



CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA

DIREZIONE TERRITORIO E MOBILITA'
SERVIZIO INFRASTRUTTURE E VIABILITA'
UFFICIO OPERE STRUTTURALI

MESSA IN SICUREZZA DEL MURO DI CONTRORIPA IN SPONDA SINISTRA DEL RIO SAN MARTINO E DELLA TOMBINATURA ADIACENTE



PROGETTO ESECUTIVO

Il Tecnico Incaricato

SP4-MURO-ESEC-R17-RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE STRUTTURE

GENOVA, LUGLIO 2026

Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Genova
Dott. Ing. Gianluca Pelle
N° iscrizione 6983

Indice generale

1. GENERALITÀ.....	2
2. OGGETTO E FINALITA' DELL'INTERVENTO.....	2
3. RELAZIONE ILLUSTRATIVA DEL PROGETTO STRUTTURALE.....	3
4. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO.....	3
5. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	5
6. VERIFICHE MURO DI CONTRORIPA.....	6
7. DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018	20
ALLEGATO A-TABULATO DI CALCOLO MURO	
ALLEGATO B-TABULATO ANCORAGGIO NUOVA SUOLA-PARAMENTO ESISTENTE	
ALLEGATO C-TABULATO ANCORAGGIO CORDOLO TESTA PALO-SPALLE TOMBINATURA	
ALLEGATO D-TABULATO ANCORAGGIO MURETTO REDIRETTIVO-PARAMENTO ESISTENTE	

1. GENERALITÀ

Il sottoscritto Ing. Gianluca Pelle, iscritto all'Albo degli Ingegneri della Provincia di Genova al n° 6983A, è stato incaricato dalla CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA del progetto esecutivo delle opere in epigrafe di cui la presente Relazione è parte integrante.

2. OGGETTO E FINALITA' DELL'INTERVENTO

L'intervento è ubicato al km 4+500 della SP4 dei Piani di Praglia nel Comune di Ceranesi, e consiste nel consolidamento del muro di controripa in prossimità del ponte sul Rio S. Martino.

La presente relazione è mirata ad analizzare dal punto di vista matematico il comportamento della strutture previste nell'intervento ed a verificare i parametri di sicurezza di queste ultime, richiesti dalla normativa, secondo il metodo di verifica semiprobabilistico agli stati limite considerando, come previsto dal D.M. 17/01/2018, anche le azioni derivanti dal sisma di progetto per la zona 3 in cui ricade il Comune di Ceranesi per effetto della nuova zonazione di cui alla D.G.R. 216/2017.

3. RELAZIONE ILLUSTRATIVA DEL PROGETTO STRUTTURALE

Il muro in oggetto, coevo alla realizzazione dell'arteria stradale, è realizzato in calcestruzzo non armato e presenta uno sviluppo planimetrico di circa 30 m, un'altezza massima di circa 5.5 m ed uno spessore variabile da 65 a 100 cm.

Lo stato di conservazione dei manufatti presenta delle criticità: a) Il paramento murario è stato realizzato con diverse riprese di getto, che nel tempo hanno denunciato un comportamento deformativo differenziato con formazione di un quadro fessurativo importante: b) all'estremità del muro rivolta verso il rio S. Martino negli ultimi anni si è verificato uno smottamento della coltre superficiale. Attualmente la scarpata presenta una forte acclività, con presenza di opere di sostegno in pietrame a secco potenzialmente instabili: c) all'estremità del muro opposta al rio S. Martino è presente una tombinatura con spalle ed fondo in cls, che dopo una successione di stramazzi sottopassa la sede stradale. Subito a monte della sede stradale le spalle e la soletta di copertura della tombinatura presentano un quadro fessurativo riconducibile al cedimento fondazionale delle spalle, innescato con ogni probabilità dall'erosione e dilavamento dell'acqua.

L'intervento in oggetto prevede: a) il consolidamento del paramento murario, mediante due ordini di chiodature passive, placcaggio in c.a. e sottofondazione con micropali: b) la sottofondazione con micropali delle spalle della tombinatura.

4. MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

In base alla Carta Geologica CARG riferita al Foglio 213 Genova pubblicata sul Geoportale della Regione Liguria, si evince che localmente affiorano due formazioni appartenenti all'Unità tettonometamorfica Cravasco – Voltaggio (unità di crosta oceanica e di mantello), ovvero le Serpentiniti di Case Bardane e gli Scisti filladici del Monte Larvego.

Serpentiniti e scisti filladici fanno parte del complesso di rocce di crosta oceanica e relative coperture sedimentarie che nell'ambito dell'orogenesi alpina hanno subito un

fenomeno di subduzione, e quindi un metamorfismo di bassa temperatura ed alta pressione.

Alle varie fasi orogenetiche si associano intense deformazioni, rappresentate da fenomeni di piegamento e da scistosità penetrativa, talvolta associate a zone di taglio e livelli di miloniti (rocce cataclastiche). In particolare in corrispondenza della zona in esame si rileva la presenza di un piano di sovrascorrimento che ha portato in contatto tettonico gli Scisti filladici di Larvego con le Serpentiniti di Case Bardane.

La campagna di indagini geognostiche è stata effettuata dal Dott. Geol. Alberto Traverso, per caratterizzare dal punto di vista geologico sia il versante in frana (mediante sondaggi a carotaggio continuo) sia l'area di intervento in corrispondenza del ponte (mediante stesa sismica e prove penetrometriche). Nel dettaglio sono stati eseguiti:

- n° 2 sondaggi a carotaggio continuo operando: a) dalla sommità del muro di controripa in sponda sinistra, fino alla profondità di 20 metri, b) dal piano stradale a tergo della spalla sinistra del ponte, fino alla profondità di 10 metri;
- n° 10 prove POINT LOAD TEST su carote prelevate a diversa profondità nel corso dei sondaggi (n° 5 con direzione del carico assiale e n° 5 con direzione del carico radiale);
- n° 3 prove penetrometriche operando in alveo alla quota di fondazione delle spalle del ponte;
- n° 1 stesa sismica a rifrazione operando lungo la sede stradale della SP4, al piede del muro di controripa.

I sondaggi sono stati eseguiti a monte ed a valle del paramento murario, e contestualmente alla loro esecuzione nell'autunno 2024 è stato installato un inclinometro nel foro di monte: come riportato nella relazione geologica le successive letture di monitoraggio eseguite nell'anno 2025, pur in presenza di significative precipitazioni meteoriche, non hanno evidenziato movimenti di natura profonda ed inducono a ritenere, pur con la limitazione legata ad un solo punto di misura, che il quadro fessurativo del paramento murario non sia legato ad un movimento franoso di

natura profonda ma piuttosto a vulnerabilità del manufatto quali la mancanza di un comportamento d'insieme e l'inefficienza del sistema di scarico delle acque a tergo.

Sulla base delle risultanze geologiche sono stati assunti i seguenti parametri normativi:

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T2

Inoltre sono stati ricostruiti i seguenti profili stratigrafici:

SONDAGGIO A (profondità rispetto alla sommità del muro):

da 0 a 1 metri	Terreno di riporto
da 1 a 3 metri	Serpentiniti litoidi
da 3 a 13.2 metri	Serpentiniti da completamente alterate ad alterate
da 13.2 a 16.7 metri	Scisti prevalentemente compatti

SONDAGGIO B (profondità rispetto al piano stradale):

da 0 a 3.2 metri	Pavimentazione e terreno di riporto
da 3.2 a 10 metri	Scisti litoidi fratturati

5. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

Elaborando i risultati delle indagini eseguite si caratterizzano nel seguito gli strati di terreno. Sulla base delle risultanze geologiche ed in particolare del sondaggio A sono stati cautelativamente assunti i seguenti parametri meccanici:

STRATO 1 (spessore 3 m)

Angolo di attrito	$\varphi=25^\circ$
Coesione non drenata	$c=0$
Peso specifico	$\gamma=18 \text{ kN/m}^3$

STRATO 2 (spessore 10 m)

Angolo di attrito	$\varphi=15^\circ$
-------------------	--------------------

Coesione efficace	$c=20 \text{ KPa}$
Peso specifico	$\gamma=22 \text{ kN/m}^3$

STRATO 3 (spessore 10 m)

Angolo di resistenza a taglio drenato	$\varphi=24^\circ$
Coesione efficace	$c=200 \text{ KPa}$
Peso specifico	$\gamma=24 \text{ kN/m}^3$

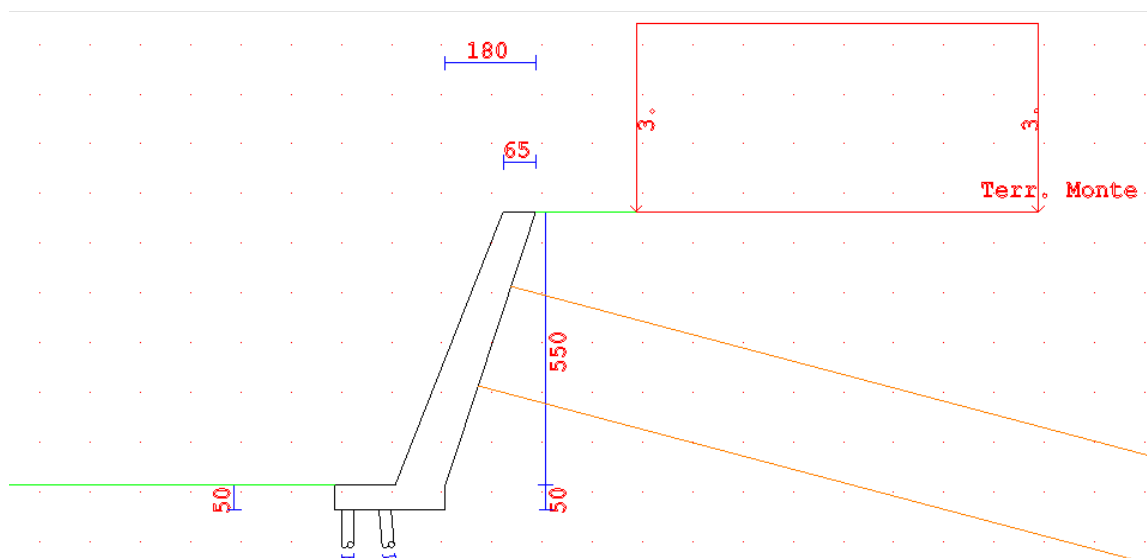
5.1. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto sono calcolate sulla base dei seguenti parametri, dipendenti sia dalla tipologia della struttura, dalla sua importanza e dalla pericolosità sismica di base che dipende dal sito di costruzione.

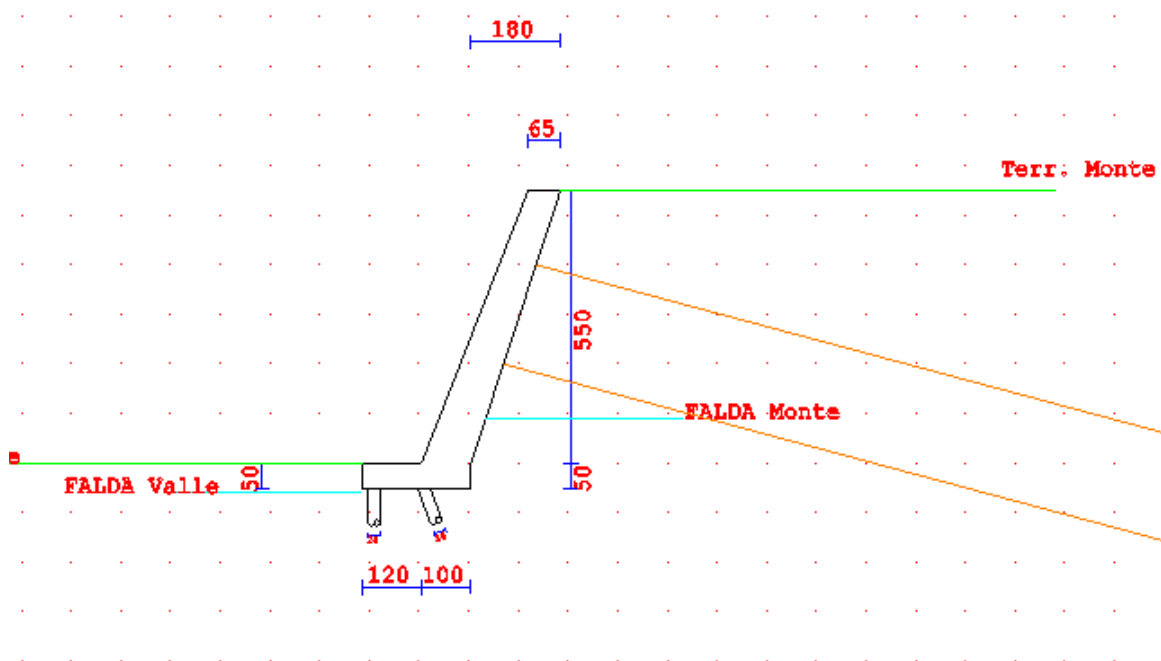
COMUNE	CERANESI
ZONAZIONE SISMICA	ZONA 3
CLASSE / COEFFICIENTE D'USO	CLASSE III/ 1,5
VITA NOMINALE	50
CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO	B
CATEGORIA TOPOGRAFICA	T2
FATTORE DI STRUTTURA PER SISMA ORIZZONTALE	$q=1,5$
FATTORE DI STRUTTURA PER SISMA VERTICALE	$q=1,5$

6. VERIFICHE MURO DI CONTRORIPA

Si verifica il muro di controripa considerando il carico a tergo dovuto dalla fascia di terreno come carico variabile (38 kN/m^2 a partire da 2 m a tergo muro) ed il contributo stabilizzante del placcaggio e delle chiodature (vedi tabulato di calcolo allegato A): il muro esistente con la geometria riportata nelle figure seguenti viene considerato per le verifiche di stabilità, mentre per le verifiche di resistenza si considera il solo placcaggio di nuova realizzazione.



Geometria muro di controripa per le verifiche di stabilità



Livello della falda per combinazione di carico A1

6.1. CARICO LIMITE MICROPALI

Le verifiche delle fondazioni su pali, secondo il D.M. 17.01.2018 p.to 6.4.3.1, devono essere effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

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.

e devono tenere conto dei seguenti coefficienti parziali:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽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 γ_{G1}

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

MICROPALI ϕ 240: lunghezza 12 m

Terreno di riporto o roccia fortemente alterata e priva di coesione $L_{\text{frat}}=9$ m a profondità media $z_m=4.5$ m, ipotizzata sotto falda
Calcescisto alterato $L=3$ m

M1	$\varphi'_k = \varphi' / 1 = 30^\circ$ $c'_k = c_k / 1 = 200 \text{ KN/m}^2$	
ϕ micropalo	0,24	m
L_{frat}	9	m
z_m	4,5	
$\text{tg}\varnothing$	0,577	
γ'_c	14	
L	3	m
C'_k	200	KN/m ²
ξ	1,65	

N_R 699 KN

$N_{R,K} = N_R / \xi = 424 \text{ KN}$

APPROCCIO 2: (A1+M1+R3)

$$N_{R,D,\text{compr}} = \frac{N_{R,K}}{\gamma_R} = \frac{N_{R,K}}{1.15} = 368 \text{ kN}$$

Riduzione per gruppo di pali secondo la formula di Converse-Labarre

$$E = 1 - \left[\frac{\arctg(d/i)}{90} \right] \cdot \left[\frac{(m-1) \cdot n + (n-1) \cdot m}{m \cdot n} \right] = 0,82$$

Dove:

$m = 15$ numero di pali per fila

$n = 2$ numero di file di pali

$d = 0,24$ [m] diametro dei pali

$i = 1,25$ [m] distanza minima tra i pali

Dal tabulato di calcolo del muro (ALLEGATO A) si evince che $R_{z,\text{Max}}=242,2 \text{ KN}$

– APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

$N_d = 242,2 \text{ KN} < N_{RE} = 368 \times 0,82 = 301 \text{ KN}$

Le verifiche allo stato limite SLU di tipo geotecnico (GEO) a collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione risultano verificate.

Le verifiche della palificata nei riguardi dei carichi trasversali vengono omesse, in quanto tali carichi inducono sforzi di trazione nelle chiodature ed azioni orizzontali pressochè nulle sulla palificata.

Analogamente le verifiche a sfilamento vengono omesse perchè gli sforzi di trazione sulla palificata sono pressochè nulle.

In fase di cantiere sarà necessario eseguire prove di carico statiche come da NTC cap. 6, oltre a prove soniche a discrezione della D.L.

Verifica resistenza pali

Risultano altresì soddisfatte la verifica di resistenza della sezione del palo (riportata nel seguito) e la verifica a punzonamento della suola.

$$N_{res} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 4029 \cdot 355 / 1,05 = 1365 \text{ kN} > N_d$$

trascurando il contributo della sezione di cls e con

$$A = 4029 \text{ mm}^2 \text{ area del tubolare}$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2 \quad \text{valore caratteristico della resistenza}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05 \quad \text{coefficiente di sicurezza per la resistenza}$$

6.2. VERIFICA SUOLA

FLESSIONE

Le verifiche vanno condotte per la combinazione SLU STR, per la quale si ottiene uno sforzo normale di compressione sui pali più a valle pari a 279 kN da cui $M_d = 279 \text{ kNm}$. Tale sollecitazione viene assorbita dalle 2 travi HEB 180 ($M_r = 2 \cdot 126,1 = 252,2 \text{ kNm}$) e dagli inghisaggi Ø20 disposti su due file ad interasse 20 cm ($M_r > 27 \text{ kNm}$).

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClis Normativa: NTC

☒ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL
☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB
☒ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC
☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Ordina per
☒ Wy
☐ Ly
☐ g

Acciaio: S275 (Fe430) f_y (N/mm²): 275 f_u : 430

Lunghezze di libera inflessione [m]
 l_{0y} : 0 l_{0z} : 0

N_{sd} [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
IPE 220	26,2	220	110	5,90	9,20	12,00
HE 160 B	42,6	160	160	8,00	13,00	15,00
IPE 240	30,7	240	120	6,20	9,80	15,00
HE 180 B	51,2	180	180	8,50	14,00	15,00
IPE 270	36,1	270	135	6,60	10,20	15,00
IPE 300	42,2	300	150	7,10	10,70	15,00
UC 200 B	61,3	200	200	9,00	15,00	18,00

Plotta

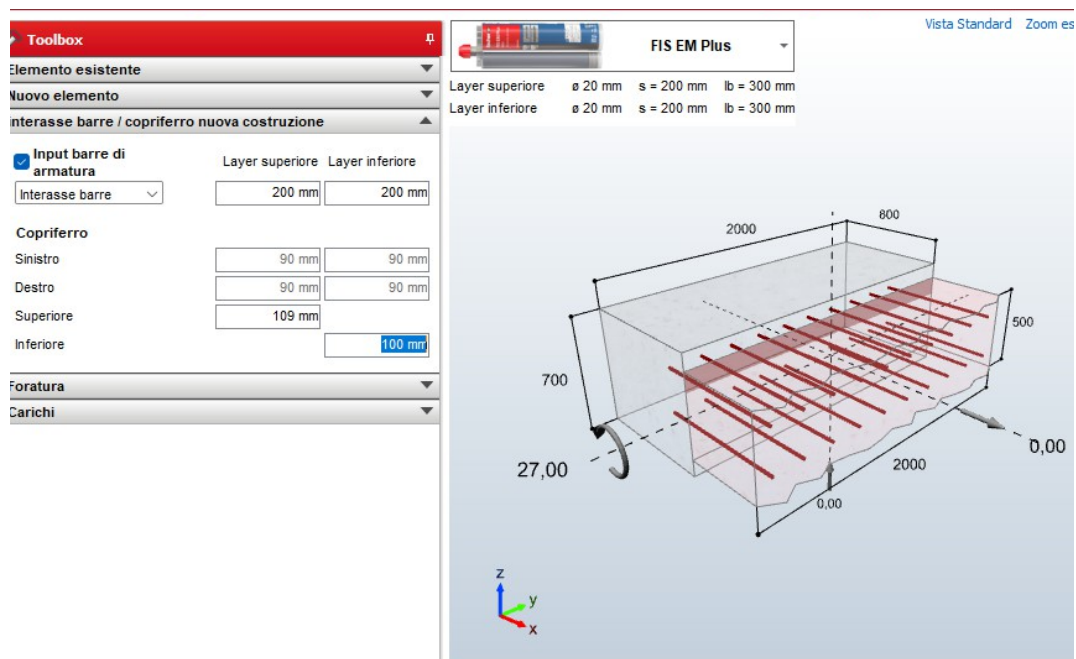
HE 180 B

$N_{by,Rd}$ [kN]: 1.709 $M_{cy,Rd}$ [kNm]: 126,1
 $N_{bz,Rd}$ [kN]: 1.709 $M_{cz,Rd}$ [kNm]: 60,50
 $V_{ply,Rd}$ [kN]: 306,1 $V_{plz,Rd}$ [kN]: 762,1

g (Kg/m): 51,2 r_2 (mm): 0
h (mm): 180 A (cm²): 65,25 i_y (cm): 7,66 i_z (cm): 4,57
b (mm): 180 I_y (cm⁴): 3.831 I_z (cm⁴): 1.363 I_T (cm⁴): 42,16
tw (mm): 8,5 W_y (cm³): 425,7 W_z (cm³): 151,4 I_w (cm⁶): 93.750
tf (mm): 14 $W_{pl,y}$ (cm³): 481,4 $W_{pl,z}$ (cm³): 231
r1 (mm): 15

Classe Sezione
 Compressione: 1
 Flessione My: 1
 Flessione Mz: 1
 Presso-Flessione: 1

Verifiche
 Presso Flessione
 Svergolamento



Gli inghisaggi risultano verificati, come da tabulato di calcolo in ALLEGATO B.

TAGLIO

La reazione vincolare del micropalo per la combinazione SLU STR ($N=V_d= 279 \text{ kN}$) genera un pari sforzo di taglio nella connessione costituita dalla trave HEB 180. Al limite plastico la trave resiste ad un taglio pari a $V_r= 306,1 \text{ kN} > V_d$

6.3. VERIFICA PUNZONAMENTO SUOLA

La verifica a punzonamento viene effettuata sull'intorno del palo con la massima compressione allo SLU STR, pari a $V_{sd} = 279 \text{ kN}$.

Perimetro critico di punzonamento: $u = n\varnothing + nd = 2,16 \text{ m}$

Taglio per unità di lunghezza del perimetro di punzonamento $V_{sd} = \frac{V_{sd}}{u} = 128,7 \text{ kN/m}$

Taglio resistente per unità di lunghezza $v_{rd,1} = \tau_{rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1) \cdot d$

$$K = 1.6 - d \quad K = 1,05$$

$$\tau_{rd} = 0.25 \cdot \frac{0.7 \cdot 0.27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2}}{\gamma_c} = 0,33 \text{ N/mm}^2$$

Rapporto geometrico dell'armatura tesa

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}}$$

$$\rho_{1x} = \frac{A_{sx}}{B \cdot d} = 15,75 / (100 \cdot 45) = 0,0035$$

$$\rho_{1y} = \frac{A_{sy}}{A \cdot d} = 10,05 / (100 \cdot 45) = 0,0022$$

$$\rho_1 = 0,0027$$

$$v_{rd,1} = 203,9 \text{ N/mm} > v_{sd} = 128,7 \text{ N/mm}$$

La verifica a punzonamento risulta soddisfatta.

6.4. VERIFICHE CHIODATURE PASSIVE

Le verifiche degli ancoraggi, secondo il D.M. 17.01.2018 p.to 6.6.2, devono essere effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

APPROCCIO 2: $(A+M1+R3)$

Il software impiegato per il dimensionamento del muro considera le forze massime attivabili nel tirante per crisi da ribaltamento e scorrimento, nel caso specifico pari a $N_d=175$ kN (fila 2)

Si eseguono pertanto le verifiche agli SLU di cui alla relazione geotecnica, confrontandole con:

- Snervamento delle barre Diwidag ($\varnothing 26,5$)

$$N_u=0,9f_ykA_s/Y_s=0,9 \times 950 \times 551/1,2= 392 \text{ kN} > N_d$$

-Sfilamento della fondazione dell'ancoraggio (tensione di aderenza malta-scisti alterati= $7,5/2,5=3,0$ kg/cm²)

$$N_u=nDL\tau/\eta=3,14 \times 10 \times 600 \times 3,0/2= 282 \text{ kN} > N_d$$

Visto il collaudo con esito positivo eseguito ad un valore di 170 kN su una chiodatura di prova del muro nell'ambito dell'appalto di rinforzo provvisorio del ponte, si prescrive il collaudo di tutte le chiodature a 175 kN, e la loro successiva pretensione a 50 kN

6.5. VERIFICA TRAVE DI CONTRASTO

Secondo il principio di azione-reazione, il carico distribuito che genera due reazioni pari a 175 kN risulta $q_h=2 \times 175 \times \cos 15^\circ/L=136$ kN/m in orizzontale e $q_v=2 \times 175 \times \sin 15^\circ/L=37$ kN/m in verticale: trascurando il contributo del paramento esistente, sul placcaggio risulta pertanto $M_{dh}=q_h L^2/8=107$ kNm e $M_{dv}=q_v L^2/8=30$ kNm.

FLESSIONE

La trave sp 30 cm armata con 5+5 $\varnothing 20$ risulta verificata a flessione deviata.

PROG.

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	30	30
2	0	30
3	0	0
4	30	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	3,14	5	25
7	3,14	10	25
8	3,14	15	25
9	3,14	20	25
10	3,14	25	25

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

Diagramma

- NEd = 0 kN

M_{xEd} kNm M_{yEd} kNm
 M_{xRd} kNm M_{yRd} kNm
 ρ_M

Valori Infiltrisci punti

TAGLIO

V_{dh}=q_hL/2=170 kN: V_{dv}= q_vL/2=47 kN V_{comb}=177 kN

La trave sp 30 cm armata con staffe Ø12/20 risulta verificata a taglio.

Dati sezione e materiale				
Base [cm]	40,00	Carico assiale [kN]		0
Altezza [cm]	30,00	diametro ferri lon.[mm]		20
Copriferro [cm]	5,00	f_{ck} [N/mm ²]		28
f_{yk} [N/mm ²]	450,00	f_{cd} [N/mm ²]		15,87
Armatura trasversale				
diametro staffe [mm]	12,00	passo [cm]		20
Area staffe [mm ²]		226	numero braccia	2
Verifica a Taglio				
θ per $V_{Rsd}=V_{Rsd}$	$\cotg\theta$	α_c	V_{Rsd} [kN]	V_{Rcd} [kN]
2,4840	2,4840	1,00	225,58	225,58
Taglio Resistente di Progetto V_{Rd} [kN]				225,58

6.6. VERIFICA PARAMENTO TRATTO TIRANTATO

FLESSIONE

Si verifica la sezione di base del placcaggio, armata in verticale con 1+1Ø16/20 e trascurandone a favore di sicurezza il comportamento a lastra.

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10,05	4
			2	10,05	26

☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 125,8 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0
 Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
☐ Precompresso

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 112,4 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 19,16 ‰
 d 26 cm
 x 4,015 x/d 0,1544
 δ 0,7

$$M_r = 112,4 \text{ kNm} > M_d = 109,3 \text{ kNm}$$

TAGLIO

In assenza di armature specifiche a taglio, considerando la nuova armatura verticale del placcaggio (1+1Ø16/20) e sempre trascurando il comportamento a lastra si ottiene

$$V_r = (0,18 \times ((1 + 200/260)^{0,5})) \times (100 \times (1005) \times 29,05 / (260 \times 1000))^{1/3} / 1,5 \times 260 \times 1000 + 0,15 \times (125800 / (260 \times 1000)) = 133,9 \text{ kN} > V_d = 131,4 \text{ kN}$$

6.7. VERIFICA PARAMENTO TRATTO NON TIRANTATO

In prossimità della tombinatura l'altezza del muro si riduce progressivamente da 5.5 m a 3.5 m circa. In questo tratto, di sviluppo medio $a=3,8$ metri, non vengono disposti tiranti facendo affidamento sul muro d'argine destro della tombinatura che funge da contrafforte.

FLESSIONE

Si verifica il placcaggio come lastra vincolata ai lati al muro tirantato ed all'argine tombinatura, soggetta alla spinta del terreno ipotizzata (a favore di sicurezza) distribuita uniformemente sull'altezza: risulta $q=300/5,5=54,5 \text{ kN/m}^2$.

Per rapporto tra i lati della lastra pari a 1, in corrispondenza dei vincoli si ottiene

$$M = -qa^2/14,35 = 54,9 \text{ kNm/m}$$

Mentre in mezzzeria si ottiene

$$M = qa^2/31,65 = 24,9 \text{ kNm/m}$$

Anche trascurando a favore di sicurezza la compressione che agisce sulla sezione, la sola armatura orizzontale del placcaggio (1+1Ø12/20) è sufficiente a sopportare i momenti flettenti agenti.

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	4
2	5,65	26

N° strati barre Zoom

☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
☒ B450C ☐ C28/35
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 M-curvatura
☐ Precompresso

$$M_r = \pm 59,0 \text{ kNm} > M_d = -54,9 \text{ kNm}$$

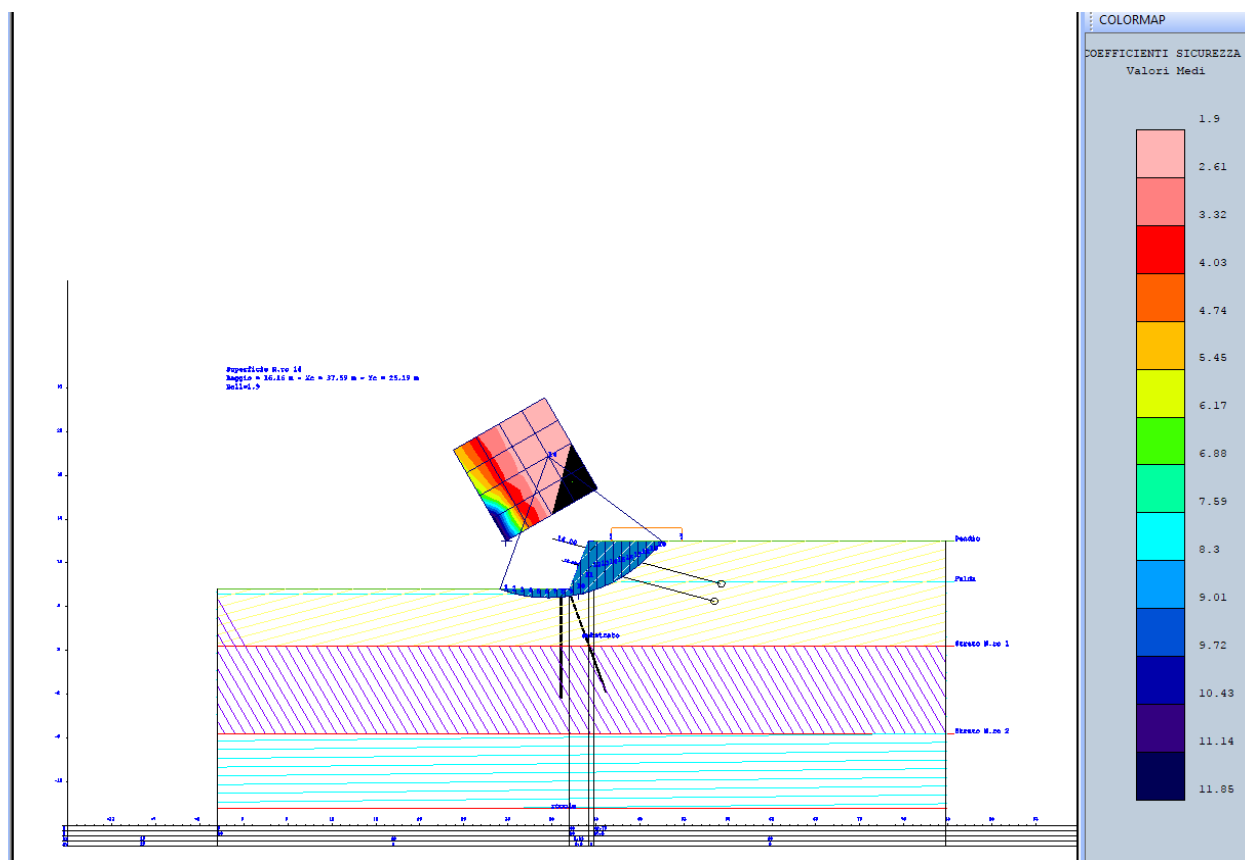
TAGLIO

In assenza di armature specifiche a taglio, considerando la nuova armatura orizzontale del placcaggio (1+1Ø12/20) e sempre trascurando il comportamento a lastra si ottiene

$$V_r = (0,18 \times ((1 + 200/260)^{0,5})) \times (100 \times (565) \times 29,05 / (260 \times 1000))^{1/3} \times 1,5 \times 260 \times 1000 = 108,1 \text{ kN} > V_d = 3,8 \times 54,5 / 2 = 103,6 \text{ kN}$$

6.8. VERIFICA STABILITA' GLOBALE

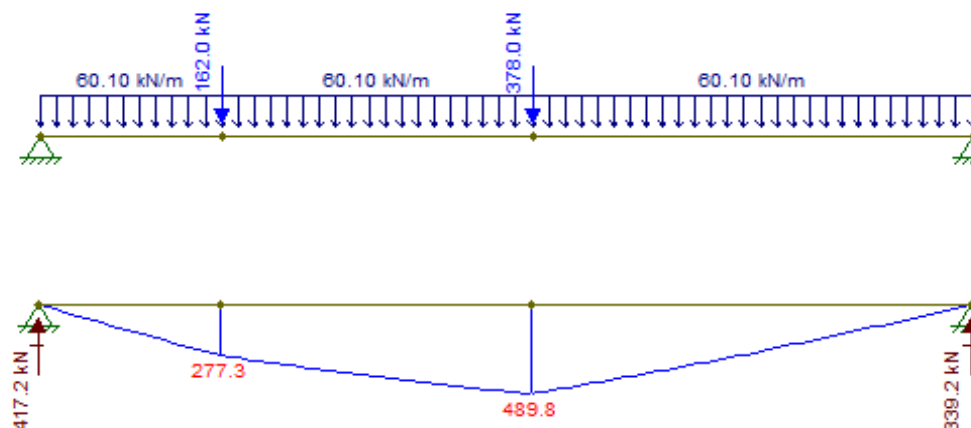
La verifica di stabilità globale del muro, eseguita previa generazione del pendio e di un reticolo di possibili centri della superficie di scivolamento, risulta soddisfatta con coefficiente $F_s \text{ min} = 1,9 > 1$



7. TOMBINATURA

7.1. VERIFICA COPERTURA TOMBINATURA

Si dimensiona la nuova copertura per il carico tandem dovuto al traffico veicolare di un autoveicolo avente massa complessiva a pieno carico 400 kN. La massima sollecitazione flettente si ottiene per carico variabile in mezz'ora. Per l'impalcato con larghezza 300 cm (pari ad una corsia di marcia) e luce di calcolo 360 cm (pari ad 1,05 luce netta), si valuta il carico permanente pari a $G1k = (0,3 \times 4,5 + 2 \times 0,2 \times 0,15) \times 25 = 35,3$ kN/m, il sovraccarico permanente pari a $G2k = 0,1 \times 4,1 \times 22 + 2 \times 0,05 = 9,2$ kN/m. Si ipotizza che il 70% della massa a pieno carico gravi sugli assi posteriori, da cui $Qk = 400 \times 0,7 = 280$ kN/asse. La configurazione più gravosa si ha per assi posteriori ad interasse 120 cm a cavallo della sezione di mezz'ora.



Disponendo travetti c.a.p. 9x12 con armatura inferiore in trefolo 96 mm² a travetto+1Ø16 a travetto si ottiene $M_r = 725 \text{ kNm} > M_d = 490 \text{ kNm}$.

PROLO -

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	300	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	24	25,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 490 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

M_{xRd} 725,7 kNm

σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 1,379 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 6,895 ‰
 d 25,5 cm
 x 8,586 x/d 0,3367
 δ 0,8609

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

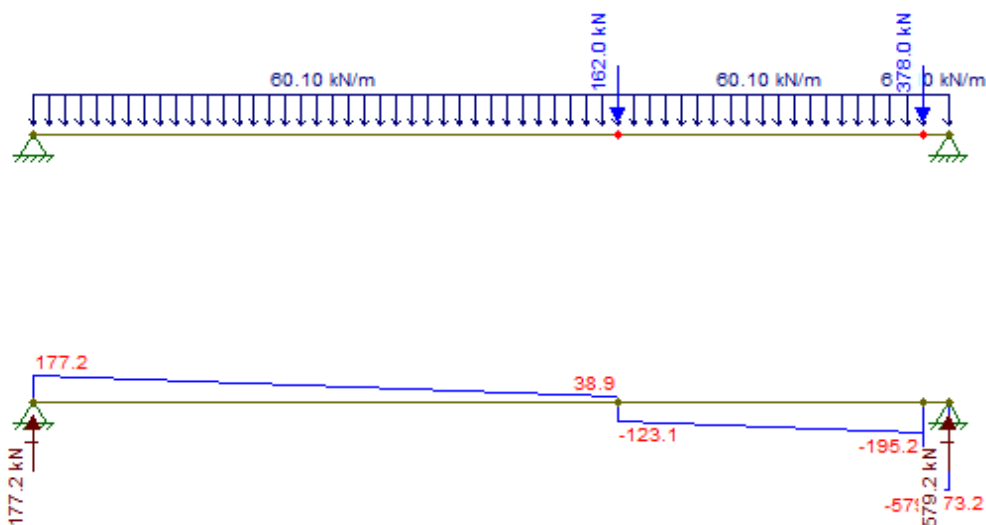
Precompresso

Materiali

Trefolo C28/35

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 1,409 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 7,045 ‰ σ_{c,adm} 11 N/mm²
 σ_{s,adm} 1080 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

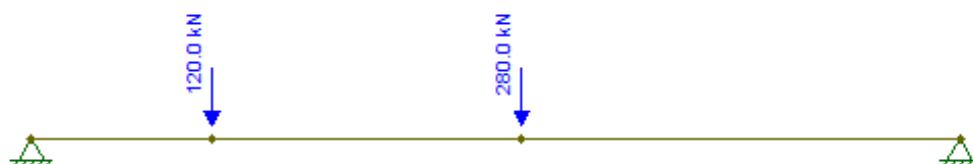
La massima sollecitazione tagliante si ottiene per carico variabile in prossimità dell'appoggio.



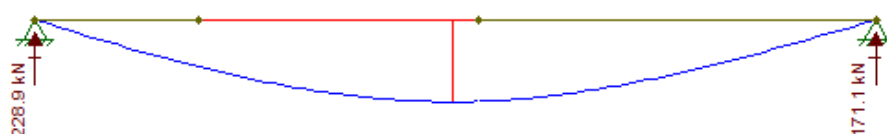
In assenza di armature specifiche a taglio, considerando i ferri correnti Ø16/travetto e l'armatura dei trefoli (96 mm² a travetto) si ottiene

$$V_r = (0,18 \times ((1 + 200/250)^{0,5})) \times (100 \times (3552 + 7437) \times 24,9 / (250 \times 4500))^{1/3 / 1,5} \times 250 \times 4500 = 740 \text{ kN} > V_d = 694 \text{ kN}$$

La massima inflessione per la combinazione di carico rara risulta pari a 3,5 mm ~ L/1000, valore che si ritiene accettabile.



/rotat. at local pos.: x = 1.09 m L = 1.20 m - Dx: 0.000e+000 mm Dy: -3.436e+000 mm Rz: -3.309e-006 rad



Il cordolo di altezza minima 20 cm dal finito pavimentazione funge da protezione del parapetto metallico dall'urto dei veicoli.

7.2. VERIFICA MICROPALI TOMBINATURA

MICROPALI ϕ 160: lunghezza 9 m

Terreno di riporto o roccia fortemente alterata e priva di coesione $L_{\text{frat}}=7$ m a profondità media $z_m=3.5$ m, ipotizzata sotto falda
 Calcescisto alterato $L=2$ m

M1		$\varphi'_k = \varphi' / 1 = 30^\circ$	$c'_k = c_k / 1 = 200 \text{ KN/m}^2$
ϕ micropalo	0,16	m	
L_{frat}	7	m	
z_m	3,5		
$\text{tg}\varnothing$	0,577		
γ'_c	14		
L	2	m	
C'_k	200	KN/m ²	
ξ	1,65		

N_R 301 KN

$N_{R,K} = N_R / \xi = 182 \text{ KN}$

APPROCCIO 2: (A1+M1+R3)

$$N_{R,D,\text{compr}} = \frac{N_{R,K}}{\gamma_R} = \frac{N_{R,K}}{1.15} = 158 \text{ kN}$$

Riduzione per gruppo di pali secondo la formula di Converse-Labarre

$$E = 1 - \left[\frac{\arctg(d/i)}{90} \right] \cdot \left[\frac{(m-1) \cdot n + (n-1) \cdot m}{m \cdot n} \right] = 0,89$$

Dove:

$m = 4$ numero di pali per fila

$n = 1$ numero di file di pali

$d = 0,16$ [m] diametro dei pali

$i = 0,70$ [m] interasse tra i pali

Ipotizzando che sui micropali venga trasferito il carico centrato dovuto alla nuova tombinatura (per una superficie di circa 10 m²) e di un veicolo avente massa a pieno carico di 400 kN, sul singolo palo in SLU GEO si ottiene $N_d = (0,4 \cdot 10 \cdot 25 + 1,15 \cdot 400) / 8 = 70 \text{ KN}$

- APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

$N_d = 70 \text{ KN} < N_{RE} = 158 \cdot 0,89 = 140 \text{ KN}$

Le verifiche allo stato limite SLU di tipo geotecnico (GEO) a collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione risultano verificate.

Le verifiche della palificata nei riguardi dei carichi trasversali eventualmente trasmessi dalle spalle tombinatura vengono omesse, in quanto tali carichi vengono assorbiti dalla copertura della tombinatura.

Analogamente le verifiche a sfilamento vengono omesse perchè gli sforzi di trazione sulla palificata sono pressochè nulle.

In fase di cantiere sarà necessario eseguire prove di carico statiche come da NTC cap. 6, oltre a prove soniche a discrezione della D.L.

Risultano altresì soddisfatte la verifica di resistenza della sezione del palo (riportata nel seguito) e la verifica a taglio del cordolo.

$$N_{res} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1520 \cdot 355 / 1,05 = 513 \text{ kN} > N_d$$

trascurando il contributo della sezione di cls e con

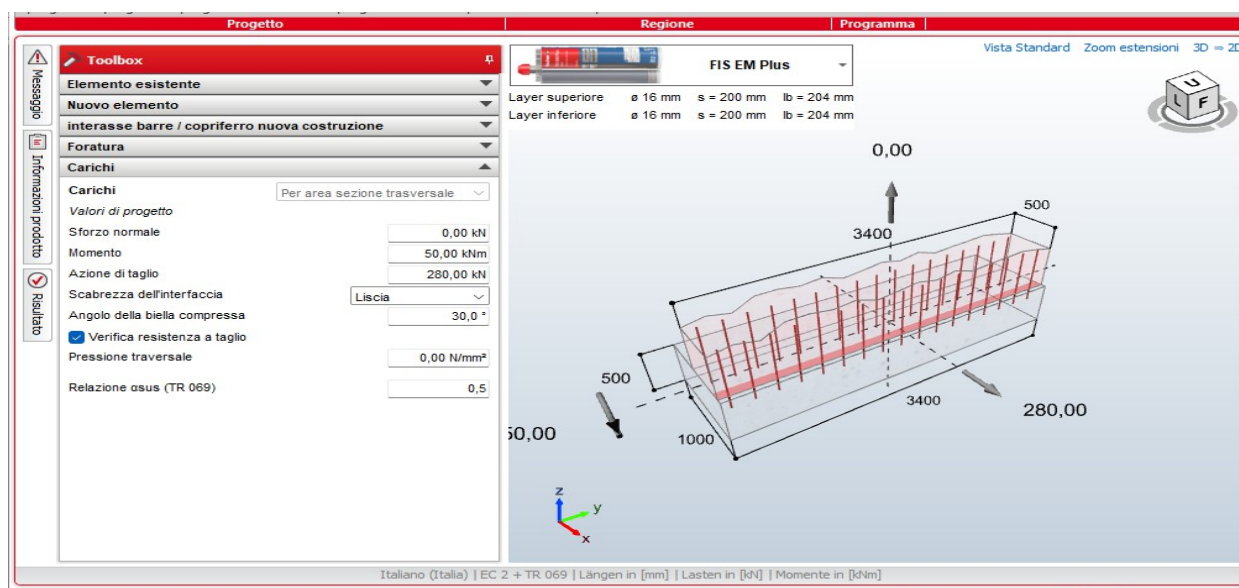
$$A = 1520 \text{ mm}^2 \text{ area del tubolare}$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2 \quad \text{valore caratteristico della resistenza}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05 \quad \text{coefficiente di sicurezza per la resistenza}$$

Dati sezione e materiale				
Base [cm]	40,00	Carico assiale [kN]	0	
Altezza [cm]	50,00	diametro ferri lon.[mm]	16	
Copriferro [cm]	5,00	f _{ck} [N/mm ²]	29	
f _{yk} [N/mm ²]	450,00	f _{cd} [N/mm ²]	16,43	
Armatura trasversale				
diametro staffe [mm]	10,00	passo [cm]	20	
Area staffe [mm ²]		157	numero braccia	2
Verifica a Taglio				
θ per V _{Rsd} = V _{Rsd}	cotgθ	α _c	V _{Rsd} [kN]	V _{Rcd} [kN]
3,1136	2,5000	1,00	298,72	440,64
Taglio Resistente di Progetto V _{Rd} [kN]				298,72

Anche le barre di inghisaggio per il collegamento dei cordoli testa micropali con le spalle tombinatura risultano verificate a tale azione $N_d = (0,4 \cdot 10 \cdot 25 + 1,15 \cdot 400) / 2 = 280 \text{ kN}$, come si evince dalla figura sottostante.



Si rimanda al tabulato di calcolo in ALLEGATO C.

7.3. VERIFICA MURETTO REDIRETTIVO

Le verifiche vengono eseguite per la combinazione ECCEZIONALE, assumendo un urto pari a 100 kN perpendicolare al manufatto posizionato in sommità della sezione di mezzeria: nell'ipotesi cautelativa che tale azione sia puntuale in mezzeria, si ottiene $M_d = pL/4 = 100 \cdot 3,4/4 = 85$ kNm inferiore ad $M_r = 135$ kNm.

N° strati barre 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5
2	10,05	35

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N Ed 0 kN
M xEd 0 kNm
M yEd 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C28/35
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 % σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M xRd 135,4 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 %
 ε_s 25,95 %
 d 35 cm
 x 4,16 x/d 0,1189
 δ 0,7

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

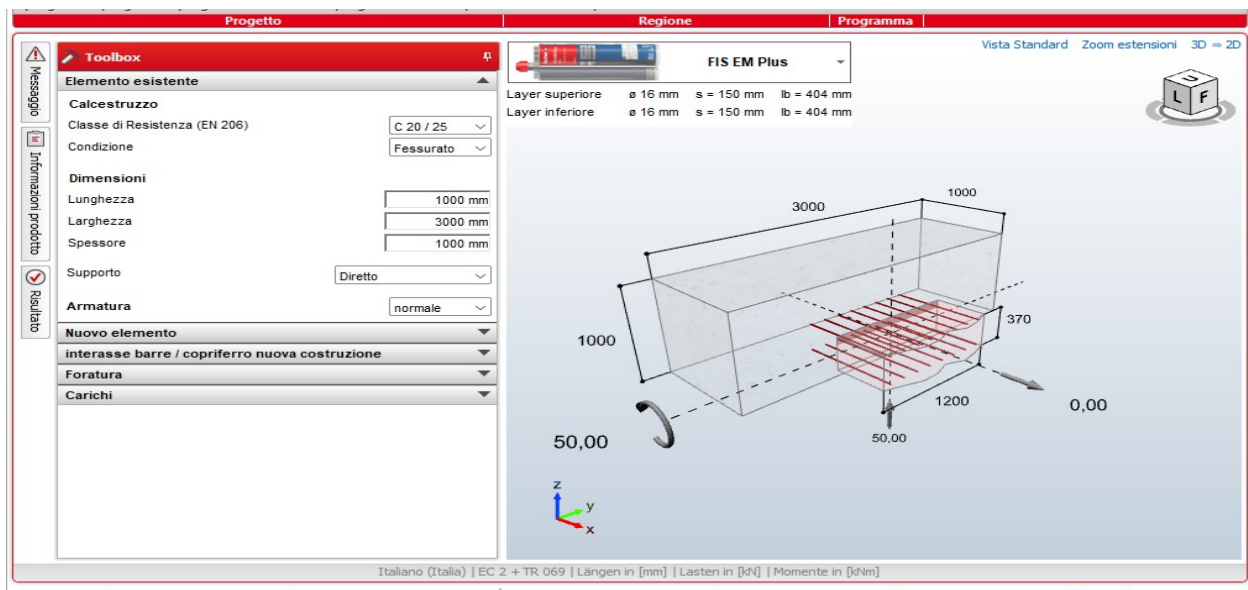
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ 0 cm **Col. modello**
M-curvatura
☐ Precompresso

La massima sollecitazione tagliante risulta $V_d = p/2 = 50 \text{ kN}$

In assenza di armature specifiche a taglio, considerando i ferri correnti $\varnothing 16$ si ottiene

$$V_r = (0,18 \times ((1 + 200/350)^{0,5})) \times (100 \times 1005 \times 24,9 / (350 \times 1000))^{1/3} \times 350 \times 1000 = 149 \text{ kN} > V_d = 50 \text{ kN}$$



Gli inghisaggi risultano verificati, come da tabulato di calcolo in ALLEGATO D.

8. DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. Il calcolo del muro tirantato su pali viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a sfilamento delle chiodature

- Calcolo della portanza assiale e trasversale dei pali. Progetto e verifica delle armature dei pali inseriti
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018. La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Cdw Win Produttore STS srl, S.Agata Li Battiati (CT)

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice STS srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare. Informazioni generali sull'elaborazione Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali.

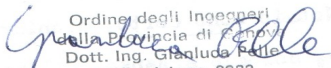
A titolo di esempio si confronta la componente orizzontale della spinta del terreno sul paramento del muro calcolata dal software per la combinazione di carico A1 (che applica coeff. parziale carichi pari a 1.5), pari a 295 kN/m, con la spinta calcolata secondo le formule della geotecnica (spinta del terreno+spinta dovuta al sovraccarico).

$$S=1.5*Ka(\gamma H^2/2+ qH)=1,5*0,4(20*5,5^2/2+38*5,5=306 \text{ kN/m}$$

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

In fede

ing. Gianluca Pelle


Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Genova
Dott. Ing. Gianluca Pelle
N° iscrizione 6983