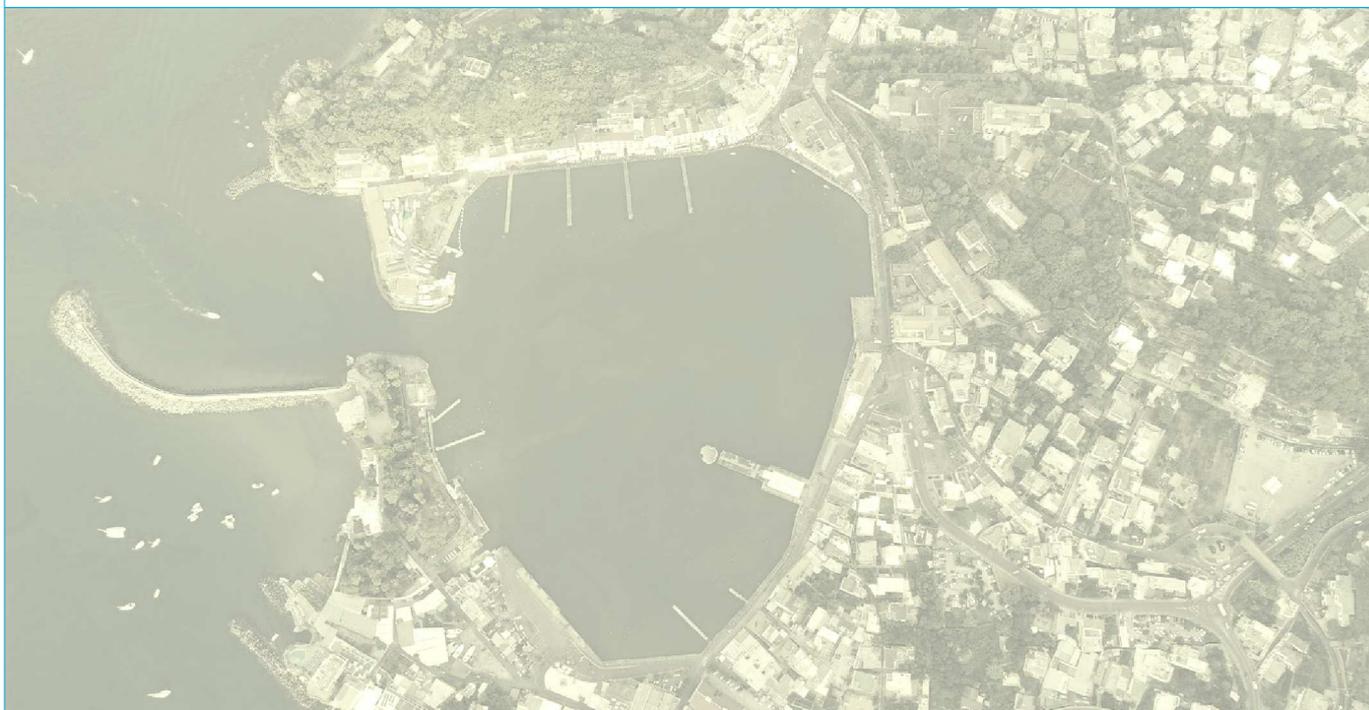




# COMUNE DI ISCHIA

## PROVINCIA DI NAPOLI

OGGETTO: LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA, POTENZIAMENTO DELLE INFRASTRUTTURE E ATTREZZATURE PORTUALI, INTEGRAZIONE CON LE AREE RETRO PORTUALI E RIQUALIFICAZIONE DEL PORTO DI ISCHIA - 1° LOTTO -



## PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE CALCOLO STRUTTURALE

EL13

ELABORATO	SCALA	EMISSIONE	REVISIONE
		Febbraio 2020	R1

I progettisti  
arch. Consiglia Baldino  
ing. Francesco Ferma

Il rup  
ing. Gaetano Grasso

# LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA, POTENZIAMENTO DELLE INFRASTRUTTURE E ATTREZZATURE PORTUALI, INTEGRAZIONE CON LE AREE RETRO PORTUALI E RIQUALIFICAZIONE DEL PORTO DI ISCHIA - 1° LOTTO -

## 1. DESCRIZIONE DELLE OPERE

### 1.1 Introduzione.

Il progetto va inquadrato nell'ambito dei *“Lavori di messa in sicurezza, potenziamento delle infrastrutture e attrezzature portuali, integrazione con le aree retro portuali e riqualificazione del porto di Ischia – 1° LOTTO -”*

Il progetto ha come obiettivi puntuali la risoluzione di alcune criticità sia dal punto di vista morfologico che infrastrutturale e organizzativo delle aree attigue, con particolare riferimento alla banchina orientale. Nel dettaglio, si possono individuare tre macroaree oggetto di intervento con una specifica tipologia e finalità di opere a farsi, in funzione delle criticità rilevate:

- 1) Riva Destra
- 2) Area antistante il Cantiere Nautico “Argita”
- 3) Accessibilità alla Riva Destra.

Per ciascun ambito di intervento, le opere di carattere strutturale a farsi riguardano nel dettaglio:

#### ***Riva Destra:***

- realizzazione di una paratia di micropali accostati a formazione di un diaframma continuo, a protezione della risalita capillare. I pali saranno di tipo trivellati, di diametro pari a 25 cm, armati con anima in tubolari in acciaio senza camicia. In sommità sarà realizzata la trave di coronamento e solidarizzazione di sezione 55x50 cm;
- realizzazione di un tunnel tecnologico che possa ospitare parte dei sottoservizi esistenti ed integrarne di nuovi, come i cavi elettrici di media tensione, cavidotti per la fibra, cavidotti per l'alimentazione della pubblica illuminazione, condotte idriche in pressione.

#### ***Area antistante il Cantiere Nautico “Argita”:***

- creazione di una piccola tribuna con tre gradonate per accogliere attività e manifestazioni pubbliche, con sfondo l'area portuale e retroportuale, coperta con una tendostruttura per garantire l'ombreggiamento; il rifacimento della pavimentazione con lastre di pietra lavica in sostituzione delle attuali lastre di porfido;

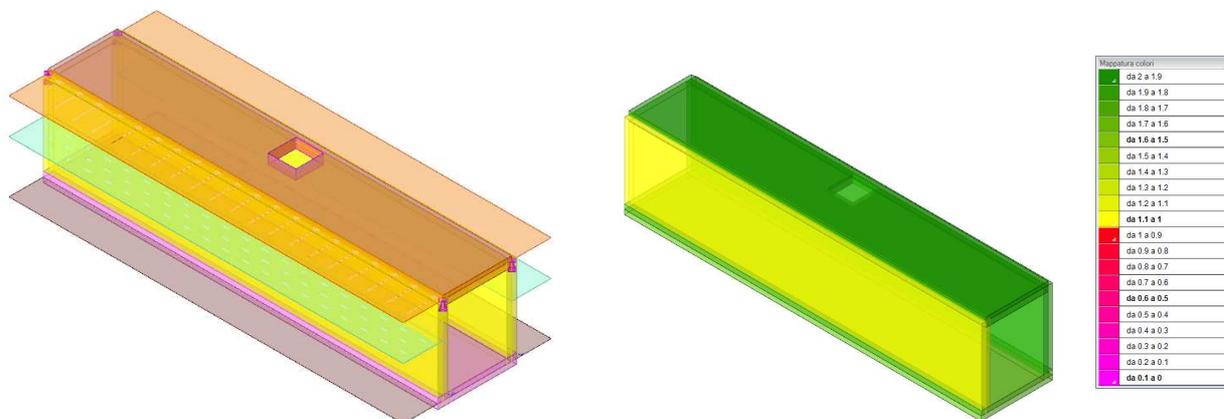
- la demolizione del fabbricato attuale sede dell'Area Marina Protetta "Regno di Nettuno", con spostamento del volume verso il margine nord della tribuna. Il fabbricato sarà realizzato in C.A. e rifinito con intonaco e vetro;
- la modifica del corpo di fabbrica di proprietà comunale attuale sede dell'Area Marina Protetta "Regno di Nettuno", per la creazione di servizi igienici per disabili; nella parte posteriore del volume, sarà realizzata un'area riservata per la sistemazione dei cassonetti per la raccolta dei rifiuti indifferenziati a servizio delle attività di ristorazione della Riva Destra.

### **Accessibilità alla Riva Destra:**

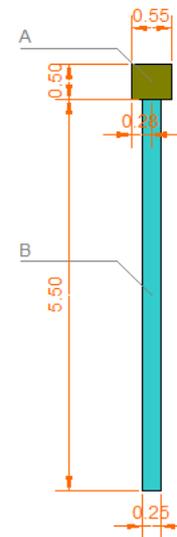
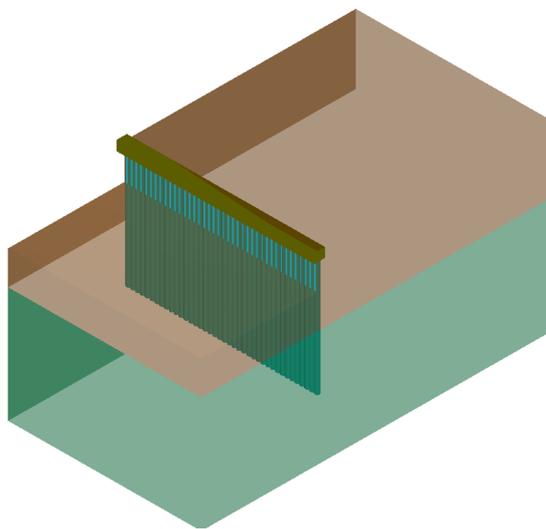
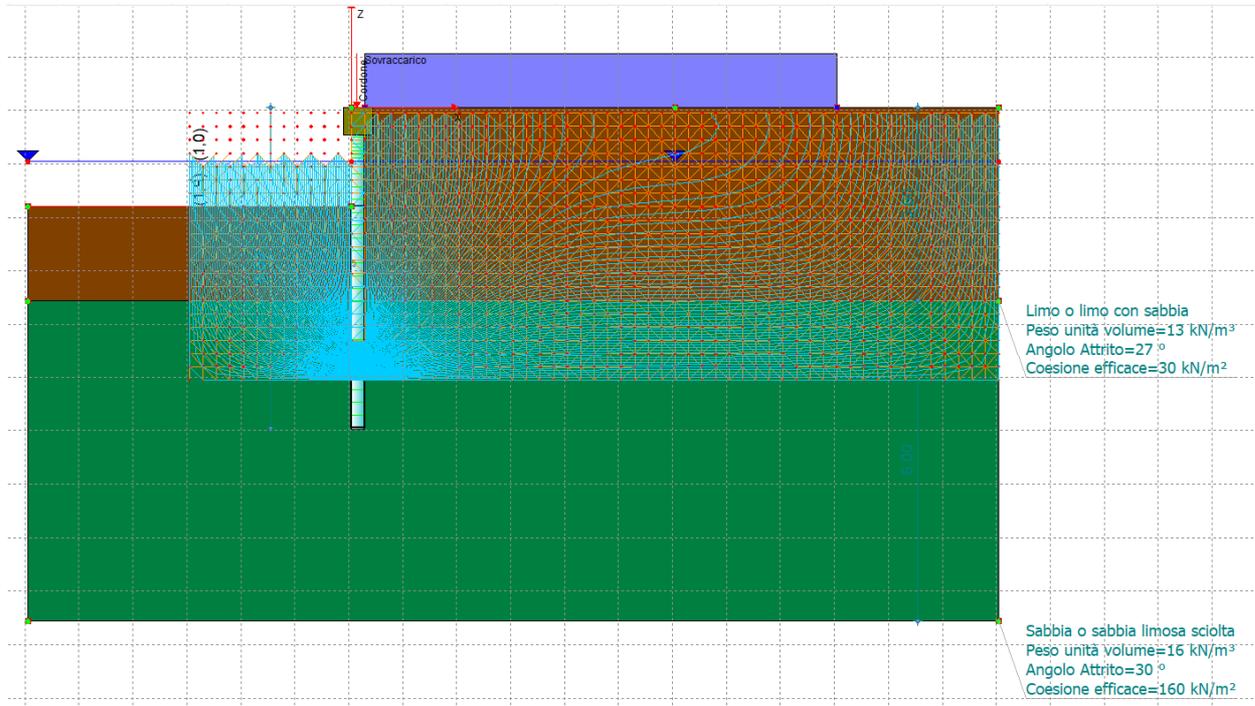
- realizzazione di un camminamento su scogliera, costituito da plinti in c.a. su cui saranno ancorati degli elementi preassemblati a T (elemento verticale a sezione circolare e orizzontale a doppio C) su cui sarà montata la struttura metallica a sostegno dell'impalcato, secondo una maglia modulare di 5.40 x 1.80 m, sovrastante tavolato in legno essenza teak di spessore 4 cm, delimitato da ringhiera. In alcuni punti, è prevista la realizzazione di piazzole di sosta dotate di panchine;
- la realizzazione di un camminamento sull'arenile sabbioso costituito da una struttura composta da travi in legno lamellare su pali infissi nel suolo sabbioso, con tavolato in legno essenza teak di spessore 4 cm, senza ringhiere o corrimano.

## **1.2 Descrizione degli elementi costruttivi.**

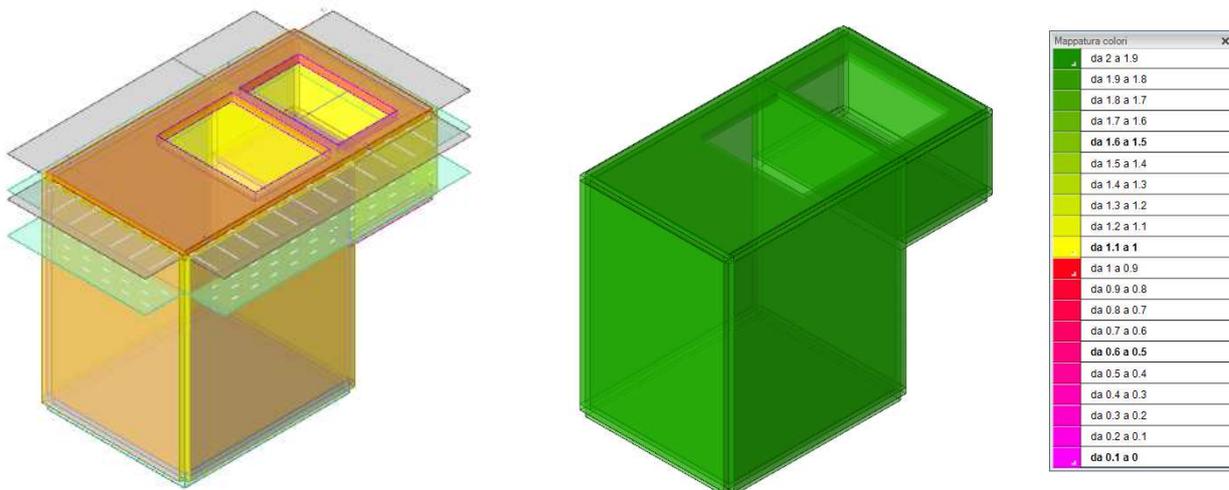
*1.1 Tunnel tecnologico:* elemento continuo in conglomerato cementizio armato in opera, da realizzare a tratti di 12 metri, costituito da piastra di fondazione, pareti, e soletta di copertura di spessore pari a 25 cm. Le riprese di getto saranno eseguite previo la posa in opera di giunto bentonitico;



1.2 Paratia di pali in c.a.: trattasi della barriera per la protezione dalla risalita capillare e per risolvere il problematica del cedimento della sede stradale. Saranno realizzati micropali trivellati accostati da 25 cm di diametro, profondi 6.00 metri, con armatura continua in tubolare metallico da 163 mm.

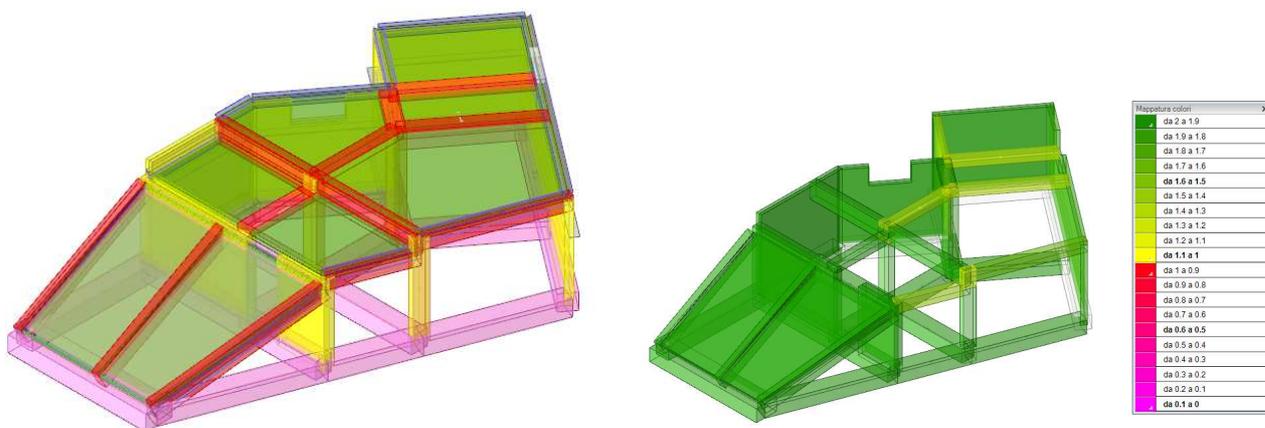


1.3 Vasca di accumulo delle acque bianche: sul margine sud della riva destra, sarà realizzata una vasca per l'accumulo delle acque bianche e la collocazione delle pompe di sollevamento, di dimensioni pari a 4.00 x 3.30 metri profonda 4.50 metri; in adiacenza sarà realizzata la camera di manovra, di dimensioni pari a 3.30 x 2.00 metri, profonda 1.15 metri; ai fini degli scavi in sicurezza sarà realizzata una paratia di micropali analogamente a quanto previsto nel punto 1.

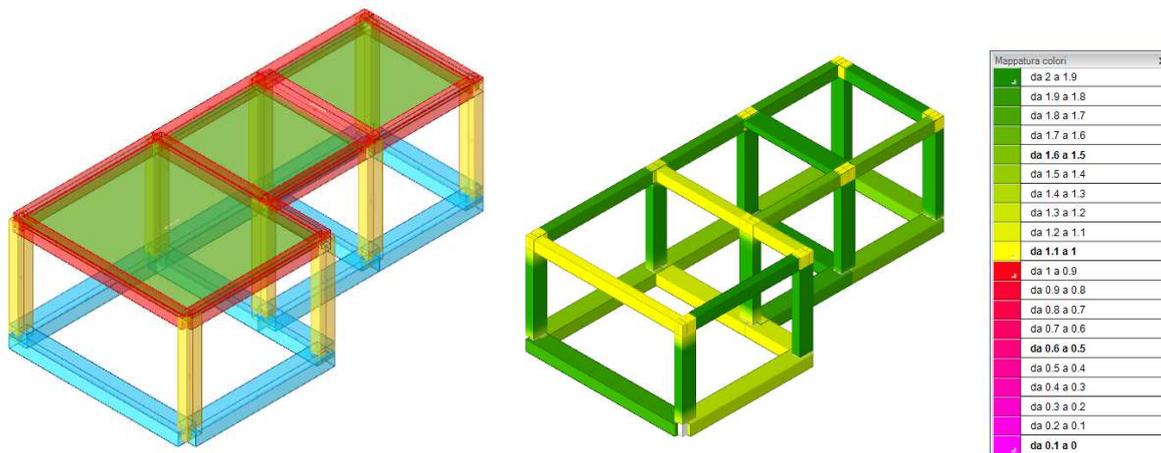


1.4 *Tribuna cantiere Argita*: le gradonate dell'emiciclo saranno realizzate in conglomerato cementizio armato con solettone di 25 cm in c.a. e tre gradoni di sezione 85x50 cm su terrapieno costituito da inerti lapidei di varia pezzatura e sovrastante magrone;

1.5 *Corpo di fabbrica per l'Area Marina Protetta*: trattasi di un fabbricato di circa 90 mq, a pareti e pilastri in conglomerato cementizio armato solaio piano laterocementizio. Sul lato est del corpo di fabbrica sarà realizzata una piccola tribuna per composto da 5 gradonate oltre un ballatoio in sommità, con struttura a setti e piastra con gradini riportati;

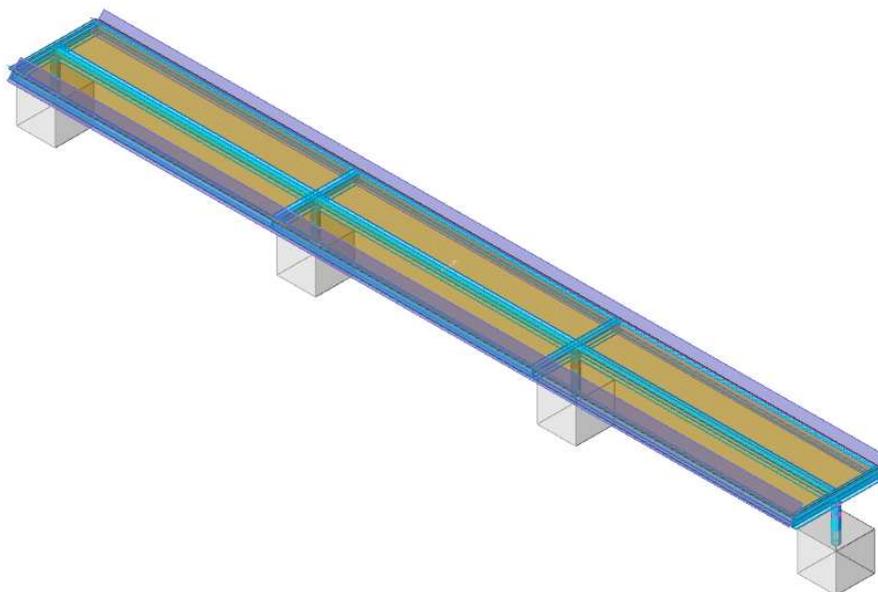


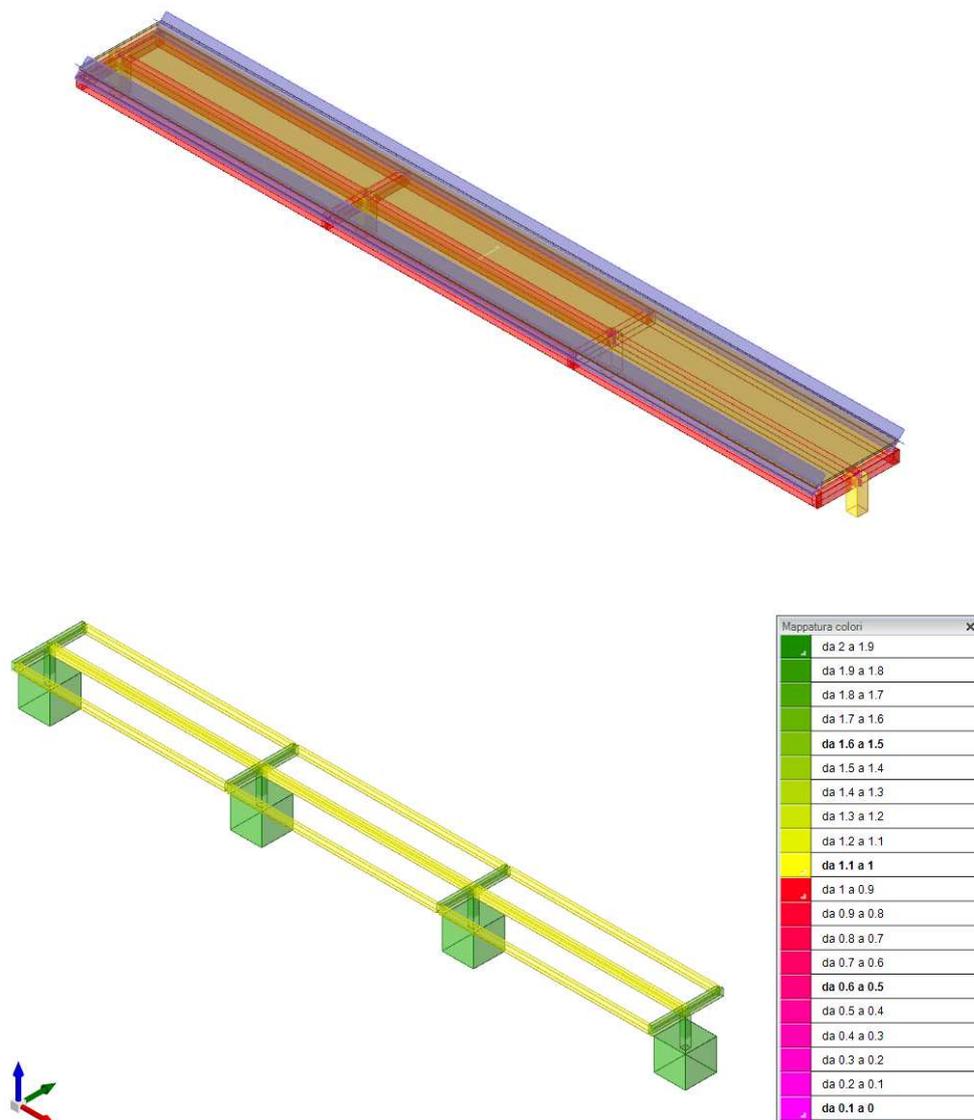
1.6 *Corpo di fabbrica servizi*: trattasi di un fabbricato di circa 52 mq con struttura intelaiata in conglomerato cementizio armato e solaio piano latero-cementizio;



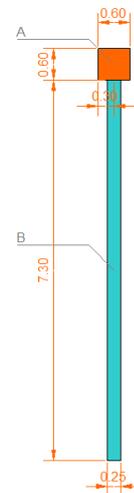
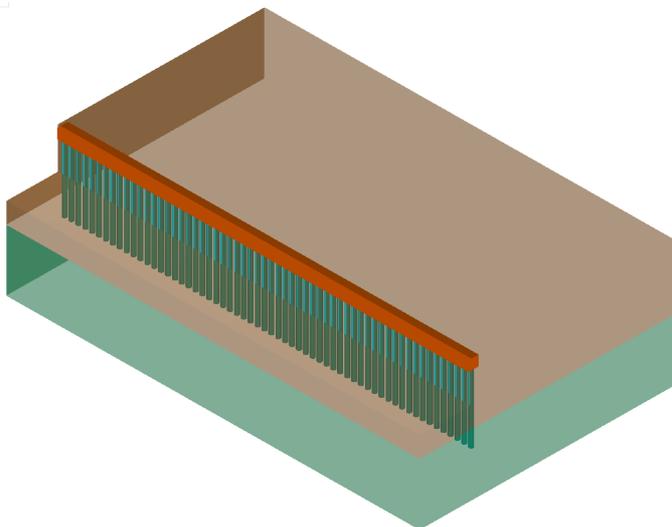
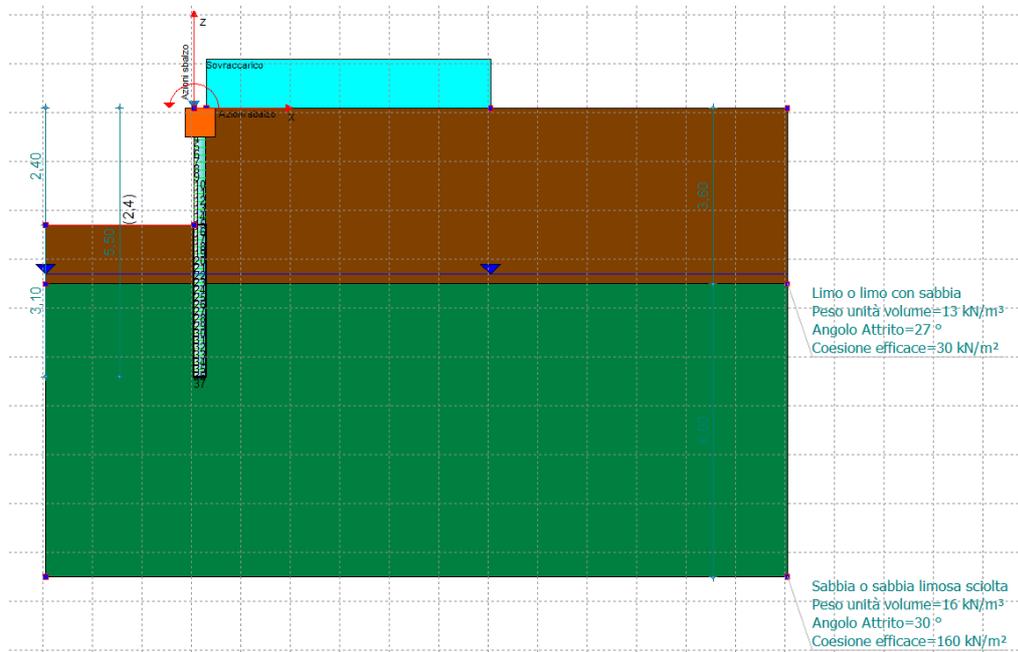
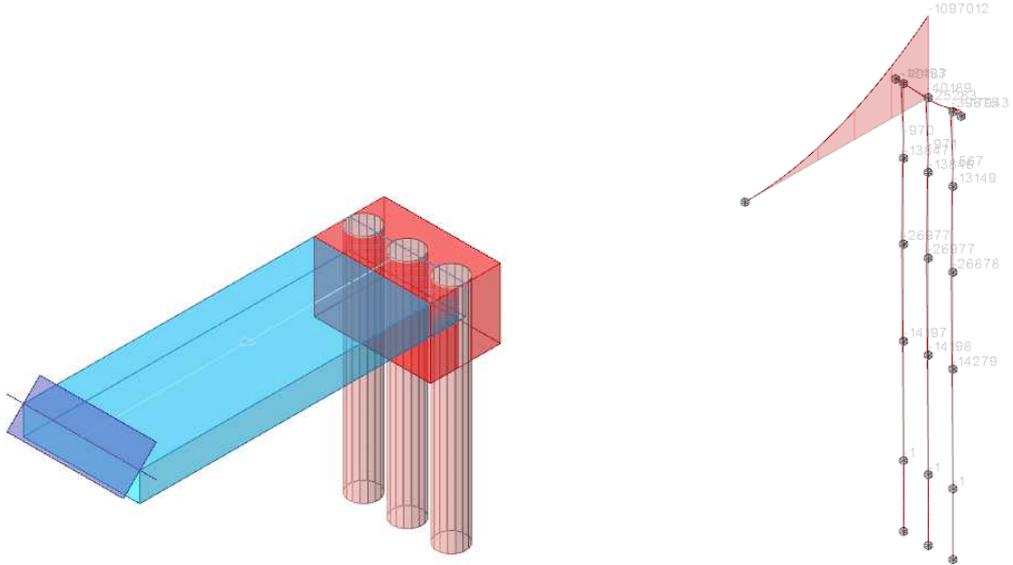
1.7 Passerella pedonale di collegamento Riva Destra-San Pietro: trattasi di una struttura stagionale di tipo amovibile da smontare nel periodo invernale. Sarà di due tipologie:

- una in profilati metallici su plinti in conglomerato cementizio armato realizzati sulla scogliera preesistente o su scogli da aggiungere per la rifioritura del preesistente, su cui saranno ancorati degli elementi preassemblati a T (elemento verticale a sezione circolare e orizzontale a doppio UPE) e con sovrastante struttura metallica a sostegno dell'impalcato, secondo una maglia modulare di 5.40 x 1.80 m, impalcato tavolato in legno essenza teak di spessore 4 cm, delimitato da ringhiera;
- una in travi di legno lamellare di sezione 12x24 cm assemblata in opera mediante connessioni in acciaio inox, su pali battuti in legno di sezione circolari di diametro pari a 24 cm. L'impalcato sarà costituito da tavolato in doghe di legno essenza teak di spessore 4 cm.





*1.8 Sbalzo area in fondo alla Riva Destra:* nell'ambito del miglioramento dell'accessibilità alla Riva Destra, è prevista la realizzazione di una struttura a sbalzo in corrispondenza dell'ultimo locale da ristorazione posto a nord. Sarà costituita da una soletta da 25 cm ancorata al terrapieno mediante una paratia di micropali da 25 cm profondi 6,00 metri.



## **2.4 Classificazione dell'intervento.**

L'intervento è classificato come *nuova costruzione*, con Classe d'uso III e  $V_N = 50$  anni.

## **2.5 Dimensioni principali.**

Le dimensioni delle strutture si evincono dagli elaborati architettonici ed esecutivi strutturali.

## **3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.**

Le fasi di analisi e verifica delle strutture sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo utilizzato nel prosieguo della presente relazione.

- **D.M. del 17.01.2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”.**
- **Circolare C.S.LL.PP. n. 7 del 21.01.2019 “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.**
- **EC3 “Progettazione delle strutture di acciaio”**

## **4. IDENTIFICAZIONE DEI CARICHI ATTESI SULLA STRUTTURA.**

### **4.1 Carichi permanenti**

#### **4.1.1 Peso proprio elementi metallici e in c.a.**

Ogni elemento strutturale ha un peso proprio in funzione del peso specifico e della sezione utilizzata.

Per il conglomerato cementizio armato  $\gamma_c = 2500$  kg/mc

Per l'acciaio  $\gamma_s = 7800$  kg/mc

### **4.2 Azioni antropiche.**

#### **4.2.1 Variabili coperture.**

In base alla Tabella 3.1.II che segue, si sono assunti carichi antropici pari a:

- 500 kg/mq per la passerella pedonale e per la tribuna (cat. C3);
- 50 kg/mq per la copertura del locale servizi (cat. H1);
- 1000 kg/mq per la copertura del tunnel sottoservizi e vasche di accumulo soggetta a traffico veicolare.

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	<b>Uffici.</b> Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b> Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b> Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie,...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b> Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6,00 —	6,00 —	1,00* —
F-G	<b>Rimesse e parcheggi.</b> Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN; da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	<b>Coperture e sottotetti</b> Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

### 4.3 Altri sovraccarichi.

#### 4.3.1 Azione del vento.

I manufatti presentano altezze fuori terra limitate o nulle perché interrato, pertanto tale azione è trascurata.

#### 4.3.2 Azione della neve.

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo (kN/mq);

$C_E$  è il coefficiente di esposizione;

$C_t$  è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

In questo caso, trovandosi in Zona III, ed essendo la quota al suolo  $as < 200$  m

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$$

$$\mu_i = 0,8$$

$$C_t = 1$$

$$C_E = 1$$

Quindi  $q_s$  è pari a:

$$q_s = 0,60 \times 0,8 \times 1 \times 1 = 0,48 \text{ kN/mq} = \underline{\hspace{10em}} \mathbf{48 \text{ kg/mq}}$$

#### **4.3.3 Azione della temperatura.**

La struttura è protetta dalle finiture superficiali che impediscono l'insorgere di notevoli escursioni di temperatura. Non sono presenti fonti di generazione di calore particolari. Si assume pertanto essere trascurabile l'indagine delle sollecitazioni prodotte dalla temperatura.

#### **4.3.4 Ulteriori azioni.**

Trattandosi di alcune strutture da realizzare in presenza di acqua o in terreni saturi, è necessario considerare la spinta idrostatica del fluido.

### **5. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI.**

#### **5.1 Considerazioni generali.**

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, l'opera in oggetto deve possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

## 5.2 Stato limite ultimo.

Le combinazioni delle singole azioni sono state fatte attingendo alla metodologia semiprobabilistica agli stati limite. Si dovrà verificare che sia  $E_d \leq R_d$ , dove  $E_d$  è il valore di progetto degli effetti delle azioni ed  $R_d$  è la corrispondente resistenza di progetto.

La formula adottata per la definizione dello SLU è la seguente combinazione:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot [Q_{1k} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ik}]$$

dove:

$G_k$  = valore caratteristico delle azioni permanenti

$P_k$  = valore caratteristico della forza di precompressione

$Q_{1k}$  = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

$Q_{ik}$  = valore caratteristico dell'i-esima azione variabile

$\gamma_g$  = coeff. parziale = 1.3 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_p$  = coeff. parziale = 0.9 (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)

$\gamma_q$  = coeff. parziale = 1.5 (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

La verifica agli stati limite ultimi prescrive che la sollecitazione di esercizio risulti minore o uguale a quella ultima fornita dalla sezione resistente ( $Med/Mrd < 1$ )

## 5.3 Stato limite di esercizio.

Allo Stato limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state progettate le strutture sono state ricavate applicando le combinazioni di carico previste dalla normativa.

Le combinazioni previste per gli SLE sono le seguenti:

$$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_i (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \text{ combinazione rara}$$

$$F_f = G_k + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \text{ combinazione frequente}$$

$$F_q = G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \text{ combinazione quasi permanente}$$

dove:

$\psi_{1i}$  = coeff. atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattali di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

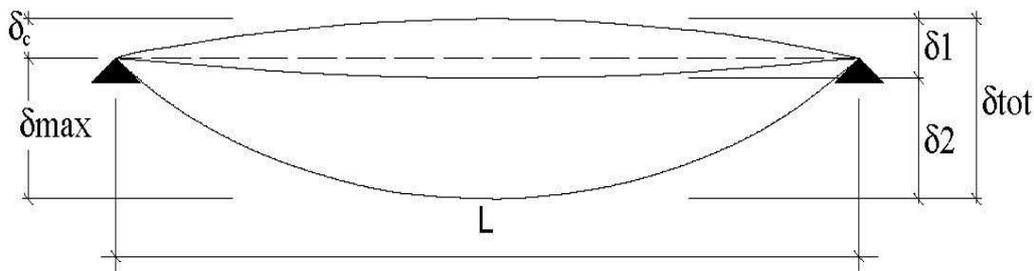
$\psi_{2i}$  = coeff. atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base, dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle condizioni ottenute, in funzione

dell'elemento (trave, pilastro, ecc.) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni, e fessurazione).

### 5.3.1 Verifiche di deformazione (Verifica SLE)

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come  $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$



essendo:

$\delta_c$  la monta iniziale della trave,

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

$\delta_{max}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale =  $\delta_{tot} - \delta_c$ .

Nella fattispecie avendo trascurato a vantaggio di sicurezza la monta iniziale della trave  $\delta_c$ ,  $\delta_{max} = \delta_{tot}$

I limiti di deformabilità da rispettare sono riportati nella seguente tabella:

**Tabella 4.2.X** Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*

Nella fattispecie si fa riferimento ai limiti stabiliti per i “solai in generale”

## 6. ANALISI SISMICA

La modellazione delle strutture è stata eseguita col metodo degli elementi finiti (FEM).

Per quanto riguarda l'analisi sismica è stata utilizzata metodologie un'analisi dinamica lineare con masse sollecitate partecipanti maggiori dell'85% per entrambe le direzioni.

## **7. ANALISI DEI CARICHI**

### **7.1 Corpo di fabbrica per l'Area Marina Protetta**

#### **7.1.1 Carichi superficiali copertura**

Peso proprio (a) – calcolato automaticamente dal programma

Peso permanente portato (b)

	n.	H (m)	lung.(m)	largh.(m)	p.s.(kg/mc)	Carico (kg/mq)
Massetto pendenze		0.10	1	1	1500	150
Isolante e impermeabilizzante						30
Intonaco						20
Pavimentazione in pietra sp.3 cm con allettamento						120
Carico permanente portato						290 kg/mq
Sovraccarico accidentale (non praticabile cat. C3)						500 kg/mq

Carichi agenti (come da relativa analisi)

Tipo di carico	Permanenti		Variabili	
	Copertura praticabile	Peso proprio	Come da programma	Accidentali
Peso permanente portato		320 kg/mq	Neve	48 kg/mq

#### **7.1.2 Carichi superficiali gradonata**

Peso proprio (a) – calcolato automaticamente dal programma

Peso permanente portato (b)

	n.	H (m)	lung.(m)	largh.(m)	p.s.(kg/mc)	Carico (kg/mq)
Impermeabilizzante						20
Gradoni		0.5	0.50	0,85	1	2500
Pavimentazione in pietra sp.3 cm con allettamento						120
Carico permanente portato						670 kg/mq
Sovraccarico accidentale (non praticabile cat. C3)						500 kg/mq

Carichi agenti (come da relativa analisi)

<i>Tipo di carico</i>	<i>Permanenti</i>		<i>Variabili</i>	
Copertura praticabile	Peso proprio	Come da programma	Accidentali	500 kg/mq
	Peso permanente portato	670 kg/mq	Neve	48 kg/mq

### 7.1.2 Carichi lineari

Come carichi lineari sono stati assunti pari a 25 kg/ml per la ringhiera.

## 7.2 Cunicolo tecnologico e vasche di accumulo

### 7.2.1 Carichi superficiali copertura

Peso proprio (a) – calcolato automaticamente dal programma

Peso permanente portato (b)

	n.	H (m)	lung.(m)	largh.(m)	p.s.(kg/mc)	Carico (kg/mq)
Impermeabilizzante						20
Allettamento con sabbia sp. 20 cm						310
Pavimentazione con basoli sp. 25 cm						650
Carico permanente portato _____						980 kg/mq
Sovraccarico accidentale (non praticabile cat. H1) _____						1000 kg/mq

Carichi agenti (come da relativa analisi)

<i>Tipo di carico</i>	<i>Permanenti</i>		<i>Variabili</i>	
Copertura Non praticabile	Peso proprio	Come da programma	Accidentali	1000 kg/mq
	Peso permanente portato	980 kg/mq	Neve	48 kg/mq

## 7.3 Corpo di fabbrica servizi

### 7.3.1 Carichi superficiali copertura

Peso proprio (a) – calcolato automaticamente dal programma

Peso permanente portato (b)

	n.	H (m)	lung.(m)	largh.(m)	p.s.(kg/mc)	Carico (kg/mq)
Massetto pendenze		0.10	1	1	1500	150
Isolante e impermeabilizzante						30
Intonaco						20

Carico permanente portato \_\_\_\_\_ 200 kg/mq

Sovraccarico accidentale (copertura non praticabile) \_\_\_\_\_ 50 kg/mq

Carichi agenti (come da relativa analisi)

<i>Tipo di carico</i>	<i>Permanenti</i>		<i>Variabili</i>	
Copertura Non praticabile	Peso proprio	Come da programma	Accidentali	50 kg/mq
	Peso permanente portato	200 kg/mq	Neve	48 kg/mq

## 7.4 Sbalzo

### 7.4.1 Carichi superficiali

Peso proprio (a) – calcolato automaticamente dal programma

Peso permanente portato (b)

	n.	H (m)	lungh.(m)	largh.(m)	p.s.(kg/mc)	Carico (kg/mq)
Impermeabilizzante						20
Pavimentazione in pietra sp.8 cm con allettamento						300
Carico permanente portato _____						320 kg/mq
Sovraccarico accidentale (non praticabile cat. C3) _____						500 kg/mq

Carichi agenti (come da relativa analisi)

<i>Tipo di carico</i>	<i>Permanenti</i>		<i>Variabili</i>	
Sbalzo	Peso proprio	Come da programma	Accidentali	500 kg/mq
	Peso permanente portato	320kg/mq	Neve	48 kg/mq

### 7.4.2 Carichi lineari

Come carichi lineari sono stati assunti pari a 25 kg/ml per la ringhiera.

## 7.5 Passerella pedonale

### 7.5.1 Carichi superficiali

Peso proprio (a) – calcolato automaticamente dal programma

Peso permanente portato (b)

n.	H (m)	lungh.(m)	largh.(m)	p.s.(kg/mc)	Carico (kg/mq)
Tavolato in legno (teak da 4 cm)	0.04	1	1	630	26 kg/mq
Profili ad L	2			2.50	5 kg/mq
Carico permanente portato					31 kg/mq
Sovraccarico accidentale (non praticabile cat. C3)					500 kg/mq

Carichi agenti (come da relativa analisi)

<i>Tipo di carico</i>	<i>Permanenti</i>		<i>Variabili</i>	
Sbalzo	Peso proprio	Come da programma	Accidentali	500 kg/mq
	Peso permanente portato	31 kg/mq	Neve	48 kg/mq

### 7.5.2 Carichi lineari

Come carichi lineari sono stati assunti pari a 15 kg/ml per la ringhiera.

## **8. RELAZIONE SULLE FONDAZIONI**

La struttura fondale dei manufatti in oggetto, come già specificato in precedenza sono di diversa tipologia

8.1 *Tunnel tecnologico*: platea in conglomerato cementizio armato, spessore 25 cm.

8.2 *Vasca per la raccolta delle acque bianche*: platea in conglomerato cementizio armato, spessore 25 cm

8.3 *Tribuna cantiere Argita*: platea in conglomerato cementizio armato, spessore 30 cm.

8.4 *Corpo di fabbrica per l'Area Marina Protetta*: travi rovesce in conglomerato cementizio armato, sezione 60x60 cm e 100x40 cm.

8.5 *Corpo di fabbrica servizi*: travi rovesce in conglomerato cementizio armato, sezione 60x40 cm.

8.6 *Passerella pedonale di collegamento Riva Destra-San Pietro*: plinti tetraedrico dimensioni 80x80x80 cm e pali battuti in legno da 24 cm di diametro.

8.7 *Sbalzo in ampliamento*: la struttura sarà ancorata mediante micropali da 25 cm trivellati in opera con sovrastante trave di coronamento.

Per quanto riguarda il terreno di fondazione, si evince dalla relazione geologica, che trattasi, secondo quanto disposto dal D.M. 14.02.2008 *Norme tecniche per le costruzioni*, di un **terreno di categoria C**. Tale tipologia di terreno è individuato come “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu_{,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)*”. Per tale categoria di suolo di fondazione i valori dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali sono di seguito riportati:

Categoria del suolo **C** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati

<b>SLO</b>		<b>SLD</b>	
Ss orizzontale SLO	Default (1.5000)	Ss orizzontale SLD	Default (1.5000)
Tb orizzontale SLO	s Default (0.157)	Tb orizzontale SLD	s Default (0.163)
Tc orizzontale SLO	s Default (0.472)	Tc orizzontale SLD	s Default (0.490)
Td orizzontale SLO	s Default (1.782)	Td orizzontale SLD	s Default (1.844)
<b>SLV</b>		<b>SLC</b>	
Ss orizzontale SLV	Default (1.4471)	Ss orizzontale SLC	Default (1.3660)
Tb orizzontale SLV	s Default (0.164)	Tb orizzontale SLC	s Default (0.164)
Tc orizzontale SLV	s Default (0.492)	Tc orizzontale SLC	s Default (0.492)
Td orizzontale SLV	s Default (2.328)	Td orizzontale SLC	s Default (2.528)
<b>Verticale</b>			
Ss verticale		Default (1.0000)	
Tb verticale	s	Default (0.050)	
Tc verticale	s	Default (0.150)	
Td verticale	s	Default (1.000)	
Categoria topografica		T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione	
St		Default (1.00)	

Dove S = fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione;

Tb, Tc, Td = periodici riferimento dello spettro elastico dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione;

T = categoria topografica.

La verifica di resistenza del terreno interagente con la struttura viene condotta con l'Approccio 2 considerando la combinazione (A1 + M1 + R3), in cui sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R) del coefficiente  $\gamma_R = 2,3$

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$ : si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Le verifiche delle fondazioni su pali sono state effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
  - stabilità globale;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Rispettando i seguenti coefficienti:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);

La determinazione della capacità portante, per ciascun tipo di fondazione in funzione della geometria, del terreno e della profondità del piano di posa, viene determinata automaticamente dal programma di calcolo e indicata per ciascun elemento fondale nei rispettivi tabulati al capitolo delle verifiche (8).

Infine, in presenza di acqua, occorre effettuare le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella Tab. 6.2.III:

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

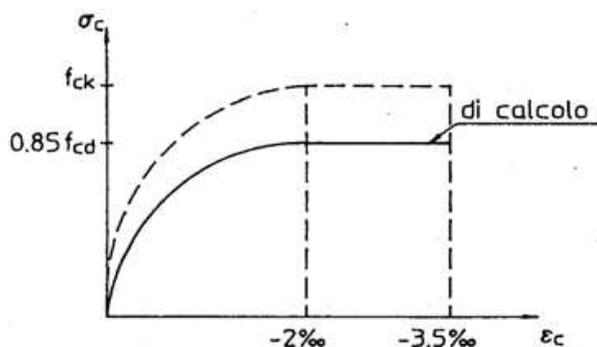
## 9. RELAZIONE ILLUSTRATIVA DELLE CARATTERISTICHE, DELLE QUALITA' E DELLE DOSATURE DEI MATERIALI PER CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO IN OPERA E CARPENTERIE METALLICHE

Le opere in conglomerato cementizio armato saranno costituite dai seguenti componenti:

- acciaio in barre tonde ad aderenza migliorata di classe B450C ( $f_{yk} = 4500 \text{ kg/cm}^2$ );
- calcestruzzo C35/45 così come definito al punto 4.1 delle N.T.C. del 17.01.2008 per i pali e le strutture a contatto con l'acqua marina con classe di esposizione XS2.
- calcestruzzo C25/30 così come definito al punto 4.1 delle N.T.C. del 17.01.2018 per le strutture ordinarie in elevazione con classe di esposizione XC1.

### Caratteristiche calcestruzzo

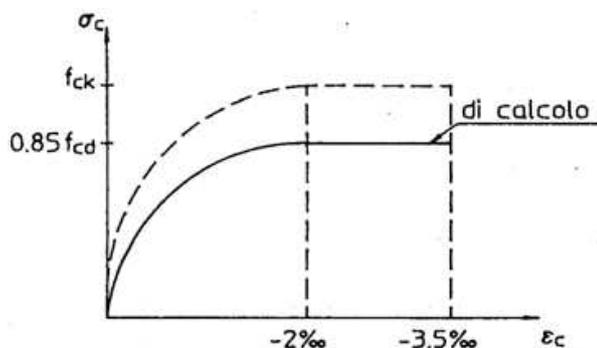
- Calcestruzzo classe C25/30



Tensioni limite di calcolo:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 300 \cdot 0.83 / 1.5 = 141 \text{ kg/cm}^2$$

- Calcestruzzo classe C35/45

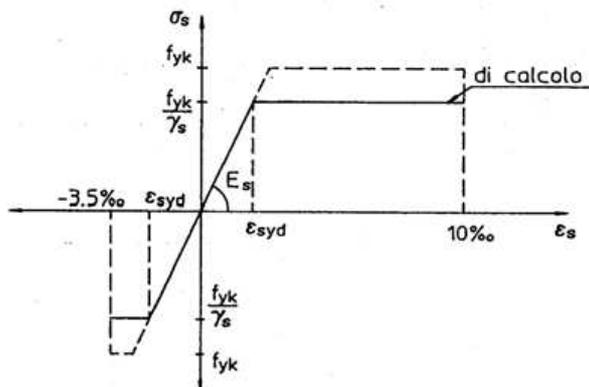


Tensioni limite di calcolo:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 450 \cdot 0.83 / 1.5 = 165 \text{ kg/cm}^2$$

- Barre per c.a.: acciaio B450C,  $f_{yk} = 4500$

Tensione limite di calcolo:  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_f = 4500/1.15 = 3913 \text{ kg/cmq}$



Allungamento  $\varepsilon_{su,k} > 7.5 \%$

$1,15 < (f_i/f_y)_k < 1,35$        $(f_y/f_{y \text{ nom}}) < 1,25$

### Qualità e caratteristiche dei singoli materiali

- Le barre di acciaio, sono del tipo B450C con caratteristiche che rispettano le norme contenute nel N.T.C. 17.01.2018 al punto 11.3.2;
- il cemento per il confezionamento del calcestruzzo è del tipo pozzolanico "325" secondo le prescrizioni di cui al punto 11.2.9.1 delle N.T.C. 17.01.2018;
- il misto granulometrico sarà costituito da elementi provenienti da rocce non gelive o friabili, esenti da impurità e dotati di adeguata resistenza meccanica, granulometricamente bene assortiti e contenenti elementi di tutte le pezzature, da quella massima, 20 mm a quella minima 0.2 mm secondo le prescrizioni di cui al punto 11.2.9.2 delle N.T.C. 17.01.2018;
- l'acqua impiegata per gli impasti dovrà essere limpida, sufficientemente pura, priva di apprezzabili quantità di sostanze dannose (humus, limi, argille, acidi organici e sali) e non aggressiva, in conformità al punto 11.2.9.5 delle N.T.C. 17.01.2018.

### Dosaggio dei singoli materiali

- Calcestruzzo di classe C35/45 classe di esposizione XS2 (Permanentemente sommerso)

Il dosaggio dei singoli materiali per il confezionamento di un mc di calcestruzzo sarà effettuato all'incirca nelle seguenti proporzioni:

- kg 320/360 di cemento tipo "325"
- mc 0.4 di sabbia (0.2-7mm)
- mc 0.8 di ghiaia (7-24 mm )
- rapporto acqua/cemento 0.45

- fluidificanti in polvere ad attività pozzolanica combinata con azione superfluidificante per ottenere calcestruzzi speciali di altissima qualità esposti ad ambiente aggressivo ed dovranno essere utilizzati tre tipologia di additivi:

- impermeabilizzante;
- a base di microsilica;
- microfibra metallica o plastica.

• Calcestruzzo di classe C25/30 classe di esposizione XC1 (Asciutto)

Il dosaggio dei singoli materiali per il confezionamento di un mc di calcestruzzo sarà effettuato all'incirca nelle seguenti proporzioni:

- kg 300/350 di cemento tipo "325"
- mc 0.4 di sabbia (0.2-7mm)
- mc 0.8 di ghiaia (7-24 mm )
- rapporto acqua/cemento 0.60
- litri 1.4 di fluidificante privo di cloruri

#### Esecuzione dei getti

L'impasto del calcestruzzo sarà eseguito con l'ausilio di impastatrice meccanica in modo da ottenere una miscela omogenea e facilmente lavorabile. Il getto sarà realizzato in casseforme di legno opportunamente bagnate, da un'altezza idonea a non causare la segregazione tra gli inerti, adeguatamente pistonato e/o vibrato al fine di eliminare i vuoti e migliorare l'aderenza all'armatura metallica.

#### Caratteristiche acciaio da carpenteria per armatura pali

• Acciaio laminato a caldo con profili a sezione circolare S275

Tensione limite di snervamento:  $f_{yk} =$  \_\_\_\_\_ 2750 kg/cmq

Tensione limite di rottura:  $f_{tk} =$  \_\_\_\_\_ 4300 kg/cmq

#### Caratteristiche acciaio da carpenterie

• Acciaio laminato a caldo con profili a sezione aperta tipo o circolare S355

Tensione limite di snervamento:  $f_{yk} =$  \_\_\_\_\_ 3550 kg/cmq

Tensione limite di rottura:  $f_{tk} =$  \_\_\_\_\_ 5100 kg/cmq

- Acciaio per bulloni di classe 8.8 M16

Caratteristiche legno lamellare incollato

Legno lamellare incollato classe GL24h (Mpa)

Classe di resistenza del legno lamellare incollato		GL 24h
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$	24
Resistenza a trazione	$f_{t,0,g,k}$	16,5
	$f_{t,90,g,k}$	0,4
Resistenza a compressione	$f_{c,0,g,k}$	24
	$f_{c,90,g,k}$	2,7
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$	2,7
Modulo di elasticità	$E_{0,g,mean}$	11 600
	$E_{0,g,05}$	9 400
	$E_{90,g,mean}$	390
Modulo di taglio	$G_{g,mean}$	720
Massa volumica	$\rho_{g,k}$	380

## 10. RELAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione geotecnica è stata redatta sulla base della relazione geologica a firma della dott.ssa Alessia Iannotta, geologo iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Campania n. 2648. Trattandosi di un sito facilmente accessibile, si è deciso di eseguire due prove penetrometriche D.P.S.H. con penetrometro pesante, e due indagini geofisiche tipo M.A.S.W., consistente in uno stendimento di geofoni e captazione di segnali procurati da un grave, per accertare geometria, caratteristiche stratigrafiche dei terreni costituenti il substrato fondazionale del sito. Le prove citate sono state effettuate dalla INGE srl Servizi per la geologia, in data 16.01.2020, i cui certificati, per le prove D.P.S.H. sono emessi con prot. 0006/20 e 0007/20 del 17.01.2020 e, per le prove M.A.S.W. certificato prot. 010/2020 del 17.01.2020 e che si allegano in fascicoli a parte allegati alle relazione geologica.



Dall'analisi delle prove geotecniche eseguite e dalla valutazione del modello geologico del sottosuolo ed in considerazione di ciò che prevede il progetto, si è ritenuto sufficiente, per la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, quanto è emerso dalle prove penetrometriche dinamiche DPSH01 e DPSH02. Si evince che i terreni investigati presentano nel complesso caratteristiche meccaniche mediocri lungo tutta la verticale analizzata. Infatti, essi sono caratterizzati dalla presenza di **materiale piroclastico a granulometria prevalentemente sabbiosa limosa associabile a ceneri da caduta ricche in pomici e scorie poco saldate.**

Dall'analisi delle indagini geotecniche eseguite è stato possibile ricostruire il modello geotecnico del sottosuolo in cui sono indicate le unità litotecniche individuate.

Nella seguente tabella sono stati riassunti i parametri geotecnici medi:

TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI PRESENTI NEL SOTTOSUOLO							
Profondità dal piano campagna. (m)		Descrizione litologica (Formazione)	Peso di volume naturale	Densità relativa Dr	Angolo di attrito	Coesione non drenata	Modulo edometrico
Da	a		(g/cm <sup>3</sup> )	(%)	(°)	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )
0.00	3.60	Materiale di origine costiera a granulometria sabbioso limosa da sciolto a poco addensato.	1.30	31	27	0.30	13.00
3.60	10.20	Materiale di natura piroclastica a granulometria sabbioso limosa da poco a mediamente addensato, con presenza di pomici e scorie poco saldate.	1.40	43	30	1.60	40.00

Dalla indagine dirette per caratterizzare i terreni del sito oggetto di intervento in funzione della velocità delle onde S nei primi 30 metri di terreno ( $V_{s30}$ ), è stato possibile determinare la velocità delle onde di taglio, che va calcolata secondo la seguente formula:

dove:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

$V_i$ : velocità delle onde S dello strato i-esimo

$h_i$ : spessore in metri dello strato i-esimo

N: numero di strati presenti nei primi 30 metri

Per la risposta sismica del sito è risultata, dalla media ponderale per i tre strati, una  $V_{s30}$  pari a 323 m/s, intervallo corrispondente alla categoria di suolo di **TIPO C** definita ai sensi del punto 3.2.2 delle N.T.C. del 17.01.2018:

*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).*

In caso di sisma i terreni di fondazione non saranno soggetti a fenomeni di liquefazione in quanto non sussistono le condizioni fisiche per l'innescò di questo fenomeno

Per quanto attiene agli effetti topografici secondo le stesse N.T.C, per configurazioni topografiche semplici, le condizioni orografiche dell'area in cui è ubicato il sito oggetto di intervento, sono classificabili nella categoria topografica **T1**.

---

## **11. SINTESI DEI RISULTATI E CONCLUSIONI**

Da quanto precedentemente riportato ed in particolare dall'analisi dei risultati dei calcoli eseguiti, emerge che gli elementi strutturali adottati per la realizzazione delle opere in oggetto, sono idonei a sopportare i carichi previsti dalla vigente normativa, in particolare dal D.M. 14.09.2008 "*Norme tecniche per le costruzioni*".

Per gli elementi strutturali che costituiscono la struttura di fondazione, sono state eseguite le seguenti verifiche:

resistenza allo stato limite ultimo: **verifiche soddisfatte**

stati limite di esercizio: **verifiche soddisfatte**

**Pertanto, in nessun punto degli elementi strutturali verificati, vengono superati o raggiunti i fattori di sicurezza per gli stati limite ultimi e di esercizio.**

Per le verifiche si rimanda ai tabulati di calcolo relativi a ciascun corpo di fabbrica.

Gli ordini di grandezza dei risultati scaturiti dall'analisi sismica, per quanto concerne dimensioni geometriche e armatura degli elementi strutturali, sono stati confrontati con i risultati di calcoli eseguiti a mano su schemi semplici e metodi classici (tensioni ammissibili), con esito positivo.

Ischia, gennaio 2020

Il Responsabile dell'Area Tecnica  
Arch. Consiglia Baldino