



REGIONE PIEMONTE  
CITTA' METROPOLITANA DI TORINO  
COMUNE DI VOLPIANO



PNRR MISSIONE 2 - COMPONENTE 4 - INVESTIMENTO 2.2  
**Consolidamento spondale del Rio Scolatore della Vauda compreso tra  
Via Sottoripa e la torre piezometrica di Via Monviso**  
CUP J75D12000370004

**PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA**



COMMESSA

21020

TAVOLA

R.04

SCALA

-

DATA

Gennaio 2024

OGGETTO

**RELAZIONE STRUTTURALE**

Stato	Data	Annotazioni	DIS.	VERIF.	APPR.
Emissione	0	12/2023			
Revisioni	1	12/2023			
	2	01/2024			

PROGETTO : **IG INGEGNERIA GEOTECNICA srl**  
C.so Montevecchio, 50 - 10129 Torino  
Tel. (011) 5611811/fax (011) 5620568  
e-mail: ig@ingegneriageotecnica.com



IG.INGEGNERIA GEOTECNICA.S.R.L.  
Ing. Giulio DE PANFILIS  
ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROVINCIA DI TORINO  
N° A14339

Timbro e firma del responsabile dell'elaborato

VISTO: IL R.U.P.: Geom. Mirella SCALISE



REGIONE PIEMONTE

CITTÀ METROPOLITANA DI TORINO



**COMUNE DI VOLPIANO**

*Rivoluzione verde e transizione ecologica  
Interventi per la resilienza, la valorizzazione del territorio e  
l'efficienza energetica dei Comuni  
Missione M2C4 Investimento 2.2 - PNRR*

## **PROGETTO DI CONSOLIDAMENTO SPONDALE DEL RIO SCOLATORE DELLA VAUDA COMPRESO TRA VIA SOTTORIPA E LA TORRE PIEZOMETRICA DI VIA MONVISO**

*PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA*

## **RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

## SOMMARIO

<b>1. PREMESSA</b> .....	<b>4</b>
<b>2. NORMATIVA E RIFERIMENTI</b> .....	<b>7</b>
2.1 NORMATIVE.....	7
2.2 SOFTWARE DI CALCOLO.....	7
<b>3. MATERIALI</b> .....	<b>8</b>
3.1 CALCESTRUZZO .....	8
3.1.1 Muri di sostegno in c.a. ....	8
3.1.2 Cordoli/Soletta in c.a. ....	8
3.1.3 Magrone .....	9
3.2 ACCIAIO .....	9
3.2.1 Acciaio ordinario per armatura .....	9
3.2.2 Acciaio per opere in carpenteria metallica (Tubolari dei micropali) .....	10
<b>4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO</b> .....	<b>11</b>
<b>5. ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>13</b>
5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI (E NON) E DEL TERRENO .....	13
5.2 SPINTE DELLE TERRE .....	13
5.2.1 Coefficiente di spinta a riposo .....	14
5.2.2 Coefficiente di spinta attiva .....	14
5.2.3 Coefficiente di spinta passiva .....	15
5.3 SPINTA ATTIVA IN PRESENZA DI COESIONE .....	15
5.4 CARICO STRADALE .....	15

5.5	AZIONE SISMICA .....	16
<b>6.</b>	<b>COMBINAZIONI DI CALCOLO.....</b>	<b>19</b>
6.1	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - SLU .....	22
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO - SLE.....	23
<b>7.</b>	<b>OPERE IN PROGETTO: SCOGLIERE IN MASSI.....</b>	<b>24</b>
7.1	INQUADRAMENTO SISMICO LOCALE .....	25
7.2	VERIFICHE GEOTECNICHE STRUTTURALI.....	25
<b>8.</b>	<b>OPERE IN PROGETTO: MURI DI SOSTEGNO IN C.A. ....</b>	<b>30</b>
8.1	INQUADRAMENTO SISMICO LOCALE .....	31
8.2	MURO DI NUOVA REALIZZAZIONE .....	32
8.2.1	<i>Verifiche geotecniche e strutturali .....</i>	<i>32</i>
8.3	MURO DI COMPLETAMENTO .....	38
8.3.1	<i>Verifiche geotecniche e strutturali .....</i>	<i>38</i>
<b>9.</b>	<b>OPERE IN PROGETTO: IMPALCATO DEL NUOVO PONTE SU MICROPALI .....</b>	<b>44</b>
9.1	ANALISI STRUTTURALE E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SU SOLETTA E MICROPALI	45
9.2	VERIFICA STRUTTURALE DELLA SOLETTA IN C.A. ....	49
9.3	CAPACITÀ PORTANTE ASSIALE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE .....	51

## **1. PREMESSA**

Nella presente relazione sono riportate le verifiche geotecniche strutturali inerenti alle opere di consolidamento spondale e al ponte di nuova costruzione previsti nel progetto di fattibilità tecnico-economica degli interventi sul rio scolatore della Vauda, compresi tra Via Sottoripa e la torre piezometrica di Via Monviso nel Comune di Volpiano (TO).

La progettazione ha come finalità minimizzare il rischio idrogeologico associato all'area in questione. La riduzione di tale rischio si annovera tra gli obiettivi di primaria importanza promossi dal Comune.

L'asta torrentizia, affluente in sinistra idrografica del rio S. Giovanni, interferisce con la porzione nord occidentale del concentrico. Tale corso d'acqua, di carattere tipicamente torrentizio, si configura come uno dei molteplici impluvi afferenti al concentrico che hanno origine dalla porzione dell'altopiano ad ovest del centro abitato.

In occasione di eventi piovosi significativi, complice lo stato di abbandono in cui versa l'impluvio all'interno del quale defluiscono le acque, il torrente ha dato origine a preoccupanti fenomeni di dissesto di duplice natura:

- nella porzione del fondovalle, fortemente antropizzata, le sezioni d'alveo sono risultate idraulicamente non idonee allo smaltimento delle piene con sufficiente franco idraulico, mentre i tratti oggetto di tombinature alla confluenza con il rio S. Giovanni hanno mostrato in più occasioni gravi insufficienze a causa della parziale ostruzione delle sezioni di deflusso;
- risalendo lungo l'impluvio, il rio corre molto incassato in un contesto in cui si alternano tratti di bosco ripariale a tratti molto più antropizzati e lungo i quali si susseguono con regolarità una pluralità di interventi promossi dai privati e finalizzati alla regimazione delle acque. Risulta molto evidente, infatti, come gli edifici a ridosso dell'impluvio siano ormai minacciati dal progredire dei diffusi fenomeni franosi che caratterizzano, nella sua totalità, l'intero corso d'acqua.

Pertanto, il programma degli interventi approntato dal Comune di Volpiano per la sistemazione del rio in oggetto ha contemplato:

- 1) l'adeguamento delle sezioni di deflusso idrico nel tratto di fondovalle, finalizzato alla riduzione del grado del rischio a cui sono soggette le abitazioni e la viabilità nei confronti di potenziali fenomeni di esondazione;
- 2) una serie di interventi di riassetto idrogeologico nella rimanente porzione di bacino, consistenti nella stabilizzazione delle sponde e nel relativo contenimento di potenziali movimenti franosi locali; in particolare, sono previsti:
  - un iniziale tratto di scogliera in massi parzialmente cementati pari a 20 m;
  - la realizzazione di un muro di sostegno in c.a., a sostituzione di quello esistente da demolire, lungo uno sviluppo di all'incirca 80 m;
  - la costruzione di un nuovo muro in c.a., in continuità al precedente, per un tratto esteso circa 15 m in cui risultano assenti strutture di contenimento;
  - l'esecuzione di un rialzo dell'esistente muro per il restante tratto di 11,5 m fino al ponticello ad arco di Via Sottoripa;
  - la realizzazione di un nuovo impalcato in c.a. fondato su file di micropali, che verrà sovrapposto al ponte già esistente senza gravare strutturalmente sullo stesso.

Di seguito in figura l'ubicazione generale della zona di intervento.



*Figura 1 - Vista planimetrica su ortofoto con evidenziata l'area di intervento*

Sono oggetto del presente elaborato le analisi e il calcolo geotecnico strutturale delle opere descritte al punto n. 2).

Nei capitoli §§ 3 e 4 di questa relazione si riportano, rispettivamente, le indicazioni progettuali relative ai materiali da costruzione e un inquadramento geotecnico riepilogativo dei suoli caratterizzanti l'area in esame. I capitoli §§ 5 e 6 descrivono, invece, le tipologie di carichi/azioni considerate nella progettazione con rispettive combinazioni di calcolo.

La relazione illustrerà infine i criteri e le scelte progettuali assunte in merito alle analisi e al calcolo delle strutture in progetto, ai fini del soddisfacimento delle verifiche geotecniche strutturali ottemperanti alle prescrizioni normative vigenti.

## **2. NORMATIVA E RIFERIMENTI**

### **2.1 NORMATIVE**

Ai fini della redazione del presente elaborato si è fatto riferimento alle seguenti normative e circolari:

- D.M. 17 gennaio 2018 – pubblicato nella G.U. n. 42 del 20/02/2018 Suppl. Ord.;
- Circolare 21/01/2019 n.7 – Istruzione per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- UNI EN 1992-1-1 /dicembre 2014: "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici";
- UNI EN 1997-1 /novembre 2013: "Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";
- UNI EN 1998-1 /febbraio 2013: "Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-5 /novembre 2004: "Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";
- UNI EN 206-1 /ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- UNI EN 11104 /marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1.

### **2.2 SOFTWARE DI CALCOLO**

Per i calcoli delle opere in esame si sono utilizzati i seguenti software:

- RC-SEC ver. 2022.14.1.1061 di GeoStru;
- Codici di calcolo interni (codici di calcolo in ambiente Excel e/o Visual Basic for Applications messi a punto e testati dallo studio nel corso degli anni).

### **3. MATERIALI**

#### **3.1 CALCESTRUZZO**

I calcestruzzi e/o le malte cementizie devono essere confezionati a prestazione garantita secondo quanto sotto specificato:

##### **3.1.1 MURI DI SOSTEGNO IN C.A.**

- *Classe di resistenza del calcestruzzo* C32/40
- *Classe di esposizione* XC2
- *Classe di consistenza* S4
- Contenuto minimo di cemento 300 kg/m<sup>3</sup>
- Rapporto massimo acqua/cemento 0,50
- Resistenza cubica caratteristica  $R_{ck}$  a 28 gg  $\geq 40$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza cilindrica caratteristica  $f_{ck}$  a 28 gg  $\geq 32$  N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$  18,81 N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza di calcolo a trazione semplice  $f_{ctd}$  1,45 N/mm<sup>2</sup>
- Modulo di elasticità medio  $E_{cm}$  33 · 600 N/mm<sup>2</sup>

##### **3.1.2 CORDOLI/SOLETTA IN C.A.**

- *Classe di resistenza del calcestruzzo* C35/45
- *Classe di esposizione* XC2
- *Classe di consistenza* S4
- Contenuto minimo di cemento 300 kg/m<sup>3</sup>
- Rapporto massimo acqua/cemento 0,50
- Resistenza cubica caratteristica  $R_{ck}$  a 28 gg  $\geq 45$  N/mm<sup>2</sup>

- Resistenza cilindrica caratteristica  $f_{ck}$  a 28 gg  $\geq 35 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd}$   $21,17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice  $f_{ctd}$   $1,56 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità medio  $E_{cm}$   $34 \cdot 600 \text{ N/mm}^2$

### **3.1.3 MAGRONE**

- *Classe di resistenza del calcestruzzo*  $C12/15$
- *Classe di esposizione*  $X0$

## **3.2 ACCIAIO**

### **3.2.1 ACCIAIO ORDINARIO PER ARMATURA**

L'acciaio impiegato per calcestruzzo armato è di tipo *B450C* mediante barre ad aderenza migliorata, saldabili, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- *Tensione caratteristica di rottura*  $f_{tk}$   $\geq 540 \text{ N/mm}^2$
- *Tensione caratteristica di snervamento*  $f_{yk}$   $\geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento minimo a rottura  $A_{gt,k}$   $\geq 7,5 \%$
- Rapporto tensioni di rottura e di snervamento  $1,15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1,35$
- Resistenza di calcolo  $f_{yd}$   $391,30 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità  $E_s$   $210 \cdot 000 \text{ N/mm}^2$

### **3.2.2 ACCIAIO PER OPERE IN CARPENTERIA METALLICA (TUBOLARI DEI MICROPALI)**

Per i profilati di armatura dei micropali è utilizzato un acciaio di tipo *S275JR* con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- *Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk}$*   $\geq 430 \text{ N/mm}^2$
- *Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk}$*   $\geq 275 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo  $f_{yd}$   $261,90 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico  $E_s$   $210 \cdot 000 \text{ N/mm}^2$

## 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

Alla luce di quanto riportato nella relazione geologica a corredo del progetto, dunque dei dati pervenuti dall'inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico del territorio, e a seguito dei rilievi di superficie, è stato possibile ricostruire l'assetto litologico dell'area.

Le analisi e la modellazione geotecnica hanno fatto riferimento alle suddette informazioni relativamente ai volumi di terreno interferenti con le opere in progetto.

La geologia locale delle zone d'intervento risulta caratterizzata dalla presenza di depositi fluvioglaciali costituiti prettamente da ghiaie con sabbia e ciottoli; in superficie è presente una coltre di suolo, dello spessore di all'incirca 5 metri, corrispondente ad argilla limosa rosso bruna con ciottoli silicatici alterati e silicei.

Pertanto, nell'ambito delle profondità di interesse progettuale, le suddette unità litologiche sovrapposte sono state assunte quali terreni componenti la stratigrafia dell'area.

Ciò premesso, in sede di calcolo si sono assegnati i seguenti parametri meccanici caratteristici:

- **Unità geotecnica 1: Argilla**

- peso dell'unità di volume  $\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$
- coesione non drenata  $c_u = 40 \text{ kPa}$
- coesione drenata  $c' = 5 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio  $\varphi' = 27^\circ$

- **Unità geotecnica 2: Ghiaia con sabbia**

- peso dell'unità di volume  $\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$
- coesione drenata  $c' = 0 \text{ kPa}$
- angolo di resistenza a taglio  $\varphi' = 32^\circ$

Per quanto concerne, invece, il terreno di riempimento/rinterro a tergo dei muri di sostegno (viene impiegato, laddove idoneo, parte del materiale proveniente dagli stessi scavi) si è considerato:  $\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $c' = 0 \text{ kPa}$  e  $\varphi' = 30^\circ$ .

È bene sottolineare che, data l'assenza di dati specificamente puntuali sui terreni, il valore attribuito ai parametri geotecnici di resistenza degli strati risulta in ogni caso prudenziale e viene assunto sulla scorta delle diverse evidenze sperimentali esposte in letteratura, nonché dell'esperienza progettuale.

I depositi caratterizzanti l'area di progetto costituiscono il cosiddetto "acquifero superficiale", il quale è conseguentemente sede di una falda idrica freatica la cui soggiacenza è variabile all'interno del settore in esame; ai fini progettuali la falda è stata considerata a un livello di circa 2 m dal p.c..

Infine, per quanto riguarda la categoria di suolo in ambito sismico definita secondo l'approccio semplificato proposto dalla normativa NTC 2018, alla luce dei materiali sede del piano di fondazione, si ritiene valutabile la **Categoria di sottosuolo C** (*"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s"*).

## 5. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico e le principali azioni considerate nella verifica strutturale-geotecnica dei manufatti.

### 5.1 PESI PROPRI STRUTTURALI (E NON) E DEL TERRENO

I pesi propri strutturali e non strutturali sono valutati a partire dal peso specifico dei materiali impiegati; in particolare, si assume:

- peso specifico delle strutture di calcestruzzo armato  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ ;
- peso specifico della scogliera in massi  $\gamma_m = 24 \text{ kN/m}^3$ ;
- peso specifico della pavimentazione stradale  $\gamma_{pav} = 21 \text{ kN/m}^3$ .

Il peso proprio dei terreni è calcolato in riferimento ai valori indicati al p.to §4 sopra.

### 5.2 SPINTE DELLE TERRE

La spinta del terreno su una parete verticale si determina come risultante delle pressioni orizzontali agenti; in generale, si calcolano con l'espressione:

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v \cdot \cos\delta$$

dove:

- $\sigma_h$  = pressione orizzontale;
- $\sigma_v$  = pressione verticale;
- $K$  = coefficiente di spinta generico dello strato nello scenario considerato;
- $\delta$  = coefficiente di attrito terreno-parete.

La pressione verticale è data dal peso proprio del terreno sovrastante, in particolare:

in termini di tensioni totali:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z$$

- $\gamma_t$  = peso dell'unità di volume del terreno;

- $z$  = generica quota di calcolo della pressione a partire da p.c.;

in termini di tensioni efficaci in assenza di filtrazione:

$$\sigma'_v = \gamma'_t \cdot z$$

- $\gamma'_t$  = peso dell'unità di volume efficace del terreno;

in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione:

$$\sigma'_v = [\gamma_t - \gamma_w \cdot (1 \pm i_w)] \cdot z$$

- $i_w$  = gradiente idraulico.

### 5.2.1 COEFFICIENTE DI SPINTA A RIPOSO

Il coefficiente di spinta a riposo, per terreno normal-consolidato, può essere valutato come:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen}(\varphi'_{peak}) \quad \text{nelle sabbie}$$

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen}(\varphi'_{cv}) \quad \text{nelle argille}$$

Il coefficiente di spinta a riposo, nel caso di deposito sovraconsolidato, viene stimato dalla relazione seguente:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot OCR^n$$

con  $n = 0,50$ , valido tipicamente sia per argille che per sabbie.

### 5.2.2 COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA

Il coefficiente di spinta attiva  $K_a$  dipende da  $\varphi$ , dall'angolo di attrito  $\delta$  fra terreno e parete, nonché dall'inclinazione del terreno a monte.

Il calcolo viene condotto secondo la formulazione di Coulomb-Rankine (1773), che ipotizza una superficie di scorrimento piana:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

avendo indicato con:

- $\beta$  = inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale;
- $\varphi$  = angolo di resistenza a taglio del terreno;
- $\delta$  = angolo di attrito parete-terreno;
- $\varepsilon$  = angolo di inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

### 5.2.3 COEFFICIENTE DI SPINTA PASSIVA

Il coefficiente di spinta passiva  $K_p$  è uno dei parametri che più influenzano i risultati.

Come  $K_a$ , anch'esso è legato a  $\delta$ ,  $\varphi$  e all'inclinazione del terreno. Il calcolo di tale coefficiente può effettuarsi mediante le formule di Caquot e Kerisel (1948) basate sull'ipotesi di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica, poiché questa risulta essere quella che più si avvicina alle evidenze sperimentali, oppure con le formulazioni proposte da Sokolowski (1956) o Lancellotta (2002) consideranti le discontinuità statiche all'interno del volume di terreno coinvolto.

### 5.3 SPINTA ATTIVA IN PRESENZA DI COESIONE

Nel caso di regime di spinta attivo, la presenza della coesione comporta virtualmente una "controspinta" sulla parete, che vale:

$$\sigma_h = -2c \cdot \sqrt{K_a}$$

essendo  $c$  la coesione eventualmente attribuibile allo strato.

### 5.4 CARICO STRADALE

Per ciò che concerne le analisi strutturali della soletta in c.a. di impalcato del ponte stradale da realizzarsi, viene assunto uno schema di carico che prevede quanto segue:

- carichi concentrati su due assi in tandem da 12 t a distanza di metri 2, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 40 cm (il valore di massa gravante sull'asse costituisce il massimo ammissibile, per qualunque tipo di veicolo, secondo il comma §5 dell'art. 62 del C.d.S.);

- carico uniformemente distribuito sull'impalcato di intensità pari a 2,5 kN/m<sup>2</sup> (valore caratteristico).

L'analisi e le verifiche della soletta sono effettuate su una striscia di larghezza unitaria dove, sulla base dei carichi di cui sopra, si considerano due azioni viaggianti, rappresentative dei carichi ruota dei semiassi (6 t), aventi valore caratteristico di 90 kN (derivante dall'applicazione di un coefficiente dinamico medio pari a 1,50 che tiene conto della frenata e/o accelerazione); la posizione di tali azioni viene fatta variare sulla striscia analizzata (trave), in concomitanza del carico distribuito di 2,5 kPa, al fine di ricavare gli effetti delle sollecitazioni più gravosi.

## **5.5 AZIONE SISMICA**

In ottemperanza al D.M. 17.01.2018 (Nuove norme tecniche per le costruzioni) la definizione delle azioni sismiche viene effettuata a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione ed è funzione, al contempo, delle caratteristiche stratigrafiche e morfologiche dello stesso. La pericolosità sismica è espressa nei termini della massima accelerazione orizzontale  $a_g$  nelle condizioni standard di suolo rigido, piano e di campo libero (Categoria A), nonché con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza all'interno di un periodo temporale  $V_R$  ben definito.

Conseguentemente, l'azione sismica di progetto deve essere associata a specifici stati limite (ultimi o di esercizio) e deve ricavarsi sulla base delle particolari condizioni topografiche e dell'effetto di risposta locale del terreno; in modo semplificato, la classificazione del suolo può avvenire mediante le definizioni di "categoria di sottosuolo" e "categoria topografica" suggerite dalla norma, in relazione alla velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio sismiche ( $V_{S,eq}$ ) e alla morfologia del territorio.

Tabella 3.2.II - NTC 2018 – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tabella 3.2.III - NTC 2018 – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Alla luce di quanto esposto, la massima accelerazione orizzontale  $a_{max}$  attesa al sito è data da:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- $S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, ricavabile dalla tabella di seguito;

Tabella 3.2.IV - NTC 2018 – Espressioni di  $S_s$ 

Categoria sottosuolo	$S_s$
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

con  $F_0$  valore massimo del fattore amplificativo dello spettro di risposta elastico in accelerazione;

- $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica, avente i valori qui illustrati.

 Tabella 3.2.V - NTC 2018 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ 

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Ai fini delle verifiche geotecniche strutturali delle opere di sostegno, l'analisi della risposta sismica può essere condotta attraverso il metodo pseudo-statico (analisi statica lineare), che prevede di rappresentare l'azione sismica con forze statiche equivalenti pari al prodotto tra le forze di gravità e un certo coefficiente sismico. In particolare, i valori dei coefficienti sismici, orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$ , si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\begin{cases} k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \\ k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \end{cases}$$

in cui  $\beta_m$  rappresenta il coefficiente di riduzione di  $a_{max}$ , il quale può assumere i valori:

- $\beta_m = 0,38$  nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV);
- $\beta_m = 0,47$  nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD);

a patto che lo spostamento relativo dell'opera rispetto al terreno sia consentito. In caso contrario, il coefficiente deve porsi unitario (ad esempio nel caso di fondazione su pali).

## 6. COMBINAZIONI DI CALCOLO

Per le strutture di sostegno in esame si richiede, ai sensi della normativa vigente, la verifica dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
  - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno (capacità portante);
  - scorrimento sul piano di posa;
  - collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (ribaltamento).
- SLU di tipo strutturale (STR):
  - raggiungimento della resistenza in elementi strutturali.

Le verifiche di stabilità globale, in tale caso, sono trascurate vista la morfologia e l'assenza di particolari acclività lungo i settori di intervento (muri su sponda in sinistra orografica del rio, scogliera in destra). Le verifiche geotecniche strutturali di cui sopra devono essere effettuate secondo la Combinazione "A1+M1+R3" dell'Approccio 2 delle NTC2018, tenendo conto dei set di valori dei coefficienti parziali di sicurezza di seguito riportati in tabelle.

Tabella 6.2.I (NTC 2018) – Coefficienti parziali di sicurezza per le 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  $\gamma_{G3}$

Tabella 6.2.II (NTC 2018) – 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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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	$\gamma_Y$	$\gamma_Y$	1,0	1,0

Tabella 6.5.I - NTC 2018 – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Sotto l'effetto dell'azione sismica le verifiche di sicurezza sui muri devono condursi imponendo nelle combinazioni coefficienti parziali unitari per azioni e parametri del terreno; i valori dei  $\gamma_R$  per le resistenze sono invece indicati di seguito.

Tabella 7.11.III - NTC 2018 – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Per quanto riguarda il ponte/impalcato di nuova realizzazione fondato su file di micropali è prevista la verifica dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- SLU di tipo strutturale (STR):
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche di carattere geotecnico sono da condursi seguendo l'Approccio 2 con la combinazione dei coefficienti "A1+M1+R3". Nello specifico, per il calcolo della capacità portante assiale dei micropali di fondazione, i set di coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{R3}$  sulle resistenze relativi alla tipologia di verifica da condurre sono elencati giù in tabella.

Tabella 6.4.II (NTC 2018) – Coefficienti parziali  $\gamma_{R3}$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(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 portanza assiale di calcolo  $Q_{Rd}$  del sistema micropalo-terreno, trascurando il contributo offerto dalla resistenza alla punta (tipicamente trascurabile rispetto alla resistenza laterale per attrito dei pali di piccolo diametro), è data da:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \cdot \frac{Q_{s,k}}{\gamma_{R3}} - W_p$$

dove:

- $Q_{s,k}$  è la resistenza laterale caratteristica, ottenibile a sua volta come:

$$Q_{s,k} = \pi \Phi_r \cdot \int_0^{L_p} \tau_s(z) dz$$

in cui  $\Phi_r$  è il diametro reso del micropalo e  $\tau_s$  la tensione laterale di attrito, funzione della profondità ovvero delle caratteristiche degli strati di terreno attraversati per la lunghezza  $L_p$  del micropalo;

- $\xi$  rappresenta il fattore di correlazione, definito da normativa, che tiene conto del numero di verticali indagate;

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

- $W_p$  è il peso del micropalo.

La capacità portante risulta ovviamente verificata laddove l'azione assiale di progetto  $N_{Ed} \leq Q_{Rd}$ .

Per il calcolo della resistenza strutturale della soletta, i valori di progetto dei carichi elencati al p.to §5.4 sono ottenuti applicando i coefficienti di sicurezza allo SLU sulle azioni riportati

all'interno del capitolo §5 delle NTC 2018; nel particolare, le azioni permanenti, strutturali e non, e i carichi variabili da traffico sono moltiplicati per i seguenti coefficienti:

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti g <sub>1</sub> e g <sub>3</sub>	favorevoli	γ <sub>G1</sub> e γ <sub>G3</sub>	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>2)</sup> g <sub>2</sub>	favorevoli	γ <sub>G2</sub>	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ <sub>Q</sub>	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ <sub>Qi</sub>	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

Infine, le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche (SLV) vengono eseguite ponendo pari ad 1,00 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici.

## 6.1 COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - SLU

Le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, sono determinate tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ<sub>G</sub> e γ<sub>Q</sub> = coefficienti parziali di amplificazione dei carichi;
- G<sub>kj</sub> = valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- Q<sub>k1</sub> = valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione;
- Q<sub>ki</sub> = valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- Ψ<sub>0i</sub> = coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici.

## **6.2 COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO - SLE**

Le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite di Esercizio, sono determinate tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

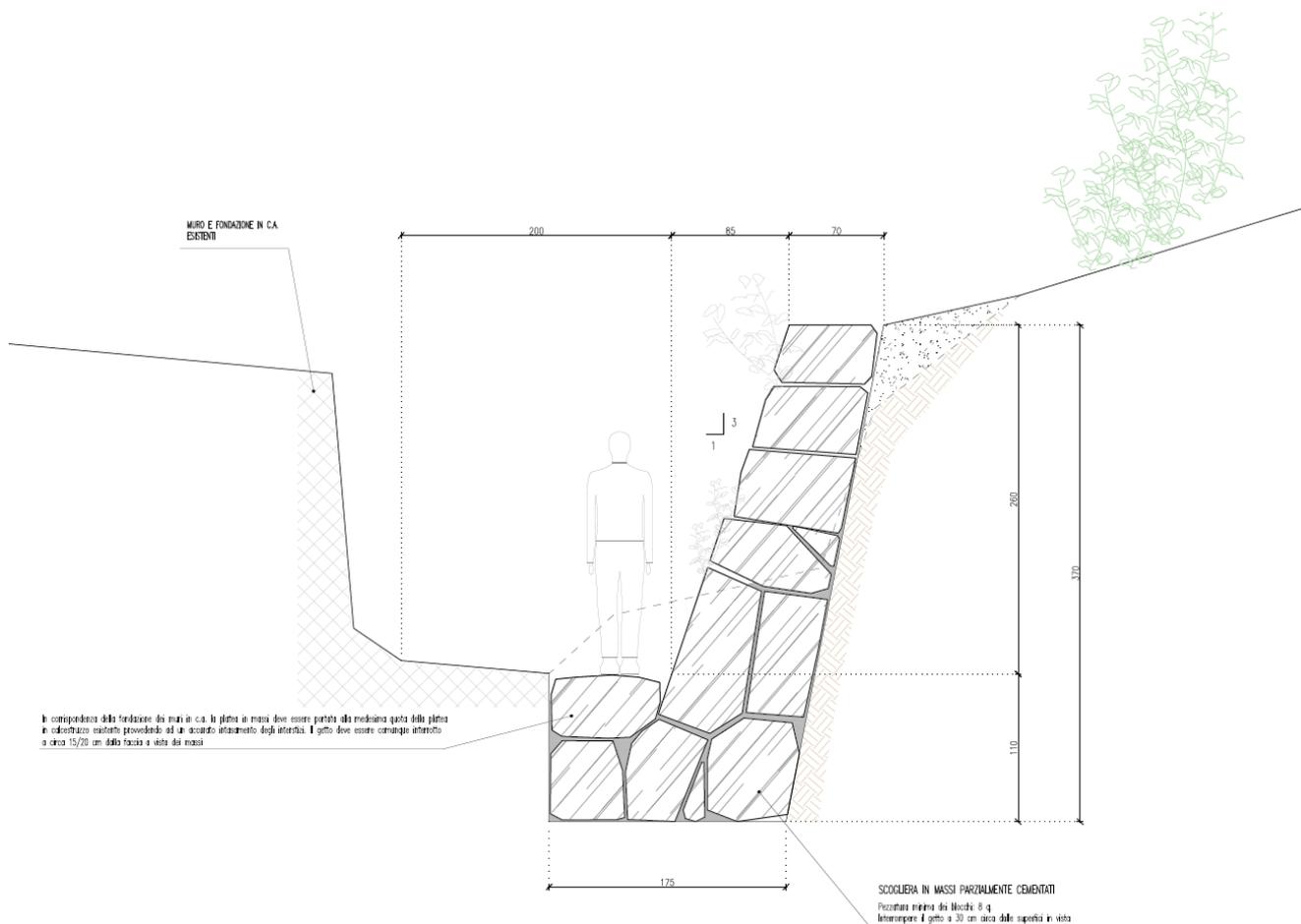
dove:

- $G_{kj}$  = valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- $Q_{k1}$  = valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione;
- $Q_{ki}$  = valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\psi_{0i}$  = coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici.

## 7. OPERE IN PROGETTO: SCOGLIERE IN MASSI

Come premesso, nel tratto iniziale dell'intervento, in sponda sinistra dell'alveo fluviale, è prevista la realizzazione di una scogliera di massi parzialmente cementati di grossa pezzatura per un'estensione di circa 20 m.

La nuova opera presenta, in sezione trasversale, base d'appoggio di spessore 1,10 m, larga metri 1,75, con altezze fuori terra tipicamente dell'ordine dei 2,50 m (*Figura 2*).



*Figura 2 - Sezione tipologica della scogliera in massi in progetto*

La fondazione della scogliera risulta interamente approfondita all'interno dell'alveo, dimodoché l'estradosso si trovi allo stesso livello rispetto alle fondazioni dei muri di sostegno posti sulla sponda opposta.

## 7.1 INQUADRAMENTO SISMICO LOCALE

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Nuove norme tecniche per le costruzioni) la definizione dell'azione sismica è effettuata a partire dalla definizione di periodo di riferimento  $V_R$  e in funzione dello stato limite considerato per l'opera. Si assume:

- Vita nominale:  $V_N = 50$  anni
- Classe d'uso: II

Dunque, risulta:

- Coefficiente d'uso:  $C_U = 1,0$
- *Periodo di riferimento per il sisma:*  $V_R = V_N \cdot C_U = 50$  anni

Per la caratterizzazione dell'azione sismica attesa nel sito si sono considerate le seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine:  $45,2022^\circ$
- Longitudine:  $7,7792^\circ$

Le analisi in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (**SLV**), alla **categoria di sottosuolo C** e alla **categoria topografica T1**.

In sintesi, i parametri di calcolo che derivano sono i seguenti:

- Massima accelerazione orizzontale di riferimento al suolo:  $a_g = 0,0472$  g
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica:  $S_S = 1,50$
- Coefficiente di amplificazione topografica:  $S_T = 1,00$

La massima accelerazione orizzontale attesa al sito è pertanto pari ad  $\mathbf{a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0,0708$  g.

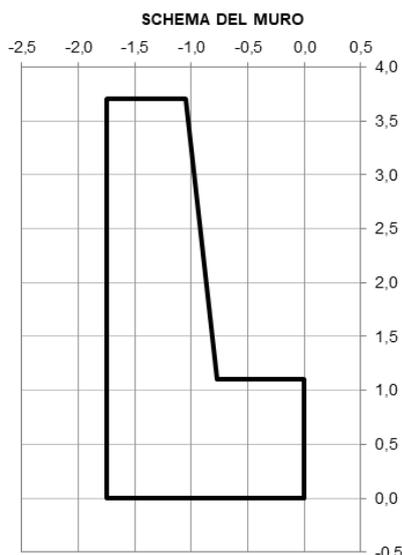
## 7.2 VERIFICHE GEOTECNICHE STRUTTURALI

Le verifiche di sicurezza inerenti agli stati limite ultimi di carattere geotecnico delle opere sono effettuate in riferimento alla capacità portante, allo scorrimento e al ribaltamento di un muro di sostegno su fondazione diretta, sia nelle situazioni di progetto permanente (statiche) sia in quelle sismiche.

La verifica della resistenza portante del sistema terreno-fondazione (essendo la coltre superficiale argillosa) viene condotta nella condizione drenata e nella condizione non drenata del materiale.

Di seguito il tabulato di calcolo relativo alle suddette verifiche.

CALCOLO MURO DI SOSTEGNO IN C.A.	
<b>LAVORO:</b>	Consolidamento spondale
<b>OPERA:</b>	Scogliera in massi
DATI GEOMETRICI:	
Tipologia di fondazione:	Diretta <input type="button" value="v"/>
Lunghezza platea:	Lpl = 1,75 m
Spessore platea:	Hpl = 1,10 m
Altezza paramento muro:	Hm = 2,60 m
Spessore superiore paramento:	SMS = 0,70 m
Spessore inferiore paramento:	SMI = 0,97 m
Inclinazione interna paramento:	$\beta = 0,000^\circ (>=0)$
Inclinazione esterna paramento:	$\alpha = 6,000^\circ (>=0)$
Inclinazione terrapieno a monte:	$i = 12,000^\circ (>=0)$
Lunghezza terreno su platea a monte:	LTI = 0,00 m
Altezza terreno a valle da estradosso platea:	Hv = 0,00 m
Sbalzo platea inferiore:	SPI = 0,78 m
Lunghezza terreno superiore:	LTS = 0,00 m
Sbalzo platea superiore:	SPS = 1,05 m
Altezza tot. terreno dietro platea:	Htot = 3,70 m
Piano di posa della fondazione da p.c.:	D = 1,10 m



## Dati Geotecnici terreni di fondazione

Numero di strati di fondazione:

### N° Strato. 1

Denominazione:	<b>Unità 1</b>
Tipologia stratigrafica:	<b>Argilla/Limo</b>
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI = <b>0,00</b> m
Profondità finale dal p.c.:	ZF = <b>5,00</b> m
Peso specifico:	$\gamma$ = <b>18,00</b> kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito efficace:	$\phi'$ = <b>27,00</b> °
Coazione drenata:	$c'$ = <b>5,00</b> kN/m <sup>2</sup>
Coazione non drenata:	$c_u$ = <b>40,00</b> kN/m <sup>2</sup>

### N° Strato. 2

Denominazione:	<b>Unità 2</b>
Tipologia stratigrafica:	<b>Ghiaia</b>
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI = 5,00 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF = <b>15,00</b> m
Peso specifico:	$\gamma$ = <b>19,00</b> kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito efficace:	$\phi'$ = <b>32,00</b> °
Coazione drenata:	$c'$ = <b>0,00</b> kN/m <sup>2</sup>
Coazione non drenata:	$c_u$ = <b>0,00</b> kN/m <sup>2</sup>

## INPUT DI CALCOLO

### Terreno a tergo del paramento muro

Peso specifico del terreno:	$\gamma_t$ =	<b>18</b> kN/m <sup>3</sup>
Coazione terreno:	$c_t$ =	<b>5</b> kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito interno:	$\phi'$ =	<b>27</b> °
Rapporto $\delta/\phi'$ :	$\delta/\phi'$ =	<b>0,667</b>
Angolo di attrito terra-muro:	$\delta$ =	18,009 °
Posizione della falda da intradosso platea:	$z_{wf}$ =	<b>2,20</b> m
Sottospinta idraulica:	ADM =	<b>0</b> (1= si, 0= no)
Peso specifico muro:	$\gamma_m$ =	<b>24</b> kN/m <sup>3</sup>

### Dati di carico

Sovraccarico a monte:	$q_m$ =	<b>0</b> kN/m <sup>2</sup>
Percentuale sovraccarico su platea:	SSP =	<b>100</b> (0 -100%)
Sovraccarico a valle:	$q_v$ =	<b>0</b> kN/m <sup>2</sup>

### Dati sismici

Categoria di suolo:		<b>B, C, D, E</b>
Acc. orizz. attesa/acc. di gravità:	$a_g/g$ =	<b>0,0472</b>
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s$ =	<b>1,500</b>
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T$ =	<b>1,000</b>
Acc. orizz. max attesa/acc. di gravità:	$a_{max}/g$ =	<b>0,0708</b>
Coefficiente di riduzione dell'azione sismica:	$\beta_m$ =	<b>0,38</b>
Coefficiente sismico orizzontale:	$k_h$ =	0,0269

Considerare sisma verticale?		<b>Si</b>
Coefficiente sismico verticale:	$k_v =$	0,0135
Angolo $\theta$ (+)	$\theta_A =$	1,521 °
Angolo $\theta$ (-)	$\theta_B =$	1,562 °
Acc.orizz.su terreno sopra platea (1=si;0=no):	$A_{ot} =$	<b>1</b>
Regime di spinta (0 = Riposo; 1 = Attivo):		<b>1</b>

**COEFFICIENTI DI SPINTA**

Coefficiente di spinta a riposo:	$K_0 =$	0,546
Coefficiente di spinta attiva:	$K_a =$	0,401
Coefficiente di spinta passiva:	$K_p =$	3,081
Coefficiente di spinta utilizzato	<b><math>K =</math></b>	<b>0,401</b>
Fattore di riduzione della spinta passiva:		<b>0,50</b>
Coefficiente di spinta attiva sismico (caso A)	$K'_{a,A} =$	0,427
Coefficiente di spinta attiva sismico (caso B)	$K'_{a,B} =$	0,428
Coeff. di incremento di spinta sismica (caso A)	$\Delta K_A =$	0,032 [ = (1+ $k_v$ )· $K'_{a,A}$ - $K_a$ ]
Coeff. di incremento di spinta sismica (caso B)	$\Delta K_B =$	0,022 [ = (1- $k_v$ )· $K'_{a,B}$ - $K_a$ ]

Coefficients parziali	Statica		EQU	SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z -
	A1+M1+R3.	URTO			
Tangente angolo di attrito	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Coazione drenata	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Coazione non drenata	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Capacità portante	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20
Scorrimento	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00
Ribaltamento	1,15	1,15	1,15	1,00	1,00
Resistenza laterale a compr. palo	1,15	1,15	1,00	1,15	1,15
Resistenza alla punta palo	1,35	1,35	1,00	1,35	1,35
Resistenza laterale a trazione palo	1,25	1,25	1,00	1,25	1,25
Azioni permanenti favorevoli	1,00	1,00	0,90	1,00	1,00
Azioni permanenti sfavorevoli	1,30	1,00	1,10	1,00	1,00
Azioni testa muro	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Azioni variabili: carico distribuito	1,50	1,00	1,50	0,00	0,00
	1	2	3	4	5

**COMBINAZIONI DI CALCOLO**

Tipo		Descrizione	qv (1=Si;0=No)	qm (1=Si;0=No)	Urto (1=Si;0=No)
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	0	0	0
2	SISMA X+ Z+	Sisma 1	0	0	0
3	SISMA X+ Z -	Sisma 2	0	0	0
4	EQU	Ribaltamento	0	0	0

**SOLLECITAZIONI RISULTANTI**

Combinazioni		Descrizione	INTRADOSSO PLATEA		
			Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	My (kNm/m)
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	62,95	-111,00	30,87
2	SISMA X+ Z+	Sisma 1	55,51	-105,10	29,15
3	SISMA X+ Z -	Sisma 2	54,19	-107,75	26,06
4	EQU	Ribaltamento	55,79	-98,83	26,44

**RIASSUNTO DEI RISULTATI DI CALCOLO**

Combinazioni		Descrizione	Fs,scorr	Fs,rib	Fs,cp (D)	Fs,cp (U)
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	1,14	2,19	2,41	2,24
2	SISMA X+ Z+	Sisma 1	1,37	2,34	2,98	2,76
3	SISMA X+ Z -	Sisma 2	1,45	2,64	3,07	2,82
4	EQU	Ribaltamento	-	2,22	-	-

Legenda:

*Fs,scorr* = Fattore di sicurezza allo scorrimento

*Fs,rib* = Fattore di sicurezza al ribaltamento

*Fs,cp (D)* = Fattore di sicurezza a capacità portante in condizioni Drenate

*Fs,cp (U)* = Fattore di sicurezza a capacità portante in condizioni Non Drenate

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

## 8. OPERE IN PROGETTO: MURI DI SOSTEGNO IN C.A.

A protezione e consolidamento delle sponde del rio (in sinistra orografica) si prevede l'esecuzione di opere di sostegno in c.a., in parte di nuova costruzione e in parte a completamento dell'esistente, per un complessivo sviluppo di all'incirca metri 105.

I manufatti realizzati ex novo, di altezze variabili, possiedono mensola di fondazione larga 1,50 m dello spessore pari a 0,50 m e paramento verticale di spessore 0,40 m; il piano di posa della fondazione dei muri si troverà lievemente al disotto dell'attuale strato di calcestruzzo di rivestimento del fondo alveo.

Le opere a completamento dei tratti di muro esistente sono realizzate con mensola di spessore 0,25 m, larghezza 1,10 m e paramento dello spessore di 0,40 m in continuità strutturale con i tratti precedenti. I suddetti muri saranno poggiati sul terreno e sul paramento esistenti in modo da uniformare le altezze degli argini.

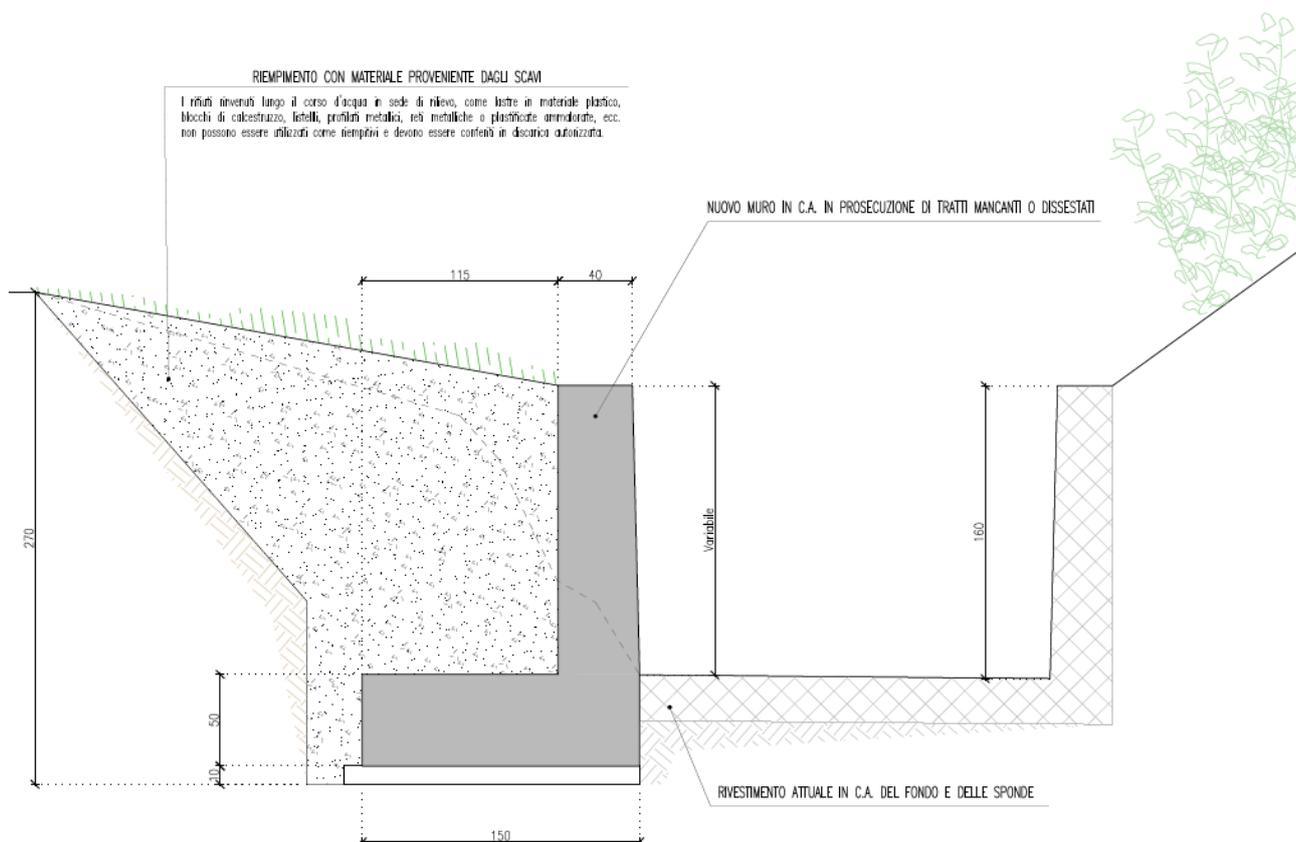


Figura 3 - Sezione tipologica della nuova opera di sostegno in progetto

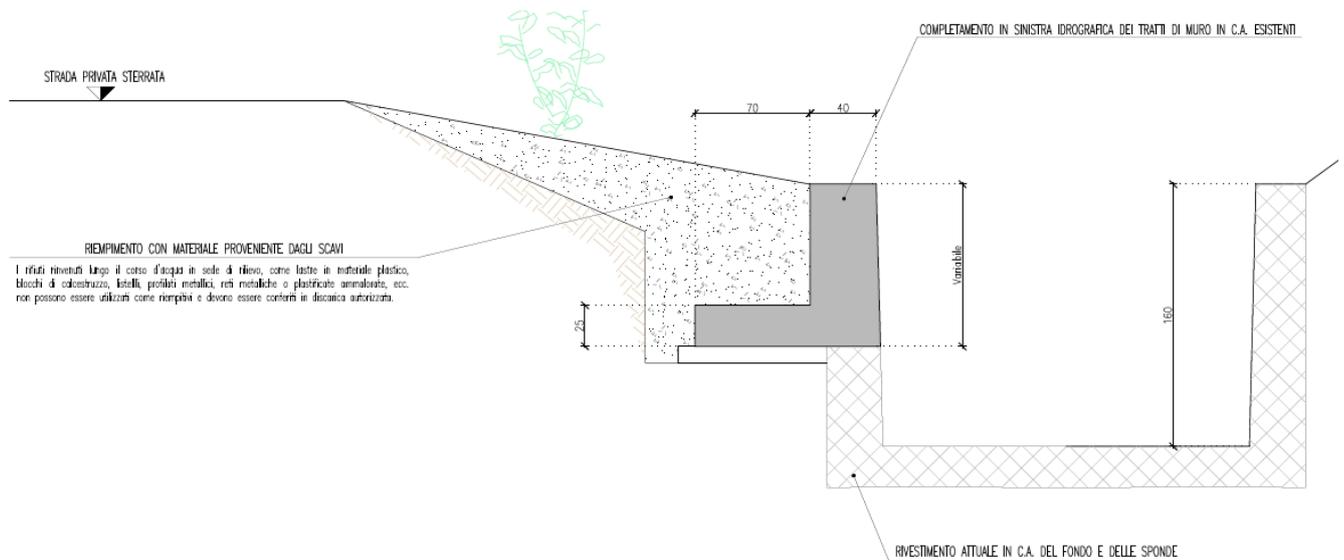


Figura 4 - Sezione tipologica dell'opera di completamento del rivestimento esistente

## 8.1 INQUADRAMENTO SISMICO LOCALE

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Nuove norme tecniche per le costruzioni) la definizione dell'azione sismica è effettuata a partire dalla definizione di periodo di riferimento  $V_R$  e in funzione dello stato limite considerato per l'opera. Si assume:

- Vita nominale:  $V_N = 50$  anni
- Classe d'uso: II

Dunque, risulta:

- Coefficiente d'uso:  $C_U = 1,0$
- *Periodo di riferimento per il sisma:*  $V_R = V_N \cdot C_U = 50$  anni

Per la caratterizzazione dell'azione sismica attesa nel sito si sono considerate le seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine:  $45,2022^\circ$
- Longitudine:  $7,7792^\circ$

Le analisi in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (**SLV**), alla **categoria di sottosuolo C** e alla **categoria topografica T1**.

In sintesi, i parametri di calcolo che derivano sono i seguenti:

- Massima accelerazione orizzontale di riferimento al suolo:  $a_g = 0,0472 \text{ g}$
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica:  $S_S = 1,50$
- Coefficiente di amplificazione topografica:  $S_T = 1,00$

La massima accelerazione orizzontale attesa al sito è pertanto pari ad  $\mathbf{a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0,0708 \text{ g}}$ .

## 8.2 MURO DI NUOVA REALIZZAZIONE

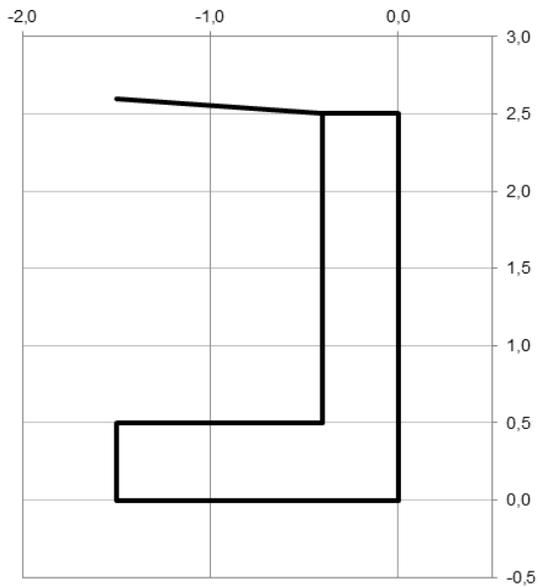
### 8.2.1 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

Le verifiche di sicurezza inerenti agli stati limite ultimi sono effettuate in accordo con quanto esposto ai capitoli §§ 5 e 6, sia nelle situazioni di progetto permanente (statiche) sia in quelle sismiche.

Si riporta sotto il tabulato di calcolo relativo alle suddette verifiche.

CALCOLO MURO DI SOSTEGNO IN C.A.	
<b>LAVORO:</b>	Consolidamento spondale
<b>OPERA:</b>	Nuovo muro di sostegno in c.a.
DATI GEOMETRICI:	
Tipologia di fondazione:	<input type="text" value="Diretta"/>
Lunghezza platea:	Lpl = 1,50 m
Spessore platea:	Hpl = 0,50 m
Altezza paramento muro:	Hm = 2,00 m
Spessore superiore paramento:	SMS = 0,40 m
Spessore inferiore paramento:	SMI = 0,40 m
Inclinazione interna paramento:	$\beta = 0,000^\circ (>=0)$
Inclinazione esterna paramento:	$\alpha = 0,000^\circ (>=0)$
Inclinazione terrapieno a monte:	$i = 5,000^\circ (>=0)$
Lunghezza terreno su platea a monte:	LTI = 1,10 m
Altezza terreno a valle da estradosso platea:	Hv = 0,00 m
Sbalzo platea inferiore:	SPI = 0,00 m
Lunghezza terreno superiore:	LTS = 1,10 m
Sbalzo platea superiore:	SPS = 0,00 m
Altezza tot. terreno dietro platea:	Htot = 2,60 m
Piano di posa della fondazione da p.c.:	D = 0,50 m

SCHEMA DEL MURO



## Dati Geotecnici terreni di fondazione

Numero di strati di fondazione:

2 ▼

### N° Strato. 1

Denominazione:	<b>Unità 1</b>
Tipologia stratigrafica:	<b>Argilla/Limo</b>
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI = <b>0,00</b> m
Profondità finale dal p.c.:	ZF = <b>5,00</b> m
Peso specifico:	$\gamma$ = <b>18,00</b> kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito efficace:	$\phi'$ = <b>27,00</b> °
Coesione drenata:	$c'$ = <b>5,00</b> kN/m <sup>2</sup>
Coesione non drenata:	$c_u$ = <b>40,00</b> kN/m <sup>2</sup>

### N° Strato. 2

Denominazione:	<b>Unità 2</b>
Tipologia stratigrafica:	<b>Ghiaia</b>
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI = 5,00 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF = <b>15,00</b> m
Peso specifico:	$\gamma$ = <b>19,00</b> kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito efficace:	$\phi'$ = <b>32,00</b> °
Coesione drenata:	$c'$ = <b>0,00</b> kN/m <sup>2</sup>
Coesione non drenata:	$c_u$ = <b>0,00</b> kN/m <sup>2</sup>

## INPUT DI CALCOLO

### Terreno a tergo del paramento muro

Peso specifico del terreno:	$\gamma_t =$	19 kN/m <sup>3</sup>
Coesione terreno:	$c_t =$	0,00 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito interno:	$\varphi' =$	30 °
Rapporto d/f:	$\delta/\varphi' =$	0,667
Angolo di attrito terra-muro:	$\delta =$	20,01 °
Posizione della falda da intradosso platea:	$z_{wf} =$	1,50 m
Sottospinta idraulica:	ADM =	1 (1= si, 0=no)
Peso specifico cls:	$\gamma_{cls} =$	25 kN/m <sup>3</sup>

### Dati di carico

Sovraccarico a monte:	$q_m =$	0 kN/m <sup>2</sup>
Percentuale sovraccarico su platea:	SSP =	100 (0 -100%)
Sovraccarico a valle:	$q_v =$	0 kN/m <sup>2</sup>

### Dati sismici

Categoria di suolo:		<b>B, C, D, E</b>
Acc. orizz. attesa/acc. di gravità:	$a_g/g =$	0,0472
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$	1,500
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1,000
Acc. orizz. max attesa/acc. di gravità:	$a_{max}/g =$	0,0708
Coefficiente di riduzione dell'azione sismica:	$\beta_m =$	0,380
Coefficiente sismico orizzontale:	$k_h =$	0,0269
Considerare sisma verticale?		<b>Si</b>
Coefficiente sismico verticale:	$k_v =$	0,0135
Angolo $\theta$ (+)	$\theta_A =$	1,521 °
Angolo $\theta$ (-)	$\theta_B =$	1,562 °
Acc.orizz.su terreno sopra platea (1=si;0=no):	Aot =	1
Regime di spinta (0 = Riposo; 1 = Attivo):		1

## COEFFICIENTI DI SPINTA

Coefficiente di spinta a riposo:	$K_0 =$	0,500
Coefficiente di spinta attiva:	$K_a =$	0,316
Coefficiente di spinta passiva:	$K_p =$	3,081
Coefficiente di spinta utilizzato	<b>K =</b>	<b>0,316</b>
Considerare spinta passiva a valle?		<b>No</b>
Coefficiente di spinta attiva sismico (caso A)	$K'_{a,A} =$	0,335
Coefficiente di spinta attiva sismico (caso B)	$K'_{a,B} =$	0,336
Coeff. di incremento di spinta sismica (caso A)	$\Delta K_A =$	0,023 [= (1+k <sub>v</sub> )·K'_{a,A} - K <sub>a</sub> ]
Coeff. di incremento di spinta sismica (caso B)	$\Delta K_B =$	0,015 [= (1-k <sub>v</sub> )·K'_{a,B} - K <sub>a</sub> ]

Coefficients parziali	Statica			SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z -
	A1+M1+R3.	URTO	EQU		
Tangente angolo di attrito	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Coesione drenata	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Coesione non drenata	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Capacità portante	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20
Scorrimento	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00
Ribaltamento	1,15	1,15	1,15	1,00	1,00
Resistenza laterale a compr. palo	1,15	1,15	1,00	1,15	1,15
Resistenza alla punta palo	1,35	1,35	1,00	1,35	1,35
Resistenza laterale a trazione palo	1,25	1,25	1,00	1,25	1,25
Azioni permanenti favorevoli	1,00	1,00	0,90	1,00	1,00
Azioni permanenti sfavorevoli	1,30	1,00	1,10	1,00	1,00
Azioni testa muro	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Azioni variabili: carico distribuito	1,50	1,00	1,50	0,20	0,20
	1	2	3	4	5

**COMBINAZIONI DI CALCOLO**

Tipo		Descrizione	qv (1=Si;0=No)	qm (1=Si;0=No)	Urto (1=Si;0=No)
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	0	0	0
2	SISMA X+ Z+	Sisma 1	0	0	0
3	SISMA X+ Z -	Sisma 2	0	0	0
4	EQU	Ribaltamento	0	0	0

**SOLLECITAZIONI RISULTANTI**

Combinazioni	Descrizione	PIEDE PARAMENTO			INTRADOSSO PLATEA			
		Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	My (kNm/m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	My (kNm/m)	
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	24,69	-25,35	16,46	36,00	-67,06	22,93
2	SISMA X+ Z+	Sisma 1	22,67	-23,85	15,58	33,96	-63,90	24,07
3	SISMA X+ Z -	Sisma 2	22,37	-24,38	15,27	33,42	-66,07	23,43
4	EQU	Ribaltamento	22,43	-22,53	14,95	32,20	-57,62	20,41

**RIASSUNTO DEI RISULTATI DI CALCOLO**

Combinazioni		Descrizione	Fs,scorr	Fs,rib	Fs,cp (D)	Fs,cp (U)
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	1,08	1,65	1,85	2,23
2	SISMA X+ Z+	Sisma 1	1,20	1,70	2,08	2,54
3	SISMA X+ Z -	Sisma 2	1,27	1,83	2,13	2,57
4	EQU	Ribaltamento	-	1,55	-	-

Legenda:

*Fs,scorr* = Fattore di sicurezza allo scorrimento

*Fs,rib* = Fattore di sicurezza al ribaltamento

*Fs,cp (D)* = Fattore di sicurezza a capacità portante in condizioni Drenate

*Fs,cp (U)* = Fattore di sicurezza a capacità portante in condizioni Non Drenate

Le verifiche geotecniche risultano soddisfatte. La capacità portante del complesso muro-terreno è condotta sia per la condizione drenata (in tal caso più gravosa) che per quella non drenata dello strato di argilla in fondazione. Lo scorrimento sul piano di posa della fondazione è verificato anche supponendo assente il "vincolo" allo spostamento dato dalla soletta di calcestruzzo di rivestimento del fondo alveo.

VERIFICHE A S.L.U. DEL PARAMENTO										
Combinazione di verifica: 1										
A1+M1+R3. _ SLU 1 - Statica										
<b>Parametri di resistenza</b>										
Resistenza caratteristica cubica cls:	$R_{ck} =$	40 MPa								
Resistenza caratteristica cilindrica cls:	$f_{ck} =$	32 MPa								
Resistenza a compressione di calcolo cls:	$f_{cd} =$	18,81 MPa	$f_{ctm} =$	3,10 MPa						
Resistenza a trazione di calcolo cls:	$f_{ctd} =$	1,45 MPa	$v_{fcd} =$	9,41 MPa						
Tensione snervamento caratteristica acciaio:	$f_{yk} =$	450 MPa								
Tensione snervamento di calcolo acciaio:	$f_{yd} =$	391,30 MPa	$\cot\theta =$	2 (1 ÷ 2,5)						
Distanza asse armatura da filo paramento	$c =$	5,0 cm								
<b>Tabella di verifica a pressoflessione</b>										
SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	$N_{Ed}$ (kN/m)	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$\mu_{Ed}$	$\omega_{Ed}$	Armatura verticale			h da estr. platea (m)
							$A_{s_{nec}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s_{min}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s_{prog}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	
0	40	35,0	0,00	0,00	0,00000	0,00000	0,00	6,27	10,05	2,00
1	40	35,0	-2,05	0,01	0,00014	0,00014	0,00	6,27	10,05	1,80
2	40	35,0	-4,21	0,08	0,00031	0,00031	0,00	6,27	10,05	1,60
3	40	35,0	-6,48	0,26	0,00054	0,00054	0,00	6,27	10,05	1,40
4	40	35,0	-8,86	0,63	0,00085	0,00085	0,00	6,27	10,05	1,20
5	40	35,0	-11,34	1,22	0,00127	0,00127	0,00	6,27	10,05	1,00
6	40	35,0	-13,93	2,60	0,00203	0,00204	0,00	6,27	10,05	0,80
7	40	35,0	-16,62	4,67	0,00311	0,00312	0,10	6,27	10,05	0,60
8	40	35,0	-19,42	7,57	0,00455	0,00457	0,27	6,27	10,05	0,40
9	40	35,0	-22,33	11,46	0,00643	0,00647	0,52	6,27	10,05	0,20
10	40	35,0	-25,35	16,46	0,00879	0,00887	0,84	6,27	10,05	0,00
<b>[Φ16/ 20cm]</b>										
							<b>Armatura orizzontale</b>	$A_{s_{nec}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s_{prog}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	
								2,51	5,65	<b>[Φ12/ 20cm]</b>
<b>Legenda</b>										
$N_{Ed}$ = Sforzo normale ultimo					$\mu_{Ed}$ = Momento flettente adimensionale, riferito a armatura tesa					
$M_{Ed}$ = Momento flettente ultimo					$\omega_{Ed}$ = Percentuale meccanica di armatura					
$A_{s_{nec}}$ = Area di armatura tesa necessaria					$A_{s_{min}}$ = Area di armatura tesa minima					
$A_{s_{prog}}$ = Area di armatura tesa di progetto					$\theta$ = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)					

**Tabella di verifica a taglio**

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V <sub>Ed</sub> (kN/m)	V <sub>Rd</sub> (kN/m)	V <sub>Rcd</sub> (kN/m)	Asw/s <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s <sub>nec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s <sub>prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	h da estr. platea (m)
0	40	35,0	0,00	164,23	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	2,00
1	40	35,0	0,15	164,23	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	1,80
2	40	35,0	0,59	164,23	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	1,60
3	40	35,0	1,32	164,24	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	1,40
4	40	35,0	2,35	164,24	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	1,20
5	40	35,0	3,67	164,24	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	1,00
6	40	35,0	6,49	164,24	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,80
7	40	35,0	10,00	164,24	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,60
8	40	35,0	14,20	164,24	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,40
9	40	35,0	19,10	164,24	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,20
10	40	35,0	24,69	164,24	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,00

[Φ12/ 40x40cm]

**Legenda:**

V<sub>Ed</sub> = Sforzo di taglio ultimo

V<sub>Rd</sub> = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

V<sub>Rcd</sub> = Resistenza della sezione bielle compressa

Asw/s<sub>nec</sub> = Area di armatura a taglio necessaria

Asw/s<sub>min</sub> = Area di armatura a taglio minima

Asw/s<sub>prog</sub> = Area di armatura a taglio di progetto

Il paramento del muro risulta verificato nei riguardi degli SLU per flessione e taglio, disponendo verticalmente barre Φ16 con passo 20 cm interne (zona tesa a tergo del terrapieno) e barre Φ12/ 20 cm esterne, più armatura corrente orizzontale Φ12/ 20 cm sia internamente che esternamente e spilli trasversali Φ12/ 40 x 40 cm.

**VERIFICA A S.L.U. DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE**
**Tabella di verifica a flessione**

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N <sub>Ed</sub> (kN/m)	M <sub>Ed</sub> (kNm/m)	μ <sub>Ed</sub>	ω <sub>Ed</sub>	Armatura longitudinale trasv.			x da inizio platea (m)
							As <sub>nec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	As <sub>prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	
<b>Mensola posteriore - Lembo superiore</b>										
0	50	45,0	0,0	-22,2	0,00583	0,00586	1,27	8,06	<b>10,05</b>	0,40
1	50	45,0	0,0	-16,3	0,00427	0,00429	0,93	8,06	<b>10,05</b>	0,62
2	50	45,0	0,0	-10,2	0,00266	0,00267	0,58	8,06	<b>10,05</b>	0,84
3	50	45,0	0,0	-4,8	0,00127	0,00127	0,27	8,06	<b>10,05</b>	1,06
4	50	45,0	0,0	-1,2	0,00032	0,00032	0,07	8,06	<b>10,05</b>	1,28
5	50	45,0	0,0	0,0	0,00000	0,00000	0,00	8,06	<b>10,05</b>	1,50

[Φ16/ 20cm]

Armatura longitudinale corr.	As <sub>nec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	As <sub>prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
	2,51	<b>5,65</b> [Φ12/ 20cm]

**Tabella di verifica a taglio**

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V <sub>Ed</sub> (kN/m)	V <sub>Rd</sub> (kN/m)	V <sub>Rcd</sub> (kN/m)	Asw/s <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s <sub>nec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s <sub>prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	x da inizio platea (m)
<b>Mensola posteriore</b>									
0	50	45,0	-25,15	220,66	1523,88	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,40
1	50	45,0	-28,10	220,66	1523,88	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,62
2	50	45,0	-26,72	220,66	1523,88	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,84
3	50	45,0	-21,01	220,66	1523,88	6,15	0,00	<b>7,07</b>	1,06
4	50	45,0	-11,11	220,66	1523,88	6,15	0,00	<b>7,07</b>	1,28
5	50	45,0	0,00	220,66	1523,88	6,15	0,00	<b>7,07</b>	1,50

[Φ12/ 40x40cm]

La mensola di fondazione soddisfa le verifiche a flessione e a taglio con armatura longitudinale Φ16/ 20 cm al lembo superiore (zona tesa) e Φ12/ 20 cm al lembo inferiore più spilli trasversali Φ12/ 40 x 40 cm. Sono disposti Φ12/ 20 cm correnti lungo la zattera.

## 8.3 MURO DI COMPLETAMENTO

### 8.3.1 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

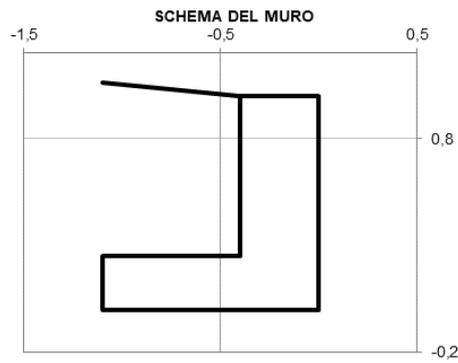
Di seguito il tabulato di calcolo relativo alle verifiche.

#### CALCOLO MURO DI SOSTEGNO IN C.A.

**LAVORO:** Consolidamento spondale  
**OPERA:** Completamento e rialzo con muro in c.a.

#### DATI GEOMETRICI:

Tipologia di fondazione:	Diretta <input type="button" value="v"/>	
Lunghezza platea:	Lpl =	<b>1,10</b> m
Spessore platea:	Hpl =	<b>0,25</b> m
Altezza paramento muro:	Hm =	<b>0,75</b> m
Spessore superiore paramento:	SMS =	<b>0,40</b> m
Spessore inferiore paramento:	SMI =	0,40 m
Inclinazione interna paramento:	β =	<b>0,000</b> ° (>=0)
Inclinazione esterna paramento:	α =	<b>0,000</b> ° (>=0)
Inclinazione terrapieno a monte:	i =	<b>5,000</b> ° (>=0)
Lunghezza terreno su platea a monte:	LTI =	<b>0,70</b> m
Altezza terreno a valle da estradosso platea:	Hv =	<b>0,00</b> m
Sbalzo platea inferiore:	SPI =	0,00 m
Lunghezza terreno superiore:	LTS =	0,70 m
Sbalzo platea superiore:	SPS =	0,00 m
Altezza tot. terreno dietro platea:	Htot =	1,06 m
Piano di posa della fondazione da p.c.:	D =	<b>0,00</b> m



## INPUT DI CALCOLO

### Terreno a tergo del paramento muro

Peso specifico del terreno:	$\gamma_t =$	19 kN/m <sup>3</sup>
Coesione terreno:	$c_t =$	0,00 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito interno:	$\varphi' =$	30 °
Rapporto d/f:	$\delta/\varphi' =$	0,667
Angolo di attrito terra-muro:	$\delta =$	20,01 °
Posizione della falda da intradosso platea:	$z_{wf} =$	0,50 m
Sottospinta idraulica:	ADM =	1 (1= si, 0= no)
Peso specifico cls:	$\gamma_{cls} =$	25 kN/m <sup>3</sup>

### Dati di carico

Sovraccarico a monte:	$q_m =$	0 kN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico a valle:	$q_v =$	0 kN/m <sup>2</sup>

### Dati sismici

Categoria di suolo:		<b>B, C, D, E</b>
Acc. orizz. attesa/acc. di gravità:	$a_g/g =$	0,0472
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$	1,500
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1,000
Acc. orizz. max attesa/acc. di gravità:	$a_{max}/g =$	0,0708
Coefficiente di riduzione dell'azione sismica:	$\beta_m =$	0,380
Coefficiente sismico orizzontale:	$kh =$	0,0269
Considerare sisma verticale?		<b>Si</b>
Coefficiente sismico verticale:	$k_v =$	0,0135
Angolo $\theta$ (+)	$\theta_A =$	1,521 °
Angolo $\theta$ (-)	$\theta_B =$	1,562 °
Acc.orizz.su terreno sopra platea (1=si;0=no):	$A_{ot} =$	1
Regime di spinta (0 = Riposo; 1 = Attivo):		1

## COEFFICIENTI DI SPINTA

Coefficiente di spinta a riposo:	$K_0 =$	0,500
Coefficiente di spinta attiva:	$K_a =$	0,316
Coefficiente di spinta passiva:	$K_p =$	3,081
Coefficiente di spinta utilizzato	<b>K =</b>	<b>0,316</b>
Considerare spinta passiva a valle?		<b>No</b>
Coefficiente di spinta attiva sismico (caso A)	$K'_{a,A} =$	0,335
Coefficiente di spinta attiva sismico (caso B)	$K'_{a,B} =$	0,336
Coeff. di incremento di spinta sismica (caso A)	$\Delta K_A =$	0,023 [ = (1+k <sub>v</sub> )·K'_{a,A} - K <sub>a</sub> ]
Coeff. di incremento di spinta sismica (caso B)	$\Delta K_B =$	0,015 [ = (1-k <sub>v</sub> )·K'_{a,B} - K <sub>a</sub> ]

Coefficients parziali	Statica			SISMA X+ Z+	SISMA X+ Z-
	A1+M1+R3.	URTO	EQU		
Tangente angolo di attrito	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Coesione drenata	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Coesione non drenata	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Capacità portante	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20
Scorrimento	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00
Ribaltamento	1,15	1,15	1,15	1,00	1,00
Resistenza laterale a compr. palo	1,15	1,15	1,00	1,15	1,15
Resistenza alla punta palo	1,35	1,35	1,00	1,35	1,35
Resistenza laterale a trazione palo	1,25	1,25	1,00	1,25	1,25
Azioni permanenti favorevoli	1,00	1,00	0,90	1,00	1,00
Azioni permanenti sfavorevoli	1,30	1,00	1,10	1,00	1,00
Azioni testa muro	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Azioni variabili: carico distribuito	1,50	1,00	1,50	0,20	0,20
	1	2	3	4	5

COMBINAZIONI DI CALCOLO					
	Tipo	Descrizione	qv (1=Si;0=No)	qm (1=Si;0=No)	Urto (1=Si;0=No)
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	0	0	0
2	SISMA X+ Z+	Sisma 1	0	0	0
3	SISMA X+ Z-	Sisma 2	0	0	0
4	EQU	Ribaltamento	0	0	0

SOLLECITAZIONI RISULTANTI								
Combinazioni		Descrizione	PIEDE PARAMENTO			INTRADOSSO PLATEA		
			Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	My (kNm/m)	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	My (kNm/m)
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	3,00	-8,25	0,75	5,39	-20,36	1,47
2	SISMA X+ Z+	Sisma 1	2,85	-7,98	0,75	5,34	-19,68	1,77
3	SISMA X+ Z-	Sisma 2	2,80	-8,18	0,74	5,25	-20,34	1,73
4	EQU	Ribaltamento	2,69	-7,39	0,67	4,75	-17,69	1,31

RIASSUNTO DEI RISULTATI DI CALCOLO						
Combinazioni		Descrizione	Fs,scorr	Fs,rib	Fs,cp (D)	Fs,cp (U)
1	A1+M1+R3.	SLU 1 - Statica	1,75	3,65	5,20	6,89
2	SISMA X+ Z+	Sisma 1	1,88	3,45	6,00	8,02
3	SISMA X+ Z-	Sisma 2	1,97	3,85	5,88	7,83
4	EQU	Ribaltamento	-	3,25	-	-

Legenda:

*Fs,scorr* = Fattore di sicurezza allo scorrimento

*Fs,rib* = Fattore di sicurezza al ribaltamento

*Fs,cp (D)* = Fattore di sicurezza a capacità portante in condizioni Drenate

*Fs,cp (U)* = Fattore di sicurezza a capacità portante in condizioni Non Drenate

Le verifiche geotecniche risultano pertanto soddisfatte.

## VERIFICHE A S.L.U. DEL PARAMENTO

Combinazione di verifica: 1

A1+M1+R3. \_ SLU 1 - Statica

### Parametri di resistenza

Resistenza caratteristica cubica cls:	$R_{ck} =$	40 MPa		
Resistenza caratteristica cilindrica cls:	$f_{ck} =$	32 MPa		
Resistenza a compressione di calcolo cls:	$f_{cd} =$	18,81 MPa	$f_{ctm} =$	3,10 MPa
Resistenza a trazione di calcolo cls:	$f_{ctd} =$	1,45 MPa	$v f_{cd} =$	9,41 MPa
Tensione snervamento caratteristica acciaio:	$f_{yk} =$	450 MPa		
Tensione snervamento di calcolo acciaio:	$f_{yd} =$	391,30 MPa	$\cot\theta =$	2 (1 ÷ 2,5)
Distanza asse armatura da filo paramento	$c =$	5,0 cm		

### Tabella di verifica a pressoflessione

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	$N_{Ed}$ (kN/m)	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$\mu_{Ed}$	$\omega_{Ed}$	Armatura verticale			h da estr. platea (m)
							$A_{S_{nec}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{S_{min}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{S_{prog}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	
0	40	35,0	0,00	0,00	0,00000	0,00000	0,00	6,27	7,70	0,75
1	40	35,0	-0,76	0,00	0,00005	0,00005	0,00	6,27	7,70	0,68
2	40	35,0	-1,53	0,00	0,00010	0,00010	0,00	6,27	7,70	0,60
3	40	35,0	-2,32	0,01	0,00016	0,00016	0,00	6,27	7,70	0,53
4	40	35,0	-3,12	0,03	0,00022	0,00022	0,00	6,27	7,70	0,45
5	40	35,0	-3,94	0,06	0,00028	0,00028	0,00	6,27	7,70	0,38
6	40	35,0	-4,77	0,11	0,00036	0,00036	0,00	6,27	7,70	0,30
7	40	35,0	-5,62	0,19	0,00045	0,00045	0,00	6,27	7,70	0,23
8	40	35,0	-6,48	0,32	0,00056	0,00056	0,00	6,27	7,70	0,15
9	40	35,0	-7,36	0,51	0,00070	0,00070	0,00	6,27	7,70	0,08
10	40	35,0	-8,25	0,75	0,00086	0,00086	0,00	6,27	7,70	0,00

[Φ14/ 20cm]

Armatura orizzontale	$A_{S_{nec}}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{S_{prog}}$ (cm <sup>2</sup> /m)
	1,92	3,93 [Φ10/ 20cm]

### Legenda

$N_{Ed}$  = Sforzo normale ultimo

$M_{Ed}$  = Momento flettente ultimo

$A_{S_{nec}}$  = Area di armatura tesa necessaria

$A_{S_{prog}}$  = Area di armatura tesa di progetto

$\mu_{Ed}$  = Momento flettente adimensionale, riferito a armatura tesa

$\omega_{Ed}$  = Percentuale meccanica di armatura

$A_{S_{min}}$  = Area di armatura tesa minima

$\theta$  = Inclinazione bielle compresse (verifica a taglio)

**Tabella di verifica a taglio**

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V <sub>Ed</sub> (kN/m)	V <sub>Rd</sub> (kN/m)	V <sub>Rcd</sub> (kN/m)	Asw/s <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s <sub>nec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s <sub>prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	h da estr. platea (m)
0	40	35,0	0,00	164,23	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,75
1	40	35,0	0,02	164,23	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,68
2	40	35,0	0,08	164,23	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,60
3	40	35,0	0,19	164,23	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,53
4	40	35,0	0,33	164,23	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,45
5	40	35,0	0,52	164,23	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,38
6	40	35,0	0,74	164,24	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,30
7	40	35,0	1,08	164,24	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,23
8	40	35,0	1,62	164,24	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,15
9	40	35,0	2,26	164,24	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,08
10	40	35,0	3,00	164,24	2963,10	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,00

[Φ12/ 40x40cm]

**Legenda:**

V<sub>Ed</sub> = Sforzo di taglio ultimo

V<sub>Rd</sub> = Resistenza a taglio della sezione senza armatura

V<sub>Rcd</sub> = Resistenza della sezione bielle compressa

Asw/s<sub>nec</sub> = Area di armatura a taglio necessaria

Asw/s<sub>min</sub> = Area di armatura a taglio minima

Asw/s<sub>prog</sub> = Area di armatura a taglio di progetto

Il paramento del muro risulta verificato nei riguardi degli SLU per flessione e taglio, disponendo verticalmente barre Φ14 con passo 20 cm interne (zona tesa a tergo del terrapieno) e barre Φ10/ 20 cm esterne, più armatura corrente orizzontale Φ10/ 20 cm sia internamente che esternamente e spilli trasversali Φ12/ 40 x 40 cm.

**VERIFICA A S.L.U. DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE**
**Tabella di verifica a flessione**

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	N <sub>Ed</sub> (kN/m)	M <sub>Ed</sub> (kNm/m)	μ <sub>Ed</sub>	ω <sub>Ed</sub>	Armatura longitudinale trasv.			x da inizio platea (m)
							As <sub>nec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	As <sub>prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	
<b>Mensola posteriore - Lembo superiore</b>										
0	25	20,0	0,0	-1,5	0,00202	0,00202	0,19	3,58	<b>5,65</b>	0,40
1	25	20,0	0,0	-1,1	0,00142	0,00142	0,14	3,58	<b>5,65</b>	0,54
2	25	20,0	0,0	-0,7	0,00087	0,00087	0,08	3,58	<b>5,65</b>	0,68
3	25	20,0	0,0	-0,3	0,00042	0,00042	0,04	3,58	<b>5,65</b>	0,82
4	25	20,0	0,0	-0,1	0,00011	0,00011	0,01	3,58	<b>5,65</b>	0,96
5	25	20,0	0,0	0,0	0,00000	0,00000	0,00	3,58	<b>5,65</b>	1,10

[Φ12/ 20cm]

Armatura longitudinale corr.	As <sub>nec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	As <sub>prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
	1,41	<b>3,93</b> [Φ10/ 20cm]

**Tabella di verifica a taglio**

SEZIONE	SPESS. (cm)	d (cm)	V <sub>Ed</sub> (kN/m)	V <sub>Rd</sub> (kN/m)	V <sub>Rcd</sub> (kN/m)	Asw/s <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s <sub>nec</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s <sub>prog</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	x da inizio platea (m)
<b>Mensola posteriore</b>									
0	25	20,0	-3,26	125,37	677,28	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,40
1	25	20,0	-3,12	125,37	677,28	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,54
2	25	20,0	-2,73	125,37	677,28	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,68
3	25	20,0	-2,08	125,37	677,28	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,82
4	25	20,0	-1,17	125,37	677,28	6,15	0,00	<b>7,07</b>	0,96
5	25	20,0	0,00	125,37	677,28	6,15	0,00	<b>7,07</b>	1,10
<b>[Φ12/ 40x40cm]</b>									

La mensola di fondazione soddisfa le verifiche a flessione e a taglio con armatura longitudinale Φ12/ 20 cm al lembo superiore (zona tesa) e Φ10/ 20 cm al lembo inferiore più spilli trasversali Φ12/ 40 x 40 cm. Si dispongono Φ10/ 20 cm correnti lungo la zattera sia superiormente che inferiormente.

## 9. OPERE IN PROGETTO: IMPALCATO DEL NUOVO PONTE SU MICROPALI

Al disopra dell'attuale ponticello sul rio viene prevista la realizzazione di un nuovo impalcato in c.a. sottofondato con micropali. L'opera risulta strutturalmente indipendente e non comporta la demolizione dell'arco portante del ponte esistente.

L'impalcato in progetto è costituito da una soletta piena in calcestruzzo armato spessa 40 cm, con dimensioni in pianta di metri 5,50 x 6,00 approssimativamente, che poggia su cordoli in c.a. fondati su micropali  $\Phi 180$  mm, lunghi 12 m e armati con tubo in acciaio  $\Phi 139,7/10$  mm (vedi Figura 6).

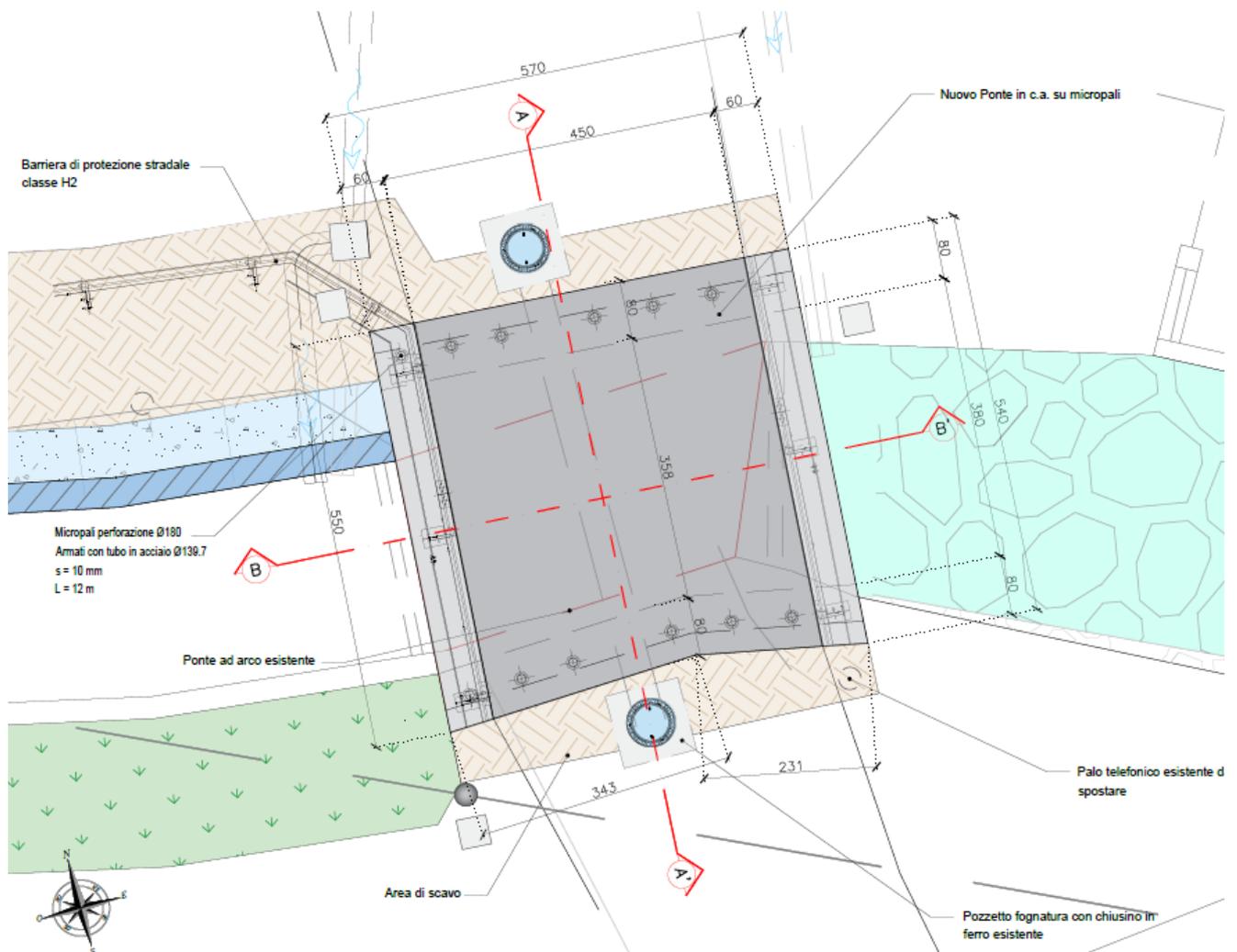


Figura 5 - Vista planimetrica del nuovo impalcato in progetto

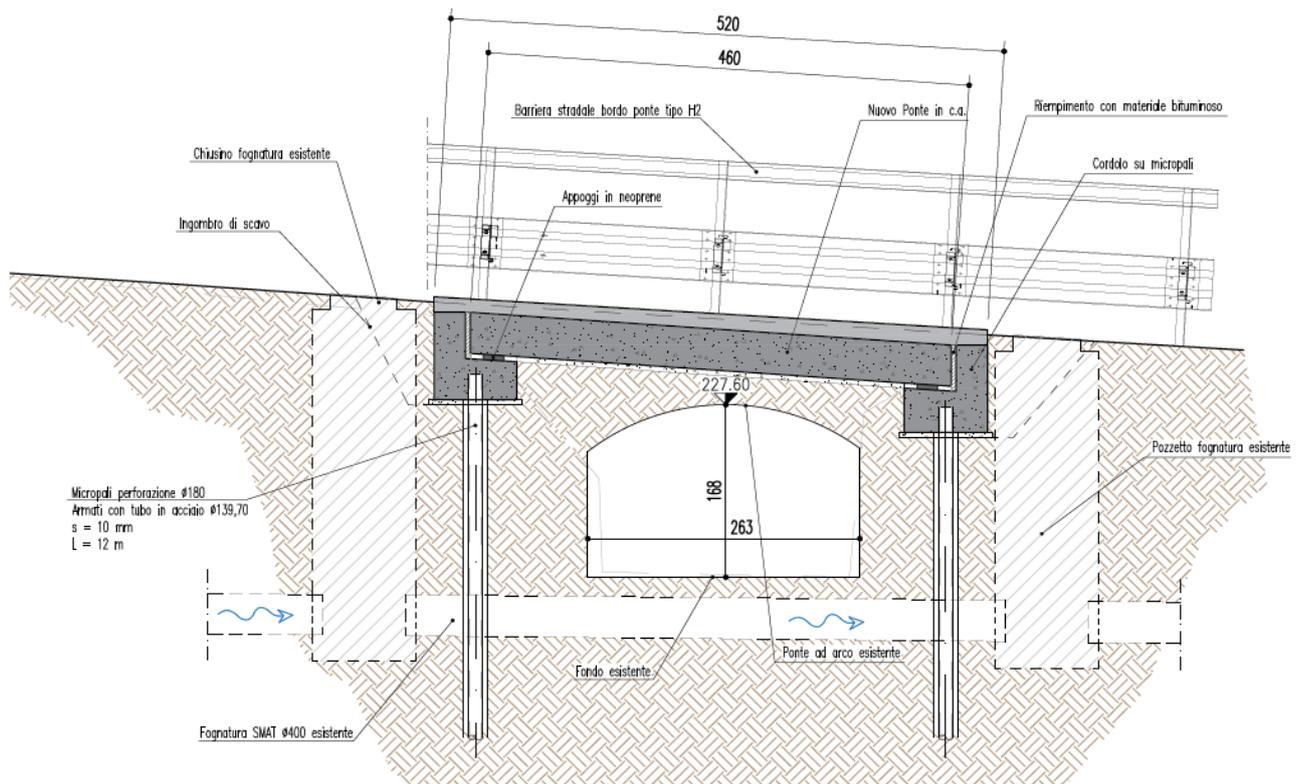


Figura 6 - Vista in sezione del nuovo impalcato in progetto

## 9.1 ANALISI STRUTTURALE E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SU SOLETTA E MICROPALI

In accordo con quanto esposto al p.to §5.4 e in generale al capitolo §6, l'analisi strutturale dell'impalcato è stata condotta considerando una striscia di larghezza unitaria della soletta e assumendo come schema statico di riferimento quello di trave in semplice appoggio. Dunque ai carichi agenti si sono assegnati i seguenti valori di progetto:

- peso proprio della soletta in c.a. = 13,50 kN/m (avendo  $\gamma_{G1} = 1,35$ );
- peso proprio della pavimentazione stradale = 3,15 kN/m (spessore di 10 cm tipicamente composto da strato di collegamento e usura e con  $\gamma_{G2} = 1,50$ );
- carichi mobili dei semiassi = 121,50 kN (calcolati distribuendo lungo la direzione trasversale i 90 kN agenti sull'impronta di lato 40 cm, fino ad asse soletta:  $90 \text{ kN} / (0,30+0,40+0,30) \text{ m} \cdot 1,35 = 121,50 \text{ kN}[/1\text{m}]$ , con  $\gamma_Q = 1,35$ );
- carico distribuito su intera lunghezza = 3,38 kN/m (avendo  $\gamma_Q = 1,35$ ).

Vengono studiati tre principali casi di carico per la determinazione delle sollecitazioni più gravose. I suddetti casi sono ottenuti variando la disposizione della coppia di azioni variabili degli assi (distanti reciprocamente 2 m) sulla superficie carrabile; nello specifico:

- CASO 1 - è dato dal primo asse posto in corrispondenza della mezzeria della campata;
- CASO 2 - si individua traslando la posizione della prima ruota di  $1/4$  della distanza asse-asse ( $1/4 \cdot 2 \text{ m}$ ) rispetto alla mezzeria della campata;
- CASO 3 - deriva dalla coincidenza delle mezzerie di interasse e di campata.

Di seguito sono riportati i risultati di riepilogo delle analisi nei casi menzionati.

## • CASO DI CARICO 1

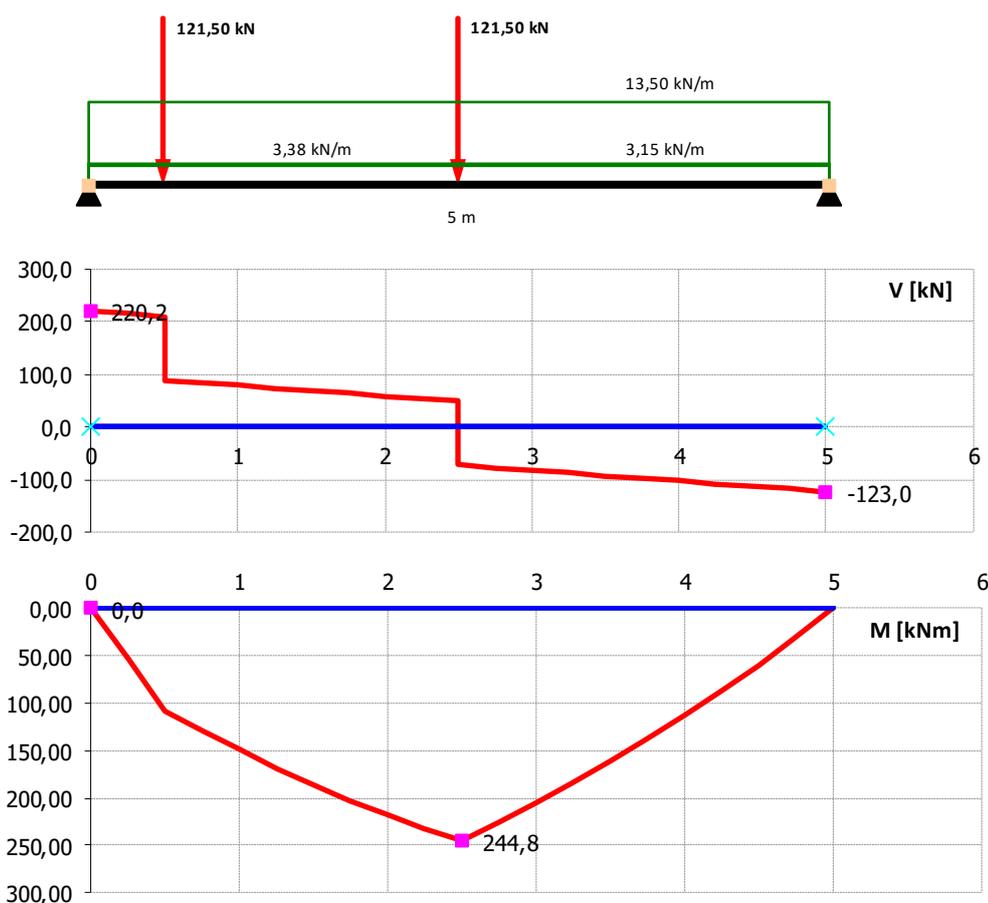


Figura 7 - CASO 1: Schema statico di calcolo con diagrammi della sollecitazione

• **CASO DI CARICO 2**

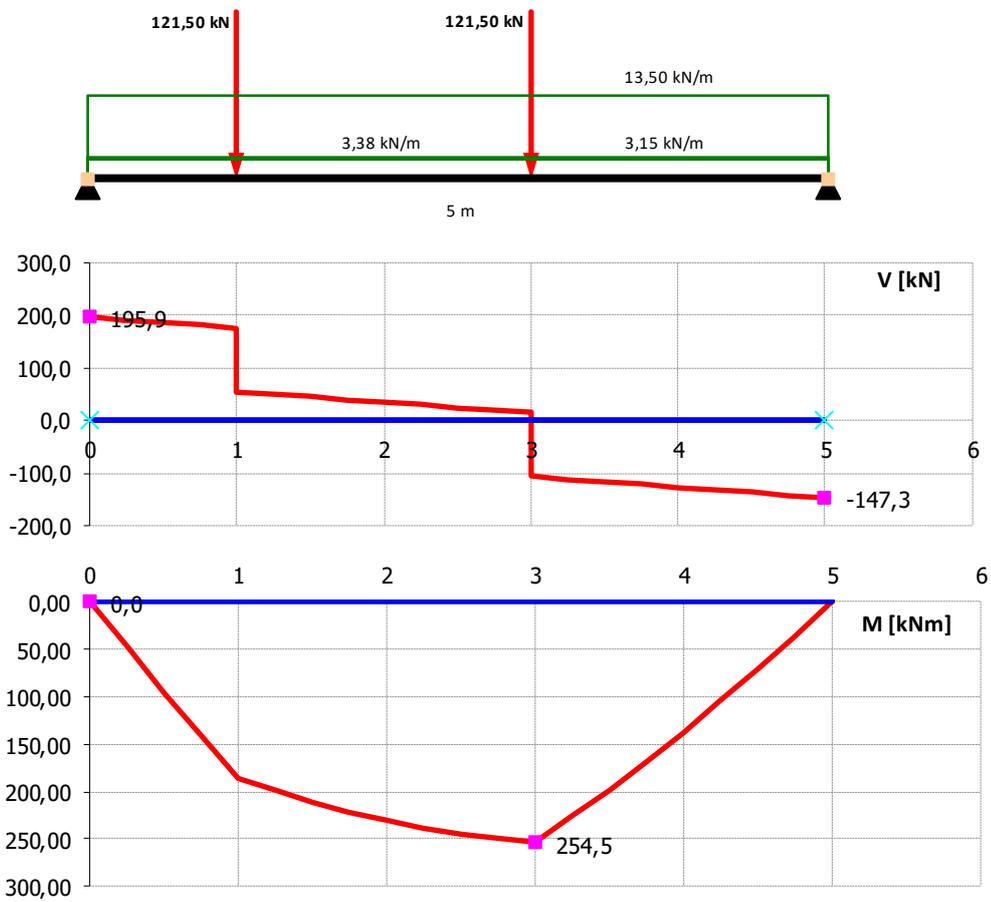


Figura 8 - CASO 2: Schema statico di calcolo con diagrammi della sollecitazione

• **CASO DI CARICO 3**

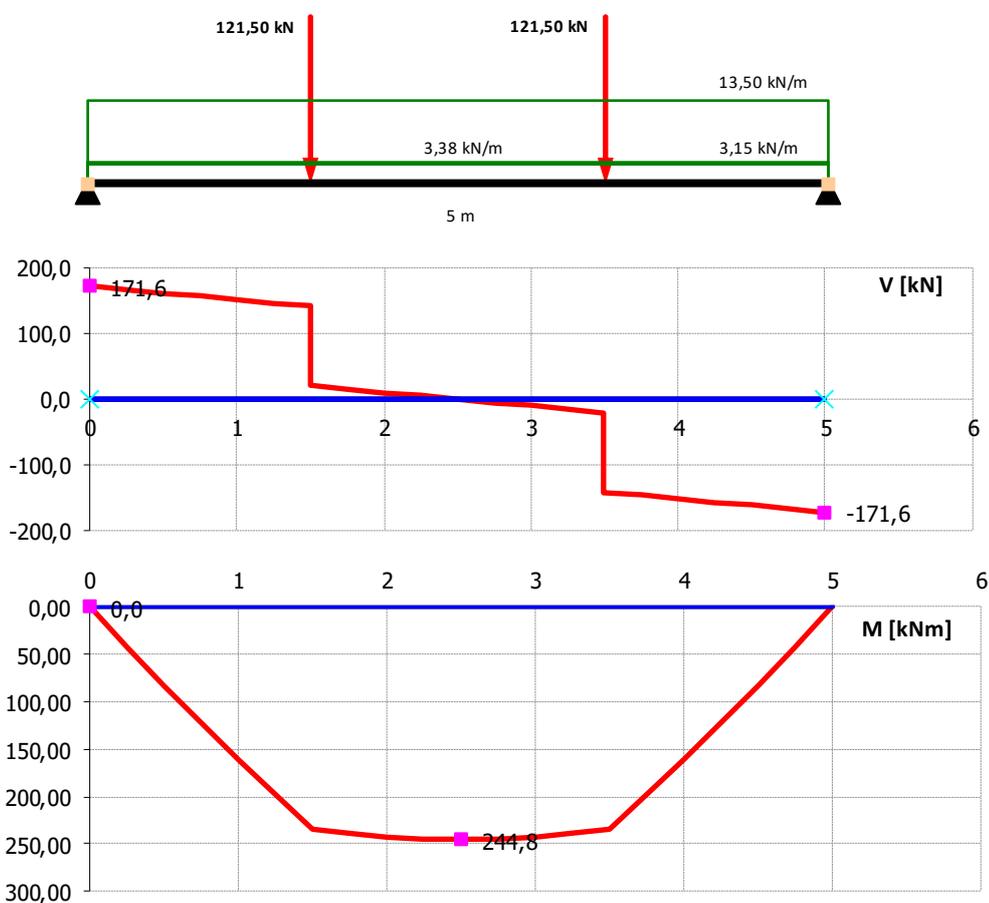


Figura 9 - CASO 3: Schema statico di calcolo con diagrammi della sollecitazione

Si evince che, ai fini della verifica strutturale allo SLU della soletta armata, le situazioni più gravose sono relative ai casi 1 e 2; in queste configurazioni si ha:

$$CASO 1: \quad \text{su appoggio} \quad \begin{cases} V_{Ed,MAX} = 220,20 \text{ kN} \\ M_{Ed} = 0 \text{ kN} \end{cases} ; \quad \text{in campata} \quad \begin{cases} V_{Ed} = 121,50 \text{ kN} \\ M_{Ed} = 244,80 \text{ kN} \end{cases}$$

$$CASO 2: \quad \text{su appoggio} \quad \begin{cases} V_{Ed} = 195,90 \text{ kN} \\ M_{Ed} = 0 \text{ kN} \end{cases} ; \quad \text{in campata} \quad \begin{cases} V_{Ed} = 121,50 \text{ kN} \\ M_{Ed,MAX} = 254,50 \text{ kN} \end{cases}$$

La reazioni vincolari di taglio sugli appoggi rappresentano le azioni assiali a metro lineare di soletta conseguentemente agenti in testa ai micropali. Il massimo sforzo normale  $N_{Ed,MAX}$  sollecitante il singolo micropalo risulta pertanto pari a 220,20 kN, avendo assunto cautelativamente l'interasse massimo dei micropali di 1 m.

## 9.2 VERIFICA STRUTTURALE DELLA SOLETTA IN C.A.

Di seguito si riporta il tabulato di calcolo della sezione trasversale di larghezza unitaria della soletta di impalcato con verifiche flessionali e a taglio di SLU.

### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C35/45
	Resistenza compress. di progetto fcd:	21.20 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	10.60 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	34625.5 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.40 MPa	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	40.0	cm
Barre inferiori:	5Ø24	(22.6 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø24	(22.6 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

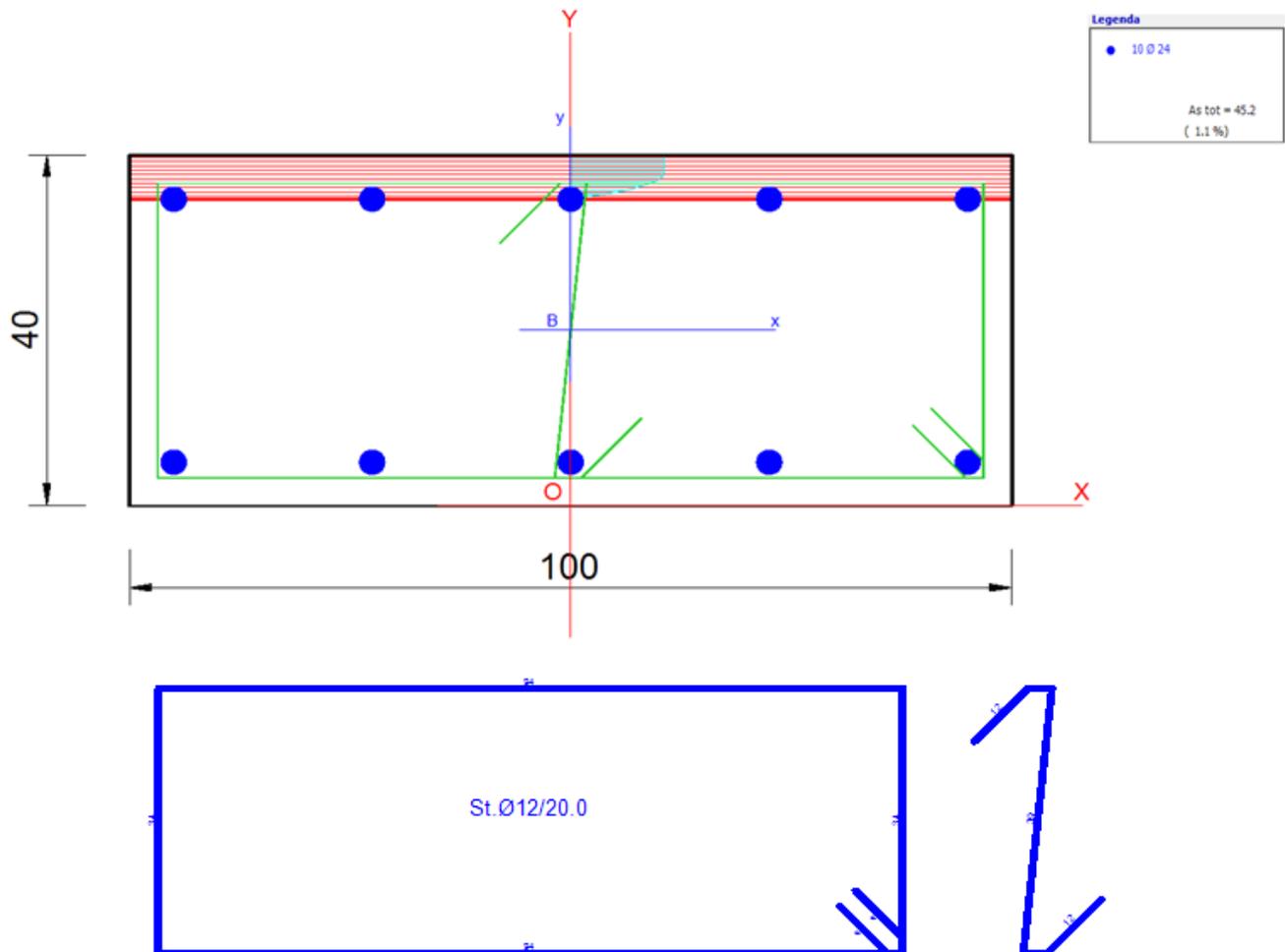
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	254.50	-121.50	0.00
2	0.00	0.10	-220.20	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.8 cm  
 Interfero netto minimo barre longitudinali: 20.1 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 2.6 cm



### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]  
 As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N° Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	254.50	0.03	290.65	1.142	34.9	0.14	0.70	22.6 (6.9)
2	S	0.00	0.10	0.03	290.65	2906.464	34.9	0.14	0.70	22.6 (6.9)

## DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	0.00004	35.0	-0.02074	5.0
2	0.00350	40.0	0.00004	35.0	-0.02074	5.0

## ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 22.6 cm]
N.Bracci staffe:	3		
Area staffe/m :	17.0	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm <sup>2</sup> /m]

## VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	S	-121.50	213.23	1151.39	522.76	100.0  35.0	2.500	1.000	3.9
2	S	-220.20	213.23	1151.39	522.76	100.0  35.0	2.500	1.000	7.1

La soletta risulta verificata nei riguardi degli SLU per flessione e taglio disponendo rispettivamente armatura longitudinale  $\Phi 24$  a passo 20 cm, superiormente e inferiormente, più armatura trasversale  $\Phi 12/ 40 \times 20$  cm.

## 9.3 CAPACITÀ PORTANTE ASSIALE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

Sulla base di quanto prescritto al capitolo §6, il calcolo della resistenza laterale di attrito mobilitata all'interfaccia micropalo-terreno è stato condotto, sulla stratigrafia di progetto, assumendo i seguenti valori calcolati (cautelativi) della tensione tangenziale di aderenza (si è fatto riferimento all'approccio proposto da Bustamante & Doix (1985)).

- **Unità 1 - Argilla** (fino a 5 m da p.c.):  $\tau_{s,calc} = 35 \text{ kPa}$ ;
- **Unità 2 - Ghiaia e sabbia** (da -5 m a -15 m):  $\tau_{s,calc} = 90 \text{ kPa}$ .

### Capacità portante di calcolo per attrito laterale dei pali

Diametro di perforazione:	$\phi_p =$	<b>180</b>	mm
Coefficiente di incremento di $\phi_p$ :	$\alpha =$	<b>1,0</b>	
Diametro di perforazione reso:	$\alpha \cdot \phi_p =$	180	mm
Approfondimento micropali da p.c.:	$D =$	1,00	m

Fattori di correlazione per determinare la resistenza caratteristica in funzione del n. di verticali indagate

$n^\circ$	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Coefficienti parziali  $\gamma_{R3}$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Pali infissi	Pali trivellati	Pali a elica continua
Base	1,15	1,35	1,30
Laterale in compressione	1,15	1,15	1,15
Laterale in trazione	1,25	1,25	1,25

Valori scelti |  $\xi =$  **1,70**  
 $\gamma_R =$  **1,15**

$L_{conci,palo}$ [m]	$\tau_{s,calc}$ [kPa]	$\tau_{s,k}$ [kPa]	$Q_{s,k}$ [kN]	$Q_{Rd}$ [kN]
0,00	35,0	20,59	0,00	0,0
0,50	35,0	20,59	5,82	5,1
1,00	35,0	20,59	11,64	10,1
1,50	35,0	20,59	17,46	15,2
2,00	35,0	20,59	23,28	20,2
2,50	35,0	20,59	29,11	25,3
3,00	35,0	20,59	34,93	30,4
3,50	35,0	20,59	40,75	35,4
4,00	35,0	20,59	46,57	40,5
4,50	90,0	52,94	61,54	53,5
5,00	90,0	52,94	76,51	66,5
5,50	90,0	52,94	91,48	79,5
6,00	90,0	52,94	106,44	92,6
6,50	90,0	52,94	121,41	105,6
7,00	90,0	52,94	136,38	118,6
7,50	90,0	52,94	151,35	131,6
8,00	90,0	52,94	166,32	144,6
8,50	90,0	52,94	181,29	157,6
9,00	90,0	52,94	196,26	170,7
9,50	90,0	52,94	211,23	183,7
10,00	90,0	52,94	226,19	196,7
10,50	90,0	52,94	241,16	209,7
11,00	90,0	52,94	256,13	222,7
11,50	90,0	52,94	271,10	235,7
12,00	90,0	52,94	286,07	248,8

Depurando il valore evidenziato in tabella dal peso proprio del micropalo ( $W_p = 7,6 \text{ kN}$ ), la capacità portante assiale di progetto risulta pari a  **$Q_{Rd} = 241,2 \text{ kN}$** .

Dal precedente calcolo lo sforzo normale massimo trasmesso dall'impalcato al micropalo vale nel peggiore dei casi  $220,2 \text{ kN}$ ; a questo occorre altresì sommare il peso proprio del cordolo di appoggio della soletta, che in tale caso è calcolato in riferimento a un metro lineare di sviluppo.

$$\Delta N_{Ed} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot (0,4 \cdot 0,8 \cdot 1 + 0,4 \cdot 0,3 \cdot 1) \text{ m}^3 \cdot 1,35 = 14,9 \text{ kN}.$$

In definitiva, si ha:

$$\mathbf{N_{Ed,MAX} = 235,1 \text{ kN} \leq Q_{Rd} = 241,2 \text{ kN}}$$

e pertanto la verifica a capacità portante assiale è soddisfatta.

La verifica sopra riportata assume carattere decisamente cautelativo, poiché i parametri geotecnici assegnati alle unità litologiche possiedono volutamente valori modesti che caratterizzano in genere i terreni aventi scarso grado di addensamento ovvero plasticità considerevole.