

DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



PROGETTAZIONE:

MANDATARIA

MANDANTI



PROGETTO ESECUTIVO

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

IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA

Relazione di Calcolo Opere provvisoriali e fondazioni ponte provvisorio

L'Appaltatore

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

I progettisti (il Direttore della progettazione)

data

firma

(ing. Gianguido Babini)

data

firma

PROFESSIONALE

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA / DISCIPLINA	PROGR	REV	SCALA
L I 0 7	0 1	E	Z Z	C L	I N 3 0 0 0	0 0 5	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 n.138-151	M. Pugliese	Giugno 2022	E. Jr. Dessi	Giugno 2022	S. Bellizzi	Giugno 2022	
								n. Elab.

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 2 di 40

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	GEOMETRIA DELLE STRUTTURE	5
5	MATERIALI	6
6	ANALISI DEI CARICHI	7
	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	13
	8.1 VERIFICA SLE	13
	8.2 VERIFICA SLU	14
	8.2.1 Pressoflessione	14
	8.2.2 Taglio	14
	8.2.2.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	14
	8.2.2.2 Elementi con armature trasversali resistenti a taglio	15
9	ANALISI E VERIFICA DELLE STRUTTURE	15
	9.1 MODELLO DI CALCOLO E MODELLI DI VERIFICA ADOTTATI	15
	9.2 MONOLITE A SINGOLA CANNA – FOSSO CAPOPOSTA – SCATOLARI 4.00x4.90M	24
	9.3 VERIFICA DEL MURO REGGISPINTA ED ARMATURE DI FRETTAGGIO – MONOLITE A SINGOLA CANNA	26
	9.4 VERIFICA DELLA PLATEA DI VARO ED ARMATURE DI FRETTAGGIO DELLO SCATOLARE – MONOLITE A SINGOLA CANNA	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 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)	34
	9.5.3 Verifica GEO	34
	9.5.3.1 Carico limite verticale e verifica pali IN30	34
	9.5.4 Verifica STR	35
	9.5.4.1 Verifica a Compressione	35
	9.5.4.2 Verifica a Taglio	36
	9.6 FRONTI DI SCAVO PROVVISORIO	37

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	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.

Allo stato attuale il rilevato ferroviario esistente è attraversato da un tombino esistente in corrispondenza del Fosso Capoposta, alla pk 5+743 circa. La risoluzione di tale interferenza viene attuata prevedendo la chiusura di tale tombino esistente, mediante intasamento con cls magro, e la realizzazione di un nuovo tombino idraulico in parallelo all’esistente, realizzato con la tecnica dello spingitubo. L’opera consiste in un nuovo scatolare in c.a., di sezione netta interna di dimensione 4.00mx4.90m, con piedritti e soletta di copertura di spessore pari a 50 cm e soletta di fondazione spessa 60cm (elemento A nelle successive immagini). L’alveo lato valle è attraversato da una strada di servizio che dovrà essere ripristinata, e per la quale si prevede la realizzazione di uno scatolare per sovrappasso stradale (elemento B nelle successive immagini), di muri andatori ad “U” in sinistra e destra idraulica, ed un tratto di raccordo a farsi (elemento C nelle successive immagini), necessario per la raccolta delle acque da piattaforma derivanti dai fossi di guardia laterali, previa demolizione del rostro di spinta.

Nelle figure seguenti si riporta una vista planimetrica, una sezione longitudinale ed una trasversale dell’opera, rimandando per ulteriori dettagli a quanto riportato negli specifici elaborati progettuali. Per i manufatti B e C (come indicato in precedenza) si rimanda alle relazioni specialistiche prodotte.

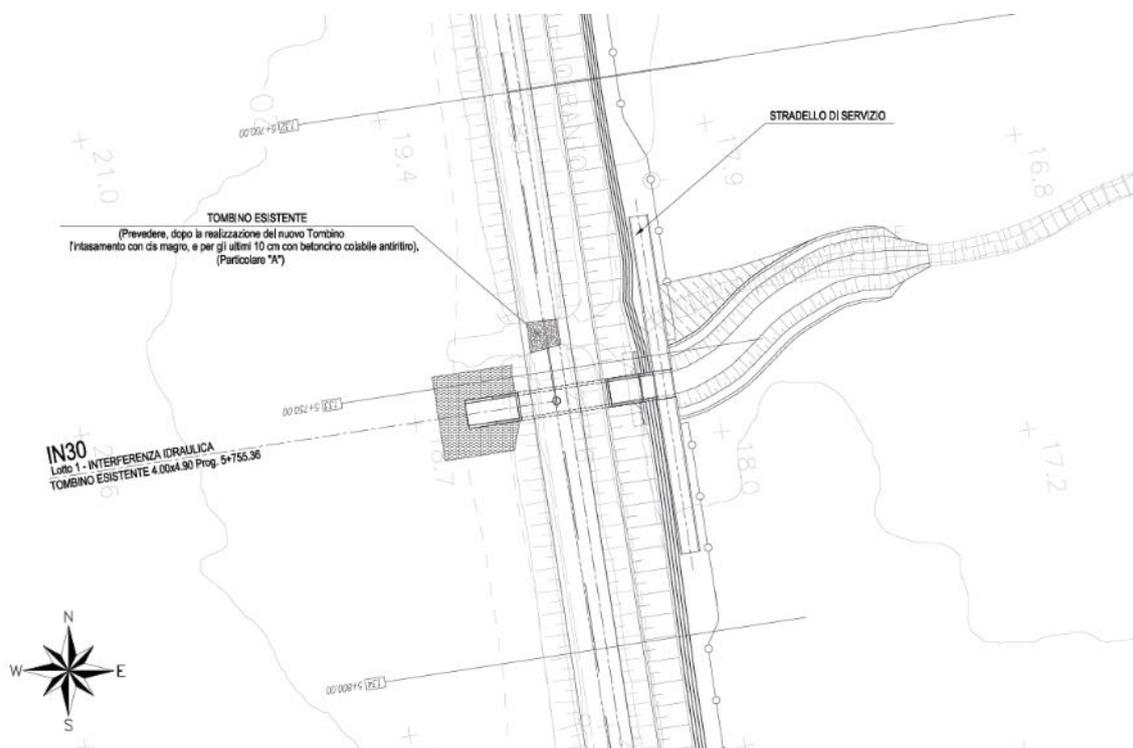


Figura 1 – Adeguamento idraulico Fosso Capoposta – Vista Planimetrica

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA L107	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 4 di 40

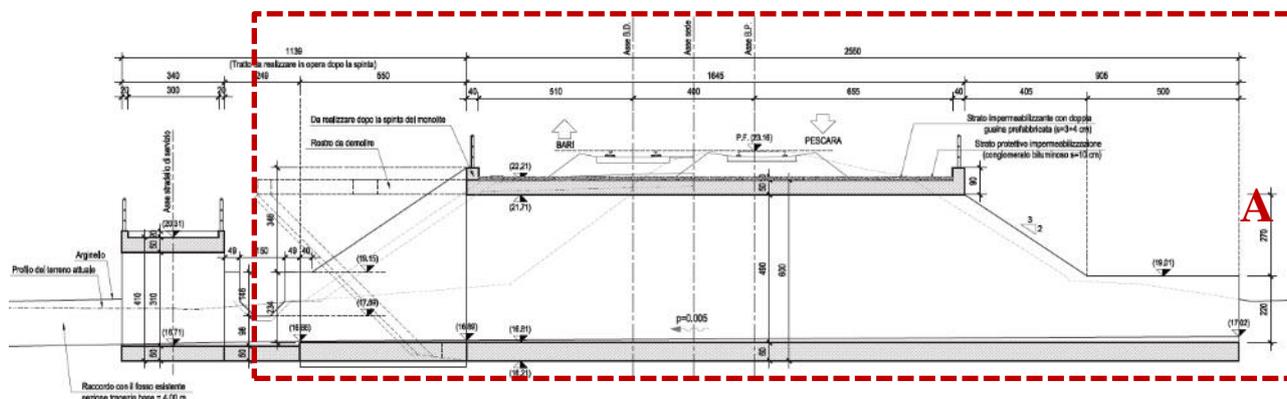


Figura 2 - Adeguamento idraulico Fosso Capoposta - Sezione Longitudinale manufatto a spinta

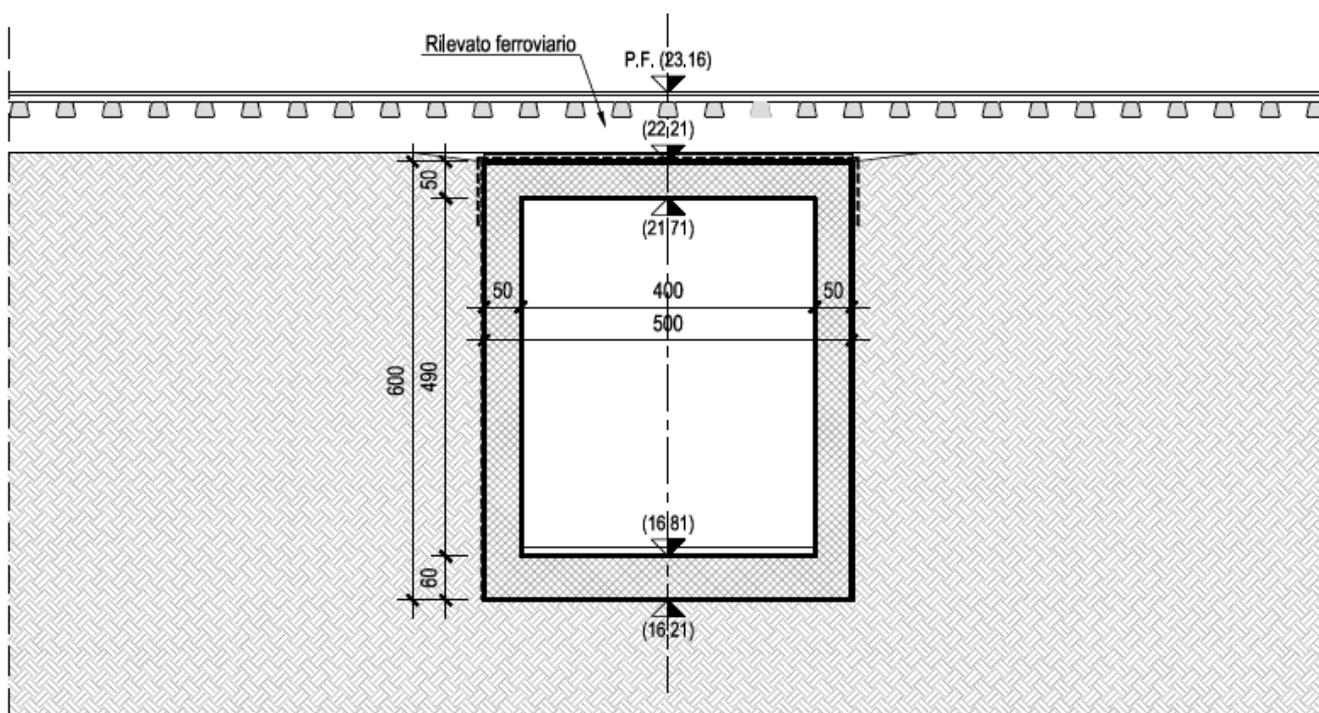


Figura 3. Sezione trasversale tipo.

Per la realizzazione dell'opera a spinta si prevede l'impiego di un ponte provvisorio in acciaio tipo "Essen Standard" o equivalente, avente lunghezza massima $L=12.50m$ ma con luce netta del ponte provvisorio pari ad $L^*=567cm$.

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.

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI					
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio		COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 5 di 40

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Nel caso specifico si prevede l'impiego di un Ponte "ESSEN" del tipo standard, poggiante su plinti provvisori su 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;
- [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=6.12m

Lunghezza L=34.40m

Altezza della platea H=0.30m

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 6 di 40

- **Muro reggispinta in c.a. di dimensioni**

Base B=1.00m

Altezza H=4.50m

Lunghezza L=0.94m (andatore) + 6.12m (tratto sulla platea di varo) + 0.94m (andatore) = 8.00m

Oltre la dimensione del muro reggispinta, 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 singola 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 _{cfm}	3,07	[N/mm ²]
Resistenza a trazione per flessione frattile 5%	f _{ctf,0.05}	2,15	[N/mm ²]
Resistenza a trazione per flessione frattile 95%	f _{ctf,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]

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisoriali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 7 di 40

Resistenza a trazione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	3,82 [N/mm ²]
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	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
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

6 ANALISI DEI CARICHI

Per il sistema di sostegno provvisorio la soluzione di progetto prevede l'impiego di un Ponte essen o equivalente, non 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 poggianti su pali battuti in legno (per ogni trave), 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

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 8 di 40

inferiore, collegato al monolite mediante tasselli M16. 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 il molite IN30 (fosso Capoposta) la soluzione di progetto prevede l'impiego del sostegno provvisorio "ESSEN Standard" o equivalente, costituito da un ponte provvisorio a sostegno di una singola linea ferroviaria. Il sistema è costituito da n.2 travi di appoggio HEB400, poste su di una luce di 567cm, poggianti su n.4+4 pali in legno, affincati in coppia, di diam. 300mm e lunghezza 6.0m. Sulla scorta delle geometrie del rilevato ferroviario per i monoliti in esame, avremo, rispetto al piano di campagna medio tra monte e valle:

Altezza minima del rilevato $H_{\min} = 3.75\text{m}$

Altezza massima del rilevato $H_{\max} = 3.80\text{m}$

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI					
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio		COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 9 di 40

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 7AL (Argille limose e limi argillosi), le cui caratteristiche geotecniche sono nel seguito riportate.

Come da comunicazione della ESSEN SpA le travi di appoggio trasferiscono un carico complessivo pari ad $R=814.98\text{kN}$, da cui scaricano su ogni coppia di pali affiancati del sistema di sostegno, un'azione verticale pari ad:

Azione assiale

$$E_{sd} = F_{sd} = 407.49 \text{ kN (per ogni coppia di pali affiancati)}$$

Il sistema non prevede il trasferimento di azioni orizzontali alla struttura di sostegno; eventuali azioni parassite migrano attraverso le traversine direttamente nel rilevato ferroviario.

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering S.p.A.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	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'opere oggetto di dimensionamento nell'ambito del presente documento:

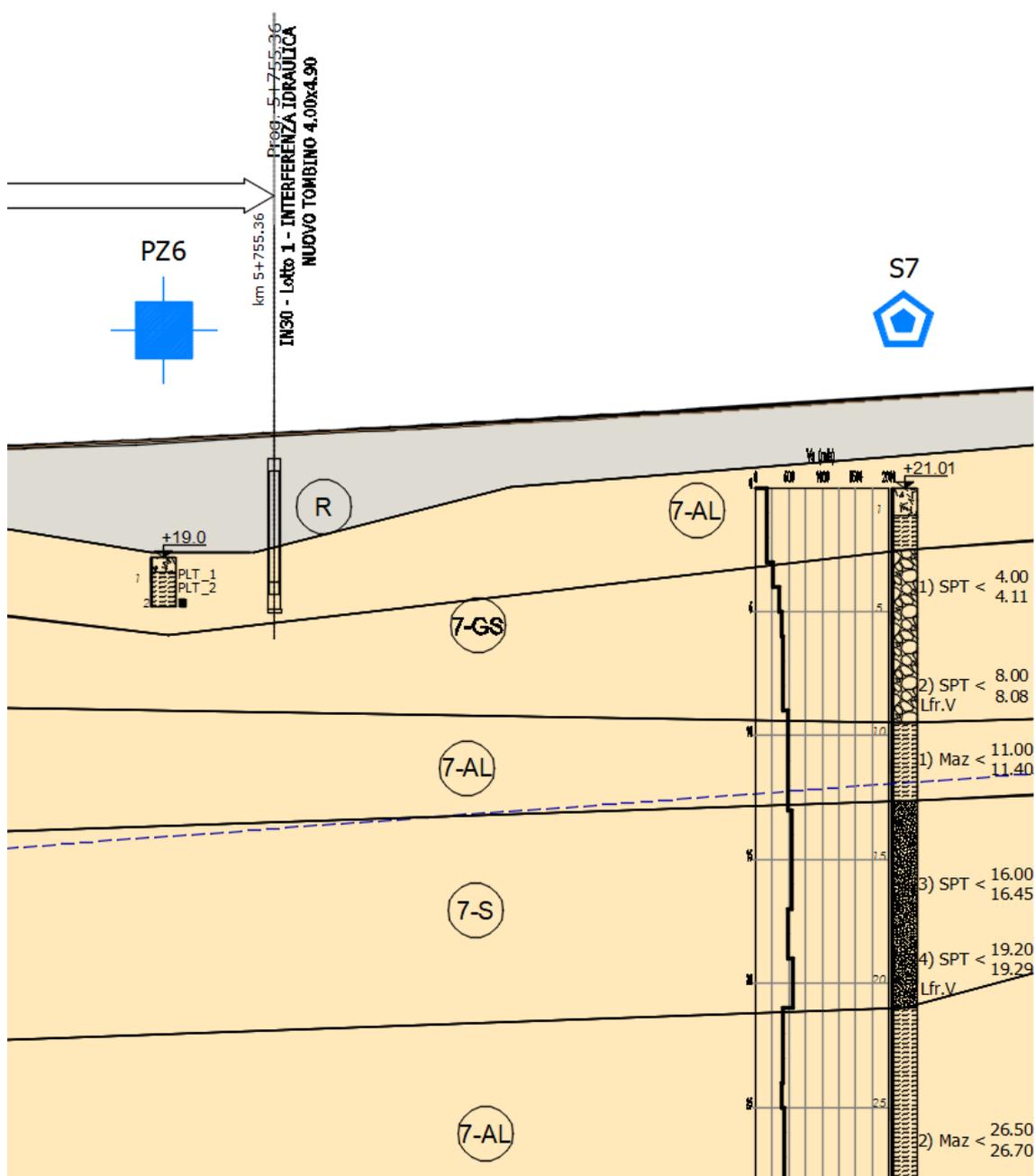


Figura 4. Stralcio del profilo geotecnico

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	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 – per tutta l'altezza sovrastante e sino a 3.50 dall'estradosso della soletta di copertura del monolite
- Litotipo 7AL – dall'indicazione sovrastante sino a -0.50m dalla quota di imposta della suola di base del monolite
- Litotipo 7GS – dal passaggio stratigrafico per uno spessore di 3.60m

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
$\phi' = 20^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 0 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate

Conglomerati di Campomarino - Unità 7AL (Argille limose e limi argillosi)

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 24 \div 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 75 \div 350 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$V_s = 300 \div 400 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 100 \div 320 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 200 \div 800 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Conglomerati di Campomarino - Unità 7GS (Ghiaia sabbiosa)

$\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 37 \div 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 250 \div 400 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio;
$G_o = 120 \div 300 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 300 \div 800 \text{ MPa}$	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
---	-------------------------

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 12 di 40

$c' = 0$ kPa	coesione drenata
$\varphi' = 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$\nu = 0.20$	coefficiente di Poisson
$E_o = 300\div 400$ 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 ininfluenza sia in fase di analisi e verifica, sia per le fasi provvisionali di scavo e realizzazione delle opere provvisionali.

Per il calcolo delle spinta a tergo dei muri reggisplinta, 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 IN30	Spessore [m]	γ [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kPa]
Rilevato ferroviario	4,25	20,00	38,00	0
Unità 7AL	Ind	19,50	25,00	10,00

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA L107	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 13 di 40

Per quanto concerne le caratteristiche di rigidezza 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:

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

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

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

- 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 $q-\epsilon a$, 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 (N_{spt} , D_r , 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 N_{spt} , 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: $D_r = 21 * (N_{spt}/gt + 0,7)^{0,5}$

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.

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering S.r.l.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 14 di 40

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.

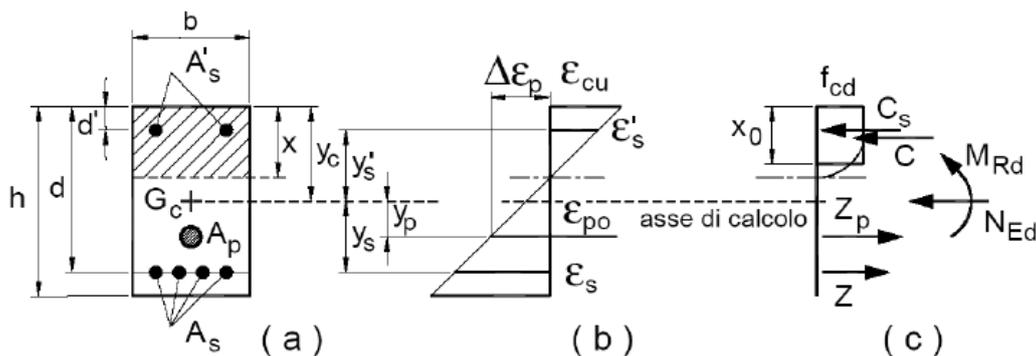


Figura 5. Schema per la valutazione della capacità resistente di una sezione presso-inflessa.

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

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI					
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio		COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 15 di 40

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

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

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;
 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 membrane 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 $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} < f_{cd}$ |

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 reggispinga, 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

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 16 di 40

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.

Di seguito si riportano alcune immanigini esplicative dei fogli di calcolo adottati, in cui non sono presenti le geometrie del sistema, al solo fine di illustrare i contenuti delle analisi e verifiche condotte, mentre si rimanda ai successivi paragrafi per l'analisi, il calcolo e la verifica delle opere reggispinta adottate.

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 successive immagini.

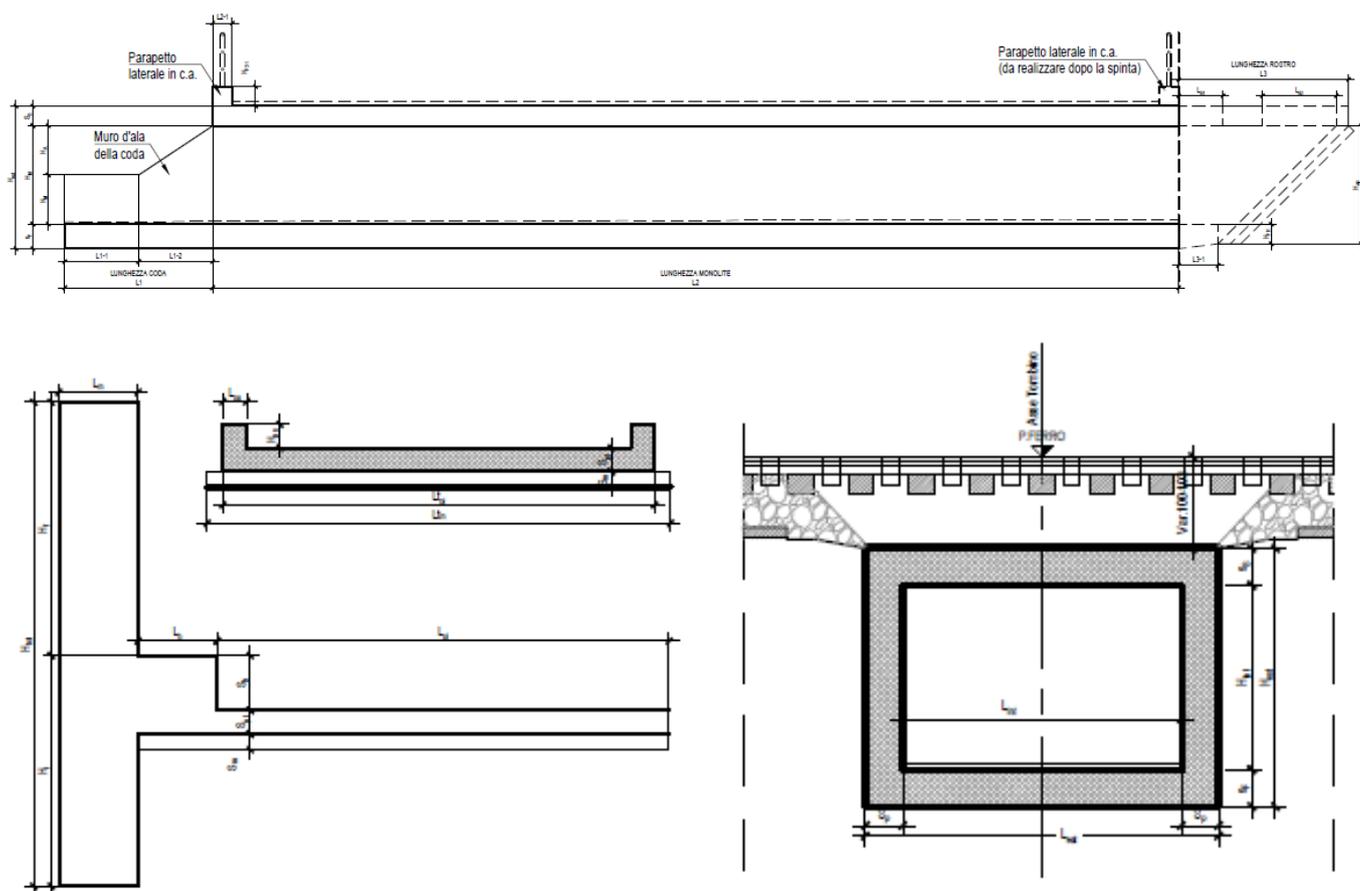


Figura 6. Geometria tipologica del monolite, della platea di varo e del muro reggispinta

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering S.r.l.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI
IN30 – TOMBINo AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01
	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005
	REV. C	FOGLIO 17 di 40

Geometria Monolite		Calcolo Peso Monolite	
		Manufatto IN-XXX	γ_{cls} [KN/m3] 25
		IN-XXX X+XXX.XX [Tipologia ponte provvisorio]	
essen	tipo		
S_p	[m]	0,00	
L_{int}	[m]	0,00	
L_{tot}	[m]	0,00	
S_f	[m]	0,00	
S_s	[m]	0,00	
H_{int}	[m]	0,00	
H_{tot}	[m]	0,00	
L_{1-1}	[m]	0,00	
L_{1-2}	[m]	0,00	
L_1	[m]	0,00	
H_M	[m]	0,00	
H_A	[m]	0,00	
H_p	[m]	0,00	
L_{2-1}	[m]	0,00	
L_2	[m]	0,00	
H_{FR}	[m]	0,00	
L_{3-1}	[m]	0,00	
L_3	[m]	0,00	
L_{B1}	[m]	0,00	
L_{B2}	[m]	0,00	
Lunghezza	[m]	0,00	
		CODA	
		Piedritti	Area [m ²] Volume [m ³] 0,00 0,00
		Soletta Fondazione	0,00
		TOT.	0,00 0,00
		Peso [KN]	0,00
		CORPO	
		Piedritti	Area [m ²] Volume [m ³] 0,00 0
		Soletta Superiore	0,00 0,00
		Soletta Fondazione	0,00 0,00
		TOT.	0,00 0,00
		Peso [KN]	0,00
		CORPO	
		Piedritti	Area [m ²] Volume [m ³] 0,00 0,00
		TOT.	0,00 0,00
		Peso [KN]	0,00
		ROSTRO	
		Piedritti	Area [m ²] Volume [m ³] 0,00 0,00
		Soletta sup.	0,00 0,00
		Soletta fond.	0,00 0,00
		TOT.	0,00 0,00
		Peso [KN]	0,00

Figura 7. Esempio di tabella riepilogativa delle geometria del monolite per la determinazione del peso

Sulla scorta della determinazione del peso, si procede alla determinazione della massima capacità di spinta del gruppo di martinetti e contrasti. Il valore massimo è dato dalla spinta iniziale a cui sommare gli effetti di attrito monolite/rilevato. Circa la spinta iniziale si assume pari al peso del monolite, calcolato in precedenza, amplificato di un coefficiente amplificativo assunto pari a $\mu = 1.5$. Tale coefficiente, desunto da esperienze pregresse, deriva dalle azioni attritive in fase di distacco monolite/platea, dall'eventuale assestamento e messa in forza dei martinetti e dalle deformazioni iniziali delle opere reggispinta, cercando di assicurare dopo lo stacco del monolite un tasso di lavoro dei martinetti al 60% della portata massima.

		μ	
SPINTA _{Iniziale}	[KN]	1,50	0,00

Figura 8. Tabella riepilogativa delle geometria del monolite per la determinazione del peso

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 18 di 40

Per la determinazione delle forze attrittive agenti sulle pareti laterali, inserendo il valore dell'angolo di attrito per il terreno in esame, avremo:

- F_{\perp} Spinta ortogonale sulla parete del monolite (nel tratto al disotto del rilevato)
- $F_{a\text{ lat}}$ Forza di attrito 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]		[-]	0,00
SPINTA _{finale}	[KN]		[-]	0,00
$\phi_{\text{rilevato fer.}}$	μ		F_{\perp}	$F_{a\text{ lat}}$
[°]	[-]		[KN/m]	[KN]
0,00	0,00		0,00	0,00

Figura 9. Esempio della 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;

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering S.r.l.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI					
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio		COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 19 di 40

- 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".

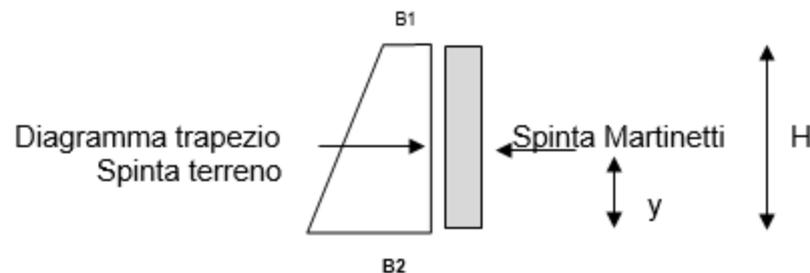


Figura 10. Schema semplificato del modello di equilibrio limite

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°
$\frac{ \delta }{ \phi' } = 1$	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
$\frac{ \delta }{ \phi' } = \frac{2}{3}$	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
$\frac{ \delta }{ \phi' } = \frac{1}{3}$	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
$\frac{ \delta }{ \phi' } = 0$	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 11. 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

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 20 di 40

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 reggispinga si adottano incrementi massimi del 35% della lunghezza e comunque non superiori ad 1.5 volte lo spessore del muro reggispinga. Nel foglio di calcolo, inserendo tali parametri, è possibile definire le geometrie del muro reggispinga, il suo affondamento rispetto al piano di spinta e l’altezza minima complessiva.

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]	0	
Incremento Lungh.		0%	
L_{Mcalc}	[m]	0,00	
$H_{zavorra}$	[m]	0	
Zavorra	[KN/m ²]	0	
Spinta _{-pass. ter}	[KN/m]	#DIV/0!	
Spinta _{-pass. zav}	[KN/m]	#DIV/0!	
Spinta Tot.	[KN/m]	#DIV/0!	
Spinta _{-Finale}	[KN]	0,00	
Spinta _{-Fin,unit}	[KN/m]	#DIV/0!	
h_s	[m]	0,35	
H_{f-EFF}	[m]	0,00	
H_{i-EFF}	[m]	0,00	
$H_{Tot.-EFF}$	[m]	0,00	

Figura 12. Esempio della tabella riepilogativa delle spinte e dell’equilibrio limite

Definita la geometria del muro reggispinga 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 reggispinga $H_{f,eff} >$ 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.

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 21 di 40

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.

Osserviamo che la scelta del numero di martinetti necessaria, oltre che la posizione dal bordo del primo martinetto da inserire all'interno del foglio di calcolo, derivano da condizioni operative e di cantierizzazione e da esperienze pregresse.

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		0
Sp. Unit. Mart.	[KN]	#DIV/0!
Dist. mart bordo monolite	[m]	0,00
Ang. cuneo sp	[°]	33
Lung ril	[m]	#DIV/0!
Sollecitazioni muro reggispinta		Sollecitazioni
$M_{max,vert}$	[KNm]	0,0
$M_{max,oriz, fine\ dente}$	[KNm]	#DIV/0!
$V_{max,VERT}$	[KN]	0,0
$V_{max,Orizz}$	[KN]	#DIV/0!

Figura 13. Esempio della tabella riepilogativa dei martinetti, della lunghezza del rilevato provvisorio a tergo e delle sollecitazioni agenti nei punti significativi del muro reggispinta

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering S.p.A.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 22 di 40

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

CALCOLO degli SFORZI di BURSTING

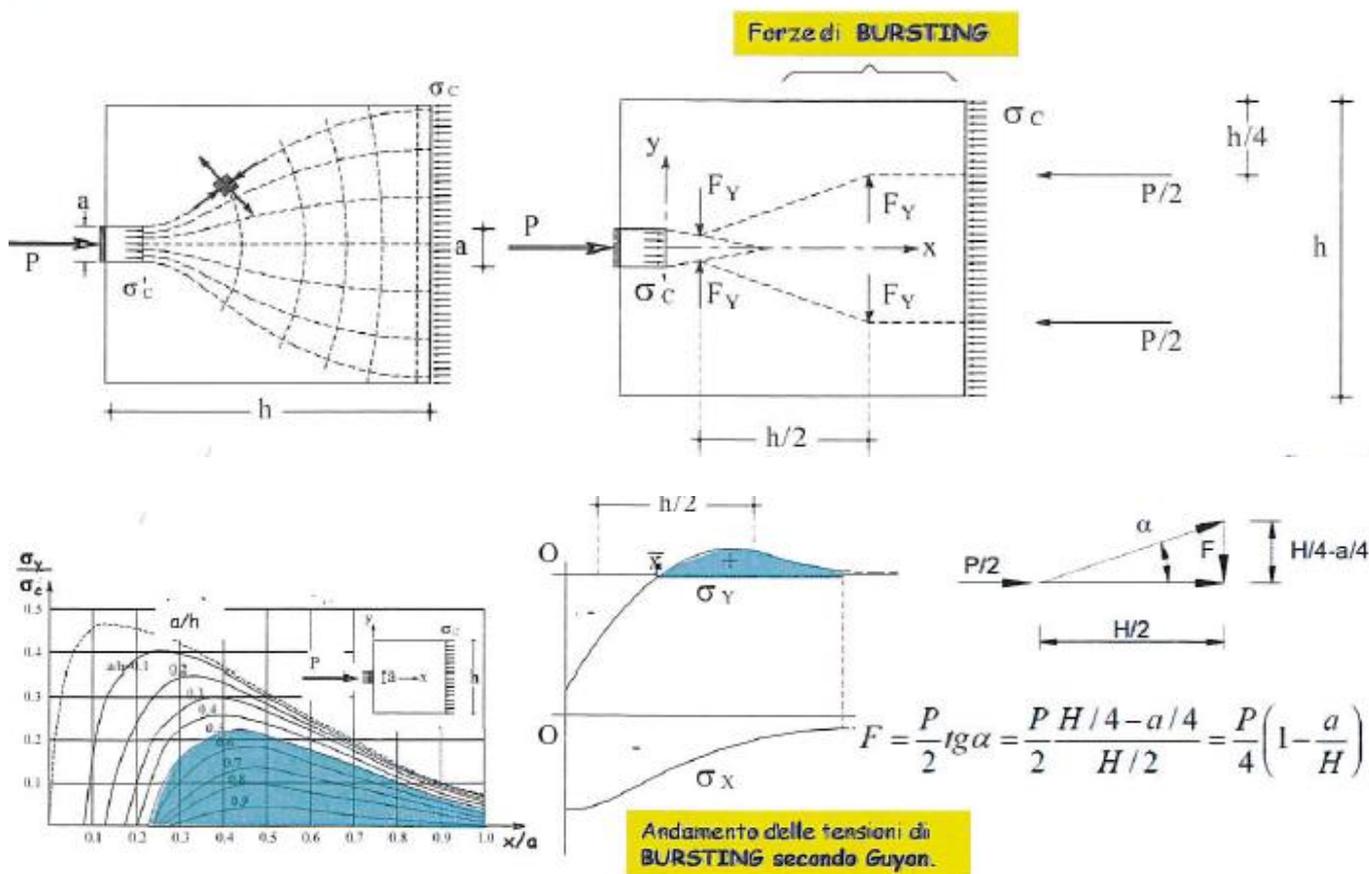


Figura 14. Modello per il calcolo degli sforzi da azioni concentrate

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 reggisplinta (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.

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering S.r.l.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA L107	LOTTO 01
	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005
	REV. C	FOGLIO 23 di 40

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)

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]
fed	17,00	[MPa]	fed	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	[m3]	[KN]	Spinta	[m3]	[KN]
N. martinetti	[-]		N. martinetti	[-]	
Spinta/mart.	#####	[KN/mart]	Spinta/mart.	#####	[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}	#####	[MPa]	σ _{spinta}	#####	[MPa]
σ _{spinta} < f _{cd}	#####		σ _{spinta} < f _{cd}	#####	
T.L.	#####		T.L.	#####	
			<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>MURO REGGISPINTA DENTE</p> <p>b_{si} 0,45 [m]</p> <p>Spinta/mart. ##### [KN/mart]</p> <p>Il martinetto va posto ad una distanza non minore di 1,0 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</p> <p>Diffusione-ORIZ. 0,7 [m]</p> <p>Trazione ##### [KN]</p> <p>A_{s-Tot-nec} ##### [mm²]</p> <p>A_{s-Sup/inf-nec} ##### [mm²]</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p>SOLETTA INF. MONOLITE</p> <p>b_{si} 0,45 [m]</p> <p>Spinta/mart. ##### [KN/mart]</p> <p>Il martinetto va posto ad una distanza non minore di 1,0 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</p> <p>Diffusione ##### #RIFI! [m]</p> <p>Trazione ##### [KN]</p> <p>A_{s-Tot-nec} ##### [mm²]</p> <p>A_{s-Sup/inf-nec} ##### [mm²]</p> </div> </div>		
			<p>CALCOLO degli SFORZI di RIESTRIBUIZIONE</p> <p>Questa armatura va disposta per una distanza pari ad 'H' calcolata con il fuso di giun.</p>		
			<p>ARMATURA FRETTAGGIO</p> <p>ingombro mart #VALORE!</p> <p>Larg. Arm. Frettaggio #VALORE!</p> <p>Questa armatura va disposta per una distanza pari ad 'H' calcolata con il fuso di giun. 1,05</p> <p>Questa armatura va disposta per una distanza pari ad 'H' calcolata con il fuso di giun. #RIFI!</p>		
			<p>ARMATURA FRETTAGGIO</p> <p>ingombro mart #VALORE!</p> <p>Larg. Arm. Frettaggio #VALORE!</p> <p>Questa armatura va disposta per una distanza pari ad 'H' calcolata con il fuso di giun. #RIFI!</p>		
			<p>Armatura Superiore</p> <p>0 φ 0 0,00 #VALORE!</p> <p>Armatura Inferiore</p> <p>0 φ 0 0,00 #VALORE!</p>		
			<p>Armatura Superiore</p> <p>0 φ 0 0,00 #VALORE!</p> <p>Armatura Inferiore</p> <p>0 φ 0 0,00 #VALORE!</p>		

Figura 15. Esempio del 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 $SPINTA_{finale} = SPINTA_{iniziale} + F_{a\ lat.}$

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA L107	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 24 di 40

Nel seguito si riportano, in forma più sintetica, le verifiche condotte per il monolite in esame per l'attraversamento del fosso Capoposta.

9.2 Monolite a singola canna – Fosso Capoposta – Scatolari 4.00x4.90m

Sulla scorta di quanto riportato in precedenza, si assumono per il monolite in esame i seguenti elementi geometrici.

Geometria Monolite				CODA	Area	Volume
				Piedritti	[m ²]	[m ³]
			Fosso Capoposta		30,81	52,53
			IN30	Soletta Fondazione	45,25	
			5+755.36	TOT.	76,06	52,53
			Standard	Peso [KN]	1313,19	
essen	tipo					
				CORPO	Area	Volume
S _p	[m]	0,50		Piedritti	[m ²]	[m ³]
L _{int}	[m]	4,00			197,40	98,7
L _{tot}	[m]	5,00		Soletta Superiore	82,25	32,90
S _f	[m]	0,60		Soletta Fondazione	82,25	39,48
S _s	[m]	0,50		TOT.	361,90	171,08
H _{int}	[m]	4,90		Peso [KN]	4277,00	
H _{tot}	[m]	6,00				
L ₁₋₁	[m]	5,00		CORPO	Area	Volume
L ₁₋₂	[m]	4,05		Piedritti	[m ²]	[m ³]
L ₁	[m]	9,05		TOT.		0,80
H _M	[m]	2,20		Peso [KN]	20,00	
H _A	[m]	2,70				
H _p	[m]	0,40		ROSTRO	Area	Volume
L ₂₋₁	[m]	0,40		Piedritti	[m ²]	[m ³]
L ₂	[m]	16,45			49,80	24,90
H _{FR}	[m]	0,60		Soletta sup.	6,25	1,40
L ₃₋₁	[m]	0,90		Soletta fond.	4,50	2,16
L ₃	[m]	6,90		TOT.	10,75	3,56
L _{B1}	[m]	2,70		Peso [KN]	89,00	
L _{B2}	[m]	2,95				
Lunghezza	[m]	32,40				

In definitiva avremo pertanto:

Monolite Tot	Area	Volume
	[m ²]	[m ³]
Piedritti	278,01	
Soletta sup.	88,50	
Soletta fond.	132,00	
Parapetto		
TOT.	498,51	227,97
Peso [KN]	5699,2	

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI												
IN30 – TOMBINo AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>L107</td> <td>01</td> <td>E ZZ CL</td> <td>IN 3000 005</td> <td>C</td> <td>25 di 40</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	L107	01	E ZZ CL	IN 3000 005	C	25 di 40	
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO									
L107	01	E ZZ CL	IN 3000 005	C	25 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				Lt _{pl}	[m]	6,12
				Incremento Lungh.		31%
		μ		L _{Mcalc}	[m]	8,00
SPINTA _{Iniziale}	[KN]	1,50	8548,78			
				H _{zavorra}	[m]	1
F _{q lat.}	[KN]	[-]	2831,57	Zavorra	[KN/m ²]	25
SPINTA _{finale}	[KN]	[-]	11380,35			
				Spinta _{pass. ter}	[KN/m]	643,82
ϕ _{rilevato fer.}	μ	F _L	F _{q lat.}	Spinta _{pass. zav}	[KN/m]	424,78
[°]	[-]	[KN/m]	[KN]	Spinta Tot.	[KN/m]	1068,60
38,00	0,47	181,80	2831,57			
				Spinta _{Finale}	[KN]	8548,78
α	[°]	0,00		Spinta _{Fin,unit}	[KN/m]	1068,60
β	[°]	0,00				
		Ter. Sup	Ter. Inf			
γ	[KN/m ³]	19	19	h _s	[m]	0,35
ϕ	[°]	24	24	H _{f-EFF}	[m]	4,00
K _a	[-]	0,37	0,37	H _{i-EFF}	[m]	0,50
K _p	[-]	4,26	4,26	H _{Tot.-EFF}	[m]	4,50

In definitiva le azioni sul muro reggispinta risultano essere:

N. martinetti		4
Sp. Unit. Mart.	[KN]	2137,20
Dist. mart bordo monolite	[m]	0,75
Ang. cuneo sp	[°]	33
Lung ril	[m]	6,14
Sollecitazioni muro reggispinta		Sollecitazioni
M _{max, vert}	[KNm]	744,8
M _{max, orizz. Fine dente}	[KNm]	472,1
V _{max, VERT}	[KN]	828,3
V _{max, Orizz}	[KN]	223,2

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI					
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio		COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 26 di 40

9.3 Verifica del muro reggispinta ed armature di frettaggio – Monolite a singola canna

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 VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering S.p.A.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA L107	LOTTO 01
	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005
	REV. C	FOGLIO 27 di 40

Fosso Capoposta	
IN30	5+755.36
Verifica Armatura - flessione piano verticale	

b [cm]	100
h [cm]	100
Arm	φ26/25
M _{rd} [KNm]	905,5
M _{ed} [KNm]	744,8
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	100	1	25,13	5
			2	25,13	95

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Barre
 N° 4 φ 26
 0 φ 8
 0 φ 8
 As 25,13 Calcola Inserisci

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -905,5 kNm

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

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_{cl} 2,029

σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 55,37 ‰
 d 95 cm
 x 5,648 x/d 0,05946
 δ 0,7

Verifica Armatura - flessione piano longitudinale

b [cm]	200
h [cm]	100
Arm	φ20/25
M _{rd} [KNm]	923
M _{ed} [KNm]	628,5
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	100	1	25,13	5
			2	25,13	95

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Barre
 N° 8 φ 20
 0 φ 8
 0 φ 8
 As 25,13 Calcola Inserisci

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

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} -923 kNm

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

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_{cl} 2,029

σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,287 ‰
 ε_s 67,5 ‰
 d 95 cm
 x 4,411 x/d 0,04643
 δ 0,7

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA L107	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 28 di 40

Verifica a taglio - piano verticale

b [cm]	100	STATO LIMITE ULTIMO (ROTTURA per TAGLIO)				
h [cm]	100	4.1.2.3.5.1 Elementi SENZA armature trasversali resistenti a taglio				
Arm	φ26/25	V _{Ed} =	828.30 kN			
V _{ed} [KN]	828,3	deve risultare	V _{Rd} > V _{Ed}			(4.1.2.2 NTC)
			$V_{Rsd} = (0,18 * k * (100 * r1 * f_{ck})^{1/3}) / (g_c + 0,15 * s_{cp}) * b_w * d > (v_{min} + 0,15 * s_{cp}) * b_w * d$			(4.1.2.3 NTC)
		d (mm)	950	mmq		
		N (compr.)	-	kN		
		Asl (arm. Long)	4247	mmq		
		Ac	950.000.00	mmq		
		k	1.46	< 2-ok		
		v _{min}	0.34			
		r1	0.0045	< 0,02: ok		
		s _{cp}	-	< 0,02 fcd: ok		
		0,20 * fcd	3.48			
		V _{rd.1}	398.233	kN		
		V _{rd.2}	324.668	kN		
		quindi:				
		V _{rd}	398.23	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

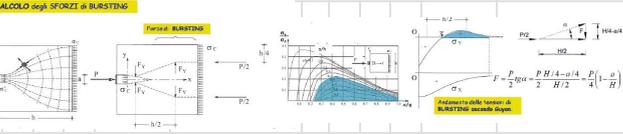
A _{s,necc}	2118,4	[mm ²]	8	φ	26
A _{s,eff}	3003,4	[mm ²]	s		12,5
A _{s,necc} < A _{s,eff}	VERO				

Verifica a taglio - piano longitudinale

b [cm]	200	STATO LIMITE ULTIMO (ROTTURA per TAGLIO)				
h [cm]	100	4.1.2.3.5.1 Elementi SENZA armature trasversali resistenti a taglio				
Arm	φ20/25	V _{Ed} =	297.20 kN			
V _{ed} [KN]	223,2	deve risultare	V _{Rd} > V _{Ed}			(4.1.2.2 NTC)
			$V_{Rsd} = (0,18 * k * (100 * r1 * f_{ck})^{1/3}) / (g_c + 0,15 * s_{cp}) * b_w * d > (v_{min} + 0,15 * s_{cp}) * b_w * d$			(4.1.2.3 NTC)
		d (mm)	950	mmq		
		N (compr.)	-	kN		
		Asl (arm. Long)	2513	mmq		
		Ac	950.000.00	mmq		
		k	1.46	< 2-ok		
		v _{min}	0.34			
		r1	0.0026	< 0,02: ok		
		s _{cp}	-	< 0,02 fcd: ok		
		0,20 * fcd	3.48			
		V _{rd.1}	334.330	kN		
		V _{rd.2}	324.668	kN		
		quindi:				
		V _{rd}	334.33	kN		
		V _{rd} > V _{Ed}	oK			

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
		IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA L107	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005

Fosso Capoposta		
IN30	5+755.36	
Verifica a schiacciamento cls		
MONOLITE	MURO REGGISPINTA	
Calcestruzzo		
Tipo	C 30/37	[-]
Rck	37	[MPa]
fck	30	[MPa]
fed	17,00	[MPa]
fctm	2,90	[MPa]
fctd	1,93	[MPa]
fbd	4,34	[MPa]
Ecm	32836,6	[MPa]
ecu	0,035	[-]
Acciaio		
Tipo	B 450C	[-]
fyk	450,00	[MPa]
fyd	391,30	[MPa]
Es	210000	[MPa]
eyd	0,186%	[-]
Spinta	11380,35	[KN]
N. martinetti	4	
Spinta/mart.	2845,1	[KN/mart]
h _{si}	0,45	[m]
b _{si}	0,45	[m]
A _{contatto}	2025	[cm ²]
σ _{spinta}	14,05	[MPa]
σ _{spinta} < f _{cd}	VERO	
T.L.	0,83	

Fosso Capoposta			
IN30	5+755.36		
Armatura di Frettaggio			
MURO REGGISPINTA DENTE	SOLETTA INF. MONOLITE		
b _{si}	0,45	[m]	
Spinta/mart	5690,175	[KN/mart]	
Il martinetto va posto ad una distanza non minore di 1,0 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			
Diffusione-ORIZZ	0,7	[m]	
Trazione	508,05	[KN]	
A _{s-Tot-nec}	1298,35	[mm ²]	
A _{s-Sup/inf-nec}	649,18	[mm ²]	
CALCOLO degli SPORZI di BURSTING 			
ARMATURA FRETTAGGIO		ARMATURA FRETTAGGIO	
ingombro mart	1	ingombro mart	1
Larg-Armi Frettaggio	1,2	Larg-Armi Frettaggio	1,2
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		0,9	
Armatura Superiore		Armatura Superiore	
5	φ 14	769,69	VERO
Armatura Inferiore		Armatura Inferiore	
5	φ 14	769,69	VERO

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI					
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio		COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 30 di 40

9.4 Verifica della platea di varo ed armature di frettaggio dello scatolare – Monolite a singola canna

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 reggispinta 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 reggispinta).

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 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.

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering S.r.l.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA L107	LOTTO 01
	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005
	REV. C	FOGLIO 31 di 40

Fosso Capoposta	
IN30	5+755.36

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 $\mu = \text{tg}(2/3 \cdot \phi)$), 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]
		0	Platea	189,72	62,50	1562,40
L_{pl}^t	[m]	6,12	Magrone	[-]	40,42	1010,60
L_m^t	[m]	6,52	Monolite	[-]	[-]	5699,188
L_{pl}	[m]	31			Tot.	8272,19
		0				
S_{pl}	[m]	0,3	ϕ	24	[°]	
S_m	[m]	0,2	μ	0,287	[-]	
			$F_{\text{attrito pl-terr}}$	2372,0	[KN]	
			Acciaio			
			Tipo	B 450C	[-]	
			fyk	450,00	[MPa]	
			fyd	391,30	[MPa]	
			Es	210000	[MPa]	
			eyd	0,186%	[-]	

L'armatura deve assorbire quindi una forza pari a: $F_{\text{Armatura}} = 1.5 \cdot P_{\text{monol}} + F_{a, \text{lat}}$
 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 $\gamma_s = 1,15$:

$F_{\text{attrito pl-terr}}$	2372,0	[KN]	$A_{s, \text{Tot}}$	29083,1	[mm ²]
Spinta Finale	11380,35	[KN]	$A_{s, \text{sup}}$	2376,1	[mm ² /m]
			$A_{s, \text{sup}}$	2376,1	[mm ² /m]
F_{Armatura}	11380,3	[KN]			
Armatura sup/inf long			Armatura Superiore		
$\phi 20/12,5$ sup/inf			8 ϕ 20	2513,27	VERO
			Passo	12,5 [cm]	
Armatura trasversale			Armatura Inferiore		
$\phi 14/25$ sup/inf			8 ϕ 20	2513,27	VERO
			Passo	12,5 [cm]	
Armatura spinotti			Armatura Integrativa sezione d'attacco		
$\phi 20/25$ sup/inf			4 ϕ 20	29442,97	VERO
			Passo	25,0 [cm]	

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 32 di 40

9.5 Verifica dei pali in legno per sostegno provvisorio

9.5.1 Carico limite verticale ed approccio 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			
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA L107	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C FOGLIO 33 di 40

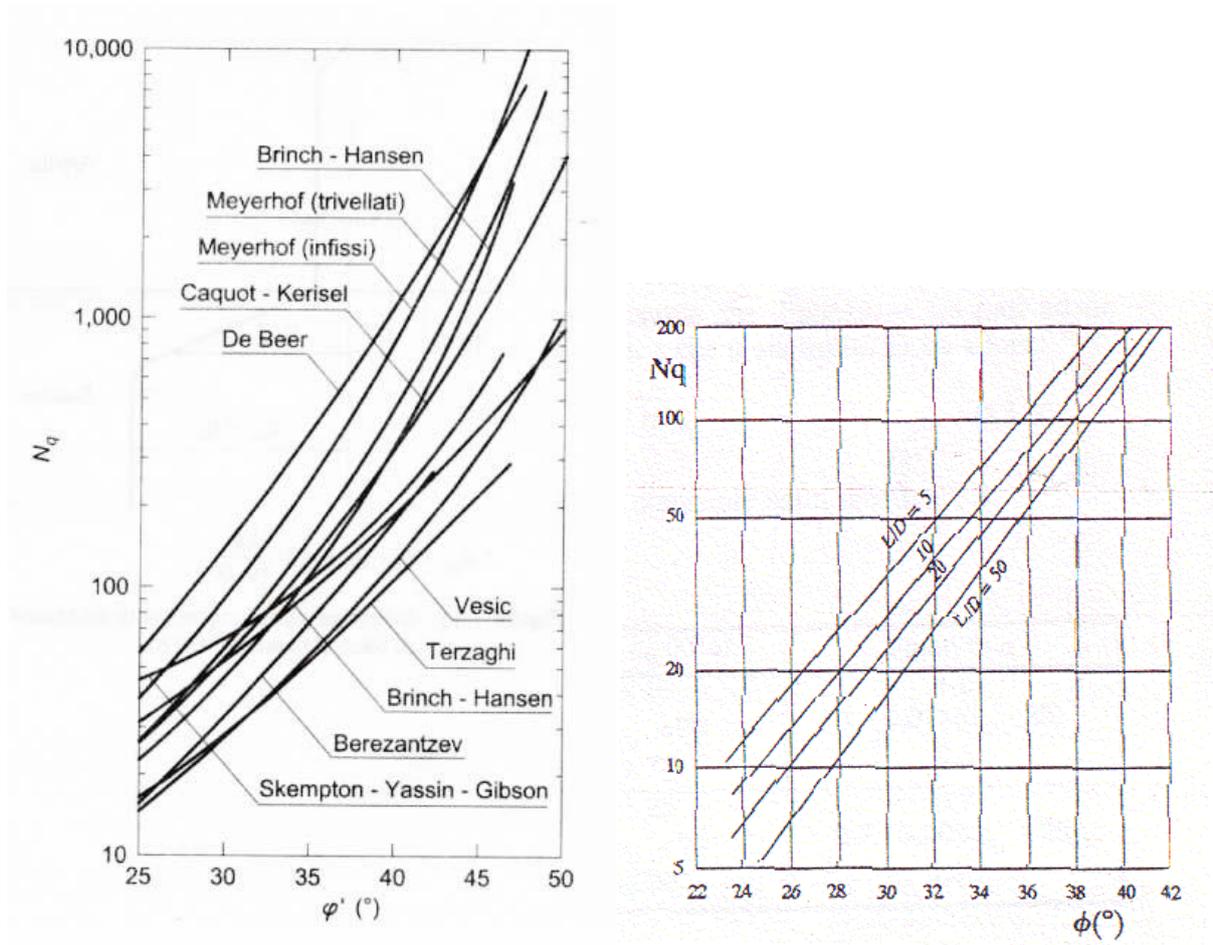


Tabelle valori di Nq secondo Berezantzev et al. (1961)

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

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

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

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

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 34 di 40

9.5.2 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.

9.5.3 Verifica GEO

Determinazione del valore di progetto della resistenza alle azioni assiali.

9.5.3.1 Carico limite verticale e verifica pali IN30

Per i pali di sostegno delle travi di manovra la verifica è condotta secondo il principio di equivalenza, considerato per i due pali affiancati un diametro equivalente ϕ 400 mm, tale diametro è ricavato considerando due pali ϕ 300 mm, nel seguito si riporta la calcolazione del diametro equivalente

Φ diametro del palo	1 palo x 300 [mm]	2pali x 300[mm]	1 palo equivalente 400 [mm]
Circonferenza = πd	0.942 [m]	1.84 [m]	1.25 [m]
Area della punta = $\pi d^2 / 4$	0.071 [mq]	0.142 [mq]	0.126 [mq]

Il calcolo considera un perimetro ed un'area alla punta equivalente dato dalla vicinanza dei due pali non considerando la somma delle caratteristiche geometriche da pali isolato. Nel seguito si riporta il calcolo del carico limite verticale:

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering S.p.A.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio		COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO LI07 01 E ZZ CL IN 3000 005 C 35 di 40

ITALFERR - RADDOPPIO TERMOLI-LESINA				Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_s da applicare alle resistenze caratteristiche.											
Pali battiti per sostegno provvisorio				Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno											
TOMBINI IN30				Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.											
Dati del palo															
D	L	Ep	I												
[mm]	[m]	[KN/m ²]	[KN/m ³]												
400	6.00	3.00E+07	9.00												
Approccio 1 combinazione 1 A1+M1+R1															
				Tab.6.4.II > 10 verticali											
				X ₃	1.70										
				X ₄	1.70										
L	γ_t	ϕ'	c	L/D	ϕ'/γ_M	$\alpha = ds/d$	ds	σ'_{VZ}	N _s	N _p	N _{lim}	N _{s,d}	N _{b,d}	N _{compr,d}	N _{raz,d}
[m]	[KN/m ²]	[°]	[KN/m ²]	[-]	[°]	[-]	[mm]	[KN/m ²]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]
0.25	20.00	38.00	-	0.63	39.00	1.000	400	5.00	0.57	-	0.57	0.34	-	0.34	- 0.62
0.50	20.00	38.00	-	1.25	39.00	1.000	400	10.00	1.72	-	1.72	1.01	-	1.01	- 1.57
0.75	20.00	38.00	-	1.88	39.00	1.000	400	15.00	3.43	-	3.43	2.02	-	2.02	- 2.87
1.00	20.00	38.00	-	2.50	39.00	1.000	400	20.00	5.72	-	5.72	3.36	-	3.36	- 4.49
1.25	20.00	38.00	-	3.13	39.00	1.000	400	25.00	8.58	-	8.58	5.04	-	5.04	- 6.46
1.50	20.00	38.00	-	3.75	39.00	1.000	400	30.00	12.01	-	12.01	7.06	-	7.06	- 8.76
1.75	20.00	38.00	-	4.38	39.00	1.000	400	35.00	16.01	-	16.01	9.42	-	9.42	- 11.40
2.00	20.00	38.00	-	5.00	39.00	1.000	400	40.00	20.58	947.53	968.11	12.11	557.37	569.48	- 14.37
2.25	20.00	38.00	-	5.63	39.00	1.000	400	45.00	25.73	1,038.62	1,064.35	15.13	610.95	626.09	- 17.68
2.50	20.00	38.00	-	6.25	39.00	1.000	400	50.00	31.44	1,123.63	1,155.08	18.50	660.96	679.46	- 21.32
2.75	20.00	38.00	-	6.88	39.00	1.000	400	55.00	37.73	1,202.57	1,240.30	22.20	707.39	729.59	- 25.31
3.00	20.00	38.00	-	7.50	39.00	1.000	400	60.00	44.59	1,275.43	1,320.02	26.23	750.25	776.48	- 29.62
3.25	20.00	38.00	-	8.13	39.00	1.000	400	65.00	52.03	1,342.21	1,394.24	30.60	789.53	820.14	- 34.28
3.50	20.00	38.00	-	8.75	39.00	1.000	400	70.00	60.03	1,402.91	1,462.94	35.31	825.24	860.55	- 39.27
3.75	20.00	38.00	-	9.38	39.00	1.000	400	75.00	68.61	1,457.54	1,526.14	40.36	857.37	897.73	- 44.60
4.00	19.00	25.00	10.00	10.00	32.50	1.000	400	79.75	77.73	526.09	603.81	45.72	309.46	355.18	- 50.24
4.25	19.00	25.00	10.00	10.63	32.50	1.000	400	84.50	87.39	546.04	633.43	51.40	321.20	372.61	- 56.21
4.50	19.00	25.00	10.00	11.25	32.50	1.000	400	89.25	97.59	565.40	662.99	57.41	332.59	389.99	- 62.50
4.75	19.00	25.00	10.00	11.88	32.50	1.000	400	94.00	108.34	584.15	692.49	63.73	343.62	407.35	- 69.10
5.00	19.00	25.00	10.00	12.50	32.50	1.000	400	98.75	119.63	602.31	721.94	70.37	354.30	424.67	- 76.03
5.25	19.00	25.00	10.00	13.13	32.50	1.000	400	103.50	131.47	619.86	751.33	77.33	364.62	441.96	- 83.27
5.50	19.00	25.00	10.00	13.75	32.50	1.000	400	108.25	143.85	636.82	780.66	84.62	374.60	459.21	- 90.84
5.75	19.00	25.00	10.00	14.38	32.50	1.000	400	113.00	156.77	653.17	809.94	92.22	384.22	476.43	- 98.72
6.00	19.00	25.00	10.00	15.00	32.50	1.000	400	117.75	170.23	668.93	839.16	100.14	393.49	493.62	- 106.92
6.25	19.00	25.00	10.00	15.63	32.50	1.000	400	122.50	184.24	684.08	868.32	108.38	402.40	510.78	- 115.44
6.50	19.00	25.00	10.00	16.25	32.50	1.000	400	127.25	198.79	698.64	897.43	116.93	410.96	527.90	- 124.29
6.75	19.00	25.00	10.00	16.88	32.50	1.000	400	132.00	213.88	712.60	926.48	125.81	419.17	544.99	- 133.45
7.00	19.00	25.00	10.00	17.50	32.50	1.000	400	136.75	229.52	725.95	955.47	135.01	427.03	562.04	- 142.93

Il valore delle resistenze di progetto sono:
 per i pali verticali: R_d (compressione) = 493.62 kN
 Le azioni Ed sono:
 per i pali verticali: E_d (compressione) = 475.60 kN
 per cui si verifica la condizione: $E_d < R_d$

9.5.4 Verifica STR

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

9.5.4.1 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

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

Mandataria 	Mandanti   	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 36 di 40

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 $N_{ed} = 237.8 \text{ KN} < N_{rd} = 1057.65 \text{ KN}$.

9.5.4.2 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				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisoria e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 37 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 Conglomerati di Campomarino - Unità 7AL, 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.

Nel caso in esame la massima profondità di scavo, variabile per la realizzazione del manufatto in esame, si assume pari a 4.75m, non considerando ai fini dell'analisi che in fase di esecuzione dei lavori sarà eseguito uno scotico superficiale dell'area (H=50cm) con un pre-scavo per la rimozione di tale materiale.

Si riporta di seguito la verifica condotta.

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 38 di 40

Analisi di stabilità di versanti e pendii

Inserisci dati

Progetto

Data : 29/04/2022

Impostazioni

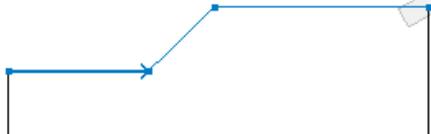
(inserimento per l'incarico corrente)

Analisi stabilità

Analisi sismica : Standard
 Metodologia di verifica : Stati Limite (LSD)
 Coeff. $\gamma_{m\phi}$ riduce la tg dell'angolo di attrito interno ϕ

Coeff. di riduzione dei parametri del terreno		
Situazione di progetto permanente		
Coeff. di riduzione dell'attrito interno :	$\gamma_{m\phi} =$	1,25 [-]
Coeff. di riduzione della coesione :	$\gamma_{mc} =$	1,40 [-]
Coeff. di riduzione della stabilità generale della costruzione :	$\gamma_s =$	1,00 [-]

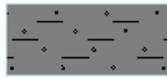
Interfaccia

N.	Collocazione dell'interfaccia	Coordinate dei punti dell'interfaccia [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	0,00	10,00	0,00	14,75	4,75
		30,00	4,75				

Parametri del terreno - condizione di tensioni efficaci

N.	Nome	Retino	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Argilla sabbiosa (CS), consistenza solida		25,00	10,00	19,50

Parametri del terreno - sollevamento (uplift)

N.	Nome	Retino	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Argilla sabbiosa (CS), consistenza solida		19,50		

Parametri terreno

Argilla sabbiosa (CS), consistenza solida

Peso unitario : $\gamma = 19,50$ kN/m³
 Tensione : efficace
 Angolo di attrito interno : $\phi_{ef} = 25,00$ °
 Coesione del terreno : $c_{ef} = 10,00$ kPa
 Peso unitario saturo : $\gamma_{sat} = 19,50$ kN/m³

Mandataria VIA INGEGNERIA	Mandanti HYpro HUB VIOTOP mei Infrastructures Engineering S.p.A.	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINO AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 39 di 40



Assegnazione e superfici

N.	Posizione della superficie	Coordinate dei punti della superficie [m]				Assegnato terreno
		x	z	x	z	
1		14,75	4,75	10,00	0,00	Argilla sabbiosa (CS), consistenza solida
		0,00	0,00	0,00	-5,00	
		30,00	-5,00	30,00	4,75	

Sovraccarico

N.	Tipo	Tipo di azione	Collocazione		Origine	lunghezza l [m]	larghezza b [m]	pendenza α [°]	Ordine di grandezza	
			z [m]	x [m]					q, q_1, f, F, x	q_2, z
1	distribuito	variabile	sul terreno	x = 14,74		l = 10,00		0,00	4,00	kN/m ²

Sovraccarichi

N.	Nome
1	cantiere

Acqua

Tipo di acqua : Acqua assente

Frattura di trazione (Tensile crack)

Frattura di trazione non inserita.

Sisma

Sisma non incluso.

Impostazioni della fase di progetto

Situazione del progetto : permanente

Risultati (Fase di costruzione 1)

Analisi 1

Superficie di scivolamento circolare

Parametri della superficie di scivolamento			
Centro :	x =	9,18 [m]	Angoli :
	z =	7,82 [m]	
Raggio :	R =	7,86 [m]	$\alpha_1 =$ 6,01 [°]
			$\alpha_2 =$ 67,01 [°]
Superficie di scivolamento dopo ottimizzazione.			

Verifica stabilità del pendio (Bishop)

Somma delle forze attive : $F_a = 112,17$ kN/m

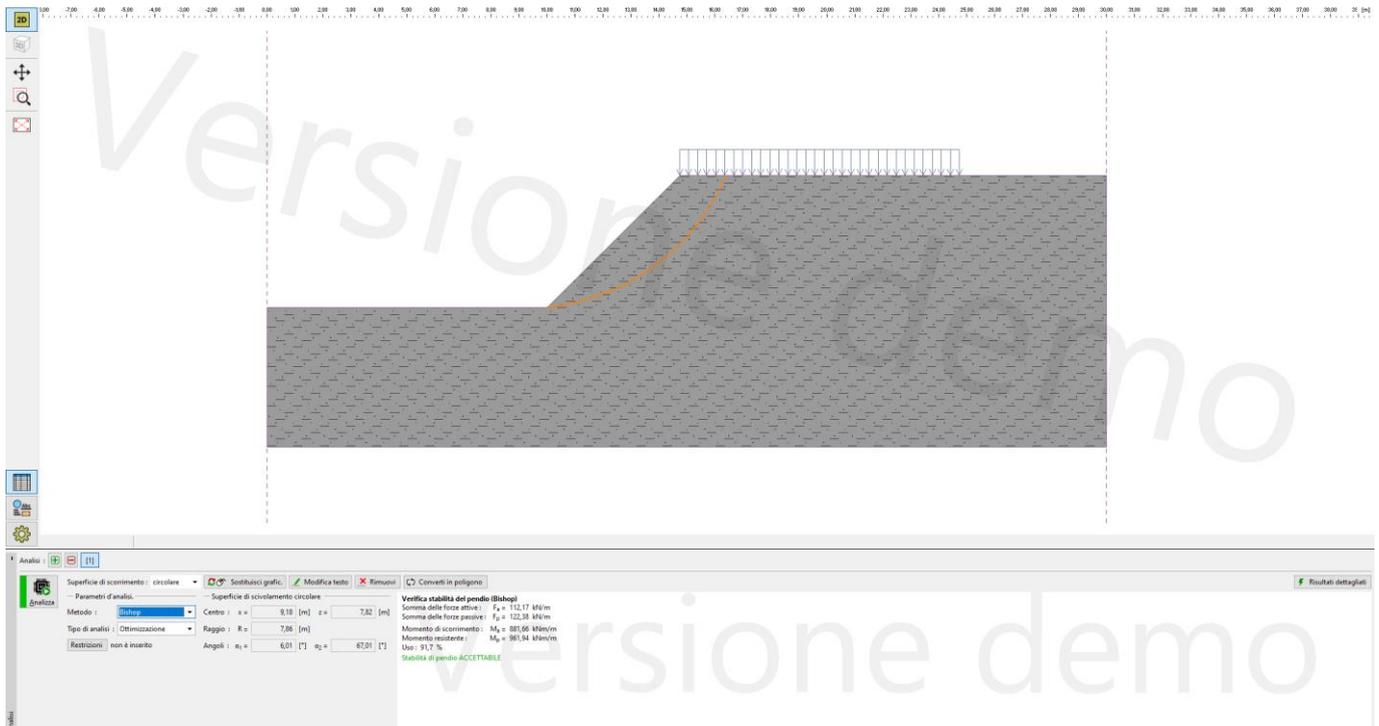
Somma delle forze passive : $F_p = 122,38$ kN/m

Momento di scorrimento : $M_a = 881,66$ kNm/m

Momento resistente : $M_p = 961,94$ kNm/m

Uso : 91,7 %

Mandataria 	Mandanti  	PROGETTO ESECUTIVO LINEA PESCARA – BARI				
IN30 – TOMBINo AL FOSSO CAPOPOSTA Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3000 005	REV. C	FOGLIO 40 di 40



La verifica del fronte di scavo provvisorio è pertanto soddisfatta.