

DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



PROGETTAZIONE:

MANDATARIA

MANDANTI



PROGETTO ESECUTIVO

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

IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO

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	PROGR	REV	SCALA
L I 0 7	0 1	E	Z Z	C L	I N 3 1 0 0	0 0 5	D	---

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.140-152	M. Pugliese	Giugno 2022	E.Jr. Dessi	Giugno 2022	S. Bellizzi	Giugno 2022	
D	Aggiornamento per RdV	M. Pugliese	Luglio 2022	E.Jr. Dessi	Luglio 2022	S. Bellizzi	Luglio 2022	

Mandataria 	Mandanti  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 2 di 44

## 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 .....	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 .....	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 PONTONICCHIO – SCATOLARI 6.00X3.00M .....	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 .....	31
	9.5 VERIFICA DEI PALI IN LEGNO PER SOSTEGNO PROVVISORIO .....	33
	9.5.1 Carico limite verticale ed approccio con le formule statiche .....	33
	9.5.2 Carico limite orizzontale .....	35
	9.5.3 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) .....	37
	9.5.4 Verifica GEO .....	37
	9.5.4.1 Carico limite verticale e verifica pali IN31 .....	37
	9.5.4.2 Carico limite orizzontale e verifica .....	38
	9.5.5 Verifica STR .....	40
	9.5.5.1 Verifica a Compressione .....	40
	9.5.5.2 Verifica a Taglio .....	40
	9.6 FRONTI DI SCAVO PROVVISORIO .....	41

Mandataria 	Mandanti    	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 3 di 44

## 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 canale Pontonicchio attraversa il rilevato della linea ferroviaria per mezzo di un vecchio tombino realizzato in muratura. La struttura del tombino presenta problemi strutturali tali da sconsigliare il prolungamento del tombino esistente al di sotto del binario di progetto e da prevedere la realizzazione di un nuovo attraversamento in affiancamento all’esistente e la chiusura definitiva del tombino mediante intasamento con cls magro. Il nuovo attraversamento sarà costituito da un tombino scatolare in c.a., realizzato mediante tecnica dello spingitubo, di dimensioni interne 6.00 x 3.00 m. Le quote di progetto del fondo dello scatolare, anche in questo caso in analogia con gli altri attraversamenti, sono state determinate dalla necessita di mantenere la distanza minima dell’estradosso dello scatolare dal piano del ferro. L’opera consiste in un nuovo scatolare in c.a., di sezione netta interna di dimensione 6.00x3.00m, con piedritti e soletta di copertura di spessore pari a 70cm e soletta di fondazione spessa 80cm (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. Oggetto della presente, come detto in premessa, è il manufatto denominato A, costituente il monolite in c.a. infisso a spinta per la risoluzione dell’interferenza idraulica.

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.

Mandataria 	Mandanti  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 4 di 44

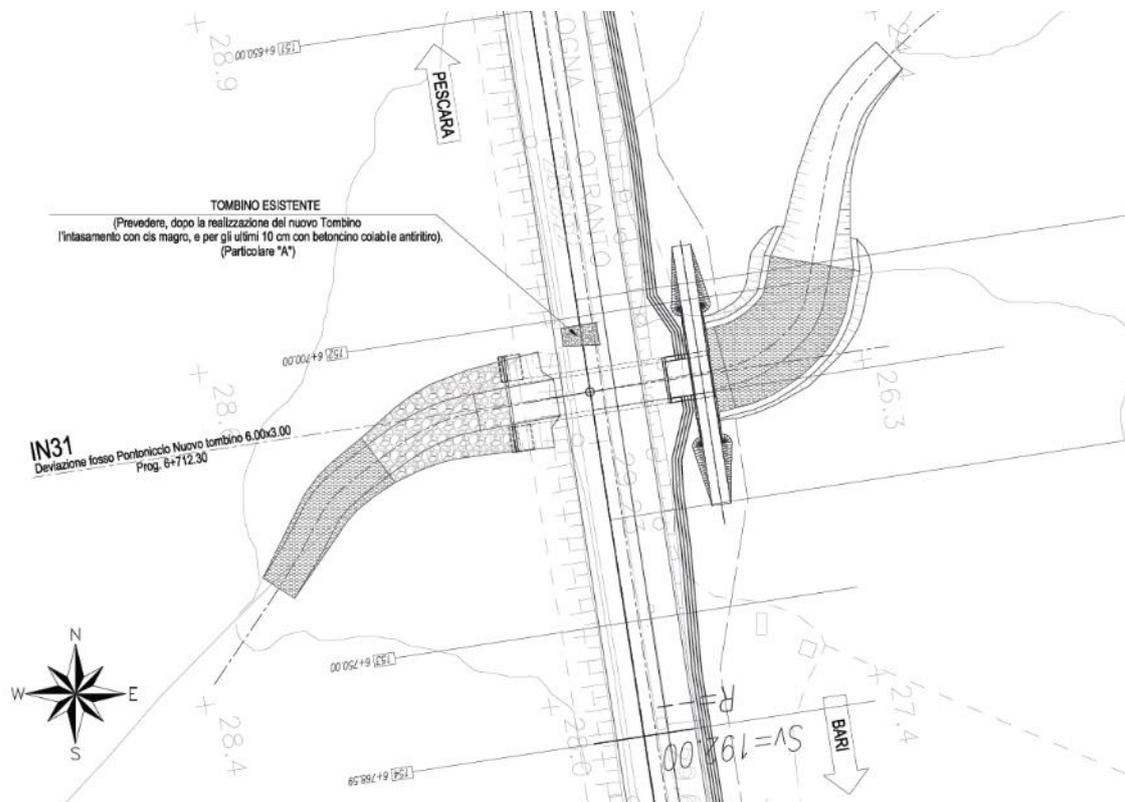


Figura 1 – Adeguamento idraulico Fosso Pontonicchio – Vista Planimetrica

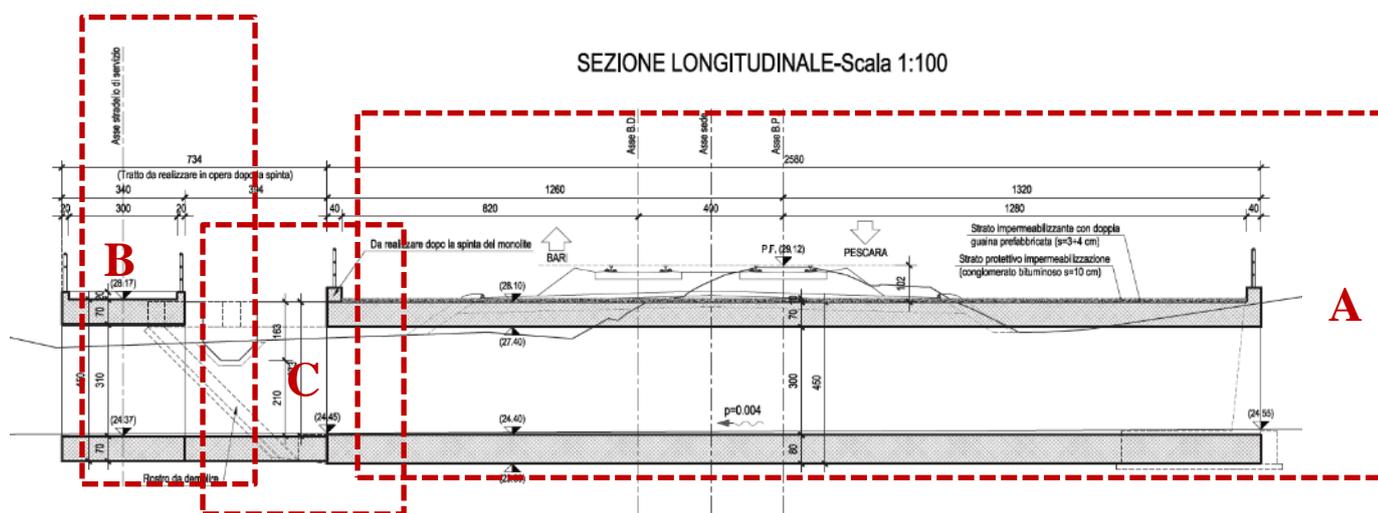


Figura 2 - Adeguamento idraulico Fosso Pontonicchio - Sezione Longitudinale sul sovrappasso stradale, sul monolite e sul manufatto di raccordo

Per la realizzazione dell'opera a spinta si prevede l'impiego di un ponte provvisorio in acciaio tipo "Essen Standard" o equivalente, dotato di travi di manovra, di controvento e sostegni provvisori con pali in legno.

Mandataria 	Mandanti   	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINo AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	<b>COMMESSA</b> LI07	<b>LOTTO</b> 01	<b>CODIFICA</b> E ZZ CL	<b>DOCUMENTO</b> IN 3100 005	<b>REV.</b> D	<b>FOGLIO</b> 5 di 44

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, costituito da un sistema piano di travi in acciaio, elementi di controvento e sostegni 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:

Mandataria 	Mandanti  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisoriali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 6 di 44

- **Platea di varo in c.a. con dimensioni:**

Base B=8.52m

Lunghezza L=32.80m

Altezza della platea H=0.30m

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

Base B=2.00m

Altezza H=4.50m

Lunghezza L=2.69m (andatore) + 8.52m (tratto sulla platea di varo) + 2.69m (andatore) = 11.50m

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:

<b>CALCESTRUZZO PER PLATEA DI VARO</b>			
Classe di Resistenza		<b>C25/30</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza Cubica caratteristica a compressione	R <sub>ck</sub>	30,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza Cilindrica caratteristica a compressione	f <sub>ck</sub>	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α <sub>cc</sub>	0,85	[-]
Resistenza di progetto a compressione	f <sub>cd</sub>	14,11	[N/mm <sup>2</sup> ]
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	R <sub>cm</sub>	39,60	[N/mm <sup>2</sup> ]
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	f <sub>cm</sub>	32,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione semplice	f <sub>ctm</sub>	2,56	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza a trazione frattile 5%	f <sub>ctk,0.05</sub>	1,79	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza a trazione frattile 95%	f <sub>ctk,0.95</sub>	3,33	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione per flessione	f <sub>ctfm</sub>	3,07	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza a trazione per flessione frattile 5%	f <sub>ctfk,0.05</sub>	2,15	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza a trazione per flessione frattile 95%	f <sub>ctfk,0.95</sub>	3,99	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico medio	E <sub>cm</sub>	31.447,16	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>CALCESTRUZZO PER MURO REGGISPINTA</b>			
Classe di Resistenza		<b>C30/37</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza Cubica caratteristica a compressione	R <sub>ck</sub>	37,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza Cilindrica caratteristica a compressione	f <sub>ck</sub>	30,71	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1,5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α <sub>cc</sub>	0,85	[-]
Resistenza di progetto a compressione	f <sub>cd</sub>	17,40	[N/mm <sup>2</sup> ]

Mandataria 	Mandanti   	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 7 di 44

Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	$R_{cm}$	46,60 [N/mm <sup>2</sup> ]
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	$f_{cm}$	38,71 [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	2,94 [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza a trazione frattile 5%	$f_{ctk,0.05}$	2,06 [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza a trazione frattile 95%	$f_{ctk,0.95}$	3,82 [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm}$	3,53 [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza a trazione per flessione frattile 5%	$f_{cfk,0.05}$	2,47 [N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza a trazione per flessione frattile 95%	$f_{cfk,0.95}$	4,59 [N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico medio	$E_{cm}$	33.019,43 [N/mm <sup>2</sup> ]

#### ACCIAIO PER C.A.

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

#### *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	$\rho_k$	460	kg/m <sup>3</sup>
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

Mandataria 	Mandanti   	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D FOGLIO 8 di 44	

## 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 HEB100 (travi di vincolo) contrastate da n.3+3 pali in legno (per ogni trave). 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. 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 varifica 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 IN31 (fosso Pontonicchio) la soluzione di progetto prevede l'impiego del "Sistema ESSEN" o equivalente, costituito da un sostegno provvisorio senza camminamento pedonale laterale, a sostegno di n.2 linee ferroviarie. Il sistema è costituito da un graticcio piano con n.3 travi di manovra

Mandataria 	Mandanti  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 9 di 44

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 6.0m, 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 il monolite in esame, avremo, rispetto al piano di campagna medio tra monte e valle:

$$\text{Altezza minima del rilevato } H_{\min} = 1.75\text{m} \quad \text{Altezza massima del rilevato } H_{\max} = 1.85\text{m}$$

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 7AL (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  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 10 di 44

## 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:

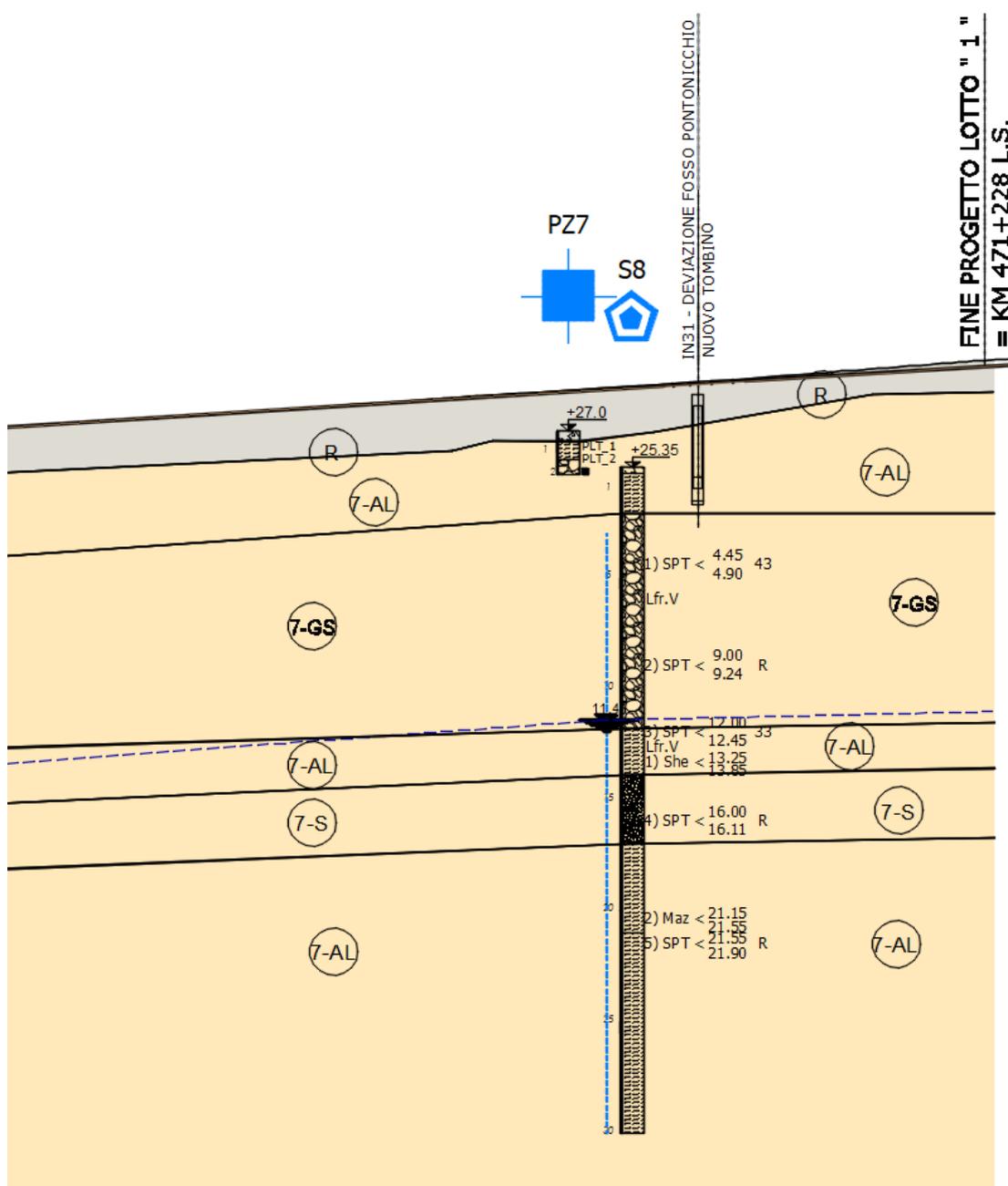


Figura 3. Stralcio del profilo geotecnico

Mandataria 	Mandanti   	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D FOGLIO 11 di 44	

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".

$\gamma_{nat} = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
------------------------------------	-------------------------

Mandataria 	Mandanti   	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 12 di 44

$c' = 0$  kPa                      coesione drenata  
 $\varphi' = 38^\circ$                       angolo di resistenza al taglio  
 $\nu = 0.20$                       coefficiente di Poisson  
 $E_0 = 300\div 400$  MPa              modulo di deformazione elastico iniziale

Riguardo il livello di falda, dal profilo geotecnico locale si evince che la superficie piezometrica è posizionata a circa 9.70m di profondità dalla quota di imposta della fondazione (nel massimo livello di escursione), per cui è possibile considerarla pressoché ininfluyente nei confronti sia delle 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  $\phi'$  e del rapporto  $|\delta/\phi'|$  per terrapieno orizzontale ( $\beta = 0^\circ$ ) e parete verticale ( $\lambda = 0^\circ$ )*

$\phi'$	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

## 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 IN31	Spessore [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]
<b>Rilevato ferroviario</b>	4,25	20,00	38,00	0
<b>Unità 7AL</b>	Ind	19,50	25,00	10,00

Mandataria 	Mandanti  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 13 di 44

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:  $D_r = 21 \times (N_{spt}/gt + 0,7)^{0,5}$

## 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 	Mandanti  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 14 di 44

## 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.

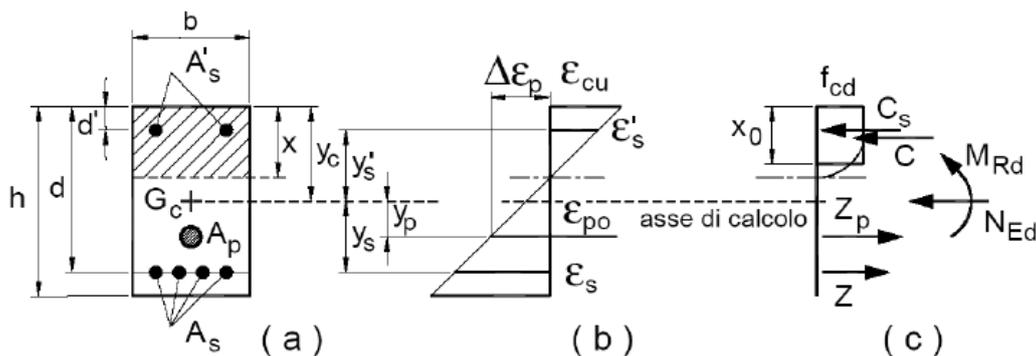


Figura 4. Schema per la valutazione della capacità resistente di una sezione presso-inflessa.

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  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 15 di 44

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

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

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  $\theta$  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;  
 $\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;  
 $f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );
- $\alpha_c$  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  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINo AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 16 di 44

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.

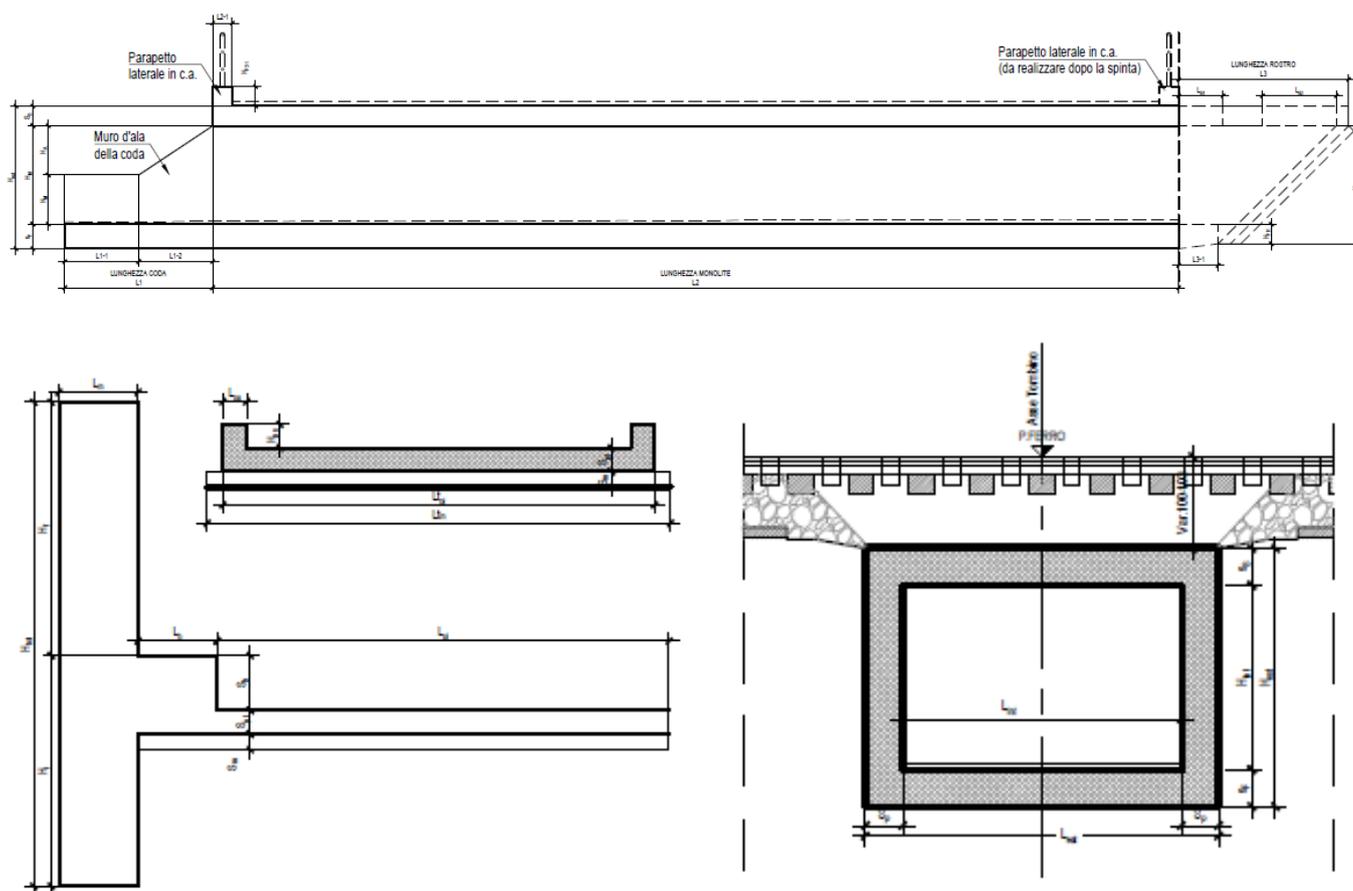


Figura 5. Geometria tipologica del monolite, della platea di varo e del muro reggispinta

Mandataria <b>VIA</b> INGEGNERIA	Mandanti <b>HYpro HUB</b> <b>VIOTOP</b> <b>mei</b> Infrastructures Engineering s.r.l.	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI
<b>IN31 – TOMBINo AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01
	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005
	REV. D	FOGLIO 17 di 44

Geometria Monolite		Calcolo Peso Monolite	
		<b>Manufatto IN-XXX</b>	$\gamma_{cls}$ [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	Area [m <sup>2</sup> ] Volume [m <sup>3</sup> ]
		Piedritti	0,00 0,00
		Soletta Fondazione	0,00
		TOT.	0,00 0,00
		Peso [KN]	0,00
		CORPO	Area [m <sup>2</sup> ] Volume [m <sup>3</sup> ]
		Piedritti	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	Area [m <sup>2</sup> ] Volume [m <sup>3</sup> ]
		Piedritti	0,00 0,00
		TOT.	0,00 0,00
		Peso [KN]	0,00
		ROSTRO	Area [m <sup>2</sup> ] Volume [m <sup>3</sup> ]
		Piedritti	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 6. 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.

		$\mu$	
SPINTA <sub>Iniziale</sub>	[KN]	1,50	0,00

Figura 7. Tabella riepilogativa delle geometria del monolite per la determinazione del peso

Mandataria 	Mandanti  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 18 di 44

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 <sub>finale</sub>	[KN]		[-]	0,00
$\phi_{\text{rilevato fer.}}$	$\mu$		$F_{\perp}$	$F_{a\text{ lat}}$
[°]	[-]		[KN/m]	[KN]
0,00	0,00		0,00	0,00

**Figura 8. 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:

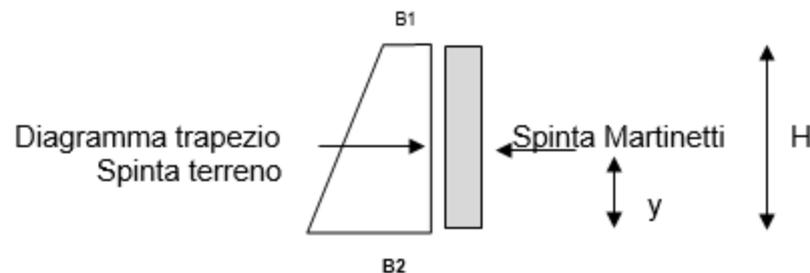
$$SPINTA_{\text{finale}} = SPINTA_{\text{iniziale}} + F_{a\text{ lat}}$$

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:

- $\alpha$  Inclinazione del pendio a monte del muro reggispinta
- $\beta$  Inclinazione del rilevato provvisorio
- $\gamma$  Peso specifico del terreno
- $\phi$  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 <b>VIA</b> INGEGNERIA	Mandanti <b>HYpro</b> <b>HUB</b> <b>VIOTOP</b> <b>mei</b> Infrastructures Engineering s.r.l.	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 19 di 44

- 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 9. 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  $\delta$  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  $\phi'$  e del rapporto  $|\delta/\phi'|$  per terrapieno orizzontale ( $\beta = 0^\circ$ ) e parete verticale ( $\lambda = 0^\circ$ )*

$\phi'$	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 10. 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   	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 20 di 44

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.

$\alpha$	[°]		0,00
$\beta$	[°]		0,00
		Ter. Sup	Ter. Inf
$\gamma$	[KN/m <sup>3</sup> ]	19	19
$\phi$	[°]	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 <sup>2</sup> ]	0	
Spinta <sub>-pass. ter</sub>	[KN/m]	#DIV/0!	
Spinta <sub>-pass. zav</sub>	[KN/m]	#DIV/0!	
Spinta Tot.	[KN/m]	#DIV/0!	
Spinta <sub>-Finale</sub>	[KN]	0,00	
Spinta <sub>-Fin,unit</sub>	[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 11. 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 <b>VIA</b> INGEGNERIA	Mandanti <b>HYpro</b> <b>HUB</b> <b>VIOTOP</b> <b>mei</b> Infrastructures Engineering s.r.l.	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 21 di 44

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

Mandataria <b>VIA</b> INGEGNERIA	Mandanti <b>HYpro HUB</b> <b>VIOTOP</b> <b>mei</b> Infrastructures Engineering s.r.l.	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 22 di 44

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

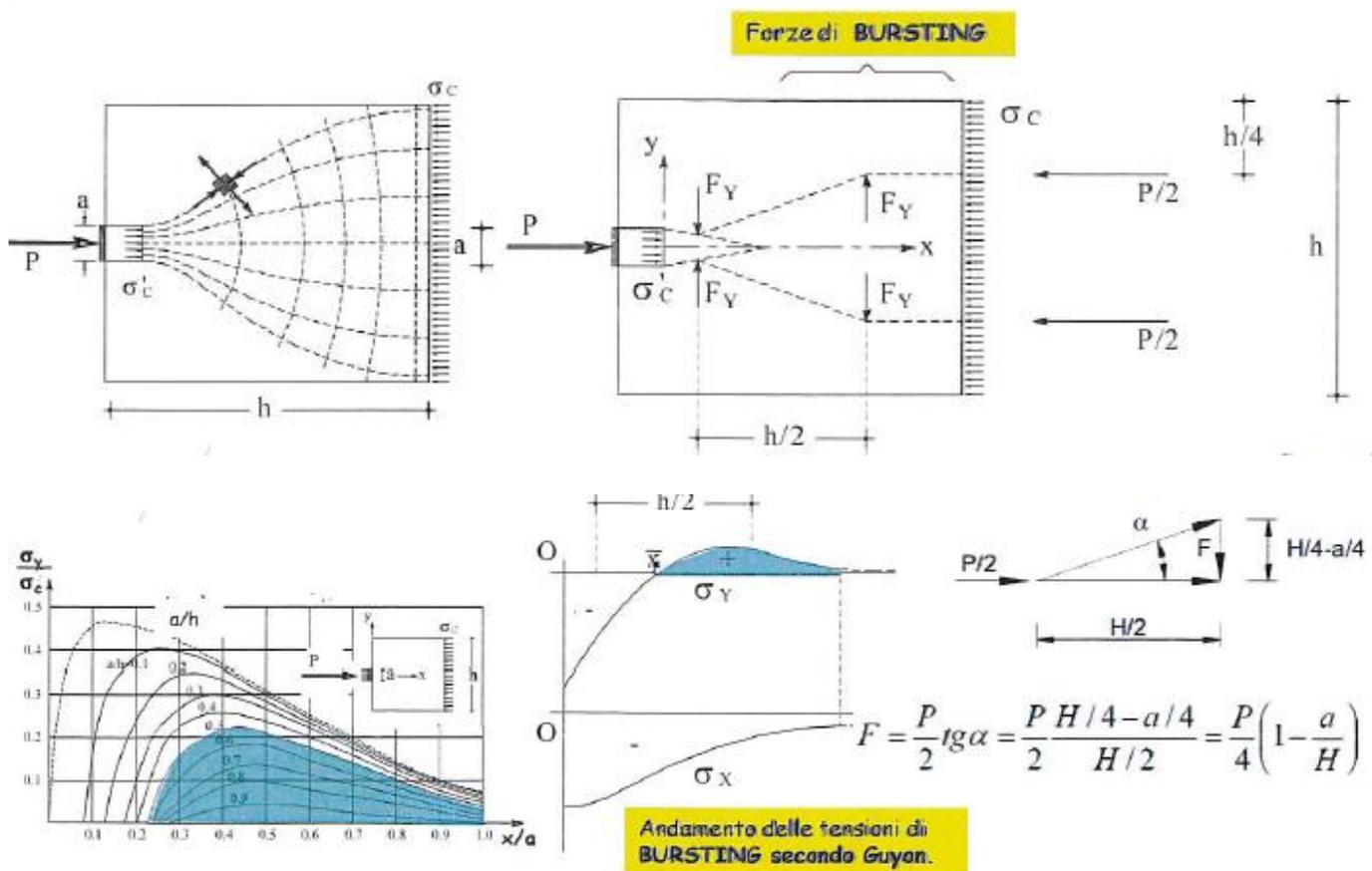


Figura 13. Modello per il calcolo degli sforzi da azioni concentrate

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 ( $\sigma_{spinta}$ ) 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 <b>VIA</b> INGEGNERIA	Mandanti <b>HYpro HUB</b> <b>VIOTOP</b> <b>mei</b> Infrastructures Engineering s.r.l.	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 23 di 44

La forza F determinata rappresenta la 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 <sub>si</sub>	0,45	[m]	h <sub>si</sub>	0,45	[m]
b <sub>si</sub>	0,45	[m]	b <sub>si</sub>	0,45	[m]
A <sub>contatto</sub>	2025	[cm <sup>2</sup> ]	A <sub>contatto</sub>	2025	[cm <sup>2</sup> ]
σ <sub>spinta</sub>	#####	[MPa]	σ <sub>spinta</sub>	#####	[MPa]
σ <sub>spinta</sub> < f <sub>cd</sub>	#####		σ <sub>spinta</sub> < f <sub>cd</sub>	#####	
T.L.	#####		T.L.	#####	
			<b>MURO REGGISPINTA DENTE</b>		
			<b>SOLETTA INF. MONOLITE</b>		
			b <sub>si</sub> 0,45 [m]		
			Spinta/mart. ##### [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		
			Difusione-ORIZ. 0,7 [m]		
			Trazione ##### [KN]		
			A <sub>s-Tot-nec</sub> ##### [mm <sup>2</sup> ]		
			A <sub>s-Sup/inf-nec</sub> ##### [mm <sup>2</sup> ]		
			Difusione ##### #RIFI! [m]		
			Trazione ##### [KN]		
			A <sub>s-Tot-nec</sub> ##### [mm <sup>2</sup> ]		
			A <sub>s-Sup/inf-nec</sub> ##### [mm <sup>2</sup> ]		
			<b>CALCOLO degli SFORZI di RIESTRIB.</b>		
			<b>ARMATURA FRETTAGGIO</b>		
			<b>ARMATURA FRETTAGGIO</b>		
			ingombro mart #VALORE!		
			Larg. Arm. Frettaggio #VALORE!		
			Questa armatura va disposta per una distanza pari ad 'H' calcolata con il fuso di giun. 1,05		
			Questa armatura va disposta per una distanza pari ad 'H' calcolata con il fuso di giun. #RIFI!		
			<b>Armatura Superiore</b>		
			<b>Armatura Superiore</b>		
			0 φ 0 0,00 #VALORE!		
			<b>Armatura Inferiore</b>		
			<b>Armatura Inferiore</b>		
			0 φ 0 0,00 #VALORE!		

Figura 14. 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  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 24 di 44

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

## 9.2 Monolite a singola canna – Fosso Pontonicchio – Scatolari 6.00x3.00m

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

Geometria Monolite			CODA		Area	Volume
essen	tipo				[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]
		Fosso Pontonicchio	Piedritti		0,00	0,00
		IN31	Soletta Fondazione		0,00	
		6+712.30	TOT.		0,00	0,00
		Standard	Peso	[KN]	0,00	
			CORPO		Area	Volume
S <sub>p</sub>	[m]	0,70	Piedritti		232,20	162,54
L <sub>int</sub>	[m]	6,00	Soletta Superiore		190,92	108,36
L <sub>tot</sub>	[m]	7,40	Soletta Fondazione		190,92	123,84
S <sub>f</sub>	[m]	0,80	TOT.		614,04	394,74
S <sub>s</sub>	[m]	0,70	Peso	[KN]	9868,50	
H <sub>int</sub>	[m]	3,00	CORPO		Area	Volume
H <sub>tot</sub>	[m]	4,50	Piedritti		1,18	1,18
L <sub>1-1</sub>	[m]	0,00	TOT.		29,60	
L <sub>1-2</sub>	[m]	0,00	Peso	[KN]	170,39	
L <sub>1</sub>	[m]	0,00	ROSTRO		Area	Volume
H <sub>M</sub>	[m]	0,00	Piedritti		29,16	20,41
H <sub>A</sub>	[m]	0,00	Soletta sup.		7,03	2,50
H <sub>p</sub>	[m]	0,40	Soletta fond.		6,66	4,32
L <sub>2-1</sub>	[m]	0,40	TOT.		13,69	6,82
L <sub>2</sub>	[m]	25,80	Peso	[KN]	170,39	
H <sub>FR</sub>	[m]	0,80				
L <sub>3-1</sub>	[m]	0,90				
L <sub>3</sub>	[m]	4,95				
L <sub>B1</sub>	[m]	2,40				
L <sub>B2</sub>	[m]	1,60				
Lunghezza	[m]	30,75				

In definitiva avremo pertanto:

Monolite Tot		Area	Volume
		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]
Piedritti		261,36	
Soletta sup.		197,95	
Soletta fond.		197,58	
Parapetto			
TOT.		656,89	402,74
Peso	[KN]	10068,5	



Mandataria 	Mandanti  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>					
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio		COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 26 di 44

### 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.

Si assume che la massima forza esercitata dai martinetti durante il varo del monolite (in ipotesi di massimo carico del martinetto) passa dall'essere distribuita su un quadrato di lato pari a 50 cm (piastra di testata del martinetto) e che l'interasse dei martinetti sia al massimo pari a 90 cm; tale differenza di larghezza, assumendo che la diffusione degli sforzi nella soletta avvenga in profondità con diffusione 1 su 2, portando ad uno sforzo di trazione che deve essere ripreso dalle armature di frettaggio.

Mandataria



Mandanti



PROGETTO ESECUTIVO

LINEA PESCARA – BARI

**IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO**  
Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI07	01	E ZZ CL	IN 3100 005	D	27 di 44

Fosso Pontonicchio

IN31

6+712.30

Verifica Armatura - flessione piano verticale

b [cm]	100
h [cm]	150
Arm	φ20/12,5
M <sub>rd</sub> [KNm]	1397,0
M <sub>ed</sub> [KNm]	1177,3
M <sub>rd</sub> >M <sub>ed</sub>	M <sub>rd</sub> >M <sub>ed</sub>

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

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

Barre: N\* 8 φ 20  
 0 φ 8  
 0 φ 8  
 As 25,13

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

Tipo flessione:  Retta  Deviata

N\* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C30/37

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11,5 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6933  
 τ<sub>c1</sub> 2,029

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -1.397 kNm  
 σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 2,847 ‰  
 ε<sub>s</sub> 67,5 ‰  
 d 145 cm  
 x 5,868 x/d 0,04047  
 δ 0,7

Verifica Armatura - flessione piano longitudinale

b [cm]	200
h [cm]	150
Arm	φ24/12,5
M <sub>rd</sub> [KNm]	2003,00
M <sub>ed</sub> [KNm]	1457,8
M <sub>rd</sub> >M <sub>ed</sub>	M <sub>rd</sub> >M <sub>ed</sub>

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

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

Barre: N\* 8 φ 24  
 0 φ 8  
 0 φ 8  
 As 36,19

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

Tipo flessione:  Retta  Deviata

N\* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C30/37

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11,5 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6933  
 τ<sub>c1</sub> 2,029

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -2.003 kNm  
 σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,176 ‰  
 ε<sub>s</sub> 67,5 ‰  
 d 145 cm  
 x 6,515 x/d 0,04493  
 δ 0,7

Mandataria 	Mandanti  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 28 di 44

Geometria della sezione rettangolare						
Altezza	H	150	[cm]			
Base	B	100	[cm]			
Copriferro	c	5	[cm]			
Larghezza minima della Sezione	b <sub>w</sub>	100,00	[cm]			
Altezza utile	d	145,00	[cm]			d=H-c
Area della sezione di cls	A <sub>c</sub>	15.000,00	[cm <sup>2</sup> ]			
Armature longitudinali						
		n. Ferri	φ	Al		
Armatura Tesa	A <sub>s</sub>	8	20,00	2.513	[mm <sup>2</sup> ]	
Armatura Compressa	A' <sub>s</sub>	8	20,00	2.513	[mm <sup>2</sup> ]	
Ferri di Parete	A <sub>sp</sub>	-	-	-	[mm <sup>2</sup> ]	
Tot Armatura Longitudinale	A <sub>sl,Tot.</sub>	-	-	5.027	[mm <sup>2</sup> ]	
Rapporto geometrico armatura	A <sub>sl,Tot./A<sub>c</sub></sub>	-	-	0,34%	[-]	
Sollecitazioni						
Sforzo Normale	N <sub>ed</sub>	-	[KN]			Compressione positivo
Momento flettente	M <sub>y,ed</sub>	-	[KN*m]			
Taglio	V <sub>ed</sub>	1.004,00	[KN]			
VERIFICA ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO						
4.1.2.3.5.1 Elementi SENZA armature trasversali resistenti a taglio		V <sub>ed</sub>		1.004,00	[KN]	
Verifica		V <sub>Rd</sub> > V <sub>Ed</sub>			[4.122 NTC]	
V <sub>Rd</sub> = max {0,18 · k · (100 · ρ <sub>l</sub> · f <sub>ck</sub> ) <sup>(1/3)</sup> / γ <sub>c</sub> + 0,15 · σ <sub>cp</sub> } · b <sub>w</sub> · d; (v <sub>min</sub> + 0,15 · σ <sub>cp</sub> ) · b <sub>w</sub> · d					[4.123 NTC]	
Altezza utile della sezione	d	1.450,0	[mm]			
Larghezza minima della sezione	b <sub>w</sub>	1.000,0	[mm]			
Area della Sezione in cls	A <sub>c</sub>	1.500.000,0	[mm <sup>2</sup> ]			
Sforzo normale di compressione	N <sub>(compr.)</sub>	-	[KN]			
Tensione limite di compressione nella sezione	σ <sub>cp,lim</sub>	3,48	[N/mm <sup>2</sup> ]			
Tensione media di compressione nella sezione	σ <sub>cp</sub>	-	< 0,2 f <sub>cd</sub> : ok			
Ingranamento degli inerti	k	1,37	< 2-ok			
Tensione di resistenza minima del cls	v <sub>min</sub>	0,31				
Area totale Armatura longitudinale TESA	A <sub>sl</sub>	2.513	[mm <sup>2</sup> ]			
Rapporto geometrico arm. long. TESA	ρ <sub>l</sub>	0,00168	< 0,02: ok			
V <sub>Rd,1</sub> = [0,18 · k · (100 · ρ <sub>l</sub> · f <sub>ck</sub> ) <sup>(1/3)</sup> / γ <sub>c</sub> + 0,15 · σ <sub>cp</sub> ] · b <sub>w</sub> · d	V <sub>Rd,1</sub>	411,96	[KN]			
V <sub>Rd,2</sub> = (v <sub>min</sub> + 0,15 · σ <sub>cp</sub> ) · b <sub>w</sub> · d	V <sub>Rd,2</sub>	451,67	[KN]			
Taglio resistente	V <sub>Rd</sub>	451,67	[KN]			
Tasso di sfruttamento	V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rd</sub>	2,22				
Fattore di sicurezza e Rapporto di Verifica	V <sub>Rd</sub> / V <sub>Ed</sub>	0,45	V <sub>Rd</sub> > V <sub>Ed</sub>			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.

Mandataria 	Mandanti   	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINo AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 29 di 44

VERIFICA ELEMENTI ARMATI A TAGLIO CONTRIBUTO DEI SAGOMATI DEI SAGOMATI			
<b>4.1.2.3.5.2 Elementi CON armature trasversali resistenti al taglio</b>	V <sub>ed</sub> 100 %	1.004,00	[KN]
Verifica	V <sub>Rd</sub> > V <sub>Ed</sub>		[4.1.26 NTC]
<b>La Cotangente è maggiore di 2.50: la crisi è da attribuirsi all'armatura</b>	<b>SAGOMATI</b>		
Altezza utile della sezione	d	1.450,00	[mm]
Diametro delle Sagomati	Φ <sub>sw</sub>	24,00	[mm]
sagomati a metro	n.sag.	6,7	[-]
Area sezione trasversale armatura a taglio	A <sub>sw</sub>	3.015,93	[mm <sup>2</sup> ]
Passo	s	1.400,00	[mm]
Inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	45,00	[°]
Cotangente di α	ctg(α)	1,00	[-]
Inclinazione del puntone compresso	θ	45,00	[°]
Verifica [4.1.25 NTC]	1 ≤ ctg(θ) ≤ 2,5	1,00	ok
Coefficiente cautelativo	α <sub>c</sub>	1,00	[-]
Resistenza a compressione ridotta	F' <sub>cd</sub> =50%*f <sub>cd</sub>	8,70	[N/mm <sup>2</sup> ]
V <sub>Rsd</sub> =0,9·d·A <sub>sw</sub> /s·f <sub>yd</sub> (ctg(α)+ctg(θ))·sen(α)	[4.1.27 NTC]	V <sub>Rsd</sub>	1.100,06 [KN]
V <sub>Rcd</sub> =0,9·d·b <sub>w</sub> ·α <sub>c</sub> ·F' <sub>cd</sub> ((ctg(α)+ctg(θ))/(1+ctg <sup>2</sup> (θ)))	[4.1.28 NTC]	V <sub>Rcd</sub>	11.355,02 [KN]
V <sub>Rd</sub> = min (V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )	[4.1.29 NTC]	V <sub>Rd</sub> = min (V <sub>Rsd</sub> ; V <sub>Rcd</sub> )	<b>1.100,06</b> [KN]
Tasso di sfruttamento	V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rd</sub>	0,91	[-]
Coefficiente di sicurezza ed Esito verifica	V <sub>Rd</sub> /V <sub>Ed</sub>	1,10	V <sub>Rd</sub> > V <sub>Ed</sub> ok
V <sub>Rd</sub> = V <sub>R staffe</sub> + V <sub>R sagomati</sub>		<b>2.082,67</b>	[KN]
Tasso di sfruttamento	V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rd</sub>	0,48	ok

Mandataria



Mandanti



**PROGETTO ESECUTIVO**

LINEA PESCARA – BARI

**IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO**  
Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI07	01	E ZZ CL	IN 3100 005	D	30 di 44

Fosso Pontonicchio		
IN31	6+712.30	
Verifica a schiacciamento cls		
MONOLITE	MURO REGGISPINTA	
Calcestruzzo		
Tipo	C 30/37	[-]
Rck	37	[MPa]
fck	30	[MPa]
fcđ	17,00	[MPa]
fctm	2,90	[MPa]
fctd	1,93	[MPa]
fbđ	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]
eyđ	0,186%	[-]
Spinta	15102,73	[KN]
N. martinetti	6	
Spinta/mart.	2517,1	[KN/mart]
h <sub>si</sub>	0,45	[m]
b <sub>si</sub>	0,45	[m]
A <sub>contatto</sub>	2025	[cm <sup>2</sup> ]
σ <sub>spinta</sub>	12,43	[MPa]
σ <sub>spinta</sub> < f <sub>cd</sub>	VERO	
T.L.	0,73	

Fosso Pontonicchio		
IN31	6+712.30	
Armatura di Frettaggio		
MURO REGGISPINTA DENTE	SOLETTA INF. MONOLITE	
b <sub>si</sub>	0,45	[m]
Spinta/mart	7551,366	[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-ORIZ	0,7	[m]
Trazione	674,23	[KN]
A <sub>s-Tot-nec</sub>	1723,03	[mm <sup>2</sup> ]
A <sub>s-Sup/inf-nec</sub>	861,51	[mm <sup>2</sup> ]
CALCOLO degli SFORZI a BURSTING		
<p>Questa armatura va disposta per una distanza pari ad "H" calcolata con il fuso di gyron</p>		
ARMATURA FRETTAGGIO	ARMATURA FRETTAGGIO	
ingombro mart	1,55	
Larg. Armi Frettaggio	1,86	
Questa armatura va disposta per una distanza pari ad "H" calcolata con il fuso di gyron		
1,05		
Armatura Superiore		
6,7	φ 14	1026,25 VERO
Armatura Inferiore		
6,7	φ 14	1026,25 VERO
Armatura Superiore		
5	φ 20	1570,80 VERO
Armatura Inferiore		
5	φ 20	1570,80 VERO

Mandataria 	Mandanti    	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 31 di 44

#### 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 <b>VIA</b> INGEGNERIA	Mandanti <b>HYpro HUB</b> <b>VIOTOP</b> <b>mei</b> Infrastructures Engineering s.r.l.	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01
	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005
	REV. D	FOGLIO 32 di 44

Fosso Pontonicchio	
IN31	6+712,30

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  $\mu = \tan(2/3 \cdot \phi)$ ), ma a vantaggio di sicurezza questa forza non verrà considerata, ma considereremo che la forza sollecitante è pari alla spinta. Si ha:

H <sub>ps</sub>	[m]	0,3		Area	Volume	Peso
L <sub>ps</sub>	[m]	0,3		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[KN]
		0		Platea	279,46	89,74
L <sub>tpl</sub>	[m]	8,52		Magrone	[-]	58,52
L <sub>tm</sub>	[m]	8,92		Monolite	[-]	10068,49
L <sub>pl</sub>	[m]	32,8				Tot. 13774,89
		0				

S <sub>pl</sub>	[m]	0,3	$\phi$	24	[°]
S <sub>m</sub>	[m]	0,2	$\mu$	0,287	[-]
			F <sub>attrito pl-terr</sub>	3949,9	[KN]

Acciaio		
Tipo	B 450C	[-]
f <sub>yk</sub>	450,00	[MPa]
f <sub>yd</sub>	391,30	[MPa]
E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
$\epsilon_{yd}$	0,186%	[-]

L'armatura deve assorbire quindi una forza pari a:  $F_{\text{Armatura}} = 1.5 \cdot P_{\text{monol}} + F_{\text{a, lat}}$   
 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 <sub>attrito pl-terr</sub>	3949,9	[KN]	A <sub>s,Tot</sub>	38595,9	[mm <sup>2</sup> ]
Spinta <sub>Finale</sub>	15102,73	[KN]	A <sub>s-sup</sub>	2265,0	[mm <sup>2</sup> /m]
			A <sub>s-sup</sub>	2265,0	[mm <sup>2</sup> /m]
F <sub>Armatura</sub>	15102,7	[KN]			

Armatura sup/inf long		Armatura Superiore
$\phi 24/14,285714$ sup/inf		7 $\phi$ 24 3166,73 VERO
		Passo 14,3 [cm]

Armatura trasversale		Armatura Inferiore
$\phi 14/25$ sup/inf		7 $\phi$ 24 3166,73 VERO
		Passo 14,3 [cm]

Armatura spinotti		Armatura Integrativa sezione d'attacco
$\phi 20/33,333333$ sup/inf		3 $\phi$ 20 46186,10 VERO
		Passo 33,3 [cm]

Mandataria 	Mandanti  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 33 di 44

## 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  $\mu$  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 $\mu$
	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  $\mu$  (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  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>			
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D FOGLIO 34 di 44

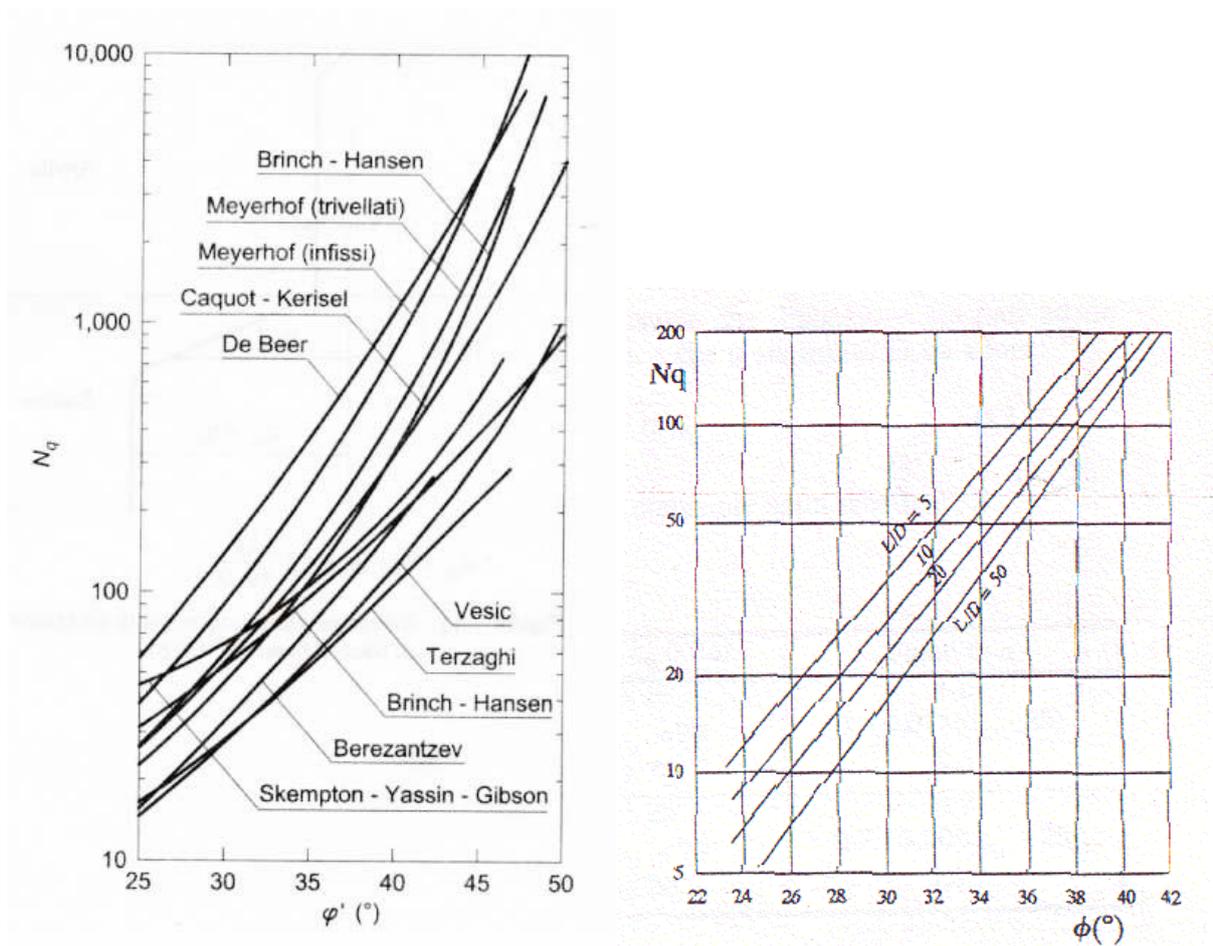


Tabelle valori di Nq secondo Berezantzev et al. (1961)

Dove il valore di  $\phi'$  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  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 35 di 44

### 9.5.2 Carico limite orizzontale

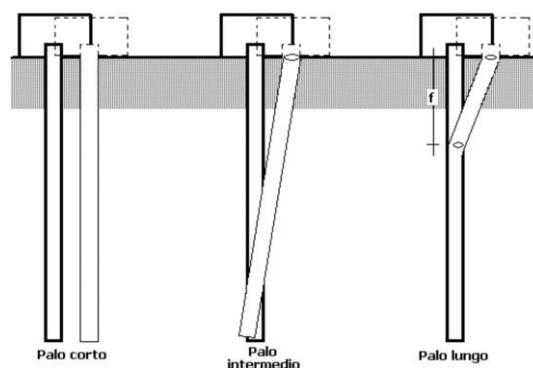
Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita). Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- 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 ininfluente 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  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>					
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 36 di 44

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:

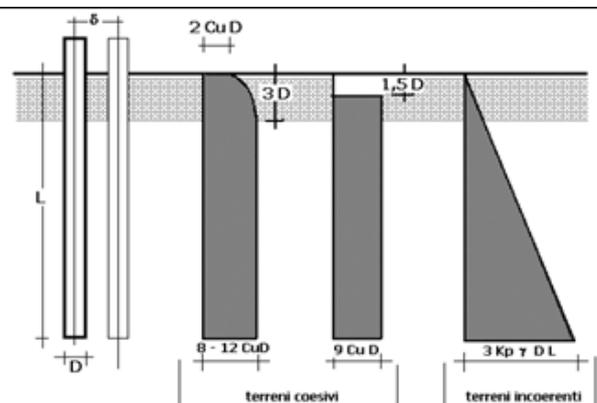
- terreni coesivi o coerenti (rottura non drenata);
- terreni non coesivi o incoerenti (rottura drenata).

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  $p=3k_p \square D L$  (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  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 37 di 44

### 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  $\gamma_R$  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	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_c$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale <sup>(*)</sup>	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{tt}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

<sup>(\*)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

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

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

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.

### 9.5.4 Verifica GEO

#### Determinazione del valore di progetto della resistenza alle azioni assiali.

##### 9.5.4.1 Carico limite verticale e verifica pali IN31

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  $\phi$  400 mm, tale diametro è ricavato considerando due pali  $\phi$  300 mm, nel seguito si riporta la calcolazione del diametro equivalente

$\Phi$ diametro del palo	1 palo x 300 [mm]	2pali x 300[mm]	1 palo equivalente 400 [mm]
Circonferenza = $\pi d$	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 <b>VIA</b> INGEGNERIA	Mandanti <b>HYpro HUB</b> <b>VIOTOP</b> <b>mei</b> Infrastructures Engineering s.r.l.	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINo AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisoriali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 38 di 44

<b>ITALFERR - RADDOPPIO TERMOLI-LESINA</b>				<b>Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali <math>\gamma_s</math> da applicare alle resistenze caratteristiche.</b>											
<b>Pali battiti per sostegno provvisorio</b>				<b>Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno</b>											
<b>TOMBINI IN31</b>				<b>Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione <math>\xi</math> per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.</b>											
<b>Dati del palo</b>				<b>Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali <math>\gamma_s</math> da applicare alle resistenze caratteristiche.</b>											
D	L	Ep	I	<b>Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno</b>											
[mm]	[m]	[KN/m <sup>2</sup> ]	[KN/m <sup>3</sup> ]	<b>Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione <math>\xi</math> per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.</b>											
400	6.00	3.00E+07	9.00	<b>Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali <math>\gamma_s</math> da applicare alle resistenze caratteristiche.</b>											
Approccio 1 combinazione 1				<b>Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione <math>\xi</math> per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.</b>											
A1+M1+R1				<b>Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali <math>\gamma_s</math> da applicare alle resistenze caratteristiche.</b>											
L	$\gamma_t$	$\phi'$	c	L/D	$\phi'/\gamma_M$	$\alpha = ds/d$	ds	$c^*VZ$	$N_b$	$N_p$	<b>N<sub>lim</sub></b>	$N_{s,d}$	$N_{b,d}$	$N_{comp,d}$	$N_{raz,d}$
[m]	[KN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[KN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[°]	[-]	[mm]	[KN/m <sup>2</sup> ]	[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
<b>2.00</b>	<b>19.50</b>	<b>25.00</b>	<b>10.00</b>	<b>5.00</b>	<b>32.50</b>	<b>1.000</b>	<b>400</b>	<b>39.88</b>	<b>20.57</b>	<b>393.27</b>	<b>413.84</b>	<b>12.10</b>	<b>231.34</b>	<b>243.43</b>	<b>14.36</b>
2.25	19.50	25.00	10.00	5.63	32.50	1.000	400	44.75	25.68	416.01	441.69	15.11	244.71	259.82	17.65
2.50	19.50	25.00	10.00	6.25	32.50	1.000	400	49.63	31.36	436.82	468.18	18.45	256.95	275.40	21.27
2.75	19.50	25.00	10.00	6.88	32.50	1.000	400	54.50	37.59	455.70	493.29	22.11	268.06	290.17	25.22
3.00	19.50	25.00	10.00	7.50	32.50	1.000	400	59.38	44.38	472.66	517.04	26.11	278.04	304.14	29.50
3.25	19.50	25.00	10.00	8.13	32.50	1.000	400	64.25	51.73	487.70	539.42	30.43	286.88	317.31	34.10
3.50	19.50	25.00	10.00	8.75	32.50	1.000	400	69.13	59.63	500.81	560.44	35.08	294.59	329.67	39.04
3.75	19.50	25.00	10.00	9.38	32.50	1.000	400	74.00	68.09	511.99	580.08	40.05	301.17	341.22	44.30
4.00	19.50	25.00	10.00	10.00	32.50	1.000	400	78.88	77.11	521.25	598.36	45.36	306.62	351.98	49.88
4.25	19.50	25.00	10.00	10.63	32.50	1.000	400	83.75	86.69	541.94	628.63	50.99	318.79	369.78	55.80
4.50	19.50	25.00	10.00	11.25	32.50	1.000	400	88.63	96.82	562.02	658.84	56.95	330.60	387.55	62.04
4.75	19.50	25.00	10.00	11.88	32.50	1.000	400	93.50	107.51	581.48	688.99	63.24	342.05	405.29	68.61
5.00	19.50	25.00	10.00	12.50	32.50	1.000	400	98.38	118.76	600.33	719.09	69.86	353.13	422.99	75.51
5.25	19.50	25.00	10.00	13.13	32.50	1.000	400	103.25	130.57	618.56	749.12	76.80	363.86	440.66	82.74
5.50	19.50	25.00	10.00	13.75	32.50	1.000	400	108.13	142.93	636.17	779.10	84.08	374.22	458.30	90.30
5.75	19.50	25.00	10.00	14.38	32.50	1.000	400	113.00	155.85	653.17	809.02	91.68	384.22	475.90	98.18
<b>6.00</b>	<b>19.50</b>	<b>25.00</b>	<b>10.00</b>	<b>15.00</b>	<b>32.50</b>	<b>1.000</b>	<b>400</b>	<b>117.88</b>	<b>169.33</b>	<b>669.55</b>	<b>838.89</b>	<b>99.61</b>	<b>393.86</b>	<b>493.46</b>	<b>106.39</b>
6.25	19.50	25.00	10.00	15.63	32.50	1.000	400	122.75	183.37	685.32	868.69	107.86	403.13	510.99	114.93
6.50	19.50	25.00	10.00	16.25	32.50	1.000	400	127.63	197.96	700.48	898.44	116.45	412.05	528.49	123.80
6.75	19.50	25.00	10.00	16.88	32.50	1.000	400	132.50	213.11	715.01	928.12	125.36	420.60	545.96	132.99
7.00	19.50	25.00	10.00	17.50	32.50	1.000	400	137.38	228.82	728.94	957.75	134.60	428.79	563.38	142.52

Il valore delle resistenze di progetto sono:  
per i pali verticali:  $R_d$  (compressione) = 493.46 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:

Mandataria <b>VIA</b> INGEGNERIA	Mandanti <b>HYpro HUB</b> <b>VIOTOP</b> <b>mei</b> Infrastructures Engineering s.r.l.	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisoriali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 39 di 44

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

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

Mandataria 	Mandanti   	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINo AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 40 di 44

### 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);

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

$\gamma_M$  = 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);

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

$\gamma_M$  = 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    	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 41 di 44

## 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 5.55m, 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 <b>VIA</b> INGEGNERIA	Mandanti <b>HYpro HUB</b> <b>VIOTOP</b> <b>met</b> Infrastructures Engineering s.r.l.	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 42 di 44

## Analisi di stabilità di versanti e pendii

### Inserisci dati

#### Progetto

Data : 29/04/2022

#### Impostazioni

(inserimento per l'incarico corrente)

#### Analisi stabilità

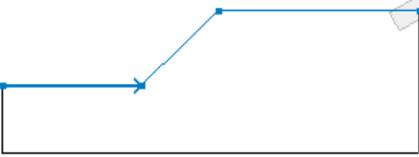
Analisi sismica : Standard  
 Metodologia di verifica : Stati Limite (LSD)  
 Coeff.  $\gamma_{m\phi}$  riduce la tg dell'angolo di attrito interno  $\phi$

#### Coeff. di riduzione dei parametri del terreno

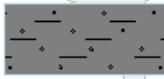
##### Situazione di progetto permanente

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 [-]

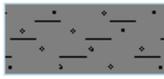
#### Interfaccia

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	15,55	5,55

#### Parametri del terreno - condizione di tensioni efficaci

N.	Nome	Retino	$\phi_{ef}$ [°]	$c_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
1	Argilla sabbiosa (CS), consistenza solida		25,00	10,00	19,50

#### Parametri del terreno - sollevamento (uplift)

N.	Nome	Retino	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	n [-]
1	Argilla sabbiosa (CS), consistenza solida		19,50		

#### Parametri terreno

##### Argilla sabbiosa (CS), consistenza solida

Peso unitario :  $\gamma = 19,50$  kN/m<sup>3</sup>  
 Tensione : efficace  
 Angolo di attrito interno :  $\phi_{ef} = 25,00^\circ$   
 Coesione del terreno :  $c_{ef} = 10,00$  kPa

Mandataria <b>VIA</b> INGEGNERIA	Mandanti <b>HYpro HUB</b> <b>VIOTOP</b> <b>mei</b> Infrastructures Engineering s.r.l.	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> LINEA PESCARA – BARI				
<b>IN31 – TOMBINO AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D	FOGLIO 43 di 44

Peso unitario saturo :  $\gamma_{sat} = 19,50 \text{ kN/m}^3$

### Assegnazione e superfici

N.	Posizione della superficie	Coordinate dei punti della superficie [m]				Assegnato terreno
		x	z	x	z	
1		15,55	5,55	10,00	0,00	Argilla sabbiosa (CS), consistenza solida 
		0,00	0,00	0,00	-5,00	
		30,00	-5,00	30,00	5,55	

### Sovraccarico

N.	Tipo	Tipo di azione	Collocazione z [m]	Origine		lunghezza l [m]	larghezza b [m]	pendenza $\alpha$ [°]	Ordine di grandezza		
				x [m]	y [m]				$q, q_1, f, F, x$	$q_2, z$	unità
1	distribuito	variabile	sul terreno	x = 15,55	y =	l = 10,00		0,00	4,00		kN/m <sup>2</sup>

### 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 =	8,85 [m]	Angoli :
	z =	9,33 [m]	
Raggio :	R =	9,40 [m]	$\alpha_1 =$ 7,03 [°]
			$\alpha_2 =$ 66,29 [°]
Superficie di scivolamento dopo ottimizzazione.			

#### Verifica stabilità del pendio (Bishop)

Somma delle forze attive :  $F_a = 148,89 \text{ kN/m}$

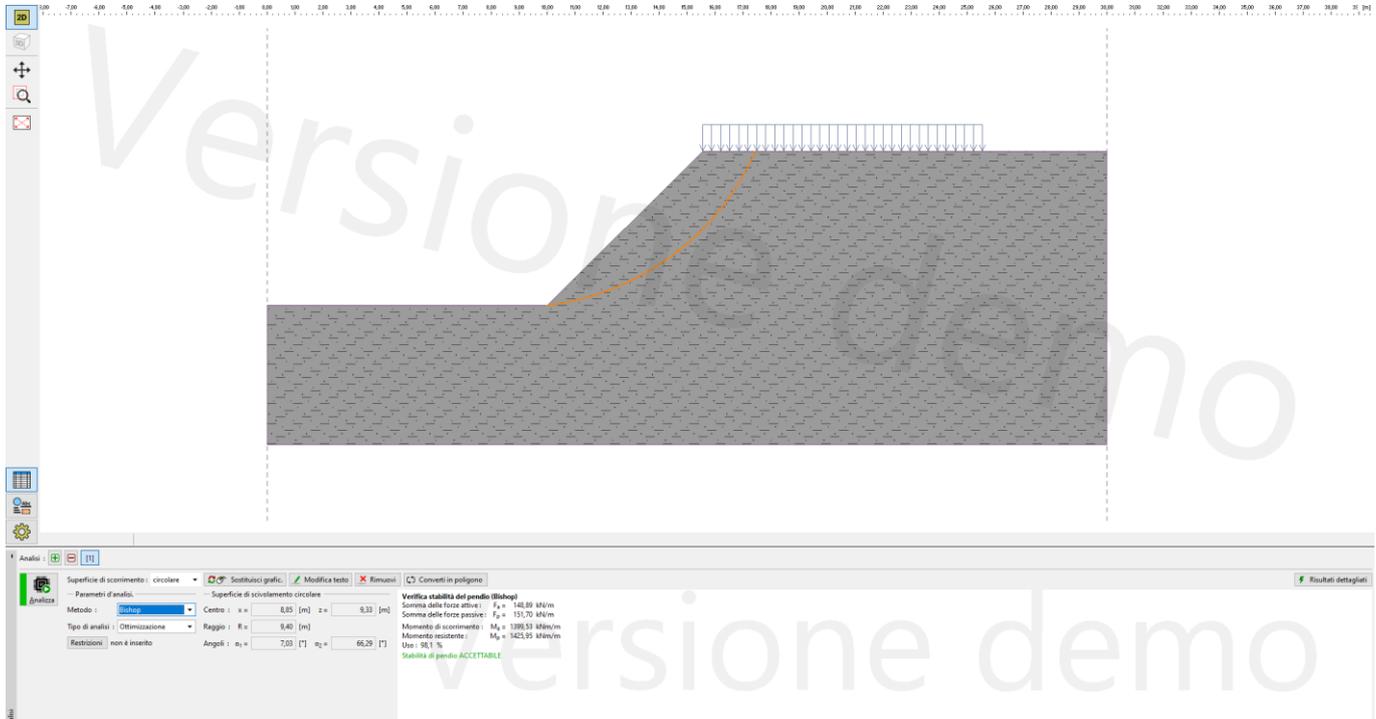
Somma delle forze passive :  $F_p = 151,70 \text{ kN/m}$

Momento di scorrimento :  $M_a = 1399,53 \text{ kNm/m}$

Momento resistente :  $M_p = 1425,95 \text{ kNm/m}$

Usa : 98,1 %

Mandataria 	Mandanti  	<b>PROGETTO ESECUTIVO</b> <b>LINEA PESCARA – BARI</b>			
<b>IN31 – TOMBINo AL FOSSO PONTONICCHIO</b> Relazione di Calcolo Opere provvisionali e fondazioni ponte provvisorio	COMMESSA LI07	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO IN 3100 005	REV. D FOGLIO 44 di 44



La verifica del fronte di scavo provvisorio è pertanto soddisfatta.