la Norma Europea UNI EN 1504 "Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture di calcestruzzo" - Parte 9 "Principi generali per l'utilizzo dei prodotti e dei sistemi" Principio 4 "Rafforzamento strutturale";
- ✓ rinforzo del setto murario nella zona di massima sollecitazione mediante aggiunta lato monte di barre di armatura $\phi 12$, lunghezza 1,80 m, passo 20 cm, inghisate con ancorante chimico in fondazione ed aggiunta lato valle di barre di armatura $\phi 10$, lunghezza 0,40 m, passo 50 cm, inghisate con ancorante chimico in fondazione.

d.3 Drenaggio a tergo del muro

La spinta idrostatica può essere facilmente ridotta, se non addirittura annullata, con l'utilizzo di sistemi drenanti appropriati dietro alle opere di sostegno. I drenaggi e i filtri hanno lo scopo di:

- ridurre il valore delle pressioni interstiziali nel sottosuolo o in manufatti di materiali sciolti;
- eliminare o ridurre le pressioni interstiziali a tergo delle strutture di sostegno;
- consentire la filtrazione verso l'esterno di acque presenti nel sottosuolo o in manufatti di materiali sciolti senza causare il sifonamento;
- interrompere l'eventuale risalita di acqua per capillarità,

ed in relazione alle finalità per cui vengono realizzati, devono essere progettati in modo da soddisfare i seguenti requisiti:

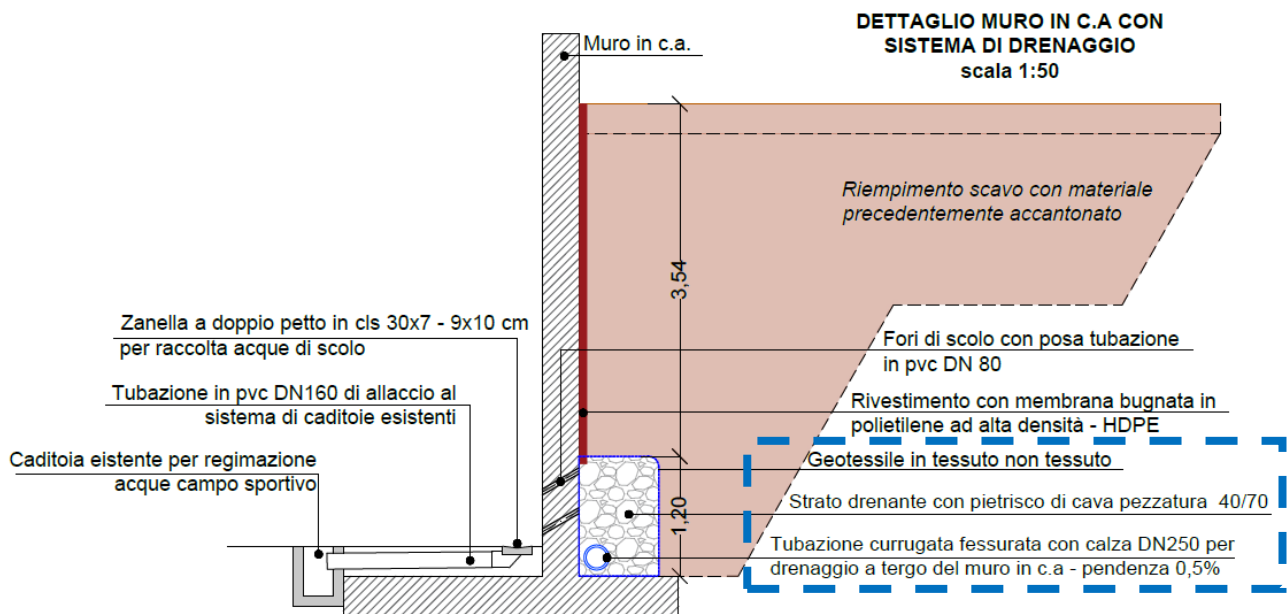
- il materiale filtrante deve essere più permeabile del terreno con il quale è a contatto e deve essere formato da granuli resistenti e duri privi di sostanze organiche o altre impurità;
- la granulometria del materiale filtrante deve essere tale da evitare che particelle di terreno causino intasamento del filtro e del drenaggio;
- lo spessore dello strato filtrante deve essere sufficientemente elevato da consentire una buona distribuzione delle frazioni granulometriche nello strato stesso e deve essere definito tenendo conto anche dei procedimenti costruttivi.

Nel caso in esame, previo sbancamento del terrapieno fino al livello estradosale della fondazione con installazione progressiva di opportuni sistemi di sostegno dei fronti di scavo, verrà realizzata una "sacca drenante" dimensioni 80x120h cm contenuta entro teli di geotessile non tessuto agugliato con resistenza a trazione (L/T) $\geq 25\text{kN/m}$ (UNI EN ISO 10319), riempita di pietrisco 40/60 mm, con alla base una tubazione captante microfessurata in polietilene alta densità a doppia parete, corrugata esternamente e liscia internamente, rivestita con fibra geotessile

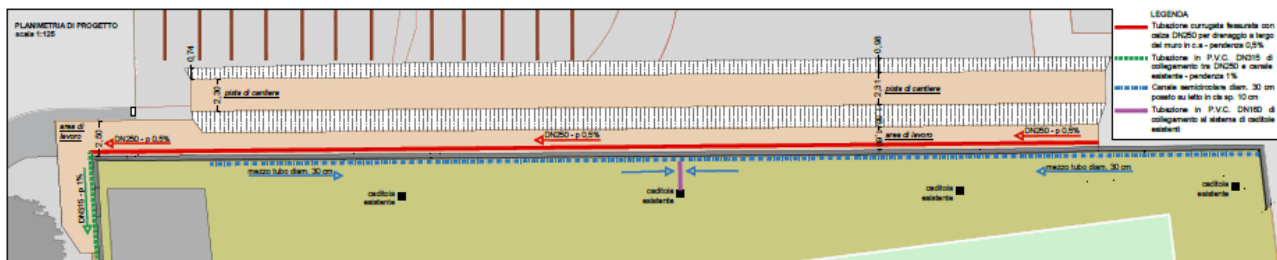
filtrante, di diametro nominale esterno \varnothing 250 mm in classe di rigidità anulare SN 8 (8 kN/m²) verificata secondo metodo EN ISO 9969.

A ridosso del paramento murario lato valle, dove non realizzato il drenaggio, verrà realizzato un rivestimento con membrana bugnata in polietilene ad alta densità (HDPE), per la protezione delle opere controterra e interrate secondo la UNI EN 13967:2017 spessore 8 mm, peso 600 gr/m², resistenza alla compressione > 250 KN/m², in grado di convogliare le acque di infiltrazione all'interno della sacca drenante.

Gli stralci progettuali seguenti, desunti dalla *Tav.3 STATO DI PROGETTO Planimetria prospetti e sezioni - regimazione delle acque e ripristini*, rappresentano quanto suddetto:



PLANIMETRIA DI PROGETTO



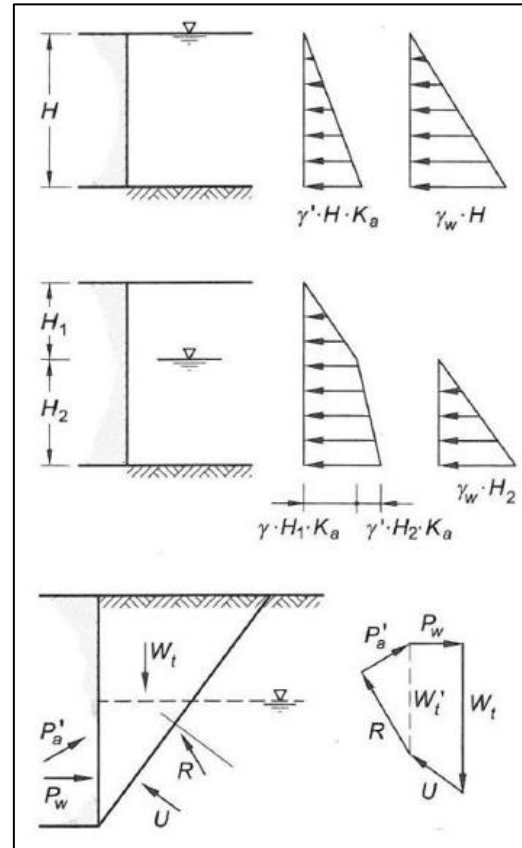
d.4 Fori scolanti nel paramento murario

La determinazione dell'azione complessiva esercitata dalla spinta del terreno e dalla spinta idrostatica dell'acqua su un'opera di sostegno assume l'espressione che segue:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot H^2 \cdot K_a + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

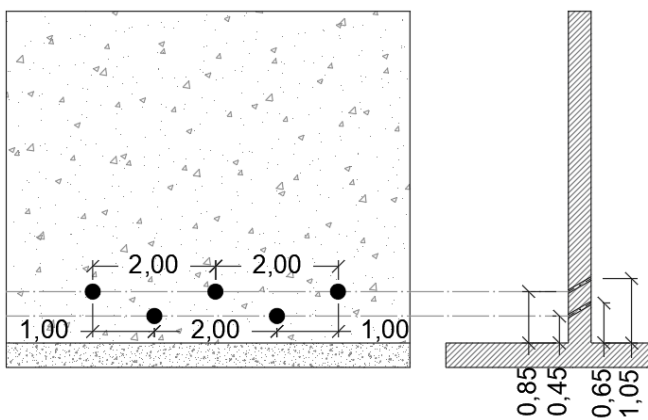
Dal momento che i due pesi di volume, dell'**acqua** e del **terreno alleggerito**, si equivalgono, è spesso il contributo dell'acqua a creare situazioni critiche per la stabilità del manufatto visto che il «coefficiente di spinta» dell'acqua è unitario, mentre quello delle terre è, in condizioni attive, minore di uno ($K_a \sim 0,25 \div 0,40$); a parità di altezza, la spinta dell'acqua può essere anche 4 volte quella del terreno.

Al fine di evitare che sull'opera possano prodursi spinte di elevate intensità, l'acqua di infiltrazione viene allontanata mediante fori di scarico nel corpo del muro costituiti da tubi in PVC DN80, da posizionare a quinconce a 65 e 105 cm di altezza rispetto all'estradosso della suola di fondazione, ad interasse (orizzontale) di 2,00 m, muniti di un filtro che ne impedisca l'occlusione. Il carotaggio del paramento murario deve avere un'inclinazione di 5° sull'orizzontale,



SCHEMA DEI FORI DI DRENAGGIO Ø80

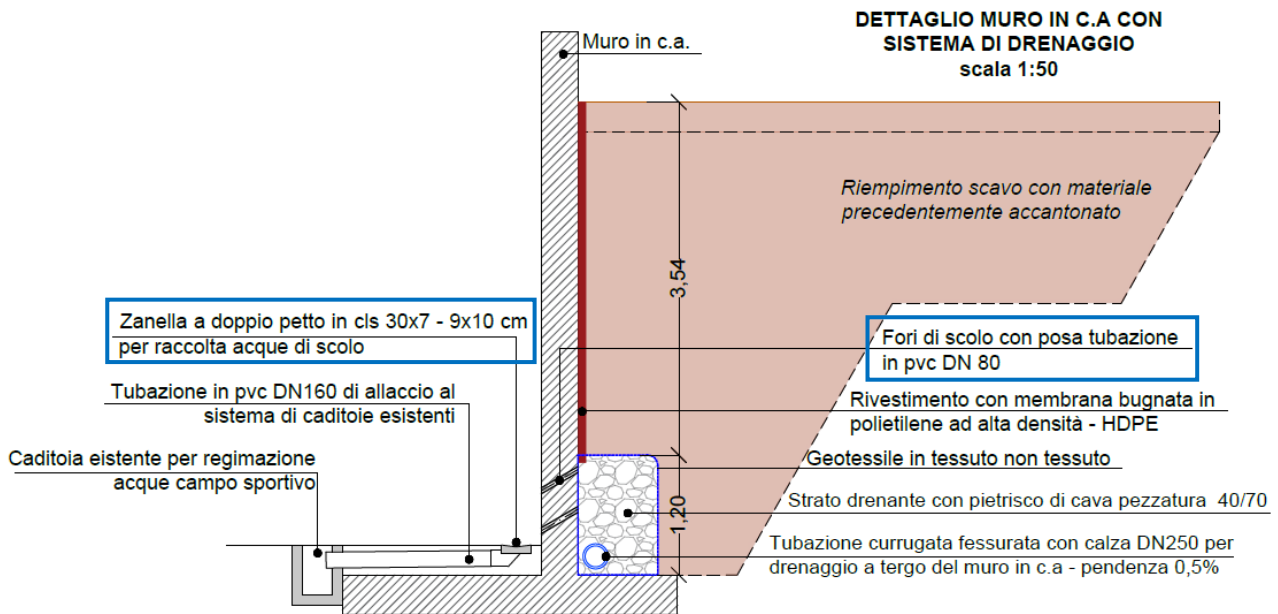
Realizzazione di fori di drenaggio su doppia fila ad interasse 200 cm con tubazione in P.V.C. Ø80 - quantità totale 70



avendo cura a non tagliare i ferri di armatura verticali (la cui posizione è peraltro visibile ad occhio nudo nella maggioranza dei casi).

Per evitare che l'acqua che scola dalle tubazioni si infiltri nel terreno al piede della fondazione del muro, dove è invece opportuno che il terreno risulti più asciutto possibile, si prevede di addossare al paramento murario lato valle una zanella doppio petto in calcestruzzo collegata mediante

tubazione in PVC DN160 alle caditoie esistenti che costituiscono la rete scolante del campo da gioco:



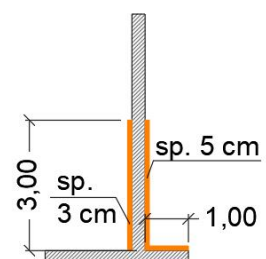
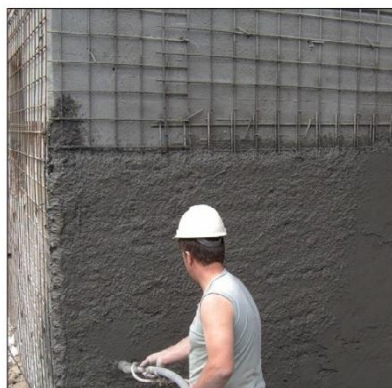
d.5 Rinforzo strutturale mediante betoncino armato

L'intervento di rinforzo prevede l'applicazione di Intonaco armato su entrambe le facce del muro, nella posizione e per l'estensione indicata nella Tav.3 di progetto. In particolare, dopo la pulizia del paramento murario mediante idropulitrice a 200 atm e successivo trattamento dei ferri di armatura con applicazione di anticorrosivo monocomponente alcanizzante, saranno eseguite perforazioni oblique passanti (circa 6 al mq) dove verranno collocati tondini in acciaio inox di diametro 6 mm sporgenti per il fissaggio, su entrambi i lati della parete, alla rete elettrosaldata diametro 6 mm, maglia 10x10 cm. La rete verrà collegata sia a queste barre passanti che a barre poste in verticale ed ancorate sulla fondazione, e verrà annegata in un betoncino di malta additivata con agenti antiritiro manualmente o a spruzzo per lo spessore di 3 cm (paramento lato valle) e 5 cm (paramento lato monte):

CONSOLIDAMENTO



Consolidamento paramento murario in c.a. con rete elettrosaldata maglia 10x10 cm d. 6, collegata al supporto con 5 tondini a mq d. 6 annegati in fori trasversali e stesura di malta cementizia a 350 kg/mc spessore 3cm lato campo sportivo - 5 cm lato controterra e scarpa di fondazione



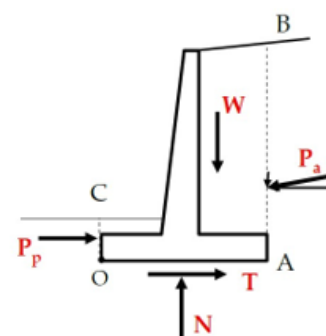
In ottemperanza al punto C 8.7.4 della CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, "si rileva che il consolidamento con intonaco armato non ha alcuna efficacia in assenza di sistematiche connessioni trasversali e la sua efficacia è ridotta quando realizzato su un solo paramento".

Con riferimento alla Norma Europea UNI EN 1504 "Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture di calcestruzzo" - Parte 9 "Principi generali per l'utilizzo dei prodotti e dei sistemi" Principio 4 "Rafforzamento strutturale", l'intonaco armato consegue il rafforzamento strutturale del manufatto aumentandone o ripristinandone la capacità di carico strutturale.

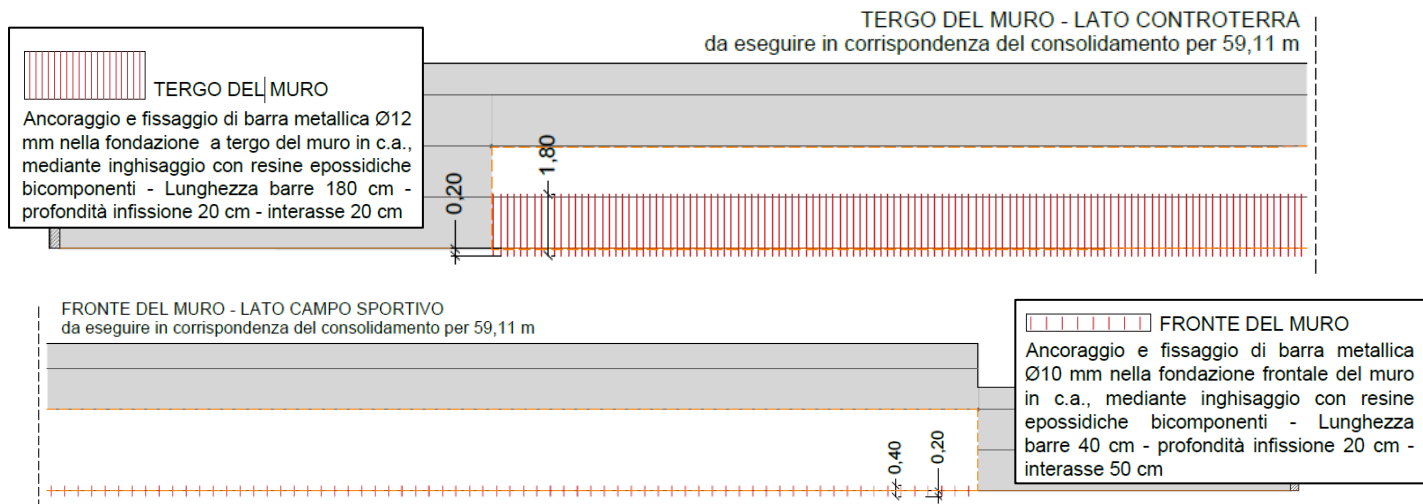
d.6 Rinforzo del setto nella zona di massima sollecitazione

Nel muro a mensola il punto di applicazione delle spinte condiziona essenzialmente la verifica a rotazione dell'opera di sostegno. Relativamente alle spinte di tipo statico, le teorie usuali ipotizzano una distribuzione delle medesime di tipo lineare, con la risultante delle forze applicata a $1/3H$, ove H è l'altezza del muro. In realtà la distribuzione delle pressioni laterali non è generalmente di tipo lineare, e dipende:

- dall'eventuale movimento rigido dell'opera e dalla sua entità;
- dal tipo di movimento (scorrimento orizzontale, rotazione intorno alla base, alla testa o combinazione di entrambi i movimenti);
- dalle caratteristiche del terrapieno (geometria, deformabilità ecc.).



Nel caso di rotazioni intorno alla base, la distribuzione delle spinte può considerarsi di tipo lineare, e quindi il loro punto di applicazione si suppone localizzato a $1/3H$. La normativa nazionale attuale (NTC 2018), così come l'EC8-5, concordano comunque nell'indicare il punto di applicazione della spinta statica del terreno ad $1/3H$. Nel caso in esame l'altezza totale del muro contro terra è circa $H = 4,80$ ed il valore $H/3$ è pari a $1,60$ m; per il rinforzo del setto murario andremo a inserire nella zona di massima sollecitazione delle barre di armatura lato monte $\phi 12$ lunghezza $1,80$ m inghisate con ancorante chimico in fondazione per 20 cm, interasse 20 cm, e lato valle delle barre $\phi 10$ lunghezza $0,40$ m inghisate con ancorante chimico in fondazione per 20 cm, interasse 50 cm, come rappresentato nella seguente immagine:



d.7 Verifiche strutturali dello stato attuale e di progetto

Per le verifiche strutturali si farà riferimento alla geometria del manufatto riportata in fase di redazione del progetto definitivo nella relazione di calcolo dell'Ing. Schezzini (cfr. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** a pagina 34), come di seguito riportati:

Spessore suola di fondazione:	$S_s = 0,50$ m
Larghezza suola di fondazione di monte:	$B_m = 1,00$ m
Larghezza suola di fondazione di valle:	$B_m = 2,00$ m
Larghezza totale suola di fondazione:	$B = 3,50$ m
Spessore di base mensola in elevazione:	$S_{eb} = 0,50$ m
Spessore di testa mensola in elevazione:	$S_{et} = 0,30$ m
Altezza mensola in elevazione:	$H = 4,00$ m

Analogamente, non essendo disponibili risultati sperimentali relativi a prove geotecniche eseguite in sito, per le caratteristiche del terreno su cui insiste il muro faremo riferimento ai parametri geotecnici riportati nella relazione di calcolo suddetta (cfr. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** a pagina 5) e sotto riportati:

Ubicazione	γ [kN/m ³]	c_u [kN/m ²]	c' [kN/m ²]	φ' [°]	δ [°]
Rilevato	18,0	0	10	33,0	33,0
Piano di fondazione	18,0	0	10	33,0	33,0

Terreno N. 1	
Peso Specifico (γ) [daN/m ³]	1800
Angolo di Attrito interno (φ) [grd]	33
Coesione Drenata (c) [daN/cm ²]	0.10
Coesione non Drenata (c_u) [daN/cm ²]	0.00
Angolo di Attrito Terra-Muro (δ) [grd]	22.00
Fattore di Attrito Terra-Muro (f_a)	0.65
Modulo Elastico (E) [daN/cm ²]	1000
Costante di Winkler (k) [daN/cm ³]	7.00

Per quanto riguarda la falda non sono disponibili alcune informazioni al riguardo; la relazione di calcolo non ne fa menzione e se ne ipotizza perciò l'assenza. Tuttavia, ai fini del calcolo, considereremo a favore di sicurezza un livello di falda di 1 m al di sopra del piano fondale.

Il sito in esame (Loc. Santissimo, Porto Azzurro, Isola d'Elba - LI) ha coordinate WGS84:

- Latitudine: 42.77013;
- Longitudine: 10.394558.

Il muro di sostegno ha vita nominale $VN = 50$ anni ed è in classe d'uso II ($CU = 1,0$). Per la determinazione della risposta locale sono state assunte una categoria di sottosuolo intermedia tipo C ($SS = 1,20$) ed una categoria topografica T1 ($ST = 1,00$).

Sotto queste ipotesi di calcolo si ottengono i seguenti parametri sismici di base allo SLV:

$$T_R = 475 \text{ anni}; a_g = 0,041 \text{ g}; F_0 = 2,832; T_C^* = 0,272 \text{ s.}$$

Il muro di sostegno è considerato libero di compiere spostamenti relativi rispetto al terreno (condizione di spinta attiva del terreno di monte). Sotto queste ipotesi di calcolo le NTC18 indicano i seguenti parametri di progetto allo SLV: $a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0,062 \text{ g}$.

Per l'analisi della stabilità locale del muro [§7.11.6.2.1] vengono assunti i seguenti parametri:

$$\beta_m = 0,38 \rightarrow k_h = 0,38 \cdot 0,062 = 0,0234; k_v = \pm 0,0117.$$

Per l'analisi al ribaltamento i suddetti valori verranno incrementati del 50%.

In base alle indagini conoscitive condotte, coerentemente con il [§ 8.5.4], si ritiene di aver attinto un livello conoscitivo basso (LC1), cui corrisponde un fattore di confidenza elevato $FC = 1,35$. Tale fattore è da riguardarsi come un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza che va a minorare il valore dei parametri meccanici di resistenza dei materiali esistenti.

Le caratteristiche dei materiali che compongono il manufatto allo stato attuale ed allo stato di progetto, sono riportati di seguito:

Calcestruzzo esistente

Classe di resistenza	Densità [kN/m ³]	f_{cm} [N/mm ²]	α_{cc}	γ_c	FC	f_c [N/mm ²]
Tipo C16/20	25,0	16,0	0,85	1,50	1,35	6,7

Acciaio per calcestruzzo armato esistente

Qualità	f_{ym} [N/mm ²]	γ_s	FC	f_y [N/mm ²]
FeB32k	320	1,15	1,35	206,1

Calcestruzzo da **progetto** [Tab. 4.1.I] e [§4.1.2.1.1.1]

Classe di resistenza	fck [N/mm ²]	α _{cc}	γ _c	fcd [N/mm ²]
C25/30	25	0,85	1,50	14,2

Acciaio per calcestruzzo armato da **progetto** [Tab. 11.3.1a] e [§4.1.2.1.1.3]

Qualità	f _{yk} [N/mm ²]	γ _s	f _{yd} [N/mm ²]
B450C	450	1,15	391,3

d.7.1 Verifiche strutturali agli SLU

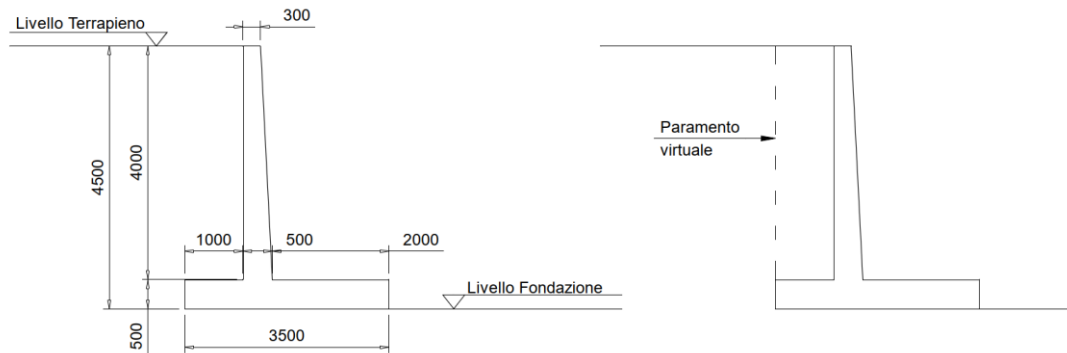
Le verifiche SLU di tipo geotecnico GEO (scorrimento sul piano di posa, ribaltamento, capacità portante della fondazione) sono condotte secondo l'approccio 2, combinazione A1+M1+R3 [§6.4.2.1]. Le verifiche STR di tipo strutturale vengono condotte secondo le indicazioni del §4 delle NTC18. Di seguito si riassumono i coefficienti parziali di combinazione e di sicurezza che vengono utilizzati nelle suddette verifiche.

Coefficienti S.L.U.

AZIONI		NTC18 (Tab. 6.2.I)			
Coefficienti Parziali Azioni		(EQU)	(A1) (STR)	(A2) (GEO)	
AZIONE					
Perm. Favorevole	γ _{G1}	0.90	1.00	1.00	Ripristina i Valori di Norma
Perm. Sfavorevole		1.10	1.30	1.00	
Per. Non Strutt. Favorevole	γ _{G2}	0.80	0.80	0.80	
Per. Non Strutt. Sfavorevole		1.50	1.50	1.30	
Variab. Favorevole	γ _Q	0.00	0.00	0.00	
Variab. Sfavorevole		1.50	1.50	1.30	
Custom Favorevole	γ _Q	1.00	1.00	1.00	
Custom Sfavorevole		1.00	1.00	1.00	
RESISTENZE		NTC18 (Tab. 6.2.II)			
Coefficienti Parziali parametri del Terreno		(M1)	(M2)		
PARAMETRO					
Tangente φ	tan φ	1.00	1.25	Ripristina i Valori di Norma	
Coesione efficace	c' k	1.00	1.25		
Resist. non drenata	c u _k	1.00	1.40		
Peso unità di volume	γ	1.00	1.00		
Coefficienti GLOBALI di sic.		Ver. Statiche Tab. 6.5.I (R3)	Ver. Sismiche Tab. 7.11.III (R3)		
Verifica					
Capacità Portante	γ _R	1.40	1.20	Ripristina i Valori di Norma	
Scorrimento	γ _R	1.10	1.00		
Ribaltamento	γ _R	1.15	1.00		
Resist. terreno di valle	γ _R	1.40	1.20		
Stabilità Globale	γ _R	1.10	NTC18 (Tab. 6.8.I)		OK

Coefficienti parziali di combinazione e di sicurezza da utilizzare nelle verifiche SLU GEO

Le spinte vengono calcolate con riferimento al paramento virtuale esistente tra il terreno al di sopra della suola di fondazione lato monte ed il terreno del terrapieno. Si fa l'ipotesi che il muro possa spostarsi relativamente rispetto al terreno di monte, il quale può quindi venirsi a trovare in condizioni di equilibrio limite attivo.



Paramento virtuale sul quale vengono calcolate le spinte

Le spinte presenti saranno:

- Spinta delle terre in condizioni statiche:

Pressione efficace di equilibrio limite attivo sul paramento virtuale: $p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_a$

dove σ'_v è la tensione verticale efficace alla generica quota z , q l'eventuale sovraccarico uniforme di monte, K_a il coefficiente di spinta attiva.

Coefficiente di spinta attiva (Müller-Breslau):

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

dove β è l'inclinazione sulla verticale del paramento di monte del muro, i è l'inclinazione del piano campagna del riempimento a tergo del muro, δ (assunto pari a $2/3 \cdot \varphi'$ cf. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) è l'angolo di attrito tra terreno e muro (ovvero tra terrapieno e paramento verticale del muro, cf. 0), φ' è l'angolo di resistenza a taglio drenata del terreno (cf. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

La spinta attiva agente sul muro è data dall'integrale della tensione di equilibrio limite attivo (vedi sopra) sull'intera altezza del muro:

Spinta attiva sul muro:

$$P'_a = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 + q \cdot H \right] \cdot K_a$$

Tale spinta ha inclinazione sull'orizzontale pari all'angolo di attrito tra terreno e muro δ ed è applicata ad $1/3 H$ per quanto riguarda la quota parte triangolare (primo addendo dell'equazione sopra) e ad $1/2 H$ per quanto riguarda la quota parte rettangolare (secondo addendo dell'equazione sopra).

- Spinta idrostatica in condizioni statiche:

Pressione idrostatica: $p_w(z) = \gamma_w \cdot z_w$

dove γ_w è il peso specifico dell'acqua e z_w è la generica quota al di sotto del livello di falda. Al di sotto della quota di falda la tensione verticale deve essere decurtata della pressione isotropa dell'acqua (tensione verticale efficace).

Spinta idrostatica: $P_w(z) = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot Z_w^2$

dove Z_w è la quota del livello di falda misurata rispetto al piano fondale del muro. Tale spinta è orizzontale ed applicata alla quota $Z_w / 3$.

- Spinta delle terre in condizioni sismiche:

Si applica il metodo di Mononobe e Okabe, identico a quello sopra esposto da un punto di vista formale, eccezion fatta per le equazioni utilizzate per la determinazione del coefficiente di spinta attiva. Il **coefficiente di spinta attiva** (Mononobe-Okabe) in condizioni sismiche, per $i \leq \varphi' - \psi$:

$$K_{a,E} = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - i - \psi)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

con lo stesso significato dei simboli del caso statico di cui al § **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Il termine aggiuntivo ψ tiene conto della minor inclinazione rispetto all'orizzontale che il cuneo di spinta presenta in condizioni sismiche, rispetto al caso statico. Esso assume la seguente espressione:

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) \text{ con } k_h \text{ e } k_v \text{ i coefficienti sismici relativi alla zonazione sismica del sito.}$$

Spinta attiva sul muro in condizioni sismiche: $P'_{a,E} = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 + q \cdot H \right] \cdot K_{a,E}$

Tale spinta ha inclinazione sull'orizzontale pari all'angolo di attrito tra terreno e muro δ ed è applicata ad $1/3 H$ per quanto riguarda la quota parte triangolare (primo addendo dell'equazione sopra) e ad $1/2 H$ per quanto riguarda la quota parte rettangolare (secondo addendo dell'equazione sopra).

- Spinta idrostatica in condizioni sismiche:

In presenza di sisma la spinta idrostatica viene corretta per tenere conto del moto sismico sussultorio.

Pressione idrostatica in condizioni sismiche: $p_w(z) = \gamma_w \cdot (1 - k_v) \cdot z_w$

Dove γ_w è il peso specifico dell'acqua, z_w è la generica quota al di sotto del livello di falda, k_v è il coefficiente sismico verticale relativo alla zonazione sismica del sito.

Spinta idrostatica in condizioni sismiche: $P_w(z) = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (1 - k_v) \cdot Z_w^2$

Dove Z_w è la quota del livello di falda misurata rispetto al piano fondale del muro. Tale spinta è orizzontale ed applicata alla quota $Z_w / 3$.

- Spinta idrodinamica in condizioni statiche:

Pressione idrodinamica in condizioni sismiche (Westergaard): $p_w(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot Z_w^{1/2} \cdot z_w^{1/2}$

dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale relativo alla zonazione sismica del sito di cui al §Errore. L'origine riferimento non è stata trovata., γ_w è il peso specifico dell'acqua, Z_w è la quota del livello di falda misurata rispetto al piano fondale del muro, z_w è la generica quota al di sotto del livello di falda.

Spinta idrodinamica in condizioni sismiche (Westergaard): $P_w(z) = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot Z_w^2$

dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale relativo alla zonazione sismica del sito di cui al §Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. e Z_w è la quota del livello di falda misurata rispetto al piano fondale del muro. Tale spinta è orizzontale ed applicata alla quota convenzionale $0,6 Z_w$.

Essendo il muro flessibile e dunque calcolato in condizioni di equilibrio limite attivo, la spinta del terrapieno è la risultante di un diagramma triangolare come nel caso statico. Non è dunque necessario applicare l'incremento di spinta sismica $\Delta P_{a,E} = P'_{a,E} - P'_a$ ad una quota superiore a quella relativa al caso statico (cf. §E.9 UNI EN 1998-5:2005).

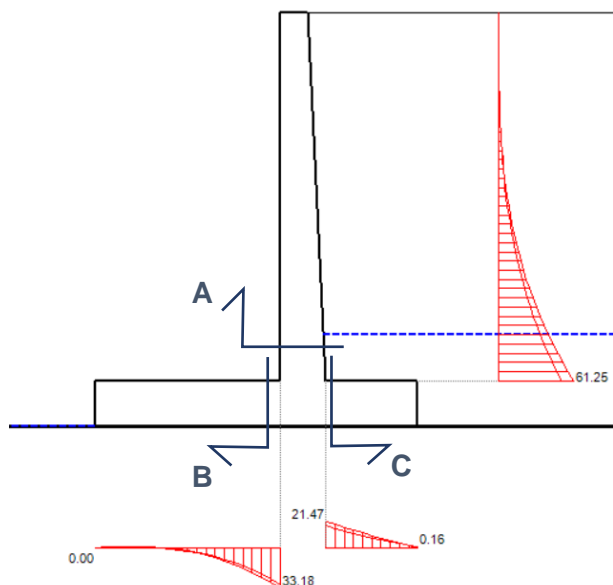
Nel caso sismico, oltre alla spinta del terrapieno e delle azioni gravitazionali permanenti, si tiene inoltre conto delle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e nei sovraccarichi. Queste sono valutate come $F_h = k_h \cdot W_h$ e $F_v = k_v \cdot W_v$, dove W è il peso dell'elemento in considerazione ed i coefficienti k_h e k_v sono i coefficienti sismici relativi alla zonazione sismica del sito. Tali forze agiscono in corrispondenza del baricentro dell'elemento in esame (muro, terrapieno), ovvero nel punto di applicazione del carico.

COMBINAZIONE DI CARICO N. 1: Statica (A1 +M1+R3)										
Azione	Tipo Azione		F [kN]	Coef [-]	F_vd [kN]	F_Hd [kN]	x [m]	y [m]	Mrib [kNm]	Mstab [kNm]
Materiali Muro: Mat. n.01	Perm. Strutt.	Fav	270.00	1.00	270.00	0.00	2.20	1.99	0.00	592.67
Terr. su muro: Area n.01	Perm. Strutt.	Fav	512.64	1.00	512.64	0.00	3.77	4.26	0.00	1934.02
Sovracc. su muro:	Variabile	Fav	188.00	0.00	0.00	0.00	3.65	7.40	0.00	0.00
Sp.Terr.Monte:Tratto n.01	Perm. Strutt.	Sfav	54.13	1.00	21.45	49.70	6.00	0.49	-104.28	0.00
Sp.Terr.Monte:Tratto n.02	Perm. Strutt.	Sfav	210.98	1.00	83.60	193.71	6.00	3.61	197.24	0.00
Forze Esterne V: Fy n.01	Perm. Non Str.	Fav	-25.00	0.80	20.00	0.00	1.05	7.40	0.00	21.00
Forze Esterne V: Fy n.02	Variabile	Fav	-10.00	0.00	0.00	0.00	1.05	7.40	0.00	0.00
RISULTANTE SUL PIANO FONDAZIONE:					907.69	243.41			92.96	2547.68
COMBINAZIONE DI CARICO N. 4: Sisma Su (M1+R3)										
Azione	Tipo Azione		F [kN]	Coef [-]	F_vd [kN]	F_Hd [kN]	x [m]	y [m]	Mrib [kNm]	Mstab [kNm]
Materiali Muro: Mat. n.01	Perm. Strutt.	Fav	270.00	1.00	270.00	0.00	2.20	1.99	0.00	592.67
-sisma vertic.			-10.21	1.00	-10.21	0.00	2.20	1.99	0.00	-22.40
-sisma orizz.			20.44	1.00	0.00	20.44	2.20	1.99	40.60	0.00
Terr. su muro: Area n.01	Perm. Strutt.	Fav	512.64	1.00	512.64	0.00	3.77	4.26	0.00	1934.02
-sisma vertic.			-19.38	1.00	-19.38	0.00	3.77	4.26	0.00	-73.11
-sisma orizz.			38.81	1.00	0.00	38.81	3.77	4.26	165.31	0.00
Sovracc. su muro:	Variabile	Fav	188.00	0.00	0.00	0.00	3.65	7.40	0.00	0.00
-sisma vertic. su Sovracc			-7.11	0.00	0.00	0.00	3.65	7.40	0.00	0.00
-sisma orizz. su Sovracc			14.23	0.00	0.00	0.00	3.65	7.40	0.00	0.00
Sp.Terr.Monte:Tratto n.01	Perm. Strutt.	Sfav	41.60	1.00	16.49	38.20	6.00	0.49	-80.20	0.00
Sp.Terr.Monte:Tratto n.02	Perm. Strutt.	Sfav	146.60	1.00	58.09	134.60	6.00	3.45	115.42	0.00
Forze Esterne V: Fy n.01	Perm. Non Str.	Fav	-25.00	1.00	25.00	0.00	1.05	7.40	0.00	26.25
Forze Esterne V: Fy n.02	Variabile	Fav	-10.00	0.00	0.00	0.00	1.05	7.40	0.00	0.00
RISULTANTE SUL PIANO FONDAZIONE:					852.64	232.05			241.13	2457.42

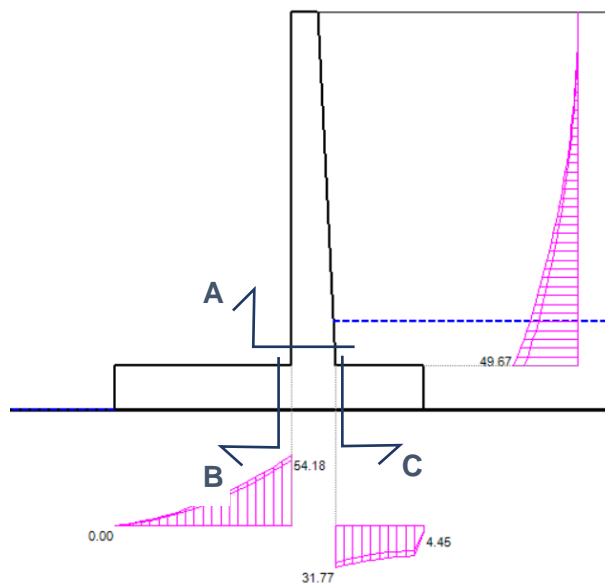
Forze inerziali agenti sul muro, sul terrapieno e sui sovraccarichi, rispettivamente, in combinazione statica e sismica

Verifiche dello stato attuale:

INVILUPPO MOMENTI FLETTENTI



INVILUPPO FORZE DI TAGLIO



Inviluppo momento M e taglio T nel muro, ipotesi di assenza coesione drenata

Geometria		M SLU		V no arm. Taglio	
B (mm)	1000	ϕ_T (mm)	16	k	1,67
H (mm)	500	no. bars T	4	ρ	0,0016
c (mm)	50	NET spacing (mm)	294,7	v_{min} (Mpa)	0,303
Carichi		As (mm ²)	804,2	$V_{Rd,1}$ (kN)	121,6
M_{SD-ULT} (kNm)	61,3	ρ_1	0,00161	$V_{Rd,2}$ (kN)	133,9
V_{SD-ULT} (kN)	49,7	T (kN)	165,8	V_{Rcd} (kN)	133,9
Materiali Flessione		y (mm)	30,9		
f_{ck} (Mpa)	16,0	d (mm)	442,0		
f_{cd} (Mpa)	6,7	z (mm)	429,6		
f_{yk} (Mpa)	320,0	M_{RD} (kNm)	71,2		
f_{yd} (Mpa)	206,1	M_{SD} / M_{RD}	0,86	V_{SD} / V_{RD}	0,37

Sezione AA nello SF: verifiche di resistenza

Sezione BB nello SF: verifiche di resistenza

Sezione CC nello SF: verifiche di resistenza

Geometria		M SLU		V no arm. Taglio	
B (mm)	1000	ϕ_T (mm)	16	k	1,67
H (mm)	500	no. bars T	4	ρ	0,0016
c (mm)	50	NET spacing (mm)	294,7	v_{min} (Mpa)	0,303
Carichi		As (mm ²)	804,2	$V_{Rd,1}$ (kN)	121,6
M_{SD-ULT} (kNm)	33,2	ρ_1	0,00161	$V_{Rd,2}$ (kN)	133,9
V_{SD-ULT} (kN)	54,2	T (kN)	165,8	V_{Rcd} (kN)	133,9
Materiali Flessione		y (mm)	30,9		
f_{ck} (Mpa)	16,0	d (mm)	442,0		
f_{cd} (Mpa)	6,7	z (mm)	429,6		
f_{yk} (Mpa)	320,0	M_{RD} (kNm)	71,2		
f_{yd} (Mpa)	206,1	M_{SD} / M_{RD}	0,47	V_{SD} / V_{RD}	0,40

Geometria		M SLU		V no arm. Taglio	
B (mm)	1000	ϕ_T (mm)	16	k	1,67
H (mm)	500	no. bars T	4	ρ	0,0016
c (mm)	50	NET spacing (mm)	294,7	v_{min} (Mpa)	0,303
Carichi		A_s (mm ²)	804,2	$V_{Rd,1}$ (kN)	121,6
M_{SD-ULT} (kNm)	21,5	ρ_1	0,00161	$V_{Rd,2}$ (kN)	133,9
V_{SD-ULT} (kN)	31,8	T (kN)	165,8	V_{Rcd} (kN)	133,9
Materiali Flessione		γ (mm)	30,9		
f_{ck} (Mpa)	16,0	d (mm)	442,0		
f_{cd} (Mpa)	6,7	z (mm)	429,6		
f_{yk} (Mpa)	320,0	M_{RD} (kNm)	71,2		
f_{yd} (Mpa)	206,1	M_{SD} / M_{RD}	0,30	V_{SD} / V_{RD}	0,24

Sintesi risultati delle verifiche di resistenza allo stato attuale

Sezione di Verifica	M_{Ed} / M_{Rd}	V_{Ed} / V_{Rd}	Tasso di lavoro massimo
AA	0,86	0,37	0,86
BB	0,47	0,40	0,47
BB	0,30	0,24	0,30

Verifiche dello stato di progetto:

Sezione AA nello SP: verifiche di resistenza

Sezione BB nello SP: verifiche di resistenza

Sezione CC nello SP: verifiche di resistenza

Geometria		M SLU		V no arm. Taglio	
B (mm)	1000	ϕ_T (mm)	16, 12	k	1,60
H (mm)	610	no. bars T	variabile	ρ	0,0022
c (mm)	50	NET spacing (mm)		v_{min} (Mpa)	0,284
Carichi		A_s (mm ²)	1369,7	$V_{Rd,1}$ (kN)	163,0
M_{SD-ULT} (kNm)	61,3	ρ_1	0,00225	$V_{Rd,2}$ (kN)	157,1
V_{SD-ULT} (kN)	48,7	T (kN)	386,9	V_{Rcd} (kN)	163,0
Materiali Flessione		γ (mm)	72,2		
f_{ck} (Mpa)	16,0	d (mm)	554,0		
f_{cd} (Mpa)	6,7	z (mm)	525,1		
f_{yk} - FeB32K (Mpa)	320,0	M_{RD} (kNm)	203,2		
f_{yd} - FeB32K (Mpa)	206,1				
f_{yk} - B450C (Mpa)	450,0				
f_{yd} - B450C (Mpa)	391,0	M_{SD} / M_{RD}	0,30	V_{SD} / V_{RD}	0,30

Geometria		M SLU		V no arm. Taglio	
B (mm)	1000	ϕ_T (mm)	16	k	1,65
H (mm)	530	no. bars T	4	ρ	0,0015
c (mm)	50	NET spacing (mm)	294,7	v_{min} (Mpa)	0,297
Carichi		A_s (mm ²)	804,2	$V_{Rd,1}$ (kN)	125,7
M_{SD-ULT} (kNm)	21,5	ρ_1	0,00152	$V_{Rd,2}$ (kN)	140,2
V_{SD-ULT} (kN)	31,8	T (kN)	165,8	V_{Rcd} (kN)	140,2
Materiali Flessione		γ (mm)	30,9		
f_{ck} (Mpa)	16,0	d (mm)	472,0		
f_{cd} (Mpa)	6,7	z (mm)	459,6		
f_{yk} (Mpa)	320,0	M_{RD} (kNm)	76,2		
f_{yd} (Mpa)	206,1	M_{SD} / M_{RD}	0,28	V_{SD} / V_{RD}	0,23

Geometria		MSLU		V no arm. Taglio	
B (mm)	1000	ϕ_T (mm)	16	k	1,61
H (mm)	600	no. bars T	4	ρ	0,0013
c (mm)	50	NET spacing (mm)	294,7	v_{min} (Mpa)	0,285
Carichi		A_S (mm ²)	804,2	$V_{Rd,1}$ (kN)	134,8
M_{SD-ULT} (kNm)	33,2	ρ_1	0,00134	$V_{Rd,2}$ (kN)	154,6
V_{SD-ULT} (kN)	54,2	T (kN)	165,8	V_{Rcd} (kN)	154,6
Materiali Flessione		y (mm)	30,9		
f_{ck} (Mpa)	16,0	d (mm)	542,0		
f_{cd} (Mpa)	6,7	z (mm)	529,6		
f_{yk} (Mpa)	320,0	M_{RD} (kNm)	87,8		
f_{yd} (Mpa)	206,1	M_{SD} / M_{RD}	0,38	V_{SD} / V_{RD}	0,35

Sintesi risultati delle verifiche di resistenza allo stato di progetto

Sezione di Verifica	MEd / MRd	VEd / VRd	Tasso di lavoro massimo
AA	0,30	0,30	0,30
BB	0,38	0,35	0,38
BB	0,28	0,23	0,28

Le verifiche effettuate sul muro di progetto saranno le seguenti:

- Verifica a scorrimento:

Condizione di superamento della verifica a scorrimento:

$$\frac{H_{Rd}}{H_{Ed}} \geq 1,00$$

con H_{Ed} la risultante delle azioni orizzontali agenti sul piano di fondazione ed H_{Rd} come segue:

Resistenza allo scorrimento di progetto:

$$H_{Rd} = \frac{N_{Ed} \cdot \tan \varphi' + B \cdot c'}{\gamma_R}$$

dove N_{Ed} è la risultante delle azioni verticali agenti sul piano di fondazione, φ' e c' sono l'angolo di resistenza al taglio e la coesione drenata del terreno di fondazione, rispettivamente, B è la larghezza della suola di fondazione e γ_R è il coefficiente di sicurezza allo scorrimento. La resistenza passiva del terreno di ricoprimento a valle della fondazione non viene presa in considerazione. La presenza del ricoprimento viene trascurata a favore di sicurezza.

- Verifica a ribaltamento:

Condizione di superamento della verifica a ribaltamento:

$$\frac{M_{stab,d}}{M_{rib}} \geq 1,00$$

con M_{rib} la risultante della sommatoria delle azioni ribaltanti moltiplicate per il rispettivo braccio di leva rispetto al polo di valle del muro, ed $M_{stab,d}$ come segue:

Resistenza al ribaltamento di progetto:

$$M_{stab,d} = \frac{M_{stab}}{\gamma_R}$$

dove M_{stab} è la risultante della sommatoria delle azioni stabilizzanti moltiplicate per il rispettivo braccio di leva rispetto al polo di valle del muro e γ_R è il coefficiente di sicurezza al ribaltamento.

• Verifica della capacità portante:

Condizione di superamento della verifica a capacità portante: $\frac{N_{Rd}}{N_{Ed}} \geq 1,00$

dove N_{Ed} è la risultante delle azioni verticali agenti sul piano di fondazione ed N_{Rd} come segue:

Capacità portante di progetto: $N_{Rd} = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R}$

dove Q_{lim} è la capacità portante limite della fondazione e γ_R è il coefficiente di sicurezza alla capacità portante.

Capacità portante limite: $Q_{lim} = q_{lim} \cdot B_{eff}$

Pressione limite: $q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B_{eff} \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma + c' \cdot N_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot i_q$

Base efficace della fondazione: $B_{eff} = B - 2 \cdot |e| = B - 2 \cdot \left| \frac{B}{2} - \frac{(M_{stab} - M_{rib})}{N_{Ed}} \right|$

Coefficiente di capacità portante N_q : $N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$

Coefficiente di capacità portante N_c : $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$

Coefficiente di capacità portante N_γ : $N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

Coefficiente di inclinazione del carico i_q : $i_q = \left(1 - \frac{H_{Ed}}{N_{Ed} + B_{eff} \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^2$

Coefficiente di inclinazione del carico i_c : $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$

Coefficiente di inclinazione del carico i_γ : $i_\gamma = \left(1 - \frac{H_{Ed}}{N_{Ed} + B_{eff} \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^3$

Il contributo resistente dovuto al sovraccarico equivalente al peso del terreno di ricoprimento a valle della fondazione non viene preso in considerazione. La presenza del ricoprimento viene trascurata a favore di sicurezza. Di seguito si riporta la sola verifica nella combinazione di carico peggiore statica e dinamica:

Combinazione di carico n. 1: statica(M1+R3)

• Verifica a scorrimento:

Azione Orizzontale:	Hed	63.00 kN
Carico verticale:	Ned	163.04 kN
Resistenza attrito:	Ra = Ned*tg(øa)	75.16 kN
Base Fondazione:	B	3.50 m
Resistenza coesione:	Rc = ca * B	0.00 kN
Resistenza Totale:	Rtot = Ra + Rc	75.16 kN
Coeffic. parziale:	G_R	1.10 (NTC18 - Tab.6.5.I)
Resistenza di Calcolo:	Hrd = Rtot/G_R	68.33 kN
Verifica:	Hrd/Hed	1.08 VERIFICATA

• Verifica a ribaltamento:

Momento Stabilizzante:	Mstab	398.25 kNm
Coeffic. parziale:	G_R	1.15 (NTC18 - Tab.6.5.I)
Resistenza a Ribaltamento:	Mrd = Mstab/G_R	346.30 kNm
Momento Ribaltante:	Med	61.92 kNm
Verifica:	Mrd/Med	5.59 VERIFICATA

• **Verifica a capacità portante:**

Azione verticale	Ned	163.04 kN
Azione orizzontale	Hed	63.00 kN
Sovraccarico laterale q		0.00 kPa
Eccentricità	$e = B/2 - (Mstab - Mrd) / Ned$	-0.31 m
Base efficace	$B_{eff} = B - 2 e $	2.87 m
Fattore cap. port.	$Nq = \exp(\pi * tg\phi) * tg^2(\pi/4 + \phi/2)$	26.09
Fattore cap. port.	$Nc = (Nq - 1) * cot\phi$	38.64
Fattore cap. port.	$Ng = 2 * (Nq + 1) * tg\phi$	35.19
coeff.inclin.carico	$ig = [1 - Hed / (Ned + B_{eff} * c * cot\phi)]^3$	0.23
coeff.inclin.carico	$iq = [1 - Hed / (Ned + B_{eff} * c * cot\phi)]^2$	0.38
coeff.inclin.carico	$ic = iq - [(1 - iq) / (Nc * tg\phi)]$	0.35
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff.inclin. p.c.	gq	1.00
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00
coeff.inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$kh = Ss * St * ag / g$	0.0000
coeff. sismico	$zc = 1 - 0.32 * kh$	1.00
coeff. sismico	$zq = (1 - kh / tg\phi)^{0.35}$	1.00
coeff. sismico	$zg = zq$	1.00
pressione limite (1)	$qlim1 = 0.5 * G * B_{eff} * Ng * ig * gg * zg$	93.47 kN/m ²
pressione limite (2)	$qlim2 = c * Nc * ic * gc * zc$	0.00 kN/m ²
pressione limite (3)	$qlim3 = q * Nq * iq * gq * zq$	0.00 kN/m ²
pressione lim. Tot.	$qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3$	93.47 kN/m ²
Resistenza totale	$Qlim = qlim * B_{eff}$	268.64 kN
Coeffic. parziale	G_R	1.40 (NTC18 - Tab.6.5.I)
Resistenza Calcolo	$Nrd = Qlim / G_R$	191.89 kN
Verifica	Nrd/Ned	1.18 VERIFICATA

Combinazione di carico n. 4: sismica (M1+R3)

• **Verifica a scorrimento:**

Azione Orizzontale:	Hed	55.23 kN
Carico verticale:	Ned	162.13 kN
Resistenza attrito:	$Ra = Ned * tg(\phi_a)$	74.74 kN
Base Fondazione:	B	3.50 m
Resistenza coesione:	$Rc = ca * B$	0.00 kN
Resistenza Totale:	$Rtot = Ra + Rc$	74.74 kN
Coeffic. parziale:	G_R	1.00 (NTC18 - Tab.7.11.III)
Resistenza di Calcolo:	$Hrd = Rtot / G_R$	74.74 kN
Verifica:	Hrd/Hed	1.35 VERIFICATA

• **Verifica a ribaltamento:**

Per la presente combinazione di carico (sismica)
la verifica a ribaltamento non é significativa
Riferirsi alle combinazioni n. 8 e 9 'Sisma RIB'
per le quali le azioni sismiche sono maggiorate (Cap.7.11.6.2.1)

• **Verifica a capacità portante:**

Azione verticale	Ned	162.13 kN
Azione orizzontale	Hed	55.23 kN
Sovraccarico laterale q		0.00 kPa
Eccentricità	$e = B/2 - (Mstab - Mrd) / Ned$	-0.34 m
Base efficace	$B_{eff} = B - 2 e $	2.82 m
Fattore cap. port.	$Nq = \exp(\pi * tg\phi) * tg^2(\pi/4 + \phi/2)$	26.09

Fattore cap. port.	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varnothing$	38.64
Fattore cap. port.	$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varnothing$	35.19
coeff.inclin.carico	$i_g = [1 - H_{ed} / (N_{ed} + B_{eff} \cdot c \cdot \cot \varnothing)]^3$	0.29
coeff.inclin.carico	$i_q = [1 - H_{ed} / (N_{ed} + B_{eff} \cdot c \cdot \cot \varnothing)]^2$	0.43
coeff.inclin.carico	$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \varnothing)]$	0.41
Inclin. P.C. (>=0)		
coeff.inclin. p.c.	gq	1.00
coeff.inclin. p.c.	gg	1.00
coeff.inclin. p.c.	gc	1.00
coeff. sismico	$k_h = S_s \cdot S_t \cdot a_g / g$	0.0615
coeff. sismico	$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_h$	0.98
coeff. sismico	$z_q = (1 - k_h / \tan \varnothing)^{0.35}$	0.97
coeff. sismico	$z_g = z_q$	0.97
pressione limite (1)	$q_{lim1} = 0.5 \cdot G \cdot B_{eff} \cdot N_g \cdot i_g \cdot g_g \cdot z_g$	109.69 kN/m ²
pressione limite (2)	$q_{lim2} = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot z_c$	0.00 kN/m ²
pressione limite (3)	$q_{lim3} = q \cdot N_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot z_q$	0.00 kN/m ²
pressione lim. Tot.	$q_{lim} = q_{lim1} + q_{lim2} + q_{lim3}$	109.69 kN/m ²
Resistenza totale	$Q_{lim} = q_{lim} \cdot B_{eff}$	308.81 kN
Coeffic. parziale	G_R	1.20 (NTC18 - Tab.7.11.III)
Resistenza Calcolo	$N_{rd} = Q_{lim} / G_R$	257.34 kN
Verifica	N_{rd} / N_{ed}	1.59 VERIFICATA

d.7.2 Conclusioni

Le verifiche di stabilità locale mostrano come il muro sia ben dimensionato dal punto di vista statico, sismico e geotecnico e che non si rendono dunque necessari interventi tesi a migliorarne la stabilità.

Le verifiche di resistenza mostrano come il muro fosse stato ben dimensionato anche dal punto di vista statico. Tuttavia, il forte livello di degrado in cui esso attualmente versa e la resistenza dei materiali sulla base dei quali si articolano le considerazioni analitiche fin qui fatte, portano a dover assumere un margine di sicurezza ulteriore per quanto riguarda la sicurezza statica dell'opera.

Si procede dunque alla messa in opera di un insieme unitario di interventi, dettagliatamente descritti, la cui applicazione permette non solo di migliorare sensibilmente la sicurezza dell'opera ma anche di prolungarne significativamente la vita nominale.

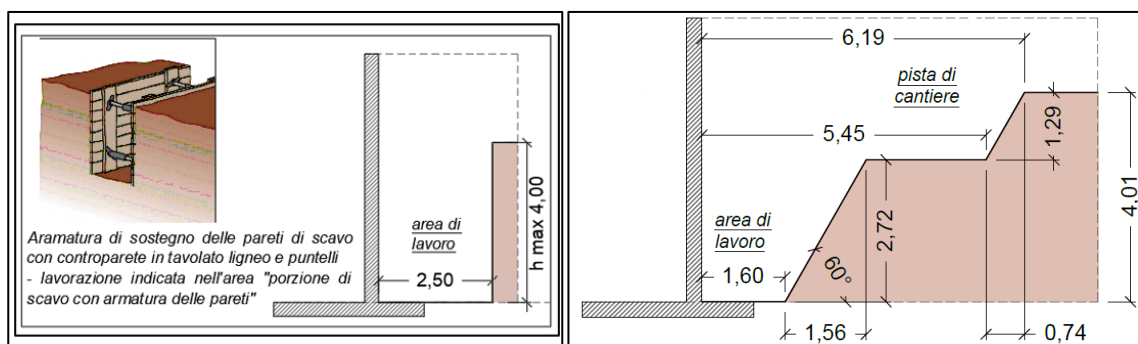
La seguente tabella mostra un raffronto tra le verifiche di sicurezza condotte nello Stato attuale e nello Stato di Progetto, rispettivamente. I risultati indicano chiaramente come la sezione critica alla base della mensola in elevazione AA (quella soggetta al massimo livello della sollecitazione flettente) risulti, nello stato di progetto, significativamente rinforzata. Anche la sezione BB risulta sensibilmente consolidata: tuttavia, mostrando questa un impegno statico inferiore rispetto alla sezione AA, non si è reso necessario produrre un altrettanto elevato incremento percentuale della resistenza nel passaggio dallo stato attuale allo stato di progetto.

Confronto dei risultati delle verifiche di resistenza nello SF e nello SP

Sezione di Verifica	Tasso di lavoro max Stato attuale	Tasso di lavoro max Stato di progetto	Differenza % SP-SF
AA	0,86	0,30	- 187 %
BB	0,47	0,38	- 24 %
BB	0,30	0,28	- 7 %

Le lavorazioni che porteranno a tale miglioramento saranno le seguenti:

- sbancamento del terrapieno fino al livello estradossale della fondazione, con installazione progressiva di opportuni sistemi di sostegno dei fronti di scavo in modo da sostenere il terreno ed operare in sicurezza;



- scarifica di entrambi i paramenti della mensola in elevazione del muro, sia lato monte che lato valle mediante pulizia con idropulitrice a 200 atm;
- passivazione dei ferri di armatura mediante pulizia meccanica dei ferri e applicazione di anticorrosivo monocomponente alcanizzante dato in due mani su ferri di armatura di c.a. preventivamente deossidati;
- carotaggio del paramento con inclinazione dei fori di 5° sull'orizzontale ed installazione all'interno dei fori di tubi in PVC DN80 allo scopo di espellere l'acqua di ristagno a tergo del paramento verticale. Fori a quinconce a 65 cm e 105 cm di altezza rispetto all'estradosso della suola di fondazione, interasse 100 cm, avendo cura a non tagliare i ferri di forza verticali (la cui posizione è peraltro visibile ad occhio nudo nella maggioranza dei casi) durante le operazioni di carotaggio;
- inghisaggio di ferri di forza verticali sia lato monte che lato valle: d16/20 lato monte e d12/50 lato valle, inghisaggio per 20 cm con resina chimica, fori in direzioni alternate verticale/inclinata per evitare concentrazioni di tensioni su di un'unica sezione resistente, lunghezza fuori terra dei ferri di 160 cm;
- realizzazione di betoncino armato sp. 5 cm lato monte e 3 cm lato valle mediante rete ϕ 6 10 x 10 ponendo cura affinché le armature di ripresa e la rete risultino in posizione baricentrica rispetto allo spessore finito della sezione di betoncino di nuova realizzazione;

- messa in opera di legature delle reti con ferri a Z piegati in opera nella misura di 6 tondi $\phi 8$ /mq nel primo metro di altezza del muro a partire dalla base, poi 5 tondi $\phi 6$ /mq fino in testa.
- realizzazione di dreno a tergo del muro, lato monte, realizzato con tubazione corrugata fessurata con calza DN250 con pendenza dello 0,5 %, strato drenante con pietrisco di cava pezzatura 40/70 rivestito il tutto con membrana bugnata in polietilene ad alta densità ;
- impermeabilizzazione del paramento di monte con guaina bituminosa a spruzzo o con membrana in polietilene ad alta densità HPDE;
- riempimento del terrapieno con il materiale precedentemente accantonato, senza o con leggerissima compattazione finale, avendo cura di non danneggiare la guaina di impermeabilizzazione durante l'operazione;
- installazione di canaletta in calcestruzzo lato valle, per abduzione delle acque di solo del terrapieno.

e) Analisi idrologia

e.1 Generalità

La stima degli afflussi meteorici avviene attraverso l'applicazione di modelli matematici che utilizzano come dati di input le precipitazioni intense responsabili della formazione delle piene. L'analisi pluviometrica consente la ricostruzione, attraverso dati storici, delle curve di possibilità pluviometrica che esprimono il legame tra l'altezza di pioggia h , la durata t , ed il tempo di ritorno T_r . La presente relazione idraulica ha lo scopo di valutare, con vari tempi di ritorno delle piogge, i volumi delle portate di precipitazione che interessano le superfici direttamente connesse al manufatto oggetto di intervento.

Parte dell'obiettivo progettuale interessa la decurtazione della spinta di acqua che agisce sul paramento murario contro terra del muro in c.a. Per ottenere tale risultato è necessario quantificare il volume di acqua da convogliare all'interno di un sistema di drenaggio, posizionato a tergo dal muro, per allontanarlo e convogliarlo nel recettore finale esistente.

Per individuare l'andamento pluviometrico della zona si è fatto riferimento ai dati forniti dalla Regione Toscana attraverso la piattaforma Open Source Geoscopio WMS – sistema informativo Regionale Integrato per il Governo del territorio, ed elaborati mediante il programma QGIS.

Le leggi comunemente utilizzate per tali elaborazioni sono la legge di Gumbel (o legge asintotica del massimo valore) e la legge di Galton - Gibrat (o log-normale a due parametri). Applicando, per il tempo di ritorno di 10 e 30 anni, tali metodologie di elaborazione ai dati di massima precipitazione annuale rilevati si ottengono i valori teorici delle massime precipitazioni.

I valori delle massime precipitazioni pluviometriche per una data stazione e per un dato tempo di ritorno sono generalmente esprimibili con buona approssimazione mediante le curve di massima possibilità pluviometrica che legano le altezze di precipitazione alla durata della precipitazione stessa secondo una espressione della seguente forma:

$$h(t) = a \cdot t^n$$

dove i simboli hanno il seguente significato:

h = altezza di pioggia (mm)

a = la massima precipitazione h(mm) con durata t relativa al tempo di ritorno Tr (anni) considerato

t = durata della pioggia (ore)

n = esponente adimensionato minore di 1

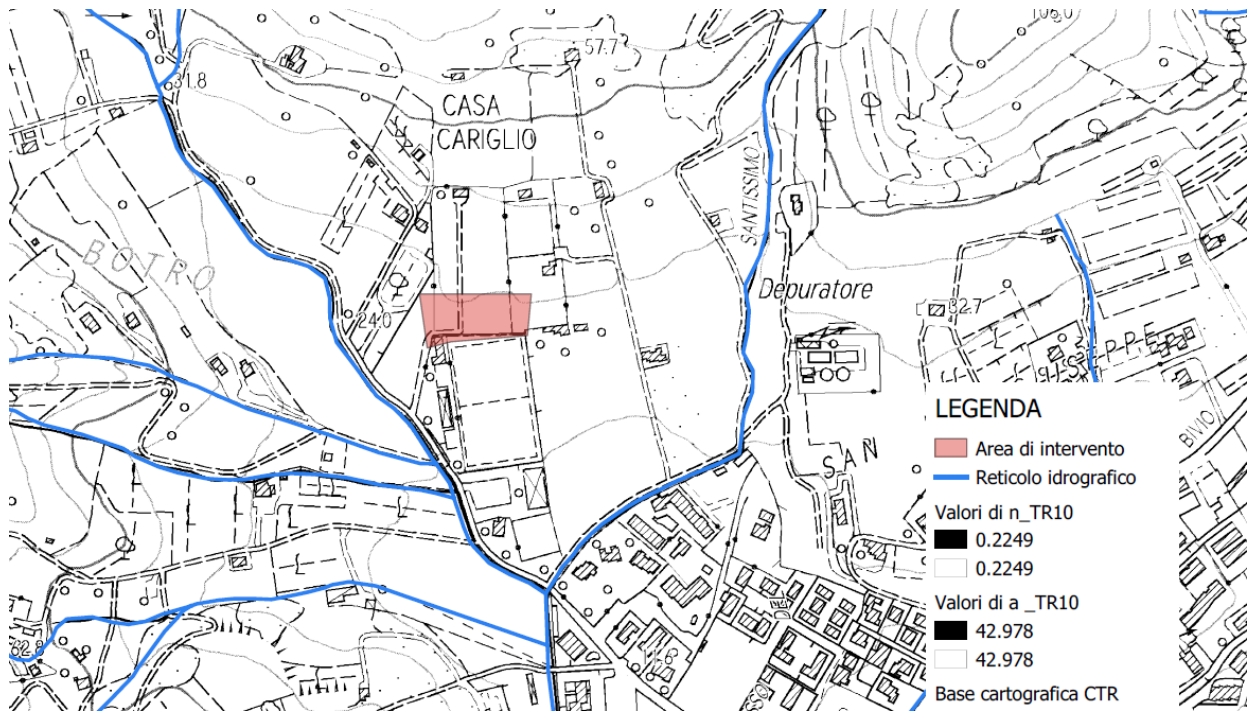
Per quanto riguarda la definizione della pioggia di progetto, nella pratica ingegneristica vengono adottati ietogrammi cosiddetti "sintetici", tali cioè da non rappresentare il reale andamento dell'evento pluviometrico, ma in grado di introdurre nelle procedure di trasformazione afflussi-deflussi una variabilità temporale della pioggia che dia luogo a risultati che si possano ritenere cautelativi. La legge di distribuzione che si introduce rappresenta, in tal modo, quello che si definisce "ietogramma di progetto". Nella letteratura tecnica esistono diverse metodologie per la definizione del suddetto "ietogramma di progetto", mentre in molti paesi la scelta del tipo di ietogramma è fissata da apposite normative, cosa del tutto assente nel nostro paese.

Nel caso in esame, tra le varie procedure disponibili si è utilizzata quella basata su uno ietogramma costante per l'intera durata dell'evento. Questo pluviogramma, qualunque sia la sua durata, schematizza un evento di uguale intensità per la sua durata, con intensità pari a quella risultante dalle curve di possibilità pluviometrica sopra determinate.

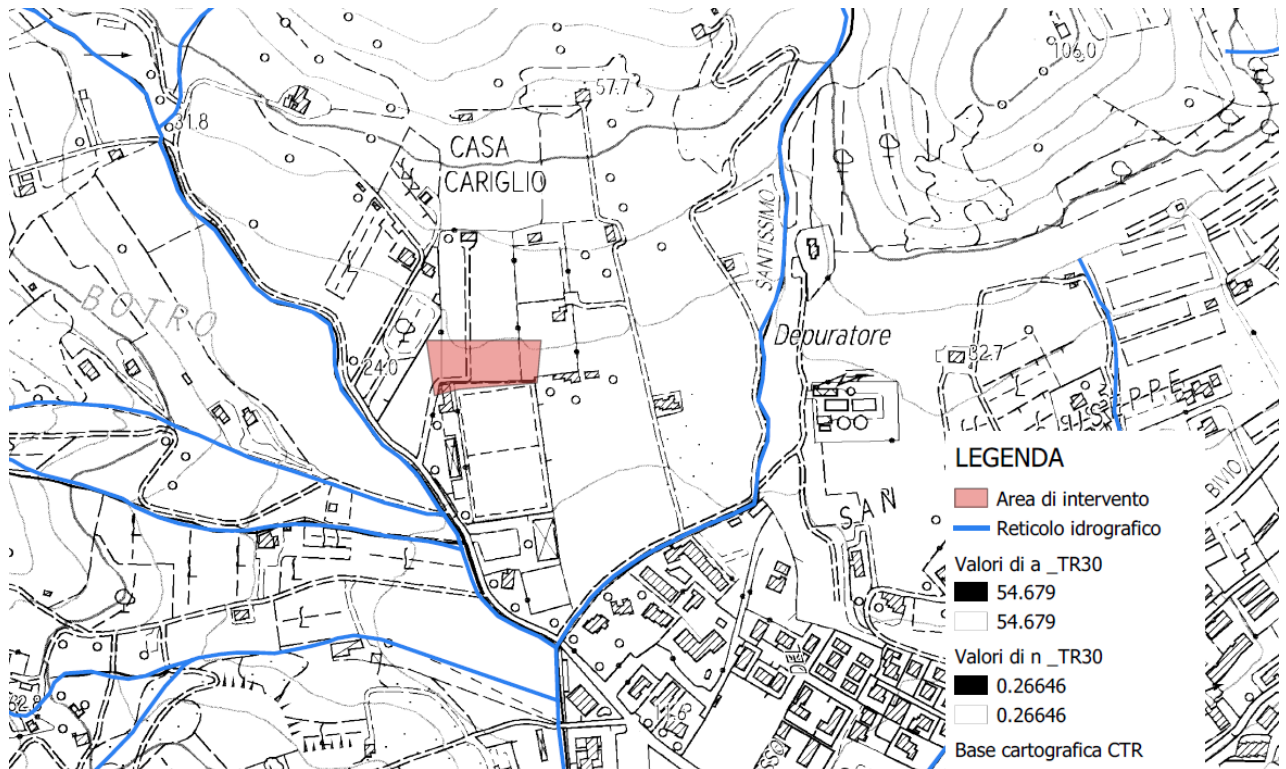
Conoscendo l'altezza di pioggia critica è possibile ricavare il valore dell'intensità di pioggia critica mediante la curva segnalatrice di possibilità pluviometrica che mette in relazione l'intensità di pioggia (misurata in mm/ora) con la durata t (in ore) la cui formula è la seguente:

$$i = a / t^{(1-n)}$$

Di seguito si riporta la sintesi dei risultati per tempi di ritorno di Tr 10 e 30 anni delle elaborazioni effettuate:



STRALCIO ELABORAZIONE QGIS TR 10



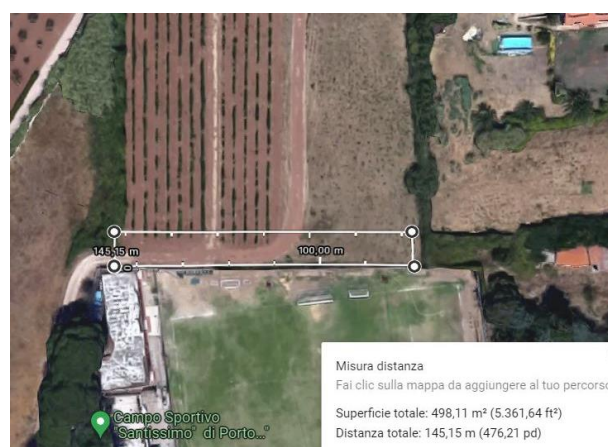
STRALCIO ELABORAZIONE QGIS TR 30

	a	n
TR 10 anni	42,978	0,225
TR 30 anni	54,679	0,266

Si considera un'area di studio di circa 500 mq, ovvero una fascia di 7m per tutta la lunghezza del manufatto. L'area è unicamente agricola ed è composta da porzioni di terreno incolto e porzioni sterrate. Analiticamente si può considerare un coefficiente di deflusso di 0,20. Il modello degli afflussi meteorici utilizza un coefficiente di afflusso che varia a seconda della tipologia di superficie in esame, in dettaglio il coefficiente rappresenta il rapporto tra il volume idrico che raggiunge e scorre sull'area (Aeff) ed il volume effettivo di pioggia totale (Atot). $\Phi = A_{eff} / A_{tot}$. Nel caso in cui si vuole quantificare il volume idrico di infiltrazione sarà opportuno utilizzare un coefficiente pari a $1 - \Phi$, in conseguenza per il calcolo del volume di acqua che interessa il canale di drenaggio in progetto verrà utilizzato un valore di 0,8.

TR 10 anni				
	Superficie	K coeff.	h	Q
	Kmq	aff - def	intensità	m3/sec
area	0,0005	0,8	28,72367	0,019

TR 30 anni				
	Superficie	K coeff.	h	Q
	Kmq	aff - def	intensità	m3/sec
area	0,0005	0,8	33,92145	0,023



Portata massima di interesse del nuovo drenaggio Q = 0,023 mc/sec

e.2 Definizione della rete e verifica dei diametri

Per il calcolo delle portate da smaltire si è fatto riferimento alla formula di Chezy con

coefficiente di scabrezza di Gauckler - Strickler: $Q = A \cdot K_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$

dove:

A = area bagnata

K = coefficiente di scabrezza di Gauckler - Strickler dipendente dalla natura del materiale della condotta

R = raggio idraulico (definito come il rapporto tra l'area bagnata e il perimetro bagnato)

i = pendenza della condotta

k	materiale
120	Tubi nuovi in Pe, PVC, PRFV
100	Tubi nuovi in gres o ghisa rivestita
80	Tubi con lievi incrostazioni, cemento ord.
60	Tubi con incrostazioni e depositi
40	Canali con ciottoli e ghisa sul fondo

Si procede con la determinazione del diametro necessario a raccogliere la portata da smaltire tramite un processo iterativo con cui si determinano le portate riferite a diametri commerciali fino a determinare la tubazione che riesce a far defluire una portata pari a quella richiesta. Lo studio viene effettuato sul tratto terminale della rete che risulta essere il ramo più critico. Il tratto è definito da un diametro DN250 con tubazione in PEAD corrugata fessurata con calda appositamente studiata per il drenaggio tergale delle acque. La pendenza che interessa l'intero tratto è del 0,5%. Di seguito si riporta l'iterazione di verifica:

STIMA DELLA PORTATA IN UNA TUBAZIONE		
Formulazione di Gauckler - Strickler		
$Q = A \cdot K_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}}$		
Diametro sezione	$[m^{\frac{1}{4}}]$	$\emptyset = 0,218$
Tirante	[m]	$y = 0,117$
Grado di riempimento		$y/\emptyset = 0,53$
Coeff. di G.S.		$K_s = 120$
Sezione liquida	$[m^2]$	$A = 0,020$
Perimetro bagnato	[m]	$P = 0,358$
Raggio idraulico A/P		$R_h = 0,057$
Pendenza condotta	[‰]	$i = 5,000$
Portata	$[m^3/s]$	$Q = 0,026$
Portata	[litri/s]	$Q = 25,6219443$
Velocità di scorrimento=	[m/s]	$v = 1,256$

Una condotta di diametro $\emptyset 250$, il cui riempimento massimo sarà pari al 53%, risulta verificata per smaltire la portata richiesta:

$$Q_{pr} 0,026 \text{ mc/sec} > Q_{effettiva} 0,023 \text{ mc/sec} \rightarrow \text{Verificato } \emptyset 250$$

f) Fattibilità dell'intervento

L'area di intervento è situata nel Comune di Porto Azzurro in Località Santissimo, identificata catastalmente al foglio di mappa 12 del comune di Porto Azzurro all'interno delle particelle 247 – 248 – 437:



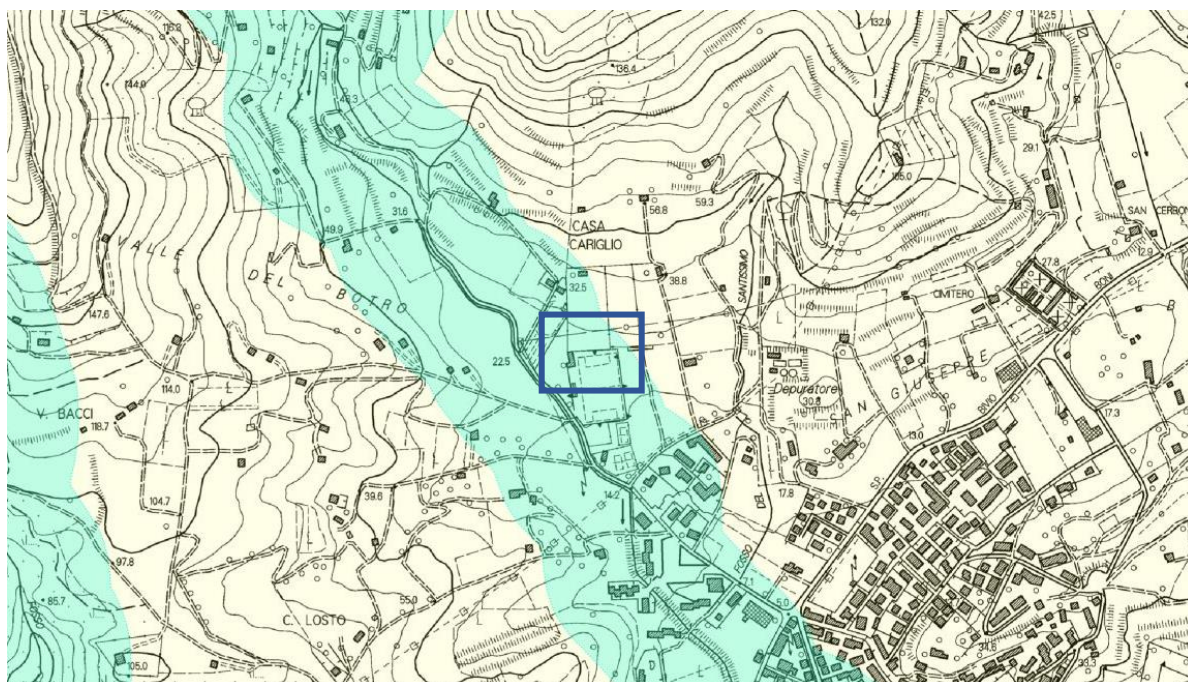
STRALCIO FOGLIO DI MAPPA 12 COMUNE DI PORTO AZZURRO



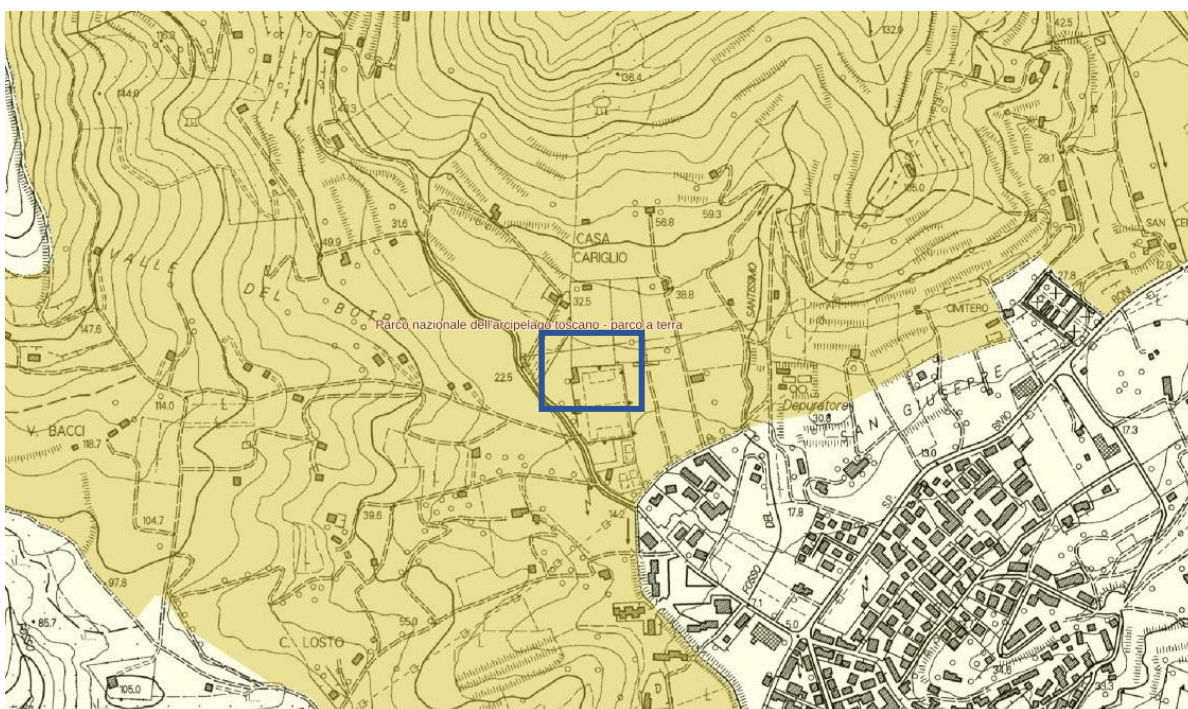
FOTO AEREA AREA DI INTERVENTO

f.1 Pianificazione regionale: Piano di Indirizzo Territoriale

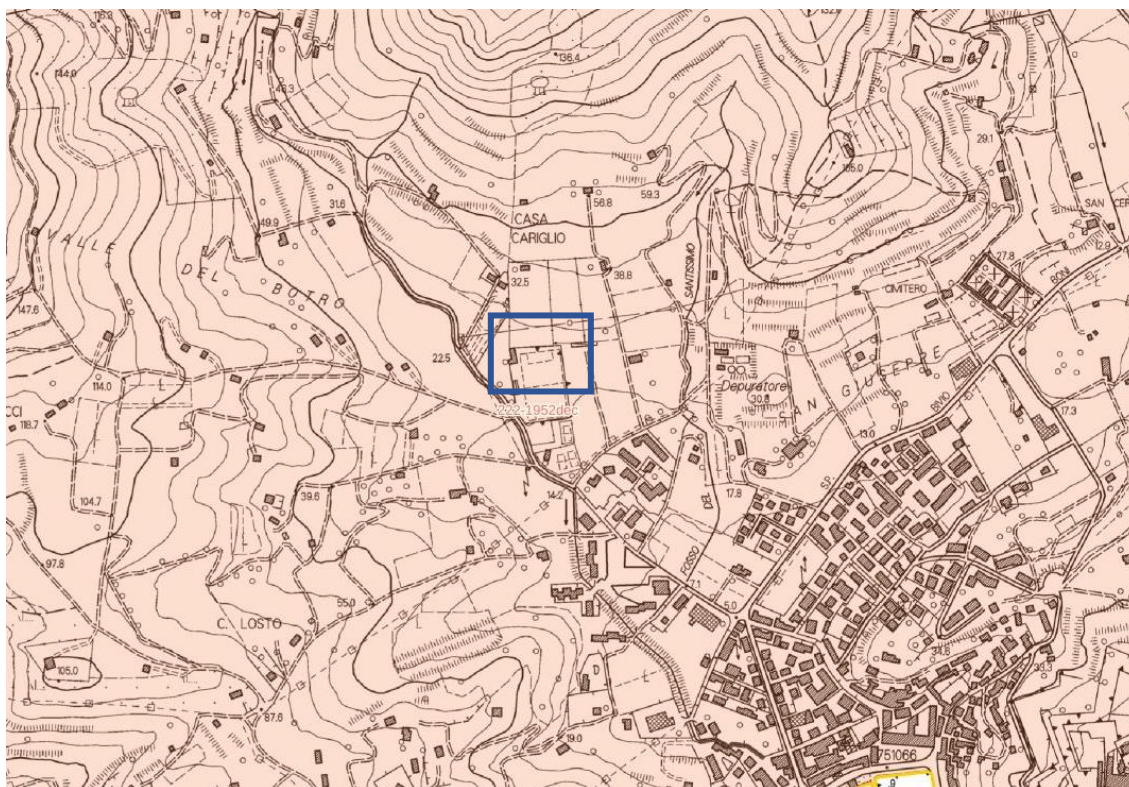
Si riporta di seguito il Piano di Indirizzo Territoriale con valenza di piano paesaggistico - Pit Adozione D.C.R. N. 58 del 02 luglio 2014 in cui si rileva la presenza di vincoli a carattere paesaggistico. L'area di intervento rientra nella perimetrazione dell'art. 142 del D.Lgs 42/2004 lettera c) fiumi torrenti e corsi d'acqua – lettera f) parchi e riserve nazionali e regionali e dell'art. 136 D.Lgs 42/2004 lettera d) bellezze panoramiche.



D.LGS 42/2004 ART. 142 LETTERA C)

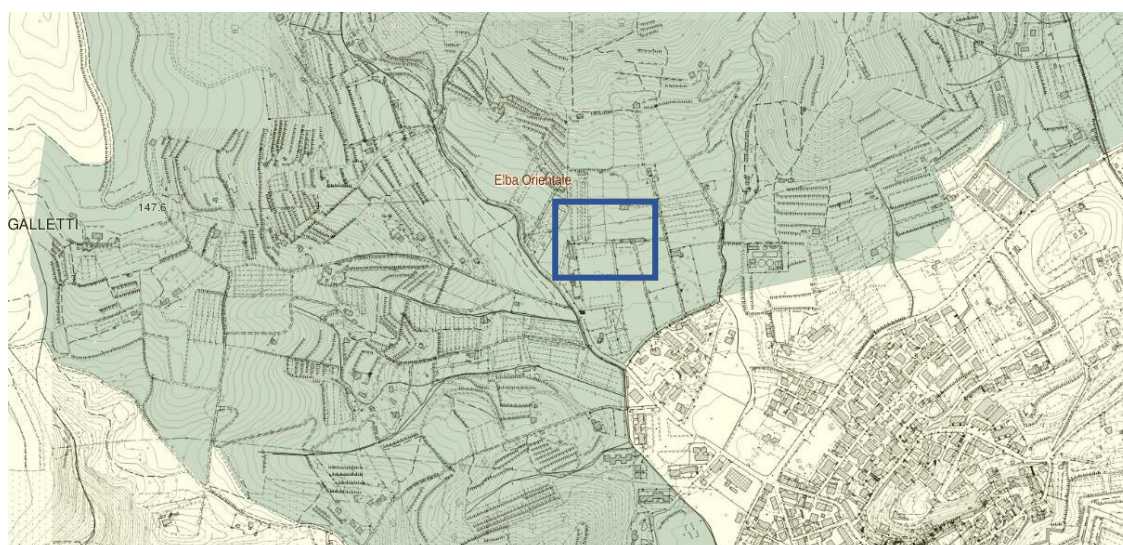


D.LGS 42/2004 ART. 142 LETTERA F)



D.LGS 42/2004 ART. 136 LETTERA

L'area rientra, inoltre, nella perimetrazione delle aree Siti Natura 2000 - Zone di Protezione Speciale ZPS. Le ZPS sono previste e regolamentate dalla Direttiva comunitaria 79/409 "Uccelli" (abrogata e sostituita dalla Dir. 2009/147/CE). L'obiettivo delle ZPS è la "conservazione di tutte le specie di uccelli viventi naturalmente allo stato selvatico" che viene raggiunto sia attraverso la tutela dell'avifauna sia con la protezione dei loro habitat naturali.



AREE SITI NATURA 2000 - ZPS

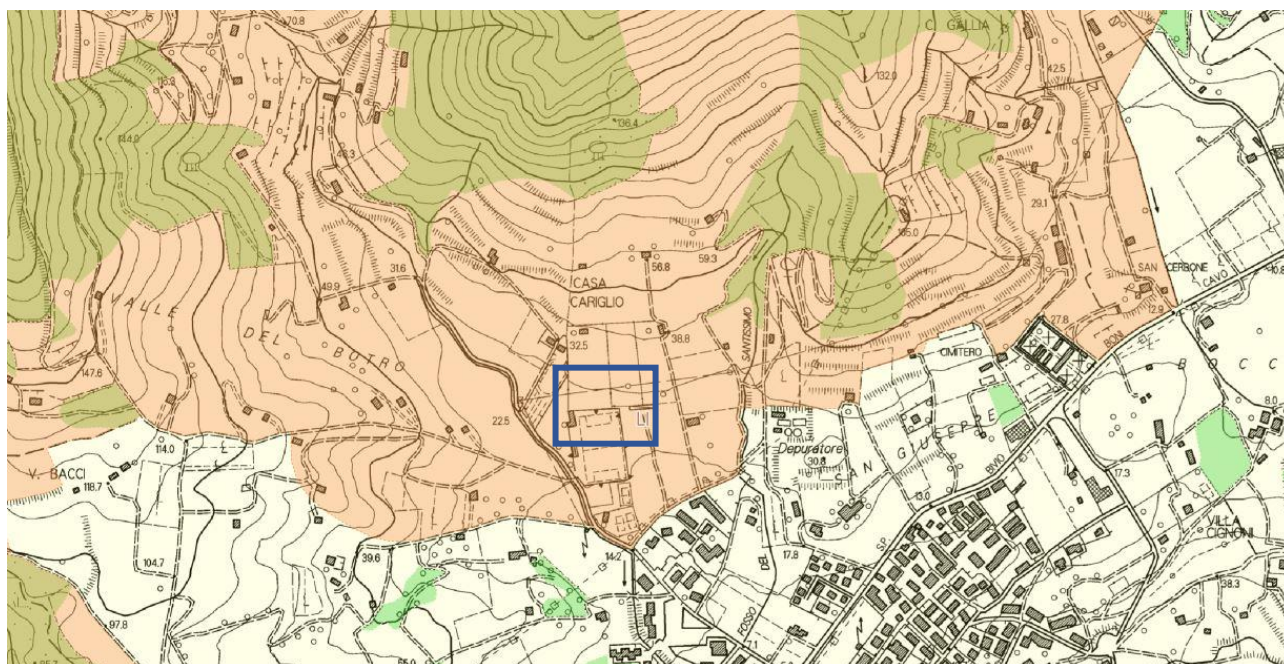
A supporto di quanto riportato nell'art.142 del D.Lgs 42/2004 lettera f) la zona di intervento è compresa nel sito del parco nazionale e riserve statali - Parco Nazionale Arcipelago Toscano.



PARCO NAZIONALE ARCIPELAGO TOSCANO

Preventivamente alla progettazione esecutiva dell'area è stata richiesta autorizzazione paesaggistica alla Soprintendenza Archeologia Belle Arti e Paesaggio per le province di Pisa e Livorno con parere favorevole "**Autorizzazione n. 01/22 del 03.01.2022**".

Dalla cartografia della regione toscana per l'individuazione delle aree soggette a vincolo idrogeologico rientra nella perimetrazione soggetta a vincolo secondo il R.D. 3267/23.

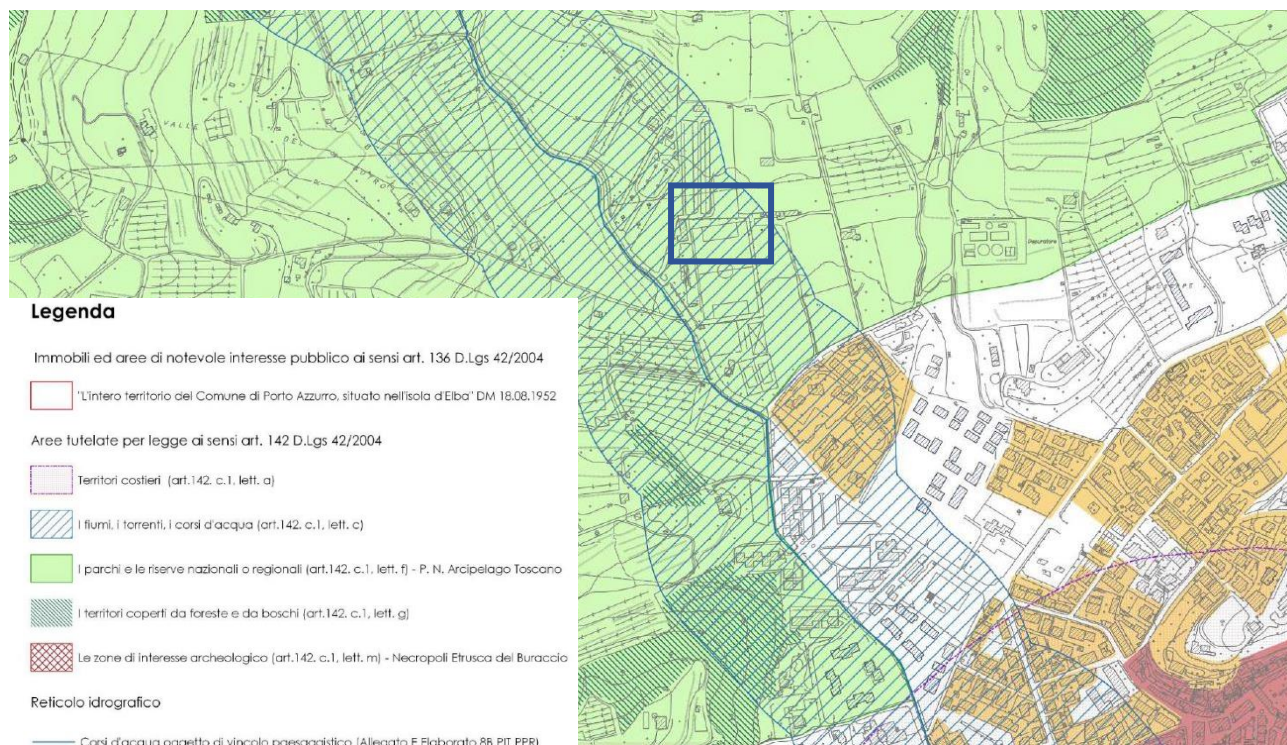


VINCOLO IDROGEOLOGICO

f.2 Pianificazione comunale: Piano Operativo



Al livello di pianificazione comunale si riportano estratti delle tavole relative al Piano Operativo del Comune di Porto Azzurro adottato con Delibera del consiglio comunale n. 15 del 26.04.2021.

Analizzando la cartografia dei vincoli di carattere paesaggistico ambientale vengono confermati i relativi vincoli sovraordinati indicati del PIT:



Legenda



Assetto idrogeologico

-  Vincolo Idrogeologico - R.D. n. 3267/1923
-  Aree percorse da incendi 2008-2018

Reticolo idrografico

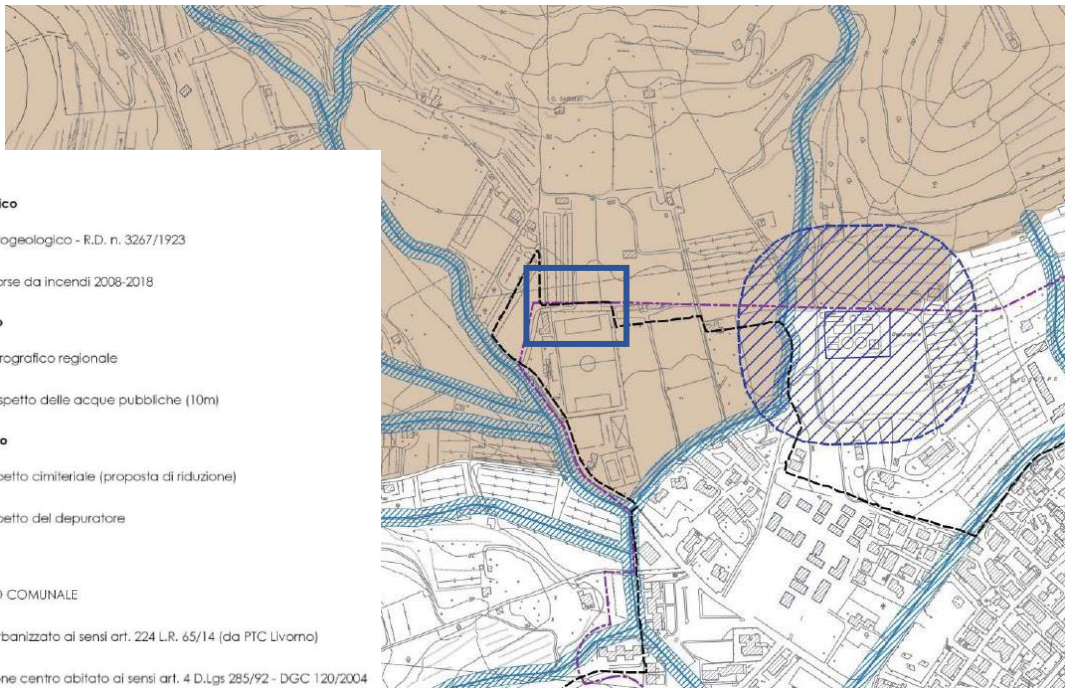
-  Reticolo idrografico regionale
-  Fascia di rispetto delle acque pubbliche (10m)

Altre zone di rispetto

-  Zona di rispetto cimiteriale (proposta di riduzione)
-  Zona di rispetto del depuratore

TERRITORIO COMUNALE

-  Territorio urbanizzato ai sensi art. 224 L.R. 65/14 (da PTC Livorno)
-  Delimitazione centro abitato ai sensi art. 4 D.Lgs 285/92 - DGC 120/2004



TAV. 1a BENI PAESAGGISTICI TUTELATI

TAV. 1c VINCOLI SOVRAORDINARI

**AMBITI ED ELEMENTI INTERESSATI DA SPECIFICHE DIRETTIVE E PRESCRIZIONI
 NELLA DISCIPLINA PAESAGGISTICA DEL PIT-PPR**



Rif. PIT-PPR - Elaborata 38 - Sezione 4 - Disciplina d'uso, direttive e prescrizioni
 Piano Operativo - Art. 77 NTA

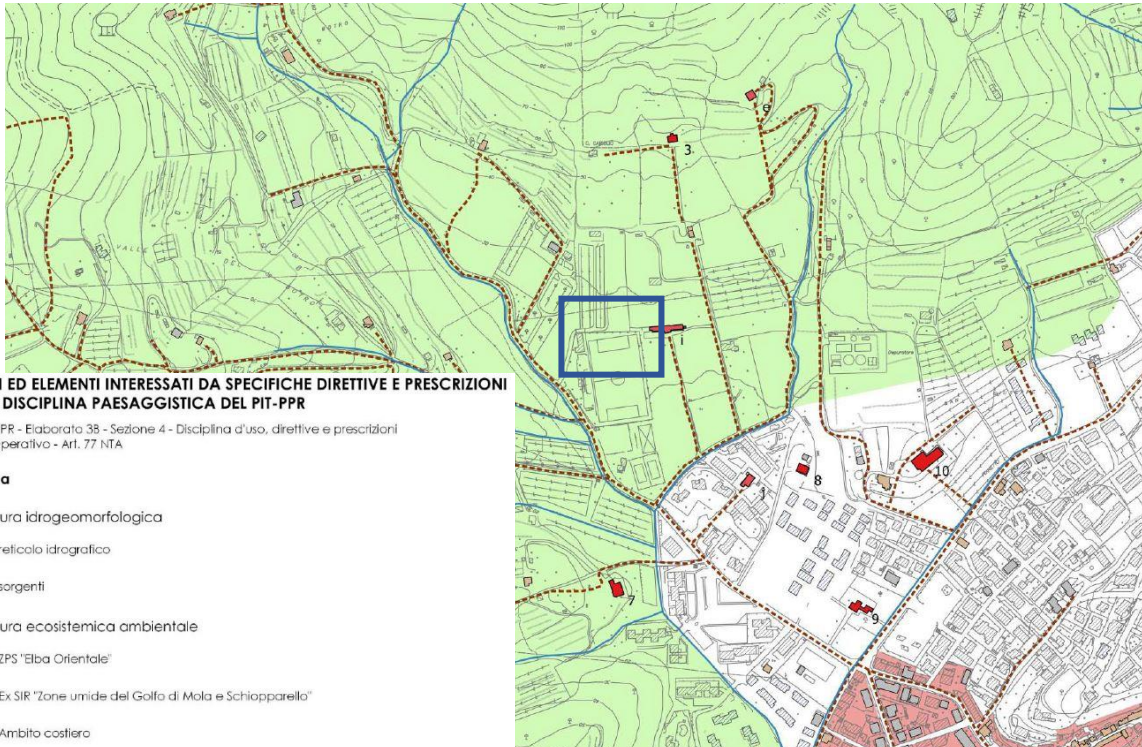
Legenda

1. Struttura idrogeomorfologica

-  reticolo idrografico
-  sorgenti

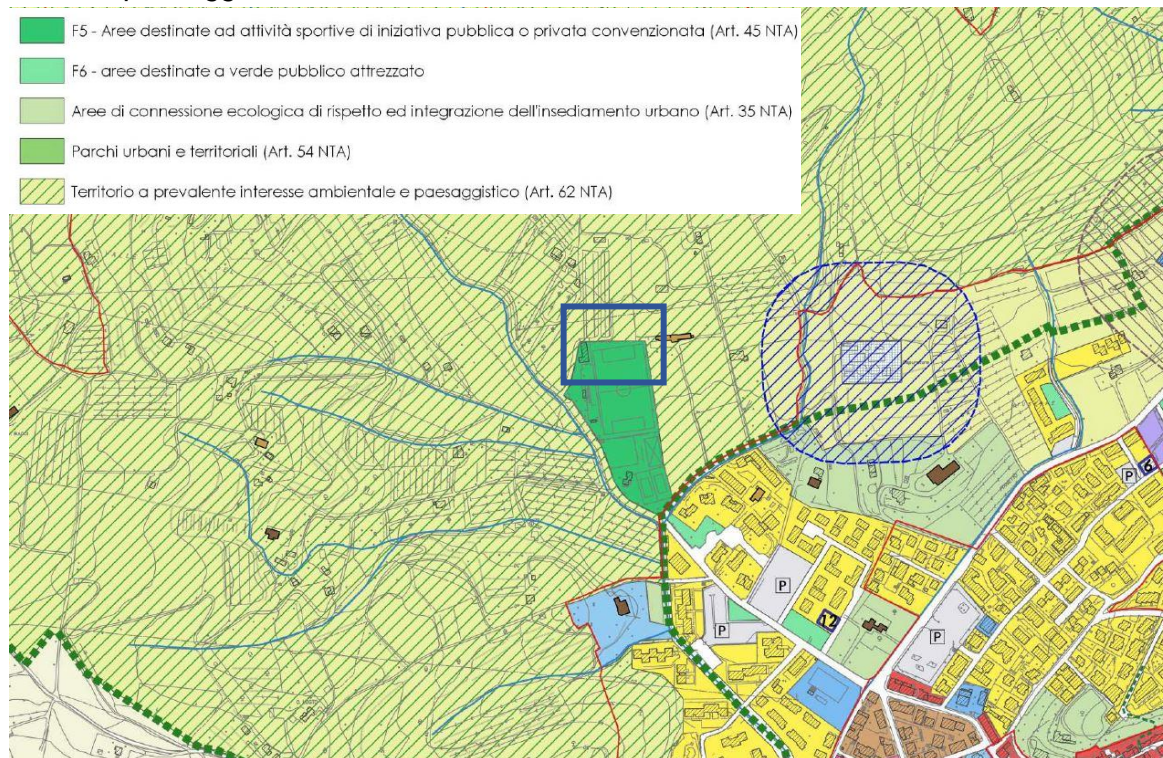
2. Struttura ecosistemica ambientale

-  ZPS "Elba Orientale"
-  Ex SIR "Zone umide del Golfo di Mola e Schiopparello"
-  Ambito costiero



TAV. 1b AMBITI

L'area di intervento costeggia una zona con funzione prettamente sportiva: il campo è categorizzato come *F5 area destina ad attività sportive ad iniziativa pubblica o privata convenzionata*. La fascia che costeggia tale area è definita come *territorio a prevalente interesse ambientale e paesaggistico*.



TAV. 2 QUADRO DELLE PREVISIONI

Per quanto riguarda le caratteristiche idrogeologiche del sito, l'area rientra in classe di pericolosità geologica G1 ed in pericolosità idraulica bassa I1 come riportato negli stralci cartografici di seguito riportati:

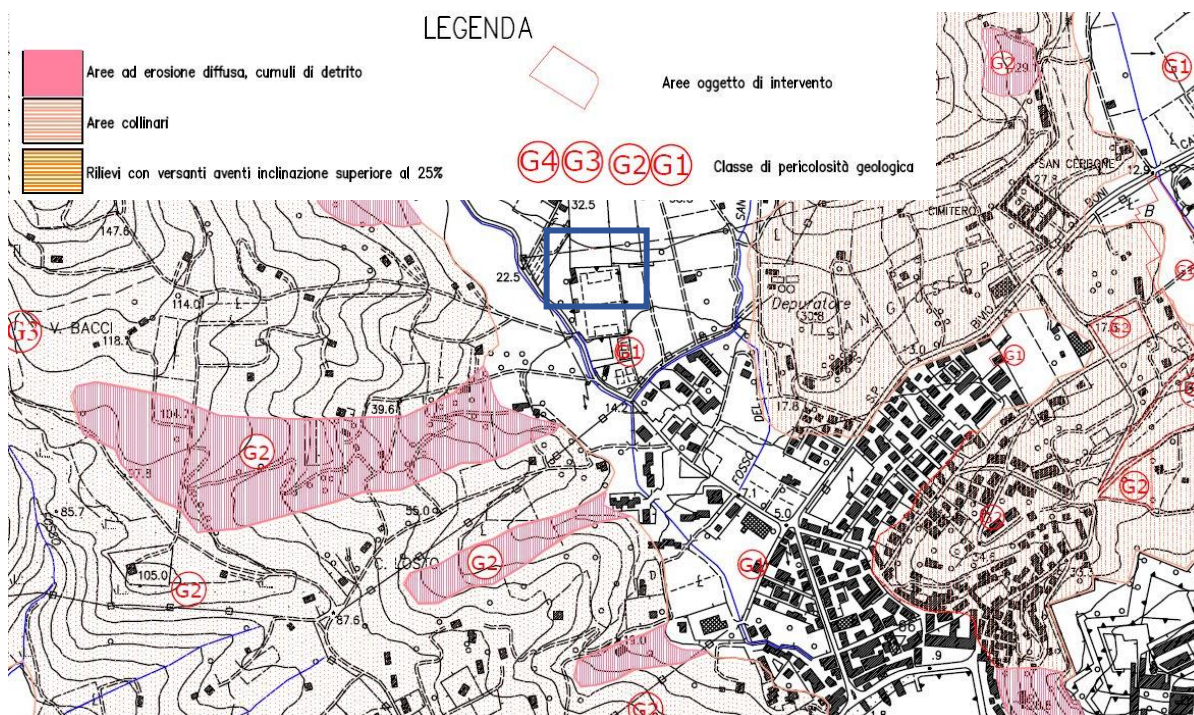


TAVOLA PERICOLOSITA' GEOLOGICA

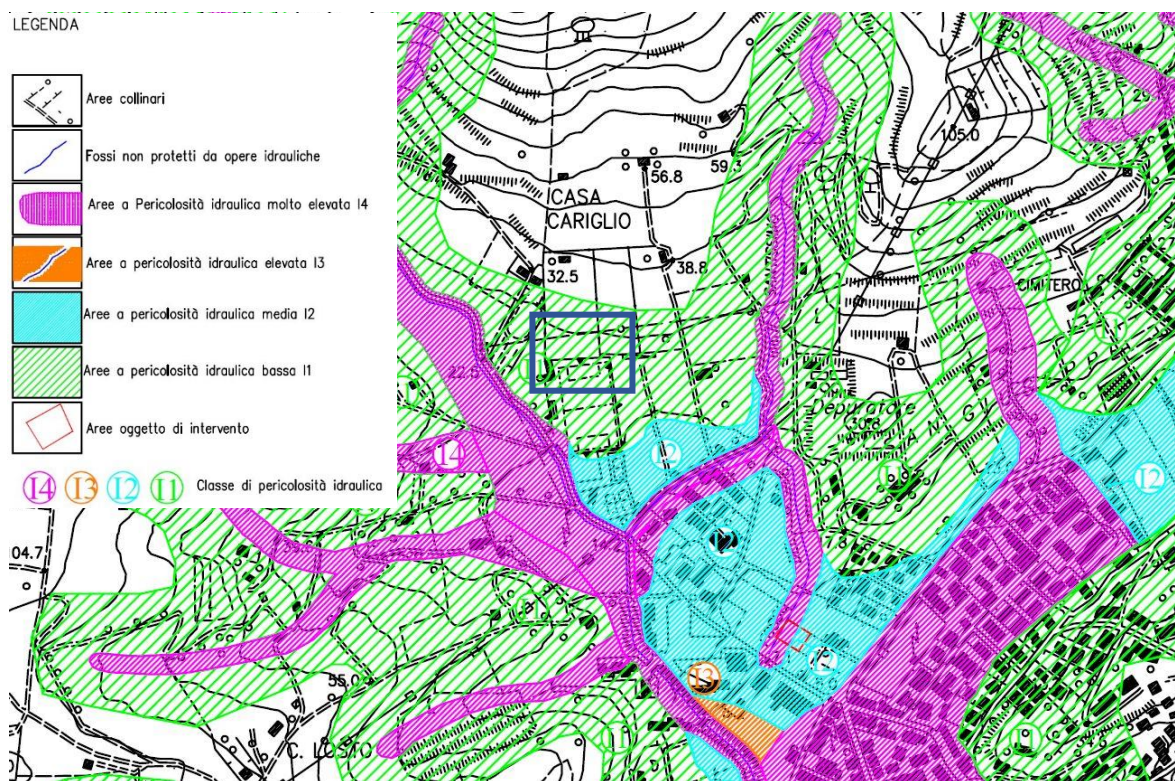


TAVOLA PERICOLOSITA' IDRAULICA

f.3 Piano gestione e rischio alluvioni

Il piano di gestione rischio alluvioni dell'appennino settentrionale nelle carte di Pericolosità da alluvione nel Distretto Appennino Settentrionale (PGRA) esclude l'area da rischio di pericolosità come di seguito riportato dallo stralcio cartografico.

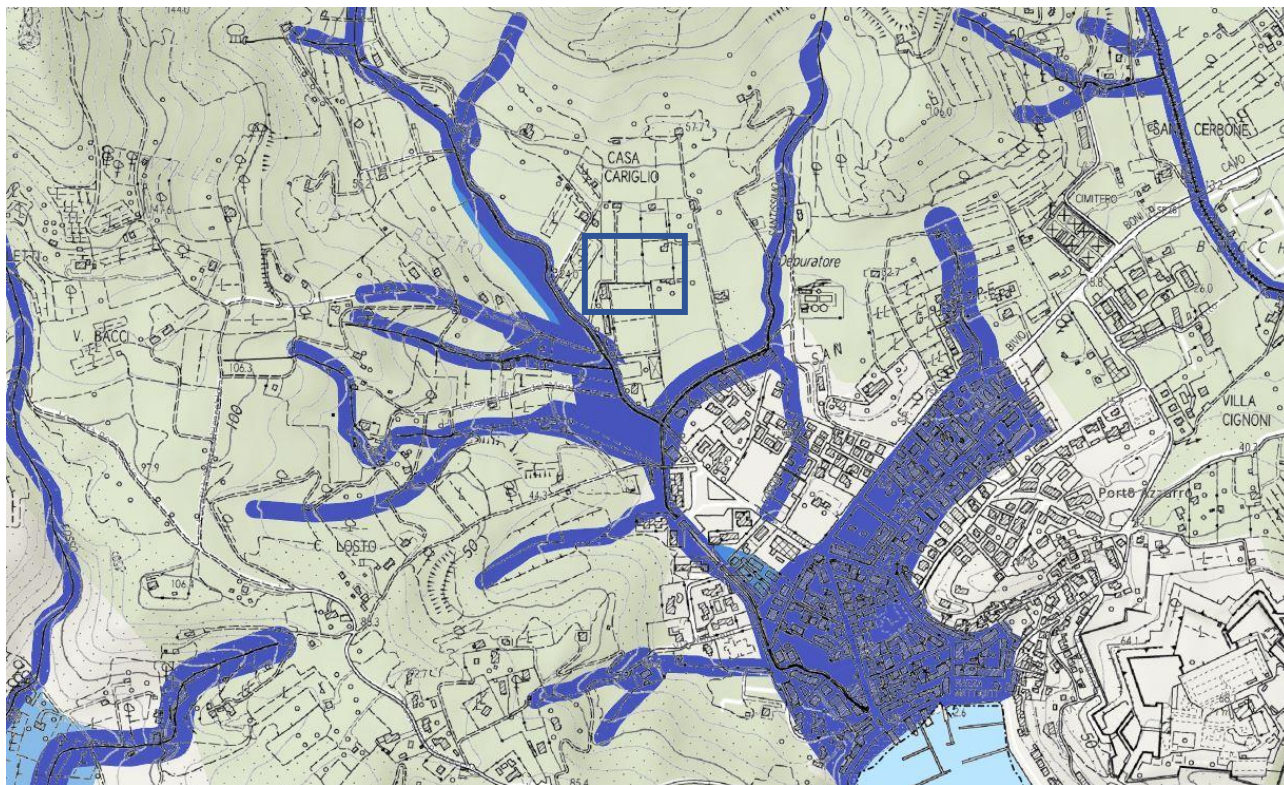


TAVOLA PGRA

g) Verifica e risoluzione interferenze reti aeree e sotterranee

Non sono state riscontrate interferenze nell'area di lavoro né di tipo interrato che di tipo aereo. La zona sarà assoggettata a verifica puntuale, in fase di esecuzione lavori, per la determinazione della possibile presenza di reti di sottoservizi. Per risolvere eventuali interferenze tra le lavorazioni da porre in atto ed i sottoservizi esistenti, sarà compito della D.LL. vigilare affinché le operazioni di scavo abbiano inizio solo a seguito delle segnalazioni delle canalizzazioni esistenti da parte degli enti gestori e produrre, sempre in accordo con i gestori, specifica procedura operativa da seguire nel caso di possibili danneggiamenti involontari delle linee per limitare al minimo i disagi per la popolazione residente.

h) Tempistica e cronoprogramma intervento

Le fasi attuative di svolgimento delle varie attività di approvazione progettazione, esperimento gara di appalto lavori ed esecuzione dei lavori seguiranno presumibilmente il seguente cronoprogramma:

- approvazione progetto esecutivo: 15 giorni;
- esperimento gara di appalto lavori ed affidamento lavori: 20 giorni;
- realizzazione lavori: 40 giorni naturali e consecutivi.

i) Aspetti economici e finanziari

La spesa richiesta per l'esecuzione dell'insieme delle lavorazioni in precedenza descritte, determinata mediante computo metrico estimativo in cui le diverse quantità di ogni singola voce sono state elevate a valore mediante l'applicazione di prezzi unitari, in parte desunti dal "Prezzario Regionale dei Lavori Pubblici. Anno 2022", relativo alla Provincia di Livorno, approvato con Delibera regionale n. 46 del 21/01/2022, ed in parte ricavati con specifiche analisi di prezzo, ammonta ad €. 115.000,00, riconfermando l'importo del progetto definitivo, di cui €. 82.568,64 per lavori veri e propri ed €. 2.868,54 per oneri per la sicurezza non soggetti a ribasso d'asta. Di seguito si riporta il Quadro Economico di progetto esecutivo:

Importo lavori, comprensivo del costo del personale, a base di appalto			82.568,64
Oneri per la sicurezza, non soggetti a ribasso d'asta			2.868,54
TOTALE LAVORI			85.437,18

Somme a disposizione:

Fondo per funzioni tecniche svolte dai dipendenti tecnici, il 2%	1.708,74	€	
Spese tecniche per progettazione, direzione lavori e contabilità, CSP/CSE, redazione CRE (compreso CNPAIA al 4% ed IVA al 22%)	7.866,56	€	
IVA su importo totale lavori, il 22%	18.796,18	€	
Spese contributo ANAC	30,00	€	
Imprevisti, spostamento sottoservizi, allacciamenti (IVA compresa)	941,34	€	
Occupazione temporanea aerea	220,00	€	
Totale somme a disposizione	29.562,82	€	29.562,82
TOTALE COMPLESSIVO APPALTO			115.000,00

j) Varianti al progetto esecutivo art. 106 comma 1 lettera a) Decreto

Sono ammesse, nell'esclusivo interesse dell'Amministrazione, le seguenti varianti, in aumento o in diminuzione:

- quelle di cui all'art. 106, comma 1, lettera e) del D.lgs. 50/2016, a condizione che non comportino modifiche sostanziali ai sensi dell'art. 106, comma 4 e che siano contenute nel limite del 10 % dell'importo contrattuale;

- quelle di cui all'art.106, comma 1 lettera c) del D.lgs. 50/2016, motivate da obiettive esigenze derivanti da circostanze sopravvenute e imprevedibili al momento della stipula del contratto e che siano contenute nel limite del 50 % del valore del contratto iniziale.

k) Costo della mano d'opera

Come specificato all'art. 95 del D. Leg.vo n. 50/2016 (comma 10), l'operatore economico deve indicare nell'offerta, insieme ai costi generici della sicurezza, i propri costi della manodopera, **sottoposti al ribasso di prezzo**. Ai sensi dell'art. 97 del D. Leg.vo 50/2016 (comma 7, lettera c) e d)), nell'ambito del procedimento di verifica dell'anomalia dell'offerta, la stazione appaltante è tenuta a **verificare che il costo del personale non sia inferiore ai minimi salariali retributivi** indicati nelle apposite tabelle di cui all'art. 23 del D. Leg.vo 50/2016, comma 16 (si rinvia per specifici approfondimenti sul punto all'articolo "Costo del lavoro nei contratti pubblici: tabelle ministeriali e giurisprudenza", Fast Find NW3827).

Per agevolare la Stazione Appaltante in tale compito, si è provveduto alla determinazione analitica di tale costo sulla base delle percentuali di incidenza rilevate dal suddetto Prezzario Regionale e di quelle determinate con specifiche analisi (per i prezzi unitari non compresi nel prezzario) e lo stesso è risultato di **€. 36.743,27** pari al 43,006% dell'importo dei lavori.

l) Costi per la sicurezza nella documentazione di gara

Preliminarmente, al fine di apportare maggiore chiarezza, occorre precisare che i costi relativi alla sicurezza, nell'ambito di un contratto pubblico, possono essere distinte in due categorie:

- costi della sicurezza **specifici dell'appalto** (o anche detti *costi diretti*), vale a dire essenzialmente i costi necessari per l'eliminazione dei **rischi da interferenze** (si parla di interferenza nella circostanza in cui si verifichi un "*contatto rischioso*" tra il personale del committente e quello dell'appaltatore, tra il personale di imprese diverse che operano nella stessa sede aziendale con contratti differenti o tra il personale delle imprese affidataria/esecutrici e soggetti terzi) che derivano, nel caso di appalti di lavori, dalla stima effettuata nel Piano di sicurezza e coordinamento, ai sensi dell'art. 100 del D. Leg.vo 81/2008, secondo le indicazioni dell'Allegato XV ed in particolare del punto 4;
- costi della sicurezza **generici o aziendali** (o anche detti "*costi indiretti*" o "*costi interni*"), afferenti all'esercizio dell'attività svolta da ciascuna impresa (rischi propri

dell'appaltatore), strumentali all'esecuzione in sicurezza delle singole lavorazioni, ma non riconducibili agli oneri stimati nei sopra menzionati documenti previsti dal Testo unico della sicurezza di cui al D. Leg.vo 81/2008. Si può trattare, ad esempio, dei costi per la dotazione ai lavoratori dei dispositivi di protezione individuale (DPI), la sorveglianza sanitaria, la formazione dei lavoratori, la prevenzione incendi, etc..

Questi costi generici sono contenuti nella quota percentuale prevista dall'art. 32 del D.P.R. 207/2010 (ancora vigente), ossia quali quota parte delle spese generali, come indicato nel richiamo ai contenuti delle spese generali afferenti. Il fatto che si tratti di costi generici dall'appaltatore non significa che non possa trattarsi di costi per le attività di tutela della salute e della sicurezza sul lavoro specifici della particolare attività appaltata, seppur diversi da quelli da interferenza e derivano, nel caso di appalti di lavori, dalla stima effettuata nel Piano operativo di sicurezza, ai sensi dell'art. 92 del D. Leg.vo 81/2008.

Si tratterà, in conclusione, delle spese che l'operatore economico ritiene di sostenere, tenuto conto della propria organizzazione del lavoro e dell'offerta presentata, per l'adempimento degli specifici obblighi di sicurezza sul lavoro (artt. 15 e 95 del D. Leg.vo 81/2008, tra cui una **quota parte delle spese annuali** che l'operatore deve sempre sostenere in virtù della normativa vigente, a prescindere dai singoli appalti (ad esempio, quota parte delle spese sostenute per le visite mediche o per la formazione ed informazione dei lavoratori) e le **spese connesse con l'espletamento dello specifico appalto e non derivanti da interferenze** (ad esempio, la presenza di DPI particolari non previsti nel PSC ovvero la formazione integrativa necessaria ai lavoratori).

Ai costi diretti della sicurezza l'impresa è vincolata contrattualmente (costi contrattuali) in quanto rappresentano "l'ingerenza" del committente nelle scelte esecutive della stessa; in essi si possono considerare, in relazione al punto 4.1.1. dell'allegato XV, esclusivamente le spese connesse al coordinamento delle attività nel cantiere, alla gestione delle interferenze o sovrapposizioni, nonché quelle degli apprestamenti, dei servizi e delle procedure necessarie per la sicurezza dello specifico cantiere secondo le scelte di discrezionalità tecnica del CSP, valutate attraverso una stima congrua, analitica, per singole voci, riferita ad elenchi prezzi standard o specializzati (come previsto nell'Allegato XV del D. Leg.vo 81/2008). Dalla stima analitica risulta che tali costi ammontano ad **€. 2868,54**; ai sensi dell'art. 26 del D. Leg.vo 81/2008 (comma 5) tale somma è **non soggetta a ribasso d'asta, da evidenziare nel bando di gara** e da tenere ben distinta dall'importo a base d'asta, **non soggetta ad alcuna verifica di congruità** (essendo stati quantificati e valutati a monte dalla stazione appaltante e come tali congrui per definizione), a

totale carico della stazione appaltante ma liquidabili all'Impresa solo in seguito all'accertamento dell'avvenuta realizzazione di quanto descritto e prescritto.

I costi indiretti sono invece indipendenti dal rapporto contrattuale quindi non ascrivibili a carico del committente; come anche chiarito dall'AVCP con determinazione n. 4 del 26/07/2006, questi oneri **non andranno esclusi dall'applicazione del ribasso d'asta**.

Come specificato all'art. 95 del D. Leg.vo n. 50/2016 (comma 10), l'operatore economico deve indicare nella propria offerta gli oneri aziendali concernenti l'adempimento delle disposizioni in materia di salute e sicurezza sui luoghi di lavoro (oneri indiretti, appunto) fatta eccezione per le forniture senza posa in opera, i servizi di natura intellettuale (ad esempio, servizi di progettazione) e gli affidamenti diretti per importi inferiori ad € 40.000,00 espletati ai sensi dell'art. 36 del D. Leg.vo 50/2016 (comma 2, lettera a). Inoltre, ai sensi dell'art. 97 del D. Leg.vo 50/2016 (comma 7, lettera c) e d)), nell'ambito del procedimento di verifica dell'anomalia dell'offerta, la stazione appaltante è tenuta a **verificare che gli oneri aziendali per la sicurezza siano congrui** rispetto all'entità ed alle caratteristiche dei lavori.

Per agevolare la Stazione Appaltante in tale compito, la determinazione dei costi indiretti è stata effettuata analiticamente (secondo gli importi che risultano dalle analisi allegate al prezzario regionale per ogni singola lavorazione contemplata dal progetto ovvero dalle specifiche analisi che sono state redatte per le lavorazioni non previste dal prezzario) e l'importo quantificato in **€ 3351,76** pari al 3,932% dell'importo dei lavori.

m) Criteri ambientali minimi

Il Decreto del Ministero dell'Ambiente 11/10/2017, entrato in vigore il 07/11/2017, è parte integrante del Piano d'azione per la sostenibilità ambientale dei consumi della Pubblica Amministrazione ovvero Piano d'azione nazionale sul Green Public Procurement (c.d. "PAN GPP") e definisce i criteri ambientali minimi ("CAM") per l'affidamento di servizi di progettazione e lavori di nuova costruzione, ristrutturazione, manutenzione, riqualificazione energetica di edifici pubblici e per la gestione dei cantieri, che le stazioni appaltanti sono tenute ad utilizzare, per qualunque importo e per l'intero valore delle gare.

In particolare, nell'Allegato al Decreto, che sostituisce l'Allegato 2 al D. Min. Ambiente 11/01/2017, sono definite, tra le altre cose, le specifiche tecniche dei manufatti da realizzare e del cantiere che consentano alla stazione appaltante di ridurre gli impatti ambientali degli interventi progettati.

Nel caso specifico, di seguito si riassumono alcuni criteri ambientali minimi – di cui all'Allegato suddetto – rispettati nella progettazione:

2.5.3 Prestazioni ambientali

Al fine di impedire fenomeni di diminuzione di materia organica, calo della biodiversità e contaminazione locale o diffusa, il progetto prevede le seguenti azioni a tutela del suolo:

- ⇒ tutti i rifiuti prodotti verranno selezionati e, laddove non recuperabili (ad esempio paleria in legname e rete metallica), conferiti nelle apposite discariche autorizzate;
- ⇒ laddove fosse necessario realizzare aree di deposito provvisorio di rifiuti non inerti, queste dovranno essere opportunamente impermeabilizzate;
- ⇒ durante tutta la durata del cantiere, nello stesso dovrà essere implementato un sistema di raccolta differenziata dei rifiuti di origine antropica (carta, bottiglie di vetro/plastica, scarti alimentari, etc..) mediante idonei cassonetti/contenitori;
- ⇒ per minimizzare le emissioni di gas climalteranti e favorire l'abbattimento del rumore e delle vibrazioni connesse con le attività, l'impresa esecutrice dovrà ricorrere all'uso di tecnologie a basso impatto ambientale quali generatori di corrente eco-diesel con silenziatore, gruppi elettrogeni super silenziati e compressori a ridotta emissione acustica;
- ⇒ qualora si dovessero effettuare interventi in prossimità di specie arboree ed arbustive autoctone, le stesse vanno preservate per escludere danni alle radici, al tronco ed alla chioma. In particolare, andranno protette intorno al tronco con tavolame spessore minimo 2 cm e si dovrà sempre evitare di utilizzarle per l'infissione di chiodi, appoggi e per l'installazione di cartello di cantiere, carpi illuminanti o cavi elettrici;

il personale impiegato in cantiere dovrà essere adeguatamente formato ed informato su quanto sopra esposto.

2.5.5 Scavi e rinterri

Per i rinterri, deve essere riutilizzato materiale di scavo proveniente dal cantiere stesso o da altri cantieri, o materiale riciclato conforme ai parametri della norma UNI 11531-1.

j) Elaborati a corredo del progetto definitivo - esecutivo

Compongono il presente progetto definitivo – esecutivo i seguenti ulteriori elaborati tecnici:

- ✘ RG: relazione generale
- ✘ PMO: piano di manutenzione dell'opera e delle sue parti
- ✘ PSC: piano di sicurezza e coordinamento
- ✘ CME_QE: computo metrico estimativo e quadro economico
- ✘ CCS: computo metrico estimativo costi (contrattuali) della sicurezza

- ✘ CRO: cronoprogramma
- ✘ EP_APU: elenco dei prezzi unitari ed analisi prezzi
- ✘ SC: schema di contratto
- ✘ CSA: capitolato speciale di appalto
- ✘ QIM: quadro di incidenza della manodopera
- ✘ QIS: quadro di incidenza della sicurezza
- ✘ RPP: relazione di piano particellare
- ✘ Tav. 01 INQUADRAMENTO CARTOGRAFICO
- ✘ Tav.2 STATO ATTUALE Planimetria - prospetti e documentazione fotografica
- ✘ Tav.3 STATO DI PROGETTO Planimetria prospetti e sezioni - regimazione delle acque e ripristini

Massa Marittima, 08/04/2022

I PROGETTISTI

(Ing. Lorenzo Corsini)

(Ing. Ilaria Casanova)

