0	11/2017	PRIMA EMISSIONE	NARDONE	GATTI	CASSANI
Revisione	**Data**	**Oggetto revisione**	**Redatto**	**Verificato**	**Approvato**

REGIONE LIGURIA

#ItaliaSicura Presidenza del Consiglio dei Ministri

COMUNE DI GENOVA

PIANO STRALCIO PER LE AREE METROPOLITANE E LE AREE URBANE CON ALTO LIVELLO DI POPOLAZIONE ESPOSTA AL RISCHIO DI ALLUVIONI

Presidenza del Consiglio dei Ministri

PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
COMMISSARIO STRAORDINARIO
delegato per l'attuazione degli interventi inseriti nell'A.d.P. del 16.09.2010 e ss.ii.
(ex art. 10 del D.L. n. 91 del 24.06.2014)

Commissario straordinario

Dott. Giovanni TOTI

PROGETTISTI

CAPOGRUPPO MANDATARIA:

ROCKSOIL S.p.A.
CONSULENZA E ASSISTENZA TECNICA
nel campo della GEOINGEGNERIA

MANDANTI:

art ambiente risorse territorio

HYDRODATA INGEGNERIA DELLE RISORSE IDRICHE

Ing. Mario CANGIANO

Ing. Paolo GALLO

Ing. Francesco DE SANCTIS

Dott.ssa Francesca GIOMI

RESPONSABILE STRUTTURA COMMISSARIALE: **Ing. Luca BERRUTI**

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO: **Ing. Stefano PINASCO**

Progettista responsabile integrazioni prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico della mandataria.
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MILANO
DOTT. ING. CASSANI GIOVANNA
Sez. A Settori
a) civile e ambientale
b) industriale
c) dell'informazione
n° A 20997

Progettista/Progettisti responsabili elaborato
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MILANO
DOTT. ING. CASSANI GIOVANNA
Sez. A Settori
a) civile e ambientale
b) industriale
c) dell'informazione
n° A 20997

Intervento/Opera

SECONDO LOTTO DEI LAVORI RELATIVI ALLA REALIZZAZIONE DELLA GALLERIA SCOLMATRICE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA

PROGETTO ESECUTIVO

N° Progr. ----

Codice elaborato: BIS2E - R - OSM01 -RE01- 0

Oggetto della tavola

OPERE DI SBOCCO A MARE

SCAVI ED OPERE PROVVISIONALI

Opere di sostegno degli scavi: relazione tecnica e di calcolo paratie

Scala: -

Data: NOVEMBRE 2017

Codice FILE: BIS2E-R-OSM01-RE01-0.DWG

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DELLA STRUTTURA COMMISSARIALE E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

INDICE

1 Introduzione 2
2 Descrizione dell'opera 3
3 Normativa e riferimenti 5
4 Materiali 6
5 Caratterizzazione geotecnica 7
6 Criteri di calcolo 8
7 Sezione di calcolo 10
7.1 Metodologia di analisi 10
7.2 Geometria di calcolo 11
8 Risultati 12
8.1 Sezione 1 13
9 Verifiche 15
9.1 Sezione 1 15

1 Introduzione

Nella presente relazione vengono presentati i calcoli effettuati per il dimensionamento e la verifica delle opere di sostegno degli scavi necessari a realizzare la connessione con l'opera di sbocco a mare previste nell'ambito del Progetto Esecutivo per il Secondo Lotto dei lavori relativi alla realizzazione della galleria scolmatrice del torrente Bisagno.

Il manufatto si sviluppa per una lunghezza complessiva di circa 40 m dei quali 23.5 a partire dall'attuale filo delle arcate di C.so Italia verso il mare. L'opera si compone di:

1. un primo tratto che si sviluppa al di sotto degli arconi di Corso Italia per il quale è stata studiata una soluzione ad hoc per poter sorreggere la struttura esistente di galleria artificiale. La struttura studiata consentirà il riutilizzo dello spazio al di sotto degli arconi valorizzandone il valore architettonico.
2. Un secondo tratto di galleria a sezione policentrica il cui intradosso corrisponde a quello della galleria principale scavata con TMB. Tale tratto verrà realizzato al di sopra di una culla che servirà per la traslazione e lo smontaggio della fresa. La lunghezza di tale tratto misurata in asse alla galleria è di circa 10 m.
3. un terzo tratto caratterizzato dalla variabilità del profilo di intradosso per consentire il raccordo con la struttura esistente realizzata a valle del canale scolmatore del Fereggiano. Tale tratto presenta una lunghezza di 10 m.

L'opera appena descritta termina, lato mare, in adiacenza alla struttura di sbocco a mare, già in essere al momento della realizzazione e parte del primo lotto.

Il ricoprimento medio su tutto lo sviluppo dell'opera è pari a 0.80 m.

L'area interessata dall'opera oggetto del presente documento sarà destinata in una prima fase allo smontaggio della TBM. Nel dettaglio le fasi sono le seguenti:

1. Esecuzione delle opere di sostegno degli scavi
2. Scavo sino alla quota di imposta della culla
3. Realizzazione della culla
4. Traslazione e smontaggio fresa
5. Completamento delle strutture definitive

Il fondo scavo lungo tutto lo sviluppo dell'opera si attesta in corrispondenza dello strato di roccia molto fratturata caratterizzata da una permeabilità elevata di carattere secondario. In fase di scavo si prevede di gestire le venute d'acqua con un pompaggio: la realizzazione di un tampone di fondo prima di iniziare le operazioni di scavo consentirà di cementare le fratture dell'ammasso e quindi ridurre la permeabilità. Successivamente, durante lo smontaggio della fresa è previsto che sia gettata solo la soletta di fondazione (culla) delle strutture interne; in questo frangente la sicurezza al galleggiamento è garantita da un sistema di tiranti verticali in roccia annegati nel getto della platea.

2 Descrizione dell'opera

La presente relazione riguarda le opere di sostegno degli scavi necessarie alla realizzazione delle strutture di connessione della galleria del Bisagno all'opera di sbocco a mare comune al canale scolmatore del Fereggiano.

Si prevede che lo scavo sino alla quota di imposta fondazione della galleria artificiale sia eseguito tra paratie realizzate con micropali Φ350 realizzati ad interasse 40 cm. L'armatura è costituita da profili HEB200.

La paratia è opportunamente vincolata agli spostamenti in direzione orizzontale da un sistema di tiranti in trefoli (3) e puntoni metallici. I tiranti sono realizzati al di sopra della quota di falda mentre nel caso in cui siano necessari dei sostegni a quote inferiori si prevede l'uso di puntoni.

Per i tiranti si è considerata un'inclinazione di 30° rispetto all'orizzontale e si sono disposti a interasse di 2.4 m. I puntoni sono realizzati con profili circolari cavi di diametro esterno pari a 610 mm e spessore 10mm. L'interasse massimo è pari a 4m.

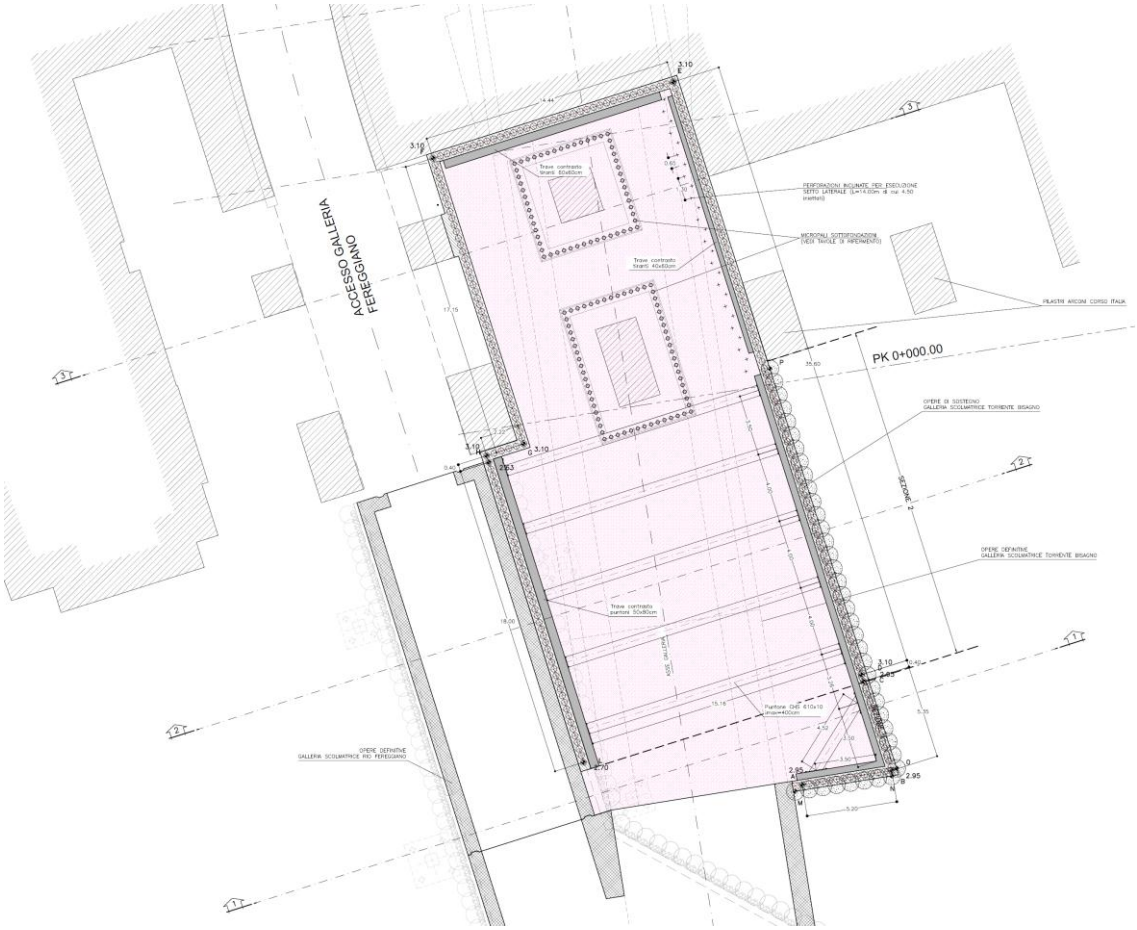


Figura 2-1 – Planimetria generale

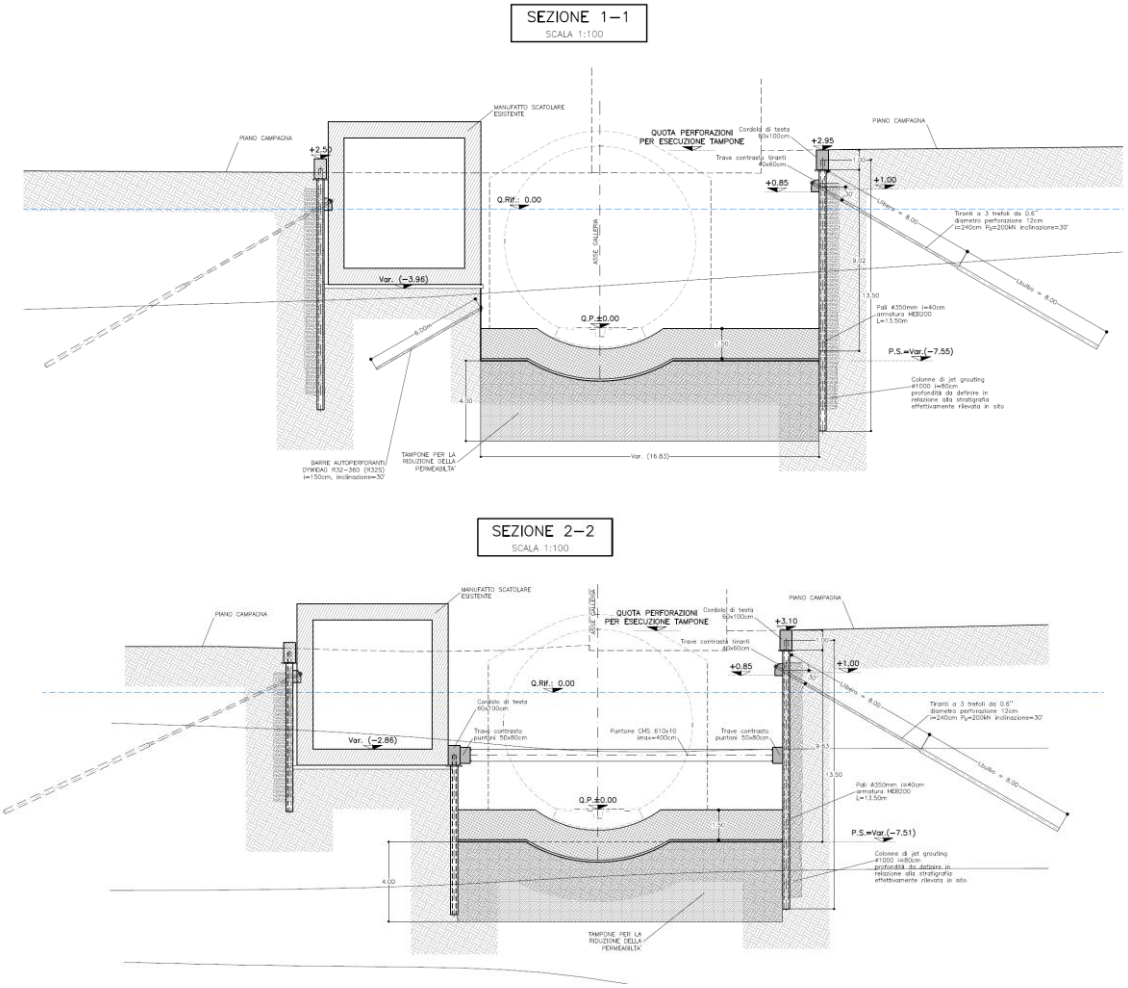


Figura 2-2 – Sezioni trasversali

3 Normativa e riferimenti

Per lo svolgimento delle analisi e la redazione degli elaborati di progetto esecutivo si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni"
- UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità"

4 Materiali

Per le opere provvisionali si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe R_{ck} ≥30 N/mm2:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90$ N/mm²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \cdot fck/1.5 = 14.17$ N/mm²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}2/3 = 2.56$ N/mm²
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79$ N/mm²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1.19$ N/mm²
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 14.60$ N/mm²
Resistenza a compressione (comb. Quasi Permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 11.21$ N/mm²
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000\ [(f_{ck}+8)/10]0.3 = 31476$ N/mm²

Per le armature metalliche si adottano barre in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Limite di snervamento	$f_y \geq 450$ N/mm²
Limite di rottura	$f_t \geq 540$ N/mm²
Allungamento totale al carico massimo	$A_{gt} \geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1{,}15 \leq R_m/R_e \leq 1{,}35$
Rapporto f_y misurato/ $f_{y\,nom}$	≤ 1,25
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} = 360.00$ N/mm²
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\sigma_s = 391.30$ N/mm²

Per le opere provvisionali si utilizzano trefoli stabilizzati da 0.6" (139 mm²) a 7 fili che presentano le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica di rottura	$f_{ptk} = 1860$ N/mm²
Resistenza caratteristica all'1% di deformazione totale	$f_{p(1)k} = 1670$ N/mm²
Allungamento sotto carico massimo	$A_{gt} = 3.5\%$
Modulo elastico	$E_p = 200000$ N/mm²
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$

Per la carpenteria metallica è previsto l'uso di acciaio tipo S355:

Resistenza caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 355$ N/mm²
Modulo elastico	$E_s = 210000$ N/mm²
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$

5 Caratterizzazione geotecnica

Per la caratterizzazione geotecnica si faccia riferimento agli elaborati specialistici geologici e geotecnici. Nell'area in esame si distinguono 4 strati per i quali si sono assunte le caratteristiche elencate nel seguito.

1) Depositi di spiaggia:
   Φ = 35°
   γ = 19 kN/m^3
   c = 0 kPa
   E = 20 MPa

2) Flysch molto fratturato:
   Φ = 40°
   γ = 23 kN/m^3
   c = 30 kPa
   E = 250 MPa

3) Flysch da moderatamente a poco fratturato:
   Φ = 54°
   γ = 24 kN/m^3
   c = 100 kPa
   E =1500 MPa

4) Flysch poco o nulla fratturato:
   Φ = 58°
   γ = 26 kN/m^3
   c = 400 kPa
   E = 7500 MPa

6 Criteri di calcolo

La valutazione delle condizioni di sicurezza dell'opera in progetto dal punto di vista strutturale e geotecnico viene condotta in accordo al Metodo agli Stati Limite.

Conformemente alla normativa, si considerano i seguenti stati limite:

- SLE: stato limite di esercizio, in cui le azioni (A) e le caratteristiche dei materiali/terreni (M) sono portati in conto con i loro valori caratteristici (A_k) e (M_k).
- SLU1: stato limite ultimo, combinazione A1+M1, in cui le azioni vengono amplificate con opportuni set di coefficienti parziali (gruppo A1), mentre le resistenze di materiali e terreni vengono abbattute mediante opportuni set di coefficienti parziali (gruppo M1).
- SLU2: stato limite ultimo, combinazione A2+M2, in cui le azioni vengono amplificate con opportuni set di coefficienti parziali (gruppo A2), mentre le resistenze di materiali e terreni vengono abbattute mediante opportuni set di coefficienti parziali (gruppo M2).

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	**(A1)** STR	**(A2)** GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 6-1 – Coefficienti parziali per le azioni (riferimento DM2008)

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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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

Figura 6-2 – Coefficienti parziali per le caratteristiche geomeccaniche del terreno (riferimento DM2008)

La verifica degli elementi strutturali viene condotta utilizzando le massime sollecitazioni derivanti dall'inviluppo delle combinazioni sopra presentate.

Per quanto riguarda i tiranti di ancoraggio, se presenti, la Normativa impone che siano verificati dal punto di vista geotecnico (resistenza allo sfilamento del tratto ancorato, ovvero il bulbo) e dal punto di vista strutturale (sezione resistente in acciaio).

La resistenza di progetto della fondazione (GEO) si esprime come:

$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_R$

dove $R_{a,k}$ è la resistenza caratteristica e γ_R è il coefficiente di sicurezza parziale come riportato in tabella seguente:

Tabella 6.6.I – *Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi*

	SIMBOLO γ_R	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Figura 6-3 – Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi (riferimento DM2008)

Nel caso in esame trattasi di opere provvisionali con tiranti temporanei, per cui si assume $\gamma_{Ra,t}$ = 1.1.

La resistenza $R_{a,k}$ caratteristica è derivata da sperimentazioni dirette oppure da formule analitiche:

$$R_{ak} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}}\right\}. \qquad (6.2.13)$$

in cui $R_{a,c}$ medio e minimo sono le resistenze media e minima derivate tramite correlazioni disponibili in letteratura; ξ_{a3} e ξ_{a4} sono coefficienti che tengono conto del grado di approfondimento sperimentale del terreno, come da tabella a seguire:

Tabella 6.6.III: *Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.*

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Figura 6-4 – Fattori di correlazione (riferimento DM2008)

Nel caso in esame ci si pone nel caso più sfavorevole assumendo ξ_{a3} = ξ_{a4} = 1.8.

La condizione di verifica è rispettata se $E_d \leq R_d$ con E_d la sollecitazione di calcolo.

La resistenza strutturale (STR) del tratto libero del tirante fa riferimento alla resistenza di calcolo:

$f_{yd} = f_{p(1)k} / \gamma_s$

Per quanto riguarda la valutazione della resistenza a sfilamento del tratto ancorato (GEO), con riferimento agli strati indicati in precedenza, si assume cautelativamente:

1) per terreni tipo 1 (depositi di spiaggia) e 2 (Flysch molto fratturato): iniezione in pressione tipo IRS, coefficiente maggiorativo dovuto a sbulbatura α=1.4, τ_{lim}=200 kPa, con riferimento agli abachi di Bustamante-Doix;

2) per rocce tipo 3 (Flysch da moderatamente a poco fratturato) e 4 (Flysch poco o nulla fratturato) iniezione a gravità senza incremento del diametro del bulbo, τ_{lim}=400 kPa.

7 Sezione di calcolo

Per l'analisi delle opere di sostegno si è analizzata una sezione di calcolo considerata rappresentativa delle diverse situazioni.

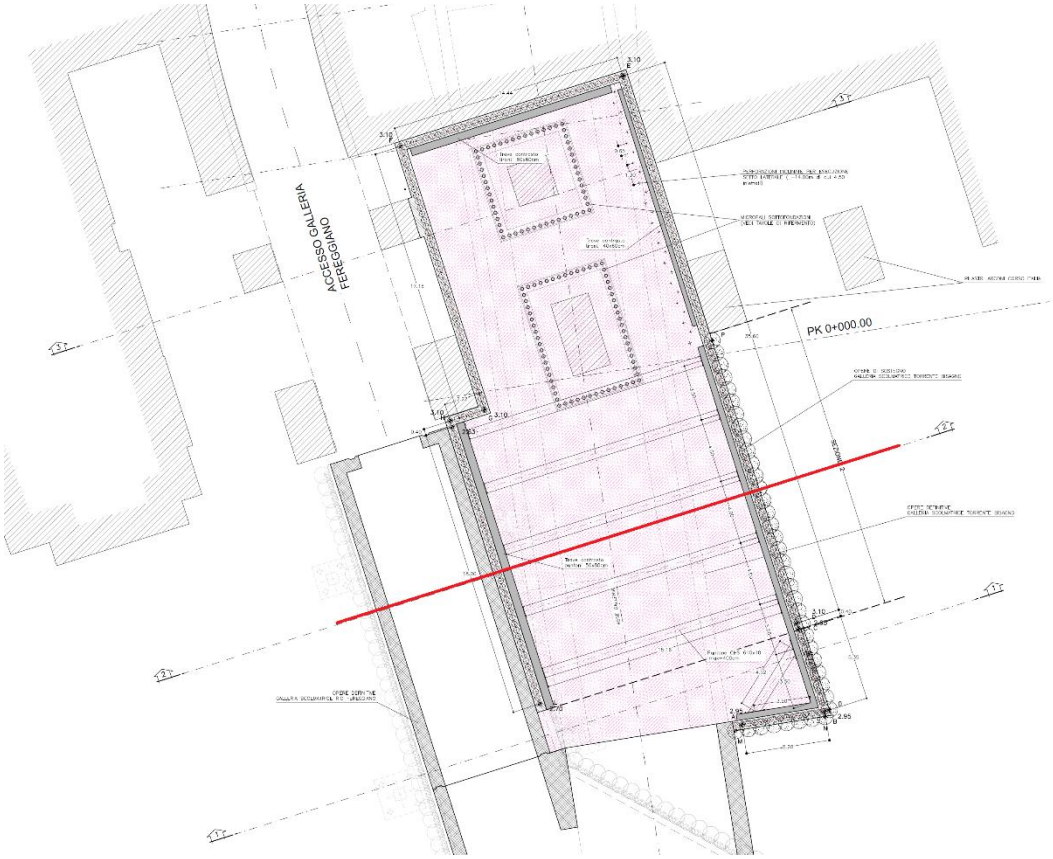


Figura 7-1 – Planimetria con indicazione della sezione di calcolo

7.1 Metodologia di analisi

Il calcolo viene eseguito attraverso il codice Paratie Plus 2014 fornito dalla Harpaceas, considerando le diverse condizioni di carico a cui è soggetta la paratia durante le successive fasi di scavo parziale e di esecuzione dei tiranti/puntoni.

Per il calcolo si considerano le seguenti fasi:

1. Realizzazione dei micropali
2. Scavo sino a 50 cm al di sotto della quota di installazione del tirante
3. Installazione del tirante e applicazione del pretiro
4. Scavo sino a 50 cm al di sotto della quota di installazione del puntone
5. Installazione del puntone
6. Scavo sino alla quota di fondo scavo
7. Getto della culla prevista in fase di cantiere
8. Rimozione del puntone metallico per consentire le operazioni di smontaggio della fresa
9. Risalita della falda per effetto di mareggiate

Le azioni agenti sono quelle prodotte dalla spinta delle terre e dell'acqua, valutate automaticamente dal software, sia a monte che a valle. A tal proposito si evidenzia che, nonostante il livello di falda possa essere

assunto pari a quota 0.00 m s.l.m., si considera a favore di sicurezza una fase aggiuntiva, oltre a quella di raggiungimento di fondo scavo, che prevede un incremento del livello del mare per effetto di mareggiate pari a +1.00 m.

In tutti i casi a tergo della paratia, a piano campagna, viene considerato un sovraccarico variabile pari a 10 kN/m^2 a simulare il transito/stazionamento di un mezzo di cantiere per una fascia di larghezza pari a 5 m.

7.2 Geometria di calcolo

Nella tabella seguente si riepilogano le caratteristiche geometriche dei micropali e degli elementi di sostegno orizzontale considerate nel calcolo

MICROPALO				TIRANTI										PUNTONI	
Φ	i	Armatura	Lpalo	n° tr	Φ tr	Φ perf	i	α	L_L	L_B	L_{tot}	metodo	P0	Profilo	i
mm	m		m		"	mm	m	°	m	m	m		kN		m
350	0.4	HEB200	14	3	0.6	120	2.4	30	8	8	16	IRS	200	CH610x10	4

Tabella 7-1 – Caratteristiche della sezione di calcolo

La quota di testa palo, l'altezza massima di scavo e la stratigrafia sono state dedotte dai profili in corrispondenza della sezione di calcolo. Si riportano i dati di input considerati per l'analisi svolta:

<u>Sezione 1</u>

Quota testa palo	+3.10 mslm
Quota piede palo	-10.90 mslm
Quota tirante	+1.00 mslm
Quota puntone	-3.20 mslm
Quota fondo scavo	-7.50 mslm
Spessore soletta di fondazione (fase di cantiere)	1.50 m

Spessore strato Depositi di sabbia	5.10 m
Spessore strato Flysch molto fratturato	7.85 m
Spessore strato Flysch da moderatamente a poco fratturato	4.35 m

8 Risultati

Di seguito si riporta per la sezione di calcolo analizzata l'inviluppo dei risultati utilizzati per le verifiche e i particolare:

- L'inviluppo delle deformazioni in combinazione di azioni rara
- L'inviluppo delle sollecitazioni flettenti sulla paratia per le combinazioni SLU1 e SLU2
- L'inviluppo delle sollecitazioni di taglio sulla paratia per le combinazioni SLU1 e SLU2
- L'inviluppo delle reazioni vincolari per le combinazioni SLU1 e SLU2

8.1 Sezione 1

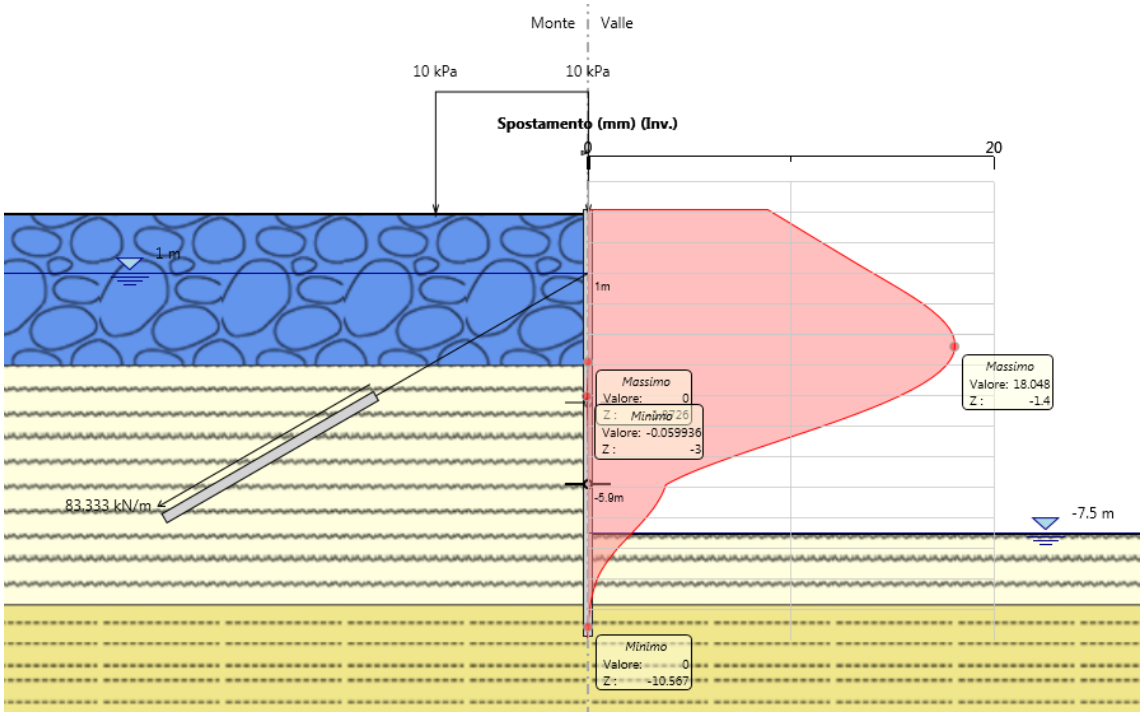


Figura 8-1 – Inviluppo massimo spostamenti - combinazione SLE

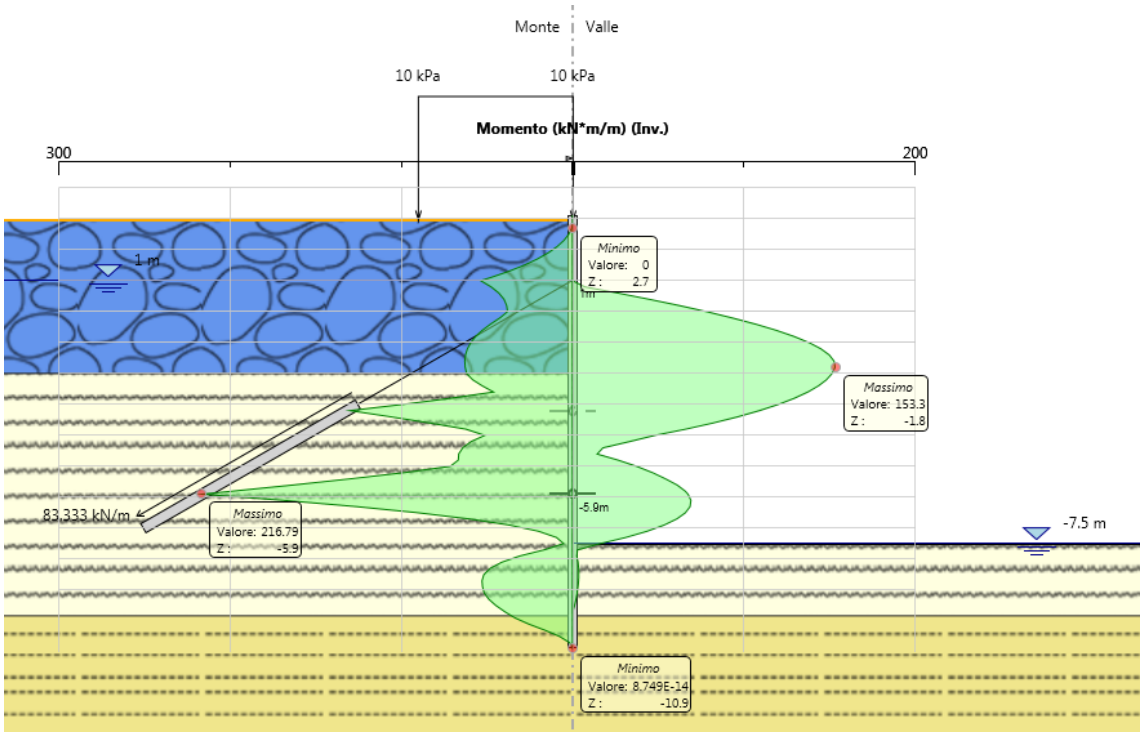


Figura 8-2 – Inviluppo massimo momento flettente - combinazioni SLU1 e SLU2

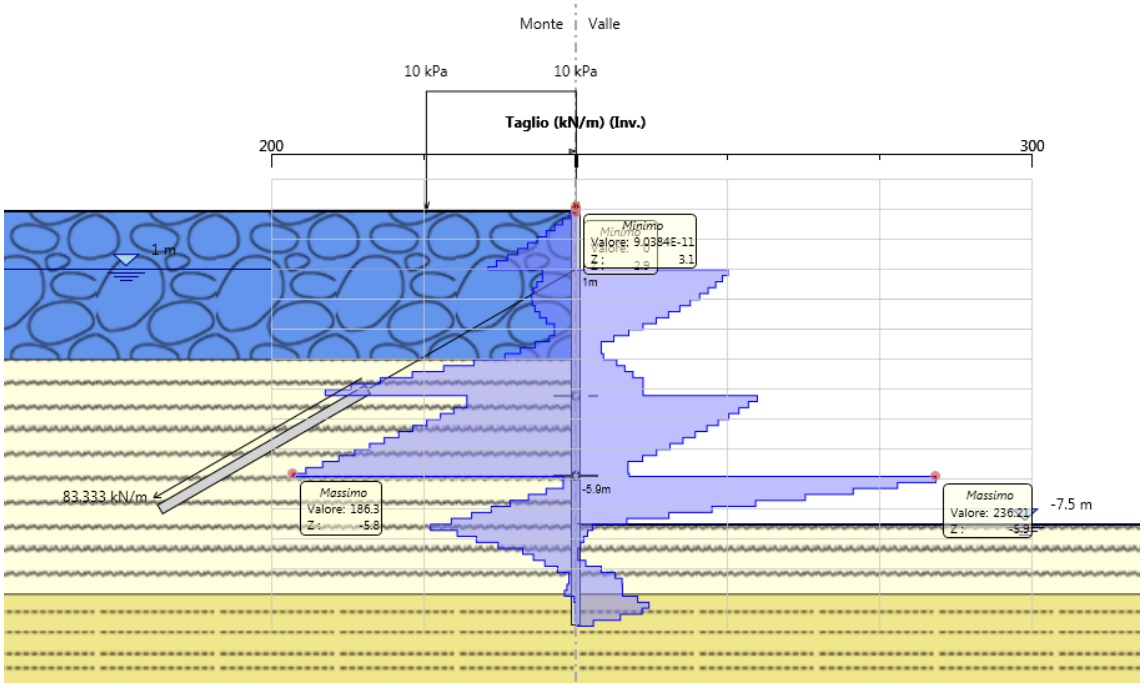


Figura 8-3 – Inviluppo massimo taglio - combinazioni SLU1 e SLU2

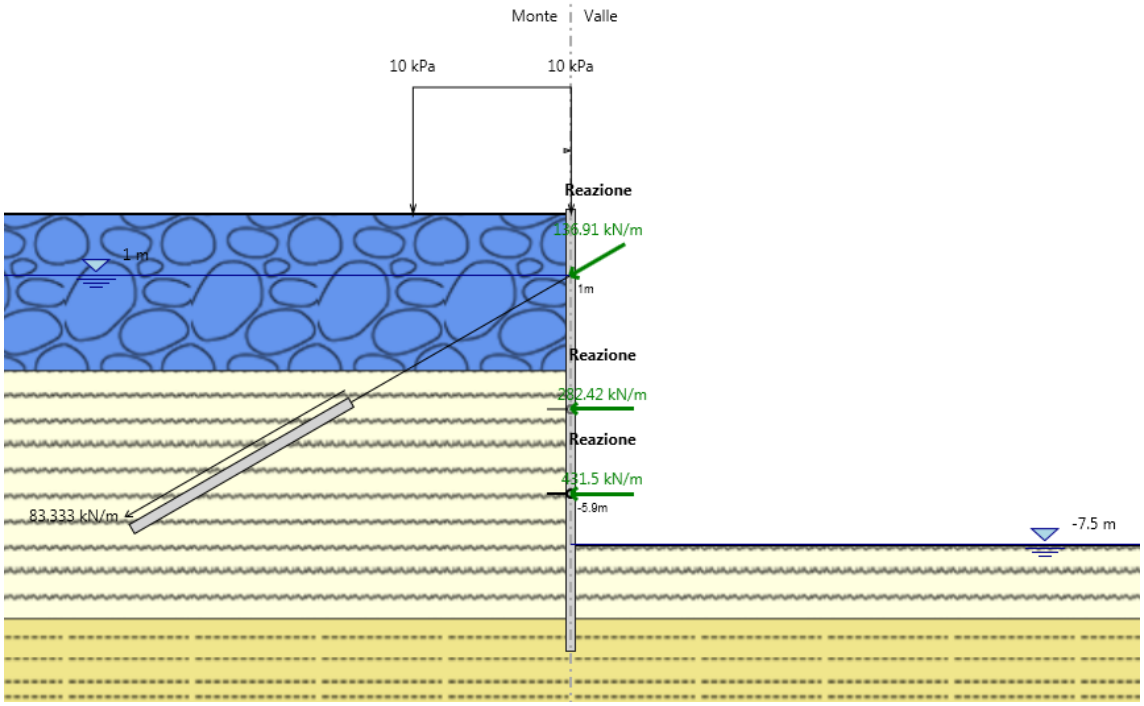


Figura 8-4 – Inviluppo massimo reazioni vincolari supporti - combinazioni SLU1 e SLU2

9 Verifiche

Di seguito si riportano per la sezione di calcolo analizzata le verifiche strutturali svolte. Nel dettaglio si verificano i seguenti elementi strutturali:

- Micropali (per i quali si considera come sezione resistente la sola armatura)
- Tiranti
- Trave di ripartizione tiranti (60x40 cm)
- Puntoni
- Trave di ripartizione puntoni (80x50 cm)

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali vengono eseguite, considerando le massime sollecitazioni.

9.1 Sezione 1

Si riportano le verifiche degli elementi strutturali per la sezione di calcolo 1.

Verifica armatura micropali

Per la verifica dei micropali si considera come sezione resistente il solo profilo metallico che ne costituisce l'armatura (HEB 200) per il quale si svolge una verifica tensionale. Considerando che l'interasse dei micropali è pari a 40 cm le massime sollecitazioni che agiscono sul singolo palo sono le seguenti:

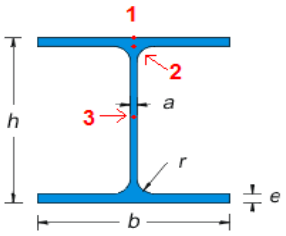
$M_{sd,palo} = 216.79 \cdot 0.40 = 86.72$ kNm

$V_{sd,palo} = 186.3 \cdot 0.40 = 74.52$ kN

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI PROFILI A DOPPIA T		Acciaio	S355

Profilo	h [mm]	b [mm]	a [mm]	e [mm]	A [cm^2]	Jx [cm^4]	Wx [cm^3]
HE 200B	200	200	9	15	78.1	5696	570

Punto	N [kN]	T [kN]	M [kNm]	σ_z [MPa]	τ [MPa]	σ_{id} [MPa]	σ_{lim} [MPa]
1		74.52	86.72	152.14	0	152.14	338.10
2	0	74.52	86.72	129.41	40.34	147.07	338.10
3	0	74.52	86.72	0.00	45.07	78.05	338.10



Lo sforzo massimo risulta in ogni caso inferiore rispetto alla tensione massima ammissibile. La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Verifica tiranti

Per i tiranti si riporta la verifica svolta direttamente dal programma di calcolo secondo la normativa di riferimento in accordo a quanto descritto al paragrafo 6.

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Design Assumption
Tieback	Stage 9	328.58	548.35	605.56	0.599	0.543	✔	A1+M1+R1

Verifica trave di ripartizione tiranti

Si verifica la trave di contrasto come una trave continua su appoggi ad interasse pari a quello dei tiranti.

La reazione della paratia poiché inclinata di 30° viene ripartita ina componente verticale e una orizzontale.

Il contributo verticale è assorbito da apposite maniglie saldate sui profili della paratia e annegati nel getto della trave. Quello orizzontale risulta invece pari a:

$R_h = 136.91 \cdot \cos 30° = 118.57$ kN/m

$M_{max} = 118.57 \cdot 2.4^2 / 10 = 68.29$ kNm

$V_{max} = 118.57 \cdot 2.4 / 2 = 142.28$ kN

Considerando una trave 40 x 60 cm, armata con 5+5 Φ16 in direzione longitudinale e staffe Φ16/15, con copriferro pari a 5 cm (netti misurati sulla staffa) si ottengono i seguenti risultati:

$M_{Rd} = 124.4$ kNm > 68.29 kNm VERIFICATO

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO DELL'ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO

b	600	mm
h	400	mm
A_c	240000	mm^2

$\Phi_{tr\ (max)}$	12	mm
c	50	mm
f_{ck}	25.00	MPa
N_{ed}	0	kN
V_{ed}	142.28	kN

$V_{Rd,c\ (min)}$	**82.18**	**kN**
$V_{Rd,c}$	**92.45**	**kN**

n	5	
Φ	16	mm
$A_{s,tesa}$	1005	mm^2
ρ_L	0.00419	

d	330	mm
k	1.778	
f_{cd}	14.17	MPa
v_{min}	0.415	

PREDISPORRE ARMATURA A TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO DELL'ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO

Armatura a taglio 1 - staffe

α	90	°
θ	30	°

Φ	12	mm
n bracci	2	
passo	150	mm
A_{sw}	226.2	mm^2
$A_{sw,eff}$	814.6	mm^3

f_{yk}	450	Mpa
f_{yd}	391	Mpa
d	330	mm
z	297	mm
ν	0.5	

σ_{cp}	0	Mpa
α_{cw}	1	

$V_{Rd,s}$	**303.5**	**kN**
$V_{Rd,max}$	**546.6**	**kN**

V_{ed}	**142.3**	**kN**
V_{Rd}	**333.4**	**kN**

Verifica puntoni

Per i puntoni si verifica la stabilità per carico assiale considerando una lunghezza massima di 16 m. Il massimo sforzo normale agente sui puntoni si valuta considerando il massimo interasse pari a 4 m. Pertanto risulta:

$N_{sd,puntone} = 282.42 \cdot 4 = 1129.68$ kN

VERIFICA STABILITA'		
Profilo	610 x 10	
A	188	cm^2
f_{yk}	355	MPa
γ_{M1}	1.15	
E	210000	MPa
J_{min}	84847	cm^4
L	1600	cm
α	0.21	
N_{cr}	6869349	N
λ	0.9857	-
Φ	1.0668	-
χ	0.6780	-
$N_{b,rd}$	**3935.0**	**kN**

Verifica trave di ripartizione puntoni

Si verifica la trave di contrasto come una trave continua su appoggi ad interasse pari a quello dei puntoni. Le sollecitazioni massime cui è soggetta la trave sono:

$M_{max} = 282.42 \cdot 4^2 / 10 = 451.87$ kNm

$V_{max} = 282.42 \cdot 4 / 2 = 564.84$ kN

Considerando una trave 50 x 80 cm, armata con 10+10 Φ22 in direzione longitudinale e staffe Φ16/15, con copriferro pari a 5 cm (netti misurati sulla staffa) si ottengono i seguenti risultati:

$M_{Rd} = 545.1$ kNm > 451.87 kNm VERIFICATO

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO DELL'ELEMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO

b	800	mm
h	500	mm
A_c	400000	mm^2

n	10	
Φ	22	mm
$A_{s,tesa}$	3801	mm^2
ρ_L	0.0095	

$\Phi_{tr\ (max)}$	16	mm
c	50	mm
f_{ck}	25.00	MPa
N_{ed}	0	kN
V_{ed}	564.84	kN

d	423	mm
k	1.688	
f_{cd}	14.17	MPa
v_{min}	0.384	

$V_{Rd,c\ (min)}$	**129.83**	**kN**
$V_{Rd,c}$	**197.01**	**kN**

PREDISPORRE ARMATURA A TAGLIO

RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO DELL'ELEMENTO CON ARMATURA A TAGLIO

Armatura a taglio 1 - staffe

α	90	°
θ	30	°

Φ	16	mm
n bracci	2	
passo	150	mm
A_{sw}	402.1	mm^2
$A_{sw,eff}$	1086.1	mm^3

f_{yk}	450	Mpa
f_{yd}	391	Mpa
d	423	mm
z	380.7	mm
ν	0.5	

σ_{cp}	0	Mpa
α_{cw}	1	

$V_{Rd,s}$	**691.7**	**kN**
$V_{Rd,max}$	**934.1**	**kN**

V_{ed}	**564.8**	**kN**
V_{Rd}	**742.7**	**kN**