

DIREZIONE INVESTIMENTI
DIREZIONE PROGRAMMI INVESTIMENTI
DIRETTRICE SUD - PROGETTO ADRIATICA

DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



PROGETTAZIONE:

MANDATARIA

MANDANTI



PROGETTO ESECUTIVO

LINEA PESCARA - BARI
RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA
LOTTO 1- RADDOPPIO RIPALTA – LESINA

IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE
Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio

L'Appaltatore

CONPAT S.c.a.r.l.
Il Direttore Tecnico

I progettisti (il Direttore della progettazione)

data

firma
(Ing. Gianguido Babini)

data

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA / DISCIPLINA	PROG	REV	SCALA
L I 0 7	0 1	E	Z Z	C L	I N 1 0 0 0	0 0 2	C	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato/Data
A	PRIMA EMISSIONE	PUGLIESE	Agosto 2021	DESSI'	Agosto 2021	BELLIZZI	Agosto 2021	
B	Aggiornamento per RdV	M. Pugliese	Aprile 2022	E. Jr. Dessi	Aprile 2022	S. Bellizzi	Aprile 2022	
C	Aggiornamento per RdV	M. Pugliese	Giugno 2022	E. Jr. Dessi	Giugno 2022	S. Bellizzi	Giugno 2022	



Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisoria e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 2 di 40

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
4	GEOMETRIA DELLE STRUTTURE	5
5	MATERIALI	5
6	ANALISI DEI CARICHI	8
	6.1.1 Platea di varo e muro reggispinta	8
	6.1.2 Pali in legno per sostegno provvisorio	8
7	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	10
	7.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PER PLATEA DI VARO E MURO REGGISPINTA	10
	7.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PER PALI IN LEGNO	12
8	VERIFICHE STRUTTURALI – CRITERI GENERALI	14
	8.1 VERIFICA SLE	14
	8.2 VERIFICA SLU	14
	8.2.1 Pressoflessione	14
	8.2.2 Taglio	15
	8.2.2.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	15
	8.2.2.2 Elementi con armature trasversali resistenti a taglio	15
9	ANALISI E VERIFICA DELLE STRUTTURE	17
	9.1 MODELLO DI CALCOLO E MODELLI DI VERIFICA ADOTTATI	17
	9.2 MONOLITE A SINGOLA CANNA – SPONDA DESTRA FIUME FORTORE	25
	9.3 VERIFICA DEL MURO REGGISPINTA ED ARMATURE DI FRETTAGGIO	27
	9.4 VERIFICA DELLA PLATEA DI VARO ED ARMATURE DI FRETTAGGIO DELLO SCATOLARE	30
	9.5 VERIFICA DEI PALI IN LEGNO PER SOSTEGNO PROVVISORIO	32
	9.5.1 Carico limite verticale ed approccio con le formule statiche	32
	9.5.2 Carico limite orizzontale	34
	9.5.3 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)	36
	9.5.4 Verifica GEO	37
	9.5.4.1 Carico limite verticale e verifica pali IN10-IN15	37
	9.5.4.2 Carico limite orizzontale e verifica	38
	9.5.5 Verifica STR	39
	9.5.5.1 Verifica a Compressione	39
	9.5.5.2 Verifica a Taglio	39
9.6	FRONTI DI SCAVO PROVVISORIO	40

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI					
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisoria e fondazioni ponte provvisorio		COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 3 di 40

1 PREMESSA

Il presente documento è emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici riguardanti la "Progettazione Esecutiva del Raddoppio della Linea Ferroviaria Pescara-Bari nel tratto Termoli-Lesina", in relazione agli interventi di potenziamento delle infrastrutture nazionali previste dalla legge n. 443/2001.

Al fine di garantire adeguata sicurezza del corpo ferroviario, è prevista la realizzazione di una serie di tombini di trasparenza al fiume Fortore, così da assicurare il normale deflusso delle acque nei tratti di linea in cui le simulazioni idrauliche hanno evidenziato maggiori criticità.

Le opere di trasparenza in sponda sinistra del Fiume Fortore sono costituite da un gruppo di n.6 scatolari monoconnessi di dimensioni interne 6.00x3.30m da realizzarsi mediante infissione a spinta nel rilevato ferroviario esistente. Si riporta di seguito l'elenco dei manufatti suddivisi per WBS relativo ai tombini di trasparenza in esame.

Codice manufatto	progr. Km	Dimensioni esterne			Tipologia Ponte provvisorio	Camminamento laterale	Luce ponte provvisorio [m]	Tipologia di appoggio			
		B [m]	H [m]	L [m]				Travi su cordolo	Travi di manovra, di controvento	Pali in legno	Micropali in acciaio
IN10	1+755,47	7,40	4,80	31,15	Standard	NO			X	X	
IN11	1+770,52	7,40	4,80	31,15	Standard	NO			X	X	
IN12	1+785,52	7,40	4,80	31,15	Speciale Deviatoio	NO			X	X	
IN13	1+800,52	7,40	4,80	31,15	Speciale Deviatoio	NO			X	X	
IN14	1+815,52	7,40	4,80	31,15	Speciale Deviatoio	NO			X	X	
IN15	1+830,52	7,40	4,80	31,15	Speciale Deviatoio	NO			X	X	

Tutti i tombini a singola canna presentano una soletta di fondazione di altezza $H=80.0\text{cm}$, piedritti laterali di spessore $Sp=70.0\text{cm}$ e soletta superiore di altezza $H=70.0\text{cm}$, con l'asse longitudinale dei tombini pressoché ortogonale all'asse di tracciamento della linea ferroviaria.

Per la realizzazione dell'opera a spinta si prevede l'impiego di due differenti tipologie di ponte provvisorio: per il manufatto IN10/IN11 si prevede l'impiego di un ponte provvisorio in acciaio tipo "Essen Standard" o equivalente, poggiante su travi di manovra in asse al monolite e travi di controvento di piano. Il ponte provvisorio poggia su pali in legno che saranno infissi nel rilevato ferroviario e tagliati in fase di avanzamento del monolite di volta in volta. Man mano che si procede nell'infissione le travi di manovra andranno a scaricare sul monolite mediante slitte in acciaio, trasferendo completamente il carico dai pali in

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C FOGLIO 4 di 40	

legno allo stesso. Per i manufatti IN11, IN12, IN13, IN14 ed IN15 la presenza del deviatoio ferroviario comporta l'impiego di una soluzione speciale per deviatori, nella quale le travi di manovra e quelle di controvento saranno opportunamente sagomate e disegnate sulla scorta del dettaglio del fascio deviatore ferroviario, poggianti a loro volta su pali in legno infissi nel rilevato ferroviario. In fase di spinta si procederà in maniera analoga a quanto riportato in precedenza. Entrambi i ponti provvisori saranno utilizzati con fase unica di spinta del monolite sotto la linea in esercizio. Per eseguire la fase di spinta si prevede la realizzazione di una platea di varo in c.a.o. di altezza $H=30.0\text{cm}$ poggiate su opportuno strato di magrone, di un rilevato in terra provvisorio e di un muro reggispinta del tipo controterra.

Nei paragrafi seguenti si procederà pertanto, dopo una breve descrizione delle opere in progetto, all'esposizione di tutti i criteri generali e ipotesi alla base dei dimensionamenti effettuati, e quindi a seguire i risultati di tutte le verifiche strutturali e geotecniche eseguite.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Nel caso specifico si prevede l'impiego di un Ponte "ESSEN" del tipo standard, poggiate su sostegno provvisori realizzati con pali in legno, per i quali si rimanda agli specifici elaborati prodotti dal fornitore. Oggetto della presente sono le sole opere provvisionali necessarie per effettuare le operazioni di infissione del monolite al disotto del rilevato ferroviario, costituite nello specifico da una platea di varo in c.a. ed un muro reggispinta retrostante, eventualmente dotato di rilevato in terra provvisorio ed eventuali blocchi di ancoraggio in c.a.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- [N.1]. Legge n.1086 del 05/11/1974 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- [N.2]. D.M. del 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni;
- [N.3]. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- [N.4]. UNI EN 206:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- [N.5]. UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206;
- [N.6]. Regolamento della Commissione Europea N.1299/2014 del 18 novembre 2014 - Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.
- [N.7]. Eurocodice 1 EN 1991-2: 2003/AC:2010 - Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges;
- [N.8]. RFI DTC SI PS MA IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili del 22/12/2017;
- [N.9]. RFI DTC INC PO SP IFS 001 A - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario;

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 5 di 40

[N.10]. RFI DTC SICS SP IFS 001 B - Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili del 22/12/2017;

[N.11]. D.P.R. n.753 del 11/07/1980 e ss.mm.ii. – Nuove norme in materia di polizia, sicurezza e regolarità dell'esercizio delle ferrovie e di altri servizi di trasporto.

4 GEOMETRIA DELLE STRUTTURE

Per il monolite a singola canna avremo:

- Platea di varo in c.a. con dimensioni:
 - Base B=8.52m
 - Lunghezza L=39.28m
 - Altezza della platea H=0.30m
- Muro reggisplinta in c.a. di dimensioni
 - Base B=1.50m
 - Altezza H=4.000m
 - Lunghezza L=1.49m (andatore) + 8.52m (tratto sulla platea di varo) + 1.49m (andatore) = 11.50m
 - Dente di rinforzo dim.1.00x1.00m

Oltre la dimensione del muro reggisplinta, saranno posizionati blocchi in c.a. per il contenimento della scarpa laterale del rilevato provvisorio. Sul rilevato provvisorio (per le cui geometrie si rimanda alle rispettive tavole grafiche) saranno posizionati blocchi di zavorra costituiti da blocchi in cls di dimensioni 1.0x1.0x1.0m (2.5ton) per una fila.

Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole grafiche relative.

5 MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

CALCESTRUZZO PER PLATEA DI VARO		
Classe di Resistenza		C25/30 [N/mm ²]
Resistenza Cubica caratteristica a compressione	R _{ck}	30,00 [N/mm ²]
Resistenza Cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck}	24,90 [N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	γ _c	1,5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α _{cc}	0,85 [-]
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd}	14,11 [N/mm ²]
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	R _{cm}	39,60 [N/mm ²]
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	f _{cm}	32,90 [N/mm ²]
Resistenza media a trazione semplice	f _{ctm}	2,56 [N/mm ²]
Resistenza a trazione frattile 5%	f _{ctk,0.05}	1,79 [N/mm ²]
Resistenza a trazione frattile 95%	f _{ctk,0.95}	3,33 [N/mm ²]
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctfm}	3,07 [N/mm ²]
Resistenza a trazione per flessione frattile 5%	f _{ctfk,0.05}	2,15 [N/mm ²]

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 6 di 40

Resistenza a trazione per flessione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	3,99 [N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	31.447,16 [N/mm ²]

CALCESTRUZZO PER MURO REGGISPINTA

Classe di Resistenza		C30/37 [N/mm ²]
Resistenza Cubica caratteristica a compressione	R_{ck}	37,00 [N/mm ²]
Resistenza Cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck}	30,71 [N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c	1,5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0,85 [-]
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	17,40 [N/mm ²]
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	R_{cm}	46,60 [N/mm ²]
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	f_{cm}	38,71 [N/mm ²]
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	2,94 [N/mm ²]
Resistenza a trazione frattile 5%	$f_{ctk,0.05}$	2,06 [N/mm ²]
Resistenza a trazione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	3,82 [N/mm ²]
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3,53 [N/mm ²]
Resistenza a trazione per flessione frattile 5%	$f_{ctk,0.05}$	2,47 [N/mm ²]
Resistenza a trazione per flessione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	4,59 [N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	33.019,43 [N/mm ²]

ACCIAIO PER C.A.

Tipologia		B450C [-]
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540,00 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450,00 [N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	γ_s	1,15 [-]
Resistenza di progetto a snervamento	f_{yd}	391,30 [N/mm ²]
Modulo elastico longitudinale	E_s	201.000,00 [N/mm ²]
Allungamento a rottura	$A_{gt,k}$	7,50% [-]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0,00196 [-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{uk}	0,07500 [-]
Deformazione di progetto	ϵ_{ud}	0,06750 [-]
Rapporto di sovraresistenza	$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15 < 1.35 [N/mm ²]
Rapporto allo snervamento	$(f_y/f_{y nom})_k$	≤ 1.25 [N/mm ²]
Coefficiente di espansione termica	α	1,21E-05 [°C ⁻¹]

Pali in legno per sostegno provvisorio

Si prevede l'impiego di pali in legno di conifera/pioppi di classe C30, per i quali avremo le seguenti caratteristiche meccaniche:

Classe di resistenza		classe C30	
Densità	ρ_k	460	kg/m ³
Resistenza flessione	$f_{m,k}$	30	MPa
Resistenza trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	19	MPa

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 7 di 40

Resistenza trazione ortogonale alle fibre	$f_{t,90,k}$	0,4	MPa
Resistenza compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$	24	MPa
Resistenza compressione ortogonale alle fibre	$f_{c,90,k}$	2,7	MPa
Resistenza a taglio trasversale	$f_{v,k}$	4	MPa
Modulo elastico	E_f	12000	MPa
Modulo elastico trasversale	G_f	750	MPa

Mandataria  Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisoria e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C FOGLIO 8 di 40

6 ANALISI DEI CARICHI

Per il sistema di sostegno provvisorio la soluzione di progetto prevede l'impiego di un Ponte essen o equivalente, dotato di camminamenti laterali per passaggio pedonale, in opera per sostegno di un singolo binario. Il sistema prevede l'impiego di travi di manovra HEB400, poggiati su cordoli in calcestruzzo 60x30cm, controventate lateralmente da travi in acciaio HEB200 (travi di vincolo). Sul monolite da varare saranno fissate le slitte di manovra o travi slitte, costituite da un UPN140 con piatto inferiore, collegato al monolite mediante tasselli M16 e travi guida HEB240. La luce complessiva del sostegno è pari a 1200cm, con luce libera (misurata in asse alle travi di manovra HEB400) pari a 567cm. Nel caso specifico non si prevede l'impiego di pali in legno per il sostegno e/o il contrasto provvisorio.

6.1.1 Platea di varo e muro reggispinta

Il monolite sarà costruito in un cantiere a lato del rilevato ferroviario e poi infisso mediante operazioni di spinta. Il monolite poggia su una platea di varo precedentemente realizzata e dimensionata per poter sopportare le sollecitazioni derivanti dal peso e dallo scorrimento del manufatto sulla stessa. La platea di varo è collegata al muro reggispinta, necessario a garantire l'esplicazione di una azione di contrasto ai martinetti durante le fasi di spinta. Ai fini del dimensionamento e progetto della platea risulta fondamentale valutare l'entità della spinta di infissione del monolite. Generalmente la spinta massima che dovrà essere esercitata dai martinetti sarà quella che si verifica al momento della spinta finale, ovvero quando lo scatolare risulti infisso nel rilevato e ormai fuori dalla platea di varo. La spinta massima che dovrà essere esercitata dai martinetti in questa fase si ottiene come contributo di termini:

- 1) Peso dello scatolare in c.a.
- 2) Attrito laterale dovuto allo scorrimento tra pareti laterali dello scatolare ed il terreno (In questo caso si considera solo il contributo attritivo al suolo).

La platea di varo in fase di spinta sarà soggetta prevalentemente a trazione in direzione longitudinale, quindi l'armatura sarà dimensionata in funzione del valore di trazione massimo. Relativamente alle armature da predisporre nella sezione di attacco della platea di varo al muro reggispinta, particolare attenzione è posta al disegno delle sagome, in quanto eventuali cedimenti o distorsioni derivanti dalla platea di varo possono indurre perdita di perpendicolarità al muro retrostante ovvero innalzamenti della platea di varo, con conseguente disallineamento dei martinetti in fase di spinta, provocando problemi all'infissione del manufatto. La capacità del gruppo di spinta (martinetti e contrasti) viene dimensionata in modo tale che solo il 60% del gruppo, lavori al massimo durante la fase di spinta. La spinta necessaria dipende pertanto dalla natura del terreno da attraversare, dalla profondità dello scavo e dalla lunghezza dello scatolare.

Per la determinazione del peso dello scatolare, dell'attrito laterale e le relative verifiche, si rimanda al relativo paragrafo della presente.

6.1.2 Pali in legno per sostegno provvisorio

Relativamente al sostegno provvisorio per i moliti IN10-IN15 (sinistra fiume Fortore) la soluzione di progetto prevede l'impiego del "Sistema ESSEN" o equivalente, costituito da un sostegno provvisorio senza camminamento

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 9 di 40

pedonale laterale, a sostegno di n.2 linee ferroviarie. Il sistema è costituito da un graticcio piano con n.3 travi di manovra HEB400 e n.2 travi di controvento HEB1000. Le travi di manovra sono collocate ad interasse 2.5m e poggiano su n.8 pali in legno affincati in coppia, di diam. 300mm (per ogni trave) di lunghezza 6.50m, mentre le travi di controvento sono vincolate lateralmente con n.3+3 pali diam. 300mm (per ogni trave) di lunghezza 5 m. Sulla scorta delle geometrie del rilevato ferroviario per i monoliti in esame, avremo, rispetto al piano di campagna medio tra monte e valle:

$$\text{Altezza minima del rilevato } H_{\min} = 4.58\text{m} \quad \text{Altezza massima del rilevato } H_{\max} = 5.15\text{m}$$

Avremo pertanto, per la modellazione geotecnica del palo, un primo strato di altezza pari ad H_{\min} avente terreno come da rilevato ferroviario, con caratteristiche desunte dal Manuale RFI, mentre per il restante sottostrato di terreno si assumono le caratteristiche derivanti dal terreno in situ, costituito dall'Unità 5AL (Argille limose e limi argillosi), le cui caratteristiche geotecniche sono nel seguito riportate.

Come da comunicazione della ESSEN SpA le travi di manovra trasferiscono ad ogni coppia di pali affiancati del sistema di sostegno, un'azione verticale pari ad:

$$\text{Azione assiale} \quad E_{sd} = F_{sd} = 475.6 \text{ kN (per ogni coppia di pali affiancati)}$$

Ai fini della verifica a carico orizzontale dei pali del sistema di contrasto, si dovrà assumere, sempre come da comunicazione della ESSEN SpA, un'azione in testa ai pali, liberi di ruotare, pari ad:

$$\text{Azione tagliante sul palo} \quad F_{\text{palo}} = 10.83 \text{ kN}$$

Mandataria  Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C FOGLIO 10 di 40

7 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

7.1 Caratterizzazione geotecnica per platea di varo e muro reggispinta

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono state desunte tenendo conto di quanto risultante nel Profilo Geotecnico dell'opera, tenendo conto della Caratterizzazione dei Litotipi riportata nella Relazione e geotecnica Generale. A tal riguardo, si riporta per chiarezza, uno stralcio del Profilo Geotecnico riferito all'area interessata dalla realizzazione dell'opera oggetto di dimensionamento nell'ambito del presente documento:

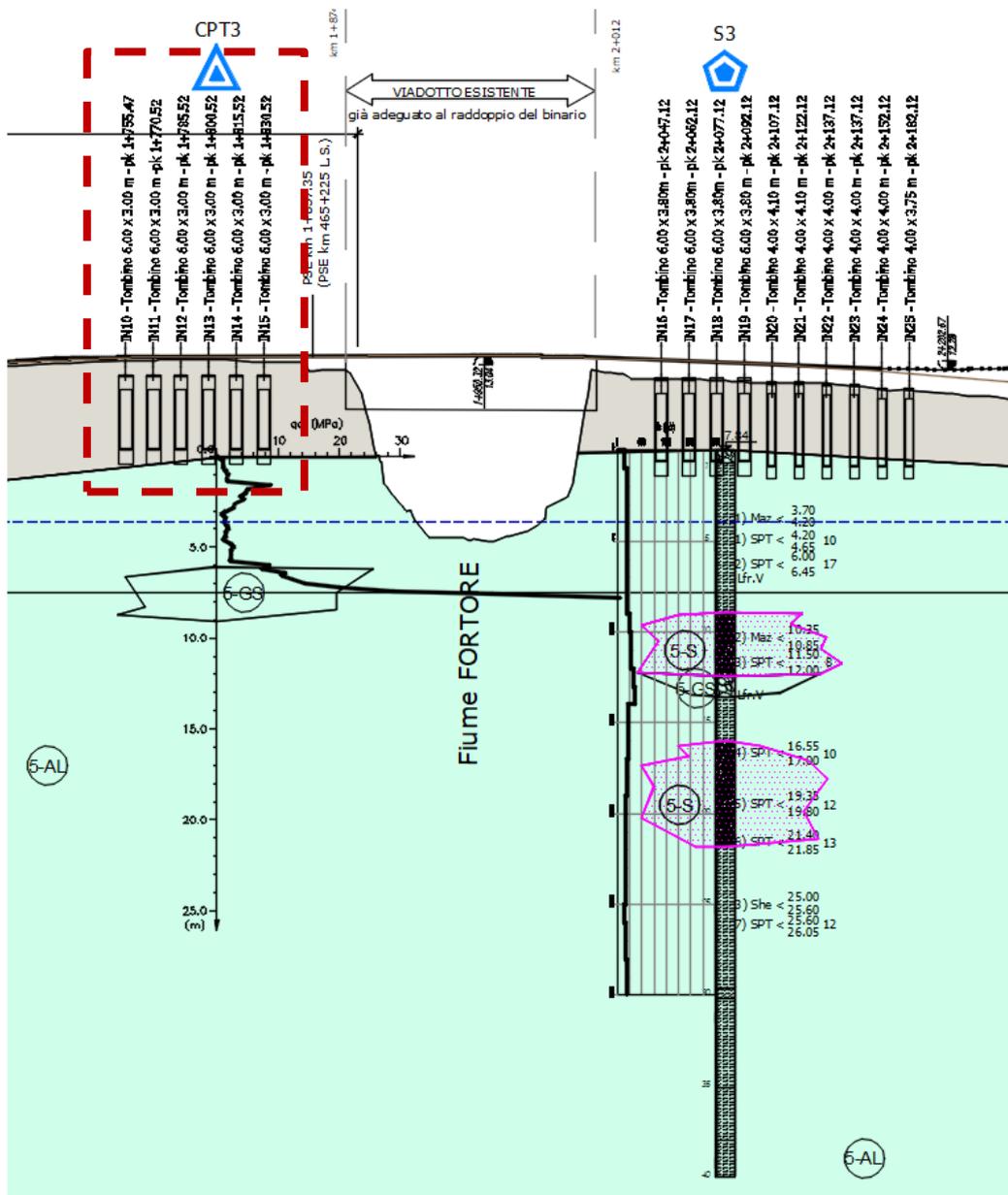


Figura 1. Stralcio del profilo geotecnico

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 11 di 40

Dall'esame di quanto riportato nello stralcio grafico riportato in precedenza, emerge che il volume di terreno direttamente interagente con il monolite, è individuato dai seguenti litotipi:

- Litotipo R – dal piano di campagna esistente (0.00m) a circa la quota di imposta delle soletta di fondazione del monolite
- Litotipo 5AL – spessore variabile da 3.00m a 5.00m, posto tutto al disotto della quota di imposta delle suola di base del monolite

Di seguito si riportano i parametri fisico-meccanici per il litotipo in esame, in accordo a quanto indicato a riguardo nella Relazione Geotecnica Generale:

Terreno di riporto - Unità R (Limo sabbioso con resti vegetali fortemente rimaneggiato)

$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 20^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 0 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate

Depositi alluvionali recenti - Unità 5AL (Argille limose e limi argillosi)

$\gamma = 18.5 \div 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \div 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 23 \div 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 40 \div 150 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$V_s = 150 \div 250 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 45 \div 125 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 90 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

In merito al terreno di cui è costituito il riporto ferroviario, si riportano le seguenti caratteristiche desunte dal manuale di progettazione delle opere civili " RFI DTC SICS MA IFS 001 A del 29-12-15".

$\gamma_{\text{nat}} = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$\nu = 0.20$	coefficiente di Poisson
$E_o = 300 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Riguardo il livello di falda, dal profilo geotecnico locale si evince che la superficie piezometrica è sottoposta al monolite di circa 3.00m, per cui la falda può considerarsi pressoché ininfluente sia in fase di analisi e verifica, sia per le fasi provvisionali di scavo e realizzazione delle opere provvisionali.

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 12 di 40

Per il calcolo delle spinta a tergo dei muri reggispinta, si adotta un modello di terreno secondo Caquot e Kérisel, in cui la superficie potenziale di scorrimento del terreno è assimilabile ad un arco di spirale logaritmica e non più ad una superficie piana. Sulla scorta di tale modellazione, si riporta di seguito i coefficienti, definiti dagli autori, relativi ai coefficienti di spinta attiva (K_a) e passiva (K_p) in funzione dell'angolo di resistenza al taglio e del rapporto con l'attrito a tergo del muro (assunto nel caso specifico pari ad 1).

Tabella 13.5 - Soluzione di Caquot e Kérisel: Coefficienti di spinta K_A (prima riga) e K_P (seconda riga) al variare dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' e del rapporto $|\delta/\phi'|$ per terrapieno orizzontale ($\beta = 0^\circ$) e parete verticale ($\lambda = 0^\circ$)

ϕ'	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
$\left \frac{\delta}{\phi'} \right = 1$	0,81 1,26	0,65 1,66	0,53 2,20	0,44 3,04	0,37 4,26	0,31 6,56	0,26 10,7	0,22 18,2	0,19 35,0	0,16 75,0
$\left \frac{\delta}{\phi'} \right = \frac{2}{3}$	0,81 1,24	0,66 1,59	0,54 2,06	0,44 2,72	0,36 3,61	0,30 5,25	0,25 8,00	0,20 12,8	0,16 21,0	0,13 41,0
$\left \frac{\delta}{\phi'} \right = \frac{1}{3}$	0,82 1,22	0,67 1,52	0,56 1,89	0,45 2,38	0,37 3,03	0,30 4,02	0,25 5,55	0,20 8,10	0,16 12,0	0,13 19,0
$\left \frac{\delta}{\phi'} \right = 0$	0,84 1,19	0,70 1,42	0,59 1,70	0,49 2,04	0,41 2,46	0,33 3,00	0,27 3,70	0,22 4,60	0,17 5,80	0,13 7,50

7.2 Caratterizzazione geotecnica per pali in legno

Nella *tabella 1* sono riepilogati le principali caratteristiche fisiche generali e di resistenza desunte dalle indagini in situ e dalla sperimentazione in laboratorio richiamata precedentemente.

descrizione strato IN10-IN15	Spessore [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
Rilevato ferroviario	4,25	20,00	38,00	0
Unità 5AL	Ind	19,00	24,00	10,00

Per quanto concerne le caratteristiche di rigidità dei terreni, si è preferito utilizzare direttamente i risultati delle prove in situ attraverso alcune correlazioni empiriche il cui uso è oramai ampiamente consolidato in letteratura geotecnica (Jaky, 1944; Viggiani, 1999; Ohta e Goto; Yoshida a al. 1988). In particolare si è operato nel seguente modo:

- i valori di V_s disponibili effettuati nelle prove in situ sono stati trasformati nei parametri di rigidità. In particolare, secondo Ohta e Goto, i parametri della Rigidità Dinamica può essere calcolata con le seguenti espressioni:

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C FOGLIO 13 di 40	

$$G_0 = V_s^2 \times \gamma_t / g$$

$$E_0 = 2 \times (1 + \nu) \times G_0$$

b) il valore del modulo di rigidezza in fase di carico EVC è stato assunto pari al rapporto tra il deviatore q e la deformazione $\epsilon^*a = qF / E_0$; come ben noto, attesa l'assunzione di legame iperbolico q- ϵa , ciò equivale ad assumere: $E_{VC} = E_0 / 2$

I valori di rigidezza così stimati sono stati poi messi a confronto con i valori riportati nello studio geologico sopra citato e con ulteriori valori scaturiti dall'interpretazione di alcuni parametri (Nspt, Dr, E'v, etc.) effettuati durante la campagna di indagine. In particolar, per questi, sono state adottate le espressioni di:

a) dalla relazione $V_s = 55 N_{spt}^{0,25} \times \sigma_v^{0,14}$ di Yoshida e al. 1988 è stato ricavato Nspt, utilizzato a tarare il modello geotecnico.

b) Con l'espressione di MEYERHOF(1957) è stata calcolata la densità relativa, necessaria, tra l'altro, all'utilizzo delle correlazioni di Bustamante e Doix: $Dr = 21 \times (N_{spt}/gt + 0,7)^{0,5}$

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 14 di 40

8 VERIFICHE STRUTTURALI – CRITERI GENERALI

8.1 Verifica SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio, il tasso di lavoro nei materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato. Trattandosi di opere provvisionali, in accordo con quanto riportato al par. 2.2.3 "Verifiche" delle NTC2008 avremo che *"Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini. La struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi"*. Trattandosi di manufatti per opere provvisionali, tali verifiche agli stati limite di esercizio possono essere omesse per il calcolo delle platee di varo, dei muri reggispinta e dei plinti provvisori su micropali. A vantaggio di sicurezza tali verifiche vengono condotte per le paratie laterali, fermo restando che in fase di calcolo dei monoliti sono state assunte nelle diverse combinazioni di carico le spinte derivanti dalla spinta laterale del rilevato ferroviario.

8.2 Verifica SLU

8.2.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali.

La verifica delle sezioni viene eseguita secondo il metodo degli stati limite basato sulle seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Calcestruzzo non resistente a trazione;
- Perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo.

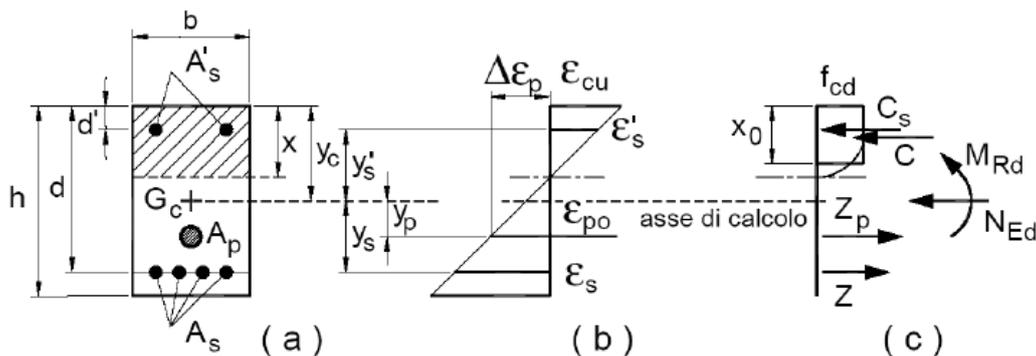


Figura 2. Schema per la valutazione della capacità resistente di una sezione presso-inflessa.

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 15 di 40

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della compressione assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione

8.2.2 Taglio

8.2.2.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura a sezione rettangolare priva di specifiche armature trasversali risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot k^{3/2}$$

e dove

- d è l'altezza utile della sezione in [mm];
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 \cdot f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione in [mm]

8.2.2.2 Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è pari al minimo tra la resistenza di calcolo a “taglio trazione” V_{Rsd} e la resistenza di calcolo a “taglio compressione” V_{Rcd} .

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot \theta^2)$$

essendo θ l'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento che deve soddisfare le seguenti limitazioni:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

e dove si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 16 di 40

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd}$
		$2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} < f_{cd}$

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisorie e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 17 di 40

9 ANALISI E VERIFICA DELLE STRUTTURE

9.1 Modello di calcolo e modelli di verifica adottati

L'intervento prevede la realizzazione del monolite all'interno dell'area di cantiere, in una zona a ridosso del rilevato ferroviario, di modo che lo stesso, tramite operazione di spinta, possa essere infisso al disotto del binario. Il sistema provvisorio si compone di una platea di varo, su cui viene realizzato il manufatto, ed un muro reggispinta, che ha la funzione di bilanciare le azioni necessarie per l'avanzamento a spinta, fungendo da efficace contrasto contro terra. Ai fini del dimensionamento dei diversi elementi in primo luogo occorre determinare il peso del manufatto che dovrà essere movimentato, in quanto dal peso complessivo dello stesso e dalle forze di attrito laterale, dovute allo scorrimento tra le pareti laterali dello scatolare ed il terreno, si determina la massima azione di spinta per i quali tali elementi dovranno essere dimensionati ed il sistema bilanciato. Le verifiche riportate di seguito, condotte in forma tabellare, derivano dall'applicazione dei metodi e modelli della Scienza delle Costruzioni e della Meccanica dei terreni.

Preliminarmente si determina il peso del manufatto, assumendo un peso specifico $\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/mc}$, riportando le informazioni circa la geometria dello stesso, indicate genericamente all'interno delle presenti immagini:

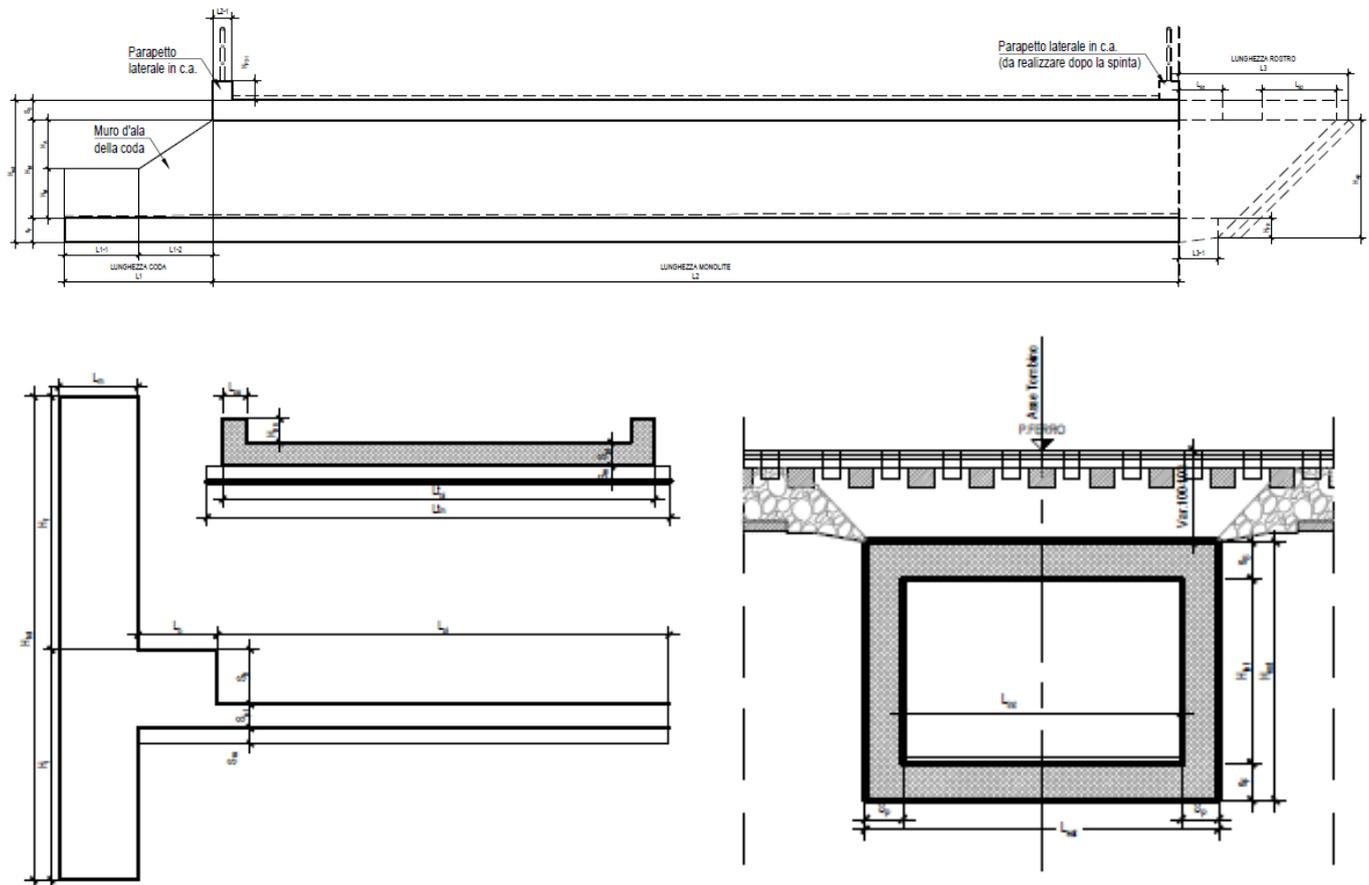


Figura 3. Geometria tipologica del monolite, della platea di varo e del muro reggispinta

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisoria e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 19 di 40

Per la determinazione delle forze attrittive agenti sulle pareti laterali, avremo:

- F_{\perp} Spinta ortogonale sulla parete del monolite (nel tratto al disotto del rilevato)
- $F_{a\text{ lat}}$ Forza di attrivo laterale (nel tratto al disotto del rilevato)
- $\phi_{\text{ril.ferr}}$ Angolo di attrito del terreno del rilevato ferroviario
- $\mu = \text{tang}(2/3 \phi_{\text{ril.ferr}})$ Coefficiente di attrito terra/monolite

$F_{a\text{ lat}}$	[KN]		[-]	1632,85
SPINTA _{finale}	[KN]		[-]	8905,30
$\phi_{\text{rilevato fer.}}$	μ		F_{\perp}	$F_{a\text{ lat}}$
[°]	[-]		[KN/m]	[KN]
38,00	0,47		127,75	1632,85

Figura 6. Tabella riepilogativa delle geometria del monolite per la determinazione del peso

Per il calcolo della spinta ortogonale agente sul monolite si è assunta un'aliquota del 70% della superficie laterale del manufatto. Sulla scorta delle due aliquote avremo una Spinta finale data da:

$$SPINTA_{\text{finale}} = SPINTA_{\text{iniziale}} + F_{a\text{ lat}}$$

Per la determinazione dell'equilibrio limite a tergo del muro reggispinta si adotta il modello di Caquot-Kerisel per la determinazione delle spinte attive e passive, ipotizzando anche la presenza di elementi di zavorra sul terrapieno. Circa i simboli ed i parametri presenti in tabella avremo:

- α Inclinazione del pendio a monte del muro reggispinta
- β Inclinazione del rilevato provvisorio
- γ Peso specifico del terreno
- ϕ Angolo di attrito del terreno
- k_a, k_p Spinta attiva agente a monte del monolite e spinta passiva derivante dal dente inferiore, assunta ipotizzando il seguente cinematismo:
 - Equilibrio alla traslazione orizzontale, dato dall'equilibrio della risultante delle spinte a tergo del muro e la forza di spinta finale, ipotizzando uno spostamento del muro reggispinta verso il terreno e la sola presenza di spinta passiva del terreno a tergo del muro;
 - Equilibrio alla rotazione nullo, per effetto della contrapposizione delle spinte passive e della forza di spinta totale, imposto mediante ricerca del punto limite di rotazione dato dall'ascissa "y".

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering s.r.l.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 20 di 40

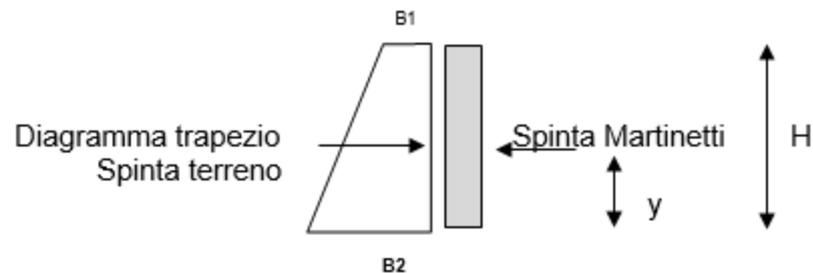


Figura 7. Schema semplificato del modello di equilibrio limite

Nel modello geotecnico, data la presenza della compressione del terreno a tergo del muro, si assume $\delta = \phi'$ (dove δ rappresenta l'attrito a tergo del muro)

Tabella 13.5 - Soluzione di Caquot e Kérisel: Coefficienti di spinta K_A (prima riga) e K_P (seconda riga) al variare dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' e del rapporto $|\delta/\phi'|$ per terrapieno orizzontale ($\beta = 0^\circ$) e parete verticale ($\lambda = 0^\circ$)

ϕ'	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
$\left \frac{\delta}{\phi'} \right = 1$	0,81	0,65	0,53	0,44	0,37	0,31	0,26	0,22	0,19	0,16
	1,26	1,66	2,20	3,04	4,26	6,56	10,7	18,2	35,0	75,0
$\left \frac{\delta}{\phi'} \right = \frac{2}{3}$	0,81	0,66	0,54	0,44	0,36	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
	1,24	1,59	2,06	2,72	3,61	5,25	8,00	12,8	21,0	41,0
$\left \frac{\delta}{\phi'} \right = \frac{1}{3}$	0,82	0,67	0,56	0,45	0,37	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
	1,22	1,52	1,89	2,38	3,03	4,02	5,55	8,10	12,0	19,0
$\left \frac{\delta}{\phi'} \right = 0$	0,84	0,70	0,59	0,49	0,41	0,33	0,27	0,22	0,17	0,13
	1,19	1,42	1,70	2,04	2,46	3,00	3,70	4,60	5,80	7,50

Figura 8. Valori tabellati di Caquot-Kérisel

A monte del muro reggispinta si ipotizza la presenza di blocchi in c.a. di zavorra, indicando l'altezza dei blocchi posizionati. Sulla scorta di tali valori si determina l'ascissa del punto di equilibrio, da cui si determina, in funzione della quota del punto di applicazione h_s , della spinta rispetto alla platea di varo:

- $H_{i,eff}$ profondità di affondamento
- $H_{f,eff}$ altezza fuoriterra.
- $H_{tot,eff}$ altezza totale del muro reggispinta

Arrotondando tale valore per eccesso, si determinano sull'effettiva geometria i contributi di spinta quali $SPINTA_{pas,ter}$ (spinta del terreno) e $SPINTA_{pass,zav}$ (derivanti dall'eventuale sovraccarico con zavorre). L'equilibrio limite viene determinato sulla scorta della larghezza della platea di varo $L_{t,pl}$ opportunamente incrementata per assicurare una maggiore diffusione delle azioni sul terreno. Per evitare di avere "effetti vela" sulle parti sporgenti del muro reggispinta

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 21 di 40

si adottano incrementi massimi del 35% della lunghezza e comunque non superiori ad 1.5 volte lo spessore del muro reggispinta.

α	[°]		0,00
β	[°]		0,00
			Ter. Sup Ter. Inf
γ	[KN/m ³]		19 19
ϕ	[°]		24 24
K_a	[-]		0,37 0,37
K_p	[-]		4,26 4,26
$L_{t_{pl}}$	[m]		8,32
Incremento Lungh.			20,19%
L_{Mcalc}	[m]		10,00
$H_{zavorra}$	[m]		1
Zavorra	[KN/m ²]		25
Spinta _{-pass. ter}	[KN/m]		511,80
Spinta _{-pass. zav}	[KN/m]		378,73
Spinta Tot.	[KN/m]		890,53
Spinta _{-Finale}	[KN]		8905,30
Spinta _{-Fin,unit}	[KN/m]		890,53
h_s	[m]		0,35
H_{f-EFF}	[m]		1,70
H_{i-EFF}	[m]		1,80
$H_{Tot.-EFF}$	[m]		3,50

Figura 9. Tabella riepilogativa delle spinte e dell'equilibrio limite

Definita la geometria del muro reggispinta si procede all'individuazione del numero di martinetti necessari e della loro portata complessiva in funzione delle spinte in essere e, qualora presente (altezza fuoriterra del muro reggispinta $H_{f,eff} >$ quota di posizionamento della platea di varo rispetto al piano di campagna) alla determinazione delle caratteristiche geometriche del rilevato provvisorio o delle geometrie minime nelle quali posizionare i blocchi di zavorra, di modo da garantire l'effettiva trasmissione della spinta passiva al cuneo reagente.

Circa la scelta del numero di martinetti, sulla scorta di cataloghi tecnici sono stati adottati un numero sufficiente e con adeguata portata, di modo da assicurare le spinte necessarie. Sulla scorta della massima azioni a cui opera il martinetto sono state effettuate le verifiche locali di resistenza del dente del muro reggispinta e della soletta inferiore del monolite.

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering s.r.l.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI					
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisoriale e fondazioni ponte provvisorio		COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 22 di 40

Sulla scorta dell'angolo del cuneo di spinta, determinato come $\pi/4 - \phi'/2$ si definisce la lunghezza minima del cuneo retrostante il muro, coincidente con la distanza minima alle spalle del muro nella quale posizionare eventuali blocchi di zavorra e/o realizzare il rilevato di spinta qualora necessario. La quota del rilevato deriva dalle effettive quote del piano di campagna, fermo restando che l'estradosso dello stesso deve rispettare la condizione minima che le altezze fuoriterra definite in precedenza ($H_{f,eff}$) siano rispettate. I valori di progetto, determinati sulla scorta di tale modello di calcolo e nelle sezioni maggiormente significative, sono rappresentati da:

- $M_{max,vert}$ e $V_{max,vert}$ Momento e taglio agenti nel piano orizzontale della sezione di attacco della mensola superiore del muro, rispetto al ringrosso offerto dal dente di contrasto, per la verifica delle armature di forza verticali e di ripartizione orizzontali, da cui la "Verifica armatura – flessione piano longitudinale" e "Verifica taglio – piano longitudinale"
- $M_{max,oriz, fine dente}$ e $V_{max,oriz}$ Momento e taglio agenti nel piano verticale della sezione di attacco del prolungamento laterale del muro reggispinta, per la verifica degli infittimenti delle armature di ripartizione orizzontali ed eventuali armature verticali a taglio, da cui la "Verifica armatura – flessione piano verticale" e "Verifica taglio – piano verticale"

N. martinetti		4
Sp. Unit. Mart.	[KN]	2226,33
Dist. mart bordo monolite	[m]	1,50
Ang. cuneo sp	[°]	33
Lung ril	[m]	5,48
Sollecitazioni muro reggispinta		Sollecitazioni
$M_{max,vert}$	[KNm]	340,0
$M_{max,oriz, fine dente}$	[KNm]	314,2
$V_{max,VERT}$	[KN]	165,9
$V_{max,Orizz}$	[KN]	93,5

Figura 10. Tabella riepilogativa dei martinetti, della lunghezza del rilevato provvisorio a tergo e delle sollecitazioni agenti nei punti significativi del muro reggispinta

Circa i meccanismi di rottura locali, per la determinazione delle armature a frettaggio da posizionare nel dente di contrasto del muro reggispinta ovvero all'interno della soletta inferiore del monolite, si utilizza il modello di Bursting, secondo un modello di andamento dello stato tensionale alla Guyon.

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering s.r.l.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 23 di 40

CALCOLO degli SFORZI di BURSTING

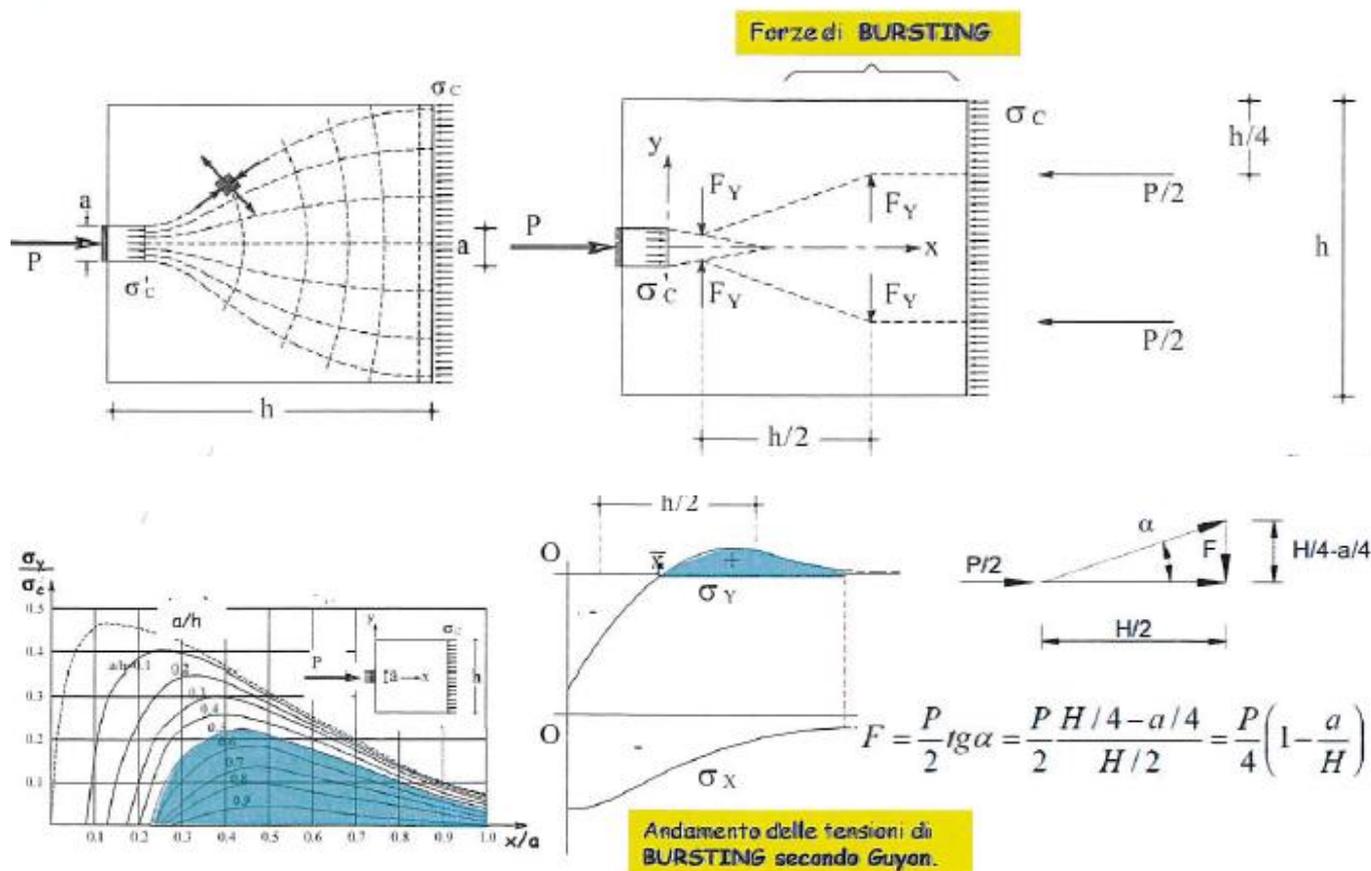


Figura 11. Modello per il calcolo degli sforzi da azioni concentrate

Sulla scorta di un'area di contatto e delle geometrie dell'elemento in c.a. entro cui si diffondono gli stati tensionali, si determinano gli andamenti degli stati tensionali agenti. Le verifiche condotte sono:

- 1 Verifica dell'area di impronta del martinetto, in cui si verifica che la tensione di contatto (σ_{spinta}) derivante dalle piastre di testa del martinetto risulti inferiore alla tensione di calcolo del calcestruzzo (f_{cd}), sia lato monolite che lato muro reggispinta (per effetto di differenti classi di calcestruzzo impiegate)
- 2 Verifica delle tensioni limite (secondo Bursting-Guyon), in cui $a = b_{si} = 40\text{cm}$ (impronta del martinetto), $H = 70\text{cm}$ (pari alla lunghezza del dente di contrasto o pari ad 1 volta lo spessore della soletta inferiore del monolite) e $P =$ azione del singolo martinetto.

La forza F determinata rappresenta lo sollecitazione di trazione che deve essere assorbita mediante armature di contenimento, denominate armature di frettaggio nel foglio di calcolo, disposte nel piano verticale (armatura principale o superiore) ed orizzontale (armatura secondaria o inferiore)

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering s.r.l.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 24 di 40

Verifica a schiacciamento cls			Armatura di Frettaggio		
MONOLITE			MURO REGGISPINTA		
Calcestruzzo			Calcestruzzo		
Tipo	C 30/37	[-]	Tipo	C 30/37	[-]
Rck	37	[MPa]	Rck	37	[MPa]
fck	30	[MPa]	fck	30	[MPa]
fcd	17,00	[MPa]	fcd	17,00	[MPa]
fctm	2,90	[MPa]	fctm	2,90	[MPa]
fctd	1,93	[MPa]	fctd	1,93	[MPa]
fbd	4,34	[MPa]	fbd	4,34	[MPa]
Ecm	32836,6	[MPa]	Ecm	32836,6	[MPa]
ecu	0,035	[-]	ecu	0,035	[-]
Acciaio			Acciaio		
Tipo	B 450C	[-]	Tipo	B 450C	[-]
fyk	450,00	[MPa]	fyk	450,00	[MPa]
fyd	391,30	[MPa]	fyd	391,30	[MPa]
Es	210000	[MPa]	Es	210000	[MPa]
eyd	0,186%	[-]	eyd	0,186%	[-]
Spinta	7272,45	[KN]	Spinta	7272,45	[KN]
N. martinetti	4		N. martinetti	4	
Spinta/mart.	1818,1	[KN/mart]	Spinta/mart.	1818,1	[KN/mart]
h _{si}	0,4	[m]	h _{si}	0,4	[m]
b _{si}	0,4	[m]	b _{si}	0,4	[m]
A _{contatto}	1600	[cm ²]	A _{contatto}	1600	[cm ²]
σ _{spinta}	11,36	[MPa]	σ _{spinta}	11,36	[MPa]
σ _{spinta} < f _{cd}	VERO		σ _{spinta} < f _{cd}	VERO	
T.L.	0,67		T.L.	0,67	
MURO REGGISPINTA DENTE			SOLETTA INF. MONOLITE		
b _{si}	0,4	[m]	b _{si}	0,4	[m]
Spinta/mart	3636,225	[KN/mart]	Spinta/mart	3636,225	[KN/mart]
Il martinetto va posto ad una distanza non minore di 1,5 m dal bordo libero della soletta di fondazione del monolite. Inoltre si considera un rapporto di diffusione degli sforzi di compressione all'interno della soletta pari a 1/2			Il martinetto va posto ad una distanza non minore di 1,5 m dal bordo libero della soletta di fondazione. Inoltre si considera un rapporto di diffusione degli sforzi di compressione all'interno della soletta pari a 1/2		
Diffusione-ORIZ	0,7	[m]	Diffusione	0,7	[m]
Trazione	389,60	[KN]	Trazione	389,60	[KN]
A _{S-Tot-nec}	995,63	[mm ²]	A _{S-Tot-nec}	995,63	[mm ²]
A _{S-Sup/inf-nec}	497,82	[mm ²]	A _{S-Sup/inf-nec}	497,82	[mm ²]
CALCOLO degli SFORZI di BUSTINE					
ARMATURA FRETTAGGIO			ARMATURA FRETTAGGIO		
ingombro mart	0,9		ingombro mart	0,9	
Larg. Arm. Frettaggio	1,08		Larg. Arm. Frettaggio	1,08	
Questa armatura va disposta per una distanza pari ad "H" calcolata con il fuso di gyon			Questa armatura va disposta per una distanza pari ad "H" calcolata con il fuso di gyon		
1,05			1,05		
Armatura Superiore			Armatura Superiore		
10	φ	16	2010,62	VERO	
Armatura Inferiore			Armatura Inferiore		
10	φ	16	2010,62	VERO	

Figura 12. Foglio di calcolo per la verifica per azioni concentrate

La verifica è condotta senza considerare l'effetto benefico di diffusione offerto dalla trave di contrasto, impiegata normalmente sulla soletta del monolite, di modo da migliorare la diffusione degli sforzi concentrati derivanti dai martinetti.

Relativamente alle verifiche condotte per il dimensionamento delle armature della platea di varo, generalmente si considera come agente il valore di spinta determinato in precedenza decurtato della forza di attrito derivante dalla superficie di contatto tra la platea di varo, per effetto del peso della platea stessa e del monolite presente su di essa. Nel caso in esame, al fine di operare a vantaggio di sicurezza non si considera l'effetto attritivo presente ai fini degli equilibri del sistema.

Circa le azioni "di strappo" che la platea dovrà assorbire nelle diverse sezioni di avanzamento, esse risultano essere pari alla spinta determinata in precedenza, pari alla $SPINTA_{finale} = SPINTA_{iniziale} + F_{a\ lat}$.

Nel seguito si riportano, in forma più sintetica, le verifiche condotte per i monoliti in esame facenti parte delle opere di trasparenza idraulica presenti in sponda destra del Fiume Fortore.

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI					
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisoria e fondazioni ponte provvisorio		COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 26 di 40

Per quanto riguarda la struttura reggispinta, che sarà costituita da un muro in cemento armato che verrà realizzato in opera a tergo della parte monolitica del sottopasso nella sua posizione di varo iniziale. Per la determinazione delle sollecitazioni interne al muro è stato ricercata la distribuzione delle pressioni sulla trave necessaria ad equilibrare la spinta necessaria per il varo del monolite. Considerando il modello di equilibrio descritto in precedenza, per il calcolo della spinta ed alle geometrie del muro reggispinta avremo:

Calcolo della Spinta						
		μ		$L_{t_{pl}}$	[m]	8,52
SPINTA _{iniziale}	[KN]	1,50	17463,94	Incremento Lugh.		35%
				L_{Mcalc}	[m]	11,50
$F_{a_{lat.}}$	[KN]	[-]	3116,85	$H_{zavorra}$	[m]	3
SPINTA _{finale}	[KN]	[-]	20580,79	Zavorra	[KN/m ²]	75
$\phi_{rilevato\ fer.}$	μ	F_{\perp}	$F_{a_{lat.}}$	Spinta _{-pass. ter}	[KN/m]	580,05
[°]	[-]	[KN/m]	[KN]	Spinta _{-pass. zav}	[KN/m]	1209,59
38,00	0,47	123,29	3116,85	Spinta Tot.	[KN/m]	1789,63
α	[°]	0,00		Spinta _{-Finale}	[KN]	20580,79
β	[°]	0,00		Spinta _{-Fin,unit}	[KN/m]	1789,63
		Ter. Sup	Ter. Inf	h_s	[m]	0,35
γ	[KN/m ³]	19	19	H_{t-EFF}	[m]	1,90
ϕ	[°]	24	24	H_{i-EFF}	[m]	2,10
K_a	[-]	0,37	0,37	$H_{Tot.-EFF}$	[m]	4,00
K_p	[-]	4,26	4,26			

In definitiva:

N. martinetti		6
Sp. Unit. Mart.	[KN]	2910,66
Dist. mart bordo monolite	[m]	1,00
Ang. cuneo sp	[°]	33
Lung ril	[m]	5,14
Sollecitazioni muro reggispinta		Sollecitazioni
$M_{max, vert}$	[KNm]	962,4
$M_{max, oriz. fine\ dente}$	[KNm]	1685,7
$V_{max, VERT}$	[KN]	1041,6
$V_{max, Orizz}$	[KN]	565,7

Mandataria  Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI					
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 27 di 40

9.3 Verifica del muro reggispinta ed armature di frettaggio

Sulla scorta delle sollecitazioni addietro riportate, si riportano le verifiche a flessione e taglio, condotte sia nel piano verticale del muro reggispinta, sia nel piano orizzontale, ed in particolare nella sezione di attacco dell'ala laterale del muro rispetto alla platea di varo, in cui la sezione del muro reggispinta subisce una brusca variazione di rigidezza e resistenza. Ai fini della modellazione per le ali laterali si assume il muro incastrato nella sezione di attacco sulla platea di varo.

Di seguito si riportano, oltre le succitate verifiche del muro reggispinta, anche le verifiche di dettaglio relative alle armature di frettaggio da posizionare sia all'interno del dente del muro reggispinta, sia all'interno della platea di fondazione dello scatolare (soletta inferiore), in corrispondenza della zona di attacco dei martinetti di spinta.

Osserviamo che ai fini delle analisi e verifica delle opere provvisionali, si adotta un rilevato provvisorio avente caratteristiche geotecniche pari almeno al terreno presente in situ. Sarà pertanto cura dell'impresa esecutrice effettuare delle operazioni di compattazione del rilevato provvisorio di modo da garantire tali caratteristiche meccaniche all'opera in terra. Nella sezione di scavo per il raggiungimento della quota di realizzazione dello sperone interrato del muro reggispinta, dovrà essere previsto un intasamento del terreno di riempimento con magrone in calcestruzzo o terreno stabilizzato a calce.

Mandataria

Mandanti



PROGETTO ESECUTIVO

LINEA PESCARA – BARI

IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE

Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

LI07

01

E ZZ CL

IN 1000 002

C

28 di 40

Sinistra Fortore- trasparenze idrauliche

IN10-IN15

1.+755.47/1+830.52

Verifica Armatura - flessione piano verticale

b [cm]	100
h [cm]	150
Arm	φ26/25
M _{rd} [KNm]	1183
M _{ed} [KNm]	962,4
M _{rd} >M _{ed}	OK

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	21,24	5
2			2	21,24	145

Tipologia Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Barre: N° 4 φ 26
 As 21,24
 Calcola Inserisci

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

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

Precompresso

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

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} -1.183 kNm

Materiali: B450C C30/37

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} 17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11,5 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 2,689 ‰
 ε_s 67,5 ‰
 d 145 cm
 x 5,556 x/d 0,03831
 δ 0,7

Verifica Armatura - flessione piano longitudinale

b [cm]	200
h [cm]	150
Arm	φ26/25
M _{rd} [KNm]	2366
M _{ed} [KNm]	1986,6
M _{rd} >M _{ed}	OK

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	200	150	1	42,47	5
2			2	42,47	145

Tipologia Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Barre: N° 8 φ 26
 As 42,47
 Calcola Inserisci

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

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

Precompresso

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

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} -2.366 kNm

Materiali: B450C C30/37

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} 17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11,5 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 2,689 ‰
 ε_s 67,5 ‰
 d 145 cm
 x 5,555 x/d 0,03831
 δ 0,7

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 29 di 40

Verifica a taglio - piano verticale

b [cm]	100	STATO LIMITE ULTIMO (ROTTURA per TAGLIO)																											
h [cm]	150	4.1.2.3.5.1 Elementi SENZA armature trasversali resistenti a taglio																											
Arm	φ26/25																												
V _{ed} [KN]	1041,6	V _{Ed} = 1,041.00 kN																											
		deve risultare V _{Rd} > V _{Ed} (4.1.2.2 NTC)																											
		V _{Rsd} = (0,18 * k * (100 * r ₁ * f _{ck}) ^(1/3) / (g _c + 0,15 * s _{cp}) * b _w * d > (v _{min} + 0,15 s _{cp}) * b _w * d (4.1.2.3 NTC)																											
		<table border="1"> <tr> <td>d (mm)</td> <td>1,450</td> <td>mmq</td> </tr> <tr> <td>N (compr.)</td> <td>-</td> <td>kN</td> </tr> <tr> <td>Asl (arm. Long)</td> <td>4247</td> <td>mmq</td> </tr> <tr> <td>Ac</td> <td>1,450,000.00</td> <td>mmq</td> </tr> <tr> <td>k</td> <td>1.37</td> <td>< 2-ok</td> </tr> <tr> <td>v.min</td> <td>0.31</td> <td></td> </tr> <tr> <td>r1</td> <td>0.0029</td> <td>< 0,02: ok</td> </tr> <tr> <td>s.cp</td> <td>-</td> <td>< 0,02 fcd: ok</td> </tr> <tr> <td>0,20 * fcd</td> <td>3.48</td> <td></td> </tr> </table>	d (mm)	1,450	mmq	N (compr.)	-	kN	Asl (arm. Long)	4247	mmq	Ac	1,450,000.00	mmq	k	1.37	< 2-ok	v.min	0.31		r1	0.0029	< 0,02: ok	s.cp	-	< 0,02 fcd: ok	0,20 * fcd	3.48	
d (mm)	1,450	mmq																											
N (compr.)	-	kN																											
Asl (arm. Long)	4247	mmq																											
Ac	1,450,000.00	mmq																											
k	1.37	< 2-ok																											
v.min	0.31																												
r1	0.0029	< 0,02: ok																											
s.cp	-	< 0,02 fcd: ok																											
0,20 * fcd	3.48																												
		V _{rd.1} 496.276 kN																											
		V _{rd.2} 451.666 kN																											
		quindi: V _{rd} 496.28 kN																											
		V _{rd} > V _{Ed} Attenzione: ARMARE A TAGLIO																											

Dalla verifica degli elementi non armati a taglio si evince che vi è la necessità di predisporre armatura dedicata, nel caso specifico vengono predisposti dei sagomati a taglio atti a sopperire a tutta la richiesta tagliante

A _{s,necc}	2663,9	[mm ²]	8	φ	26
A _{s,eff}	3003,4	[mm ²]	s		12,5
A _{s,necc} < A _{s,eff}	VERO				

Verifica a taglio - piano longitudinale

b [cm]	200	STATO LIMITE ULTIMO (ROTTURA per TAGLIO)																											
h [cm]	150	4.1.2.3.5.1 Elementi SENZA armature trasversali resistenti a taglio																											
Arm	φ26/25																												
V _{ed} [KN]	666,6	V _{Ed} = 666.00 kN																											
		deve risultare V _{Rd} > V _{Ed} (4.1.2.2 NTC)																											
		V _{Rsd} = (0,18 * k * (100 * r ₁ * f _{ck}) ^(1/3) / (g _c + 0,15 * s _{cp}) * b _w * d > (v _{min} + 0,15 s _{cp}) * b _w * d (4.1.2.3 NTC)																											
		<table border="1"> <tr> <td>d (mm)</td> <td>1,450</td> <td>mmq</td> </tr> <tr> <td>N (compr.)</td> <td>-</td> <td>kN</td> </tr> <tr> <td>Asl (arm. Long)</td> <td>12742</td> <td>mmq</td> </tr> <tr> <td>Ac</td> <td>1,450,000.00</td> <td>mmq</td> </tr> <tr> <td>k</td> <td>1.37</td> <td>< 2-ok</td> </tr> <tr> <td>v.min</td> <td>0.31</td> <td></td> </tr> <tr> <td>r1</td> <td>0.0088</td> <td>< 0,02: ok</td> </tr> <tr> <td>s.cp</td> <td>-</td> <td>< 0,02 fcd: ok</td> </tr> <tr> <td>0,20 * fcd</td> <td>3.48</td> <td></td> </tr> </table>	d (mm)	1,450	mmq	N (compr.)	-	kN	Asl (arm. Long)	12742	mmq	Ac	1,450,000.00	mmq	k	1.37	< 2-ok	v.min	0.31		r1	0.0088	< 0,02: ok	s.cp	-	< 0,02 fcd: ok	0,20 * fcd	3.48	
d (mm)	1,450	mmq																											
N (compr.)	-	kN																											
Asl (arm. Long)	12742	mmq																											
Ac	1,450,000.00	mmq																											
k	1.37	< 2-ok																											
v.min	0.31																												
r1	0.0088	< 0,02: ok																											
s.cp	-	< 0,02 fcd: ok																											
0,20 * fcd	3.48																												
		V _{rd.1} 715.754 kN																											
		V _{rd.2} 451.666 kN																											
		quindi: V _{rd} 715.75 kN																											
		V _{rd} > V _{Ed} oK																											

A _{s,necc}	1705,0	[mm ²]	8	φ	20
A _{s,eff}	1777,2	[mm ²]	s		12,5
A _{s,necc} < A _{s,eff}	VERO				

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering s.r.l.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 30 di 40

Sinistra Fortore- trasparenze idrauliche			Sinistra Fortore- trasparenze idrauliche				
IN10-IN15		1.+755.47/1+830.52	IN10-IN15		1.+755.47/1+830.52		
Verifica a schiacciamento cls			Armatura di Frettaggio				
MONOLITE		MURO REGGISPINTA	MURO REGGISPINTA DENTE		SOLETTA INF. MONOLITE		
Calcestruzzo			Calcestruzzo				
Tipo	C 30/37	[-]	Tipo	C 30/37	[-]		
Rck	37	[MPa]	Rck	37	[MPa]		
fck	30	[MPa]	fck	30	[MPa]		
fcd	17,00	[MPa]	fcd	17,00	[MPa]		
fctm	2,90	[MPa]	fctm	2,90	[MPa]		
fctd	1,93	[MPa]	fctd	1,93	[MPa]		
fbd	4,34	[MPa]	fbd	4,34	[MPa]		
Ecm	32836,6	[MPa]	Ecm	32836,6	[MPa]		
ecu	0,035	[-]	ecu	0,035	[-]		
Acciaio			Acciaio				
Tipo	B 450C	[-]	Tipo	B 450C	[-]		
fyk	450,00	[MPa]	fyk	450,00	[MPa]		
fyd	391,30	[MPa]	fyd	391,30	[MPa]		
Es	210000	[MPa]	Es	210000	[MPa]		
eyd	0,186%	[-]	eyd	0,186%	[-]		
Spinta	20580,79	[KN]	Spinta	20580,79	[KN]		
N. martinetti	6		N. martinetti	6			
Spinta/mart.	3430,1	[KN/mart]	Spinta/mart.	3430,1	[KN/mart]		
h _{si}	0,45	[m]	h _{si}	0,45	[m]		
b _{si}	0,45	[m]	b _{si}	0,45	[m]		
A _{contatto}	2025	[cm ²]	A _{contatto}	2025	[cm ²]		
σ _{spinta}	16,94	[MPa]	σ _{spinta}	16,94	[MPa]		
σ _{spinta} < f _{cd}	VERO		σ _{spinta} < f _{cd}	VERO			
T.L.	1,00		T.L.	1,00			
Diffusione-ORIZZ			Diffusione				
Diffusione-ORIZZ		0,7	[m]	Diffusione		0,8	[m]
Trazione		918,79	[KN]	Trazione		1125,51	[KN]
A _{s-Tot-nec}		2348,01	[mm ²]	A _{s-Tot-nec}		2876,31	[mm ²]
A _{s-Sup/inf-nec}		1174,00	[mm ²]	A _{s-Sup/inf-nec}		1438,15	[mm ²]
CALCOLO degli SPORZI di BURSTING							
ARMATURA FRETTAGGIO			ARMATURA FRETTAGGIO				
ingombro mart		1,55	ingombro mart		1,55		
Larg.Arm Frettaggio		1,86	Larg.Arm Frettaggio		1,86		
Questa armatura va disposta per una distanza pari ad "H" calcolata con il fuso di gyon		1,05	Questa armatura va disposta per una distanza pari ad "H" calcolata con il fuso di gyon		1,2		
Armatura Superiore			Armatura Superiore				
4	φ 20	1256,64	VERO	5	φ 20	1570,80	VERO
Armatura Inferiore			Armatura Inferiore				
4	φ 20	1256,64	VERO	5	φ 20	1570,80	VERO

9.4 Verifica della platea di varo ed armature di frettaggio dello scatolare

Di seguito si riportano le verifiche condotte nella platea di varo, assumendo nullo l'effetto attritivo del terreno al disotto della stessa. In corrispondenza della sezione di attacco al muro reggisplinta il disegno dell'armatura corrente prevede di sagomare a 45° le reti inferiori e superiori, introducendo barrotti di armatura integrativa in asse alla platea, di modo che in tale sezione sia possibile la formazione di una cerniera, in grado di svincolare possibili cedimenti o distorsioni da parte di entrambi gli elementi costruttivi (platea e muro reggisplinta).

Terminato lo scavo della trincea di varo, si dovrà provvedere alla protezione delle scarpate contro il ruscellamento di acque piovane. Si dovrà inoltre predisporre il convogliamento e l'allontanamento dalla platea di varo, delle acque piovane o di falda, in modo da evitarne, in tutte le fasi esecutive, la persistenza. La platea, ed in particolare l'impronta del monolite dovrà essere accuratamente livellata; a tale scopo è consigliabile disporre longitudinalmente robusti profili d'acciaio montati su picchetti adeguatamente infissi; ad ogni modo, la superficie finita non dovrà in nessun punto discostarsi da quella teorica per un valore

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisoriale e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 31 di 40

maggiore di 10mm, in caso contrario la Direzione delle Operazioni di Spinta giudicherà se autorizzare le successive lavorazioni oppure prescrivere eventuali provvedimenti correttivi. L'intera platea dovrà subire un trattamento di lisciatura superficiale (elicotteratura) ovvero si dovrà posizionare al disopra della platea di varo e prima della realizzazione del monolite teli in pvc, teflon o materiale plastico di modo da evitare possibile adesione tra i due elementi.

Sinistra Fortore- trasparenze idrauliche	
IN10-IN15	1.+755.47/1+830.52

Per il calcolo dell'armatura resistente a trazione si dovrebbe sottrarre al valore della spinta necessaria a muovere il manufatto (coeff. attrito $\mu = 1.00$) il valore della forza di attrito fra la platea gravata del peso del manufatto ed il terreno sottostante (coeff. attrito $\mu = \tan(2/3 * \phi)$), ma a vantaggio di sicurezza questa forza non verrà considerata, ma considereremo che la forza sollecitante è pari alla spinta. Si ha:

H_{ps}	[m]	0,3		Area	Volume	Peso
L_{ps}	[m]	0,3		[m ²]	[m ³]	[KN]
				Platea	334,67	107,47
L_{pl}	[m]	8,52		Magrone	[-]	70,08
L_{tm}	[m]	8,92		Monolite	[-]	11642,63
L_{pl}	[m]	39,28				
				Tot.		16081,27

S_{pl}	[m]	0,3	ϕ	24	[°]
S_m	[m]	0,2	μ	0,287	[-]
			$F_{attrito\ pl-terr}$	4611,2	[KN]

Acciaio		
Tipo	B 450C	[-]
f_{yk}	450,00	[MPa]
f_{yd}	391,30	[MPa]
E_s	210000	[MPa]
ϵ_{yd}	0,186%	[-]

L'armatura deve assorbire quindi una forza pari a: $F_{armatura} = 1.5 * P_{monolite} + F_{a, lat}$
Il calcolo si effettua per sforzo normale semplice sull'armatura, adottando per le opere necessarie al varo unicamente il coefficiente parziale per il materiale assunto pari a $\gamma_s = 1,15$:

$F_{attrito\ pl-terr}$	4611,2	[KN]	$A_{s, Tot}$	44630,1	[mm ²]
Spinta finale	17463,94	[KN]	A_{s-sup}	2619,1	[mm ² /m]
			A_{s-sup}	2619,1	[mm ² /m]

$F_{armatura}$	17463,9	[KN]
----------------	---------	------

Armatura sup/inf long		Armatura Superiore			
$\phi 24/12,5$	sup/inf	8	ϕ	24	3619,11
					VERO
			Passo	12,5	[cm]

Armatura trasversale		Armatura Inferiore			
$\phi 14/25$	sup/inf	8	ϕ	24	3619,11
					VERO
			Passo	12,5	[cm]

Armatura spinotti		Armatura Integrativa sezione d'attacco			
$\phi 20/25$	sup/inf	4	ϕ	20	54313,62
					VERO
			Passo	25,0	[cm]

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 32 di 40

9.5 Verifica dei pali in legno per sostegno provvisorio

9.5.1 Carico limite verticale ed appoggio con le formule statiche

La stima del carico limite dei micropali di fondazione è stata condotta mediante le formule statiche, i risultati calcolati secondo tale criterio sono largamente convalidati e consolidati come riportato nella letteratura tecnica in materia. I micropali saranno realizzati mediante battitura il calcolo della portanza del micropalo è stata ricercata con l'espressione:

$$N.lim = P + S = q_b \cdot A_b + \sum q_{s,i} \cdot \pi \cdot d \cdot \Delta h_i,$$

con q_b e q_s rispettivamente la portanza unitaria alla punta e laterale del palo.

I valori delle portanze unitarie sono calcolati con le seguenti espressioni:

$$q_b = N'q \cdot \sigma'v + N'c \cdot c \text{ (Mpa)}$$

$$q_{s,i} = \tau_{lim} = k \cdot \mu \cdot \sigma'v_i \text{ (Mpa)}$$

Il coefficiente k [Viggiani-pag.378] deve essere considerato empirico e dipende essenzialmente dalla tecnica del palo (battuto) e dalle proprietà del terreno.

Il coefficiente di attrito μ dipende dalla scabrezza dell'interfaccia palo-terreno ed ha come limite superiore il valore $\tan(\varphi)$. Per i pali battuti si può assumere $\mu = \tan(\varphi)$.

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	sciolto	denso	
Battuto: Profilato d'acciaio	0,7	1,0	$\text{tg}20^\circ = 0,36$
Tubo d'acciaio chiuso	1,0	2,0	
Calcestruzzo prefabbricato	1,0	2,0	$\text{tg}(3\varphi/4)$
Calcestruzzo gettato in opera	1,0	3,0	$\text{tg}\varphi$
Trivellato	0,5	0,4	$\text{tg}\varphi$
Trivellato-pressato con elica continua	0,7	0,9	$\text{tg}\varphi$

Tab. 13. 2. Valori di k e μ (eq. 13.8)

Inoltre per il calcolo di N_q si è ricorso alla teoria postulata da Berenzantzev et al (1961); il valore è stato ricavato attraverso il grafico di seguito riportato:

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI			
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C FOGLIO 33 di 40

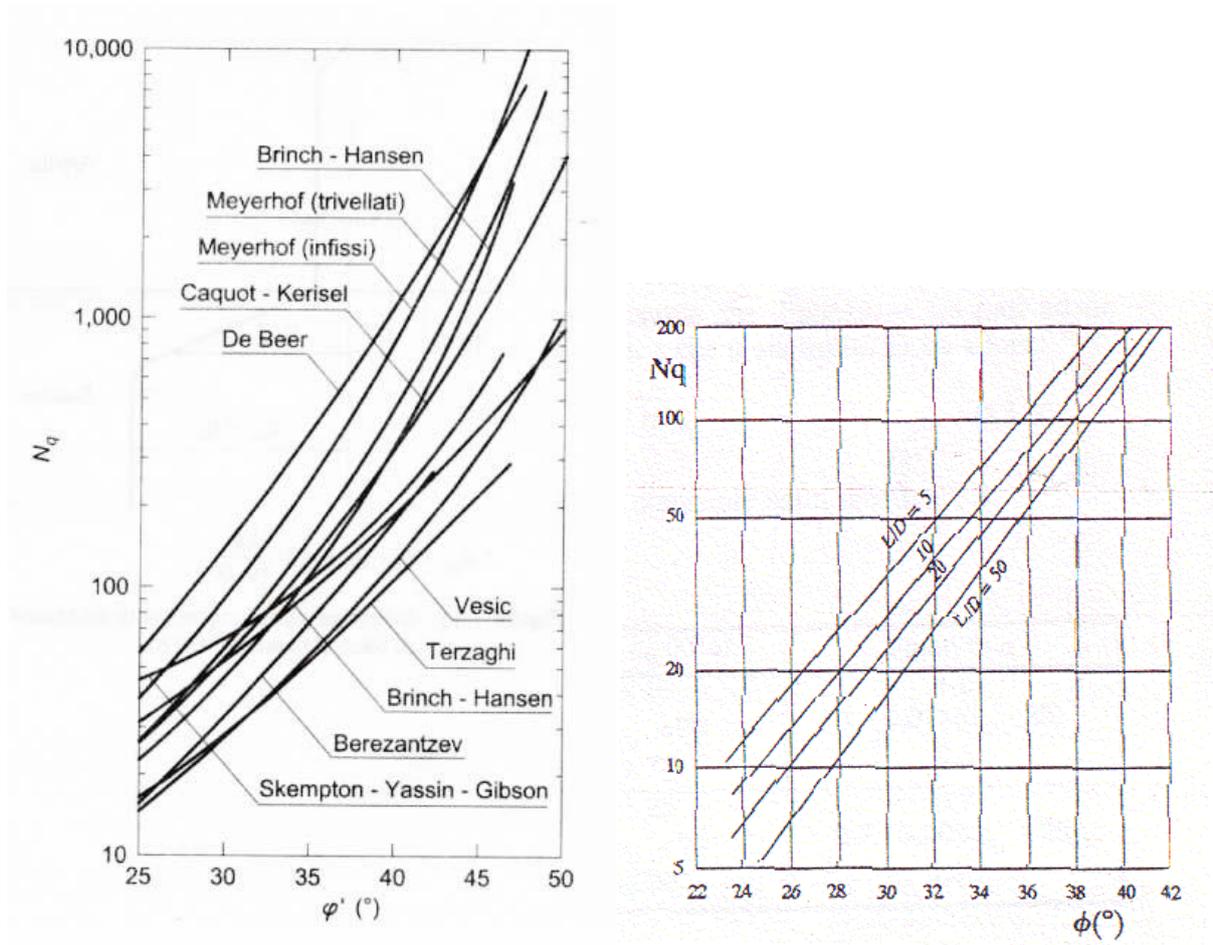


Tabelle valori di Nq secondo Berezantzev et al. (1961)

Dove il valore di φ' da assumere nel calcolo della resistenza è calcolato come:

$$\varphi' = (\varphi'_1 + 40^\circ) / 2$$

Il valore di Nc come riportato in letteratura [Viggiani-pag.373] viene calcolato secondo la seguente formulazione:

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi$$

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering s.r.l.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 34 di 40

9.5.2 Carico limite orizzontale

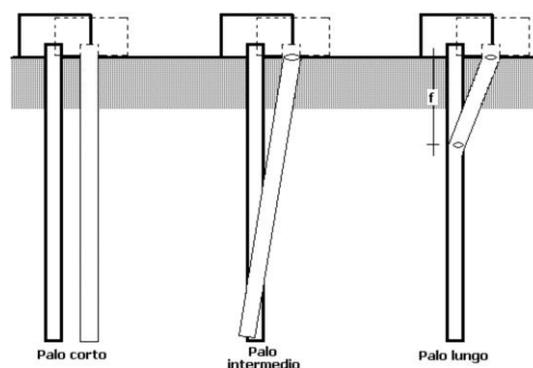
Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita). Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- 1 comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- 2 forma del palo ininfluenza rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
- 3 in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;
- 4 anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore M_{plast} ovvero Momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo intermedio – con la formazione di una sola cerniera plastica all'attacco con la fondazione – oppure di palo lungo con la formazione di due cerniere).



Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C FOGLIO 35 di 40	

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore massimo della resistenza che il palo può esplicare quando è soggetto ad un carico orizzontale; esso dipende dalle caratteristiche del terreno, dalla geometria del palo e dalla sua resistenza intrinseca (momento ultimo della sezione).

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo tale teoria, si considerano separatamente i casi di:

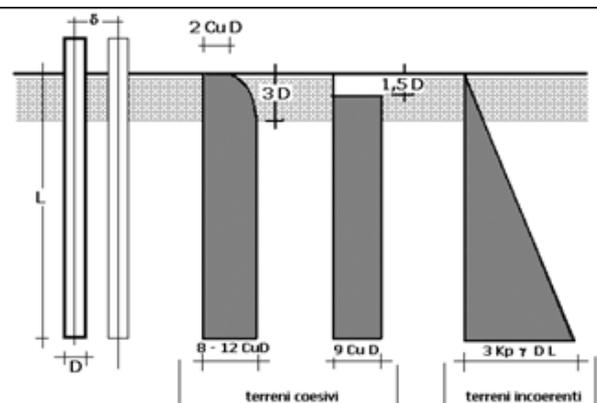
- terreni coesivi o coerenti (rottura non drenata);
- terreni non coesivi o incoerenti (rottura drenata).

Nel caso di terreni non coesivi ($c=0$), la teoria di Broms assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore $p=0$ (in testa) fino al valore $p=3k_p \cdot D \cdot L$ (alla base), essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva.

Per quanto riguarda i terreni coesivi la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di $p=2c_u D$, cresce linearmente fino alla profondità $3D$ per poi rimanere costante e pari a $p=8-12c_u D$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p=0$ fino alla profondità $1.5D$ e con valore costante e pari a $9c_u D$ per tutta la lunghezza del palo.

La teoria di Broms è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati il programma effettua un controllo sul tipo di comportamento per capire quale sia la tipologia prevalente ed i parametri meccanici medi. In base a tali parametri viene poi condotto il calcolo.

Il Momento Ultimo del palo è funzione dell'armatura, del diametro e dei materiali e tutto ciò viene tenuto in debito conto. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità f di formazione della seconda cerniera plastica.



Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 36 di 40

9.5.3 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ (6.2.1), dove E_d è il valore di progetto dell'azione mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico $R_d [=R / YR]$.

Per la determinazione del valore della resistenza di progetto R_d sono stati adottati i coefficienti riduttivi YR , come indicato nelle tabelle 6.4.II - 6.4.IV e 6.4.VI delle NTC 2008, sono sinteticamente riproposti di seguito.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_c	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{tt}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

L'approccio per la verifica GEO è l'**Approccio 1 - Condizione 1: (A1+M1+R1)**.

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alle verifiche delle fondazioni su micropali eseguite per lo stato limite per carichi assiali e per carichi orizzontali.

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C	FOGLIO 38 di 40

Il valore delle resistenze di progetto sono:

per i pali verticali: R_d (compressione) = 492.72 kN

Le azioni E_d sono:

per i pali verticali: E_d (compressione) = 475.60 kN

per cui si verifica la condizione: $E_d < R_d$

9.5.4.2 Carico limite orizzontale e verifica

Per quanto concerne i pali posti alle estremità delle travi di controvento, essi non sono soggetti ad azioni verticali ma solo a possibili azioni orizzontali, pari a 10.83 KN, derivanti da possibili effetti parassiti di trascinamento laterale del sostegno provvisorio. Nel seguito si riporta il calcolo della resistenza orizzontale del complesso palo terreno:

ITALFERR - RADDOPPIO TERMOLI-LESINA						
Pali battuti per sostegno provvisorio						
Dati del palo			Terreni			
diámetro	400	mm	fusto	γ_t	2000	kg/mc
L	5	m		ϕ'	38	(°)
Ecls =	2,100,000	kg/cm2				
Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_r per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.						
			COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)	
			$\gamma_r = 1.0$	$\gamma_r = 1.6$	$\gamma_r = 1.3$	
Calcolo Carico Limite Verticale	18,400	kg		(R2)	1	
Calcolo Carico Limite Orizzontale - Terreni Incoerenti - Palo bloccato in testa						
$M_y =$	11,699	kgm	(vedi calcolo riportato di lato)			
Palo CORTO			Palo INTERMEDIO		Palo LUNGO	
k_p fusto, med =	4.20		$H/(k_p \gamma d^3)$	82		
H =	126,112	kg	H =	44,377	kg	$H_u/(k_p \gamma d^3)$ = 34
$H/(k_p \gamma d^3)$	234		f =	2.97	m	H [kg] = 18,390
Mmax =	420,375	kgm	Mmax =	87,749	kgm	
NO PALO CORTO			NO PALO INTERMEDIO		OK PALO LUNGO	
Hlim =	183.90	kN				
Rd	183.90	kN				

La verifica è pertanto soddisfatta; in quanto $E_d = 10.83 \text{ KN} < R_d = 183.90 \text{ KN}$

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C FOGLIO 39 di 40	

9.5.5 Verifica STR

Le verifiche strutturali sono condotte utilizzando il diametro effettivo del palo ripartendo la sollecitazione normale sui due pali;

9.5.5.1 Verifica a Compressione

$$N_{ed} = E_{sd} / N_{pali} = 475.6 \text{ kN} / 2 = 237.8 \text{ KN}$$

La resistenza del palo viene calcolata secondo i dettami delle NTC 08 considerando le caratteristiche meccaniche del palo riportate nel paragrafo precedente

$$N_{rd} = A_p k_{mod} \chi_k / \gamma_M \text{ [4.4.1 NTC 08]}$$

A_p = Area del palo;

k_{mod} =coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, della durata del carico e dell'umidità della struttura (si assume 0.9 per carichi di breve durata, classe di servizio 3);

χ_k = valore caratteristico delle proprietà del materiale considerato nel caso specifico consideriamo $f_{c,0,k}$;

γ_M = Coefficiente di sicurezza parziale del materiale;

$$N_{rd} = 0.071 \text{ mq} * 0.9 / 1.45 * 24000 \text{ KN/mq} = 1057.65 \text{ KN}$$

La verifica a compressione è soddisfatta; in quanto $N_{ed} = 237.8 \text{ KN} < N_{rd} = 1057.65 \text{ KN}$.

9.5.5.2 Verifica a Taglio

$$V_{ed} = F_{palo} / N_{pali} = 10.83 \text{ kN} / 3 = 3.61 \text{ KN}$$

La resistenza del palo viene calcolata secondo i dettami delle NTC 08 considerando le caratteristiche meccaniche del palo riportate nel paragrafo precedente

$$V_{rd} = A_p k_{mod} \chi_k / \gamma_M \text{ [4.4.1 NTC 08]}$$

A_p = Area del palo;

k_{mod} =coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, della durata del carico e dell'umidità della struttura (si assume 0.9 per carichi di breve durata, classe di servizio 3);

χ_k = valore caratteristico delle proprietà del materiale considerato nel caso specifico consideriamo $f_{v,k}$;

γ_M = Coefficiente di sicurezza parziale del materiale;

$$V_{rd} = 0.071 \text{ mq} * 0.9 / 1.45 * 4000 \text{ KN/mq} = 176.30 \text{ KN}$$

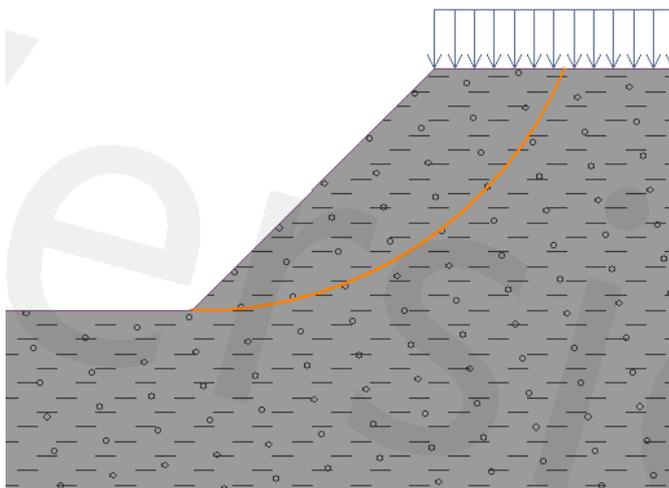
La verifica a taglio è soddisfatta; in quanto $V_{ed} = 3.61 \text{ KN} < V_{rd} = 176.30 \text{ KN}$.

Mandataria  Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN10/IN15 – TOMBINI DI TRASPARENZA SPONDA SX FIUME FORTORE Relazione di Calcolo Opere provvisoria e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 1000 002	REV. C FOGLIO 40 di 40

9.6 Fronti di scavo provvisorio

Per la realizzazione delle opere d'arte e delle opere provvisorie, necessarie per l'infissione dei manufatti in esame, i litotipi interessati sono costituiti da Depositi alluvionali recenti - Unità 5AL (Argille limose e limi argillosi), le cui caratteristiche geotecniche sono riportate in precedenza. Superficialmente è presente uno strato di terreno di riporto fortemente rimaneggiato, di spessore circa 50-70cm, che in fase di preparazione dell'area di cantiere sarà completamente rimosso tramite sbancamento a cielo aperto. A vantaggio di sicurezza si considera come agente al piano di campagna a monte del fronte di scavo provvisorio un carico pari a 4.00kN/mq (derivante dalla folla compatta e/o eventuale transito di mezzi di cantiere). Trattandosi di fronti di scavo provvisori, non si adottano condizioni di carico di tipo sismico ai fini della verifica. Sulla scorta di quanto indicato dalla normativa, le verifiche devono essere condotte secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, adottando un coefficiente di sicurezza per stabilità globale $R2 = 1.1$, da cui un coefficiente d'uso, determinato dal rapporto tra momento stabilizzante e momento resistente pari a 0.909. Date le profondità di scavo variabili all'interno del gruppo di tombini in esame, si assume un valore massimo della profondità di scavo ai fini del calcolo pari a 2.50m, considerando che in fase di esecuzione dei lavori sarà eseguito lo scotico ed il pre-scavo per la rimozione del materiale di riporto.

Si riporta di seguito la verifica condotta.



Superficie di scorrimento: circolare

— Parametri d'analisi. — Superficie di scivolamento circolare

Metodo: Bishop Centro: $x = 5,10$ [m] $z = 4,03$ [m]
Tipo di analisi: Ottimizzazione Raggio: $R = 4,03$ [m]
Restrizioni non è inserito Angoli: $\alpha_1 = -1,40$ [°] $\alpha_2 = 67,69$ [°]

Verifica stabilità del pendio (Bishop)
Somma delle forze attive: $F_a = 40,16$ kN/m
Somma delle forze passive: $F_p = 68,12$ kN/m
Momento di scorrimento: $M_a = 161,86$ kNm/m
Momento resistente: $M_p = 274,53$ kNm/m
Uso: 59,0 %
Stabilità di pendio ACCETTABILE

La verifica del fronte di scavo provvisorio è pertanto soddisfatta.