

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**  
**U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO CESANO VIGNA DI VALLE**

**IN05 - Tombino su fosso Arrone km 29+782.33 - Demolizione esistente e ricostruzione**

Relazione di calcolo - Opere di varo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NR1J 01 D 29 CL IN0500 003 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESSECUTIVA	<i>G.F. Seifrau</i>	10-2018	<i>P. Di Nucci</i>	10-2018	<i>T. Paolletti</i>	10-2018	F. Arduini ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Ing. Fabrizio Arduini Via degli Ingegneri nella Provincia di Roma n. 15502/2014

File: NR1J01D29CLIN0500003A

n. Elab.: 286

## INDICE

1	PREMESSA .....	3
2	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	5
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI .....	5
4	RELAZIONE SUI MATERIALI.....	5
4.1	CALCESTRUZZO FONDAZIONI E ELEVAZIONI IL MURO REGGISPINTA C28/35 MPA.....	5
4.2	ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C.....	6
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	7
6	ANALISI DEL MURO REGGISPINTA.....	8
6.1	SPINTA DEI MARTINETTI IDRAULICI .....	8
6.2	VERIFICHE DEL MURO REGGISPINTA.....	9
6.2.1	<i>Fasi di calcolo</i> .....	9
6.2.2	<i>Verifiche della massima relazione del terreno</i> .....	11
6.2.3	<i>Verifica della struttura</i> .....	12
6.3	VERIFICHE DELLA PLATEA DI VARO.....	18
7	INCIDENZA ARMATURA.....	19

## 1 PREMESSA

Il presente documento rientra negli elaborati progettuali relativi alle opere previste per la sostituzione del tombino necessario come parte dell raddoppio della linea Roma - Viterbo alla progressiva +29 782.00Km.

Nei paragrafi seguenti sono riportate le analisi e le verifiche delle strutture necessarie al varo dello scatolare sottobinario, nella posizione prevista in progetto.

	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPINTA MONOLITE</b>	<b>COMMESSA</b> NR1J	<b>LOTTO</b> 01	<b>CODIFICA</b> D29 CL	<b>DOCUMENTO</b> IN 05 00 003	<b>REV.</b> A	<b>FOGLIO</b> 4 di 19

## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione ha per oggetto le analisi e le verifiche delle opere previste per il varo dello scatolare IN05 sul Fosso Arrone.

Le strutture oggetto della presente relazione, sono il muro reggispinta e la platea di varo.

Il muro reggispinta è costituito di un muro in C.A. con altezza di 4.4m, lunghezza di 14m e spessore di 1.2m. Il muro è posizionato così che l'intradosso è a quota tratto profondo 1.45 m sotto l'estradosso della platea di varo in tabella 14.

La platea di varo è costituita da una soletta di spessore pari a 25 cm.

Per maggiori approfondimenti sulle geometrie delle diverse parti dell'opera si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Le unità di misura usate nella relazione:

lunghezze [m]; forze [kN]; momenti [kNm] tensioni [Mpa]

L'opera in oggetto è stata progettata seguendo sostanzialmente le prescrizioni del D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e della Circolare esplicativa del 2 febbraio 2009 n .617 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni"

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPINTA MONOLITE	COMMESSA <b>NR1J</b>	LOTTO 01	CODIFICA D29 CL	DOCUMENTO IN 05 00 003	REV. A

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Documenti Referenziati

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»
- ✓ Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea
- ✓ UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- ✓ UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.
- ✓ UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- ✓ DECRETO 31 luglio 2012 Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.

### 4 RELAZIONE SUI MATERIALI

#### 4.1 Calcestruzzo fondazioni e elevazioni il muro reggispinta C28/35 MPA

Conforme alla UNI EN206-1

Classe di esposizione	XC3
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza (UNI11104)	C28/35

RELAZIONE DI CALCOLO SPINTA MONOLITE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D29 CL	IN 05 00 003	A	6 di 19

Rapporto max a/c (FS N°I/SC/PS - OM/2298)	0.55
Tipo cemento	CEM IV
Contenuto minimo di cemento (UNI 11104)	320 kg/m <sup>3</sup>
Dimensione massima aggregati	32 mm
Classe di consistenza (FS N°I/SC/PS - OM/2298)	S4
Copriferro minimo	40 mm
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione semplice	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$
dove $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$ ;	$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_c = 32300 \text{ N/mm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu = 0.20$
Densità di Massa	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente di Espansione Termica:	$\alpha = 1.00E-05 \text{ m/}^\circ\text{C}$

#### 4.2 Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450 C

B450 C (controllato in stabilimento)

$f_{yk}$  = 450 MPa tensione caratteristica di snervamento

$f_{yd}$  =  $f_{yk} / 1.15 = 391$  MPa tensione caratteristica di calcolo

$E_s$  = 210000 MPa modulo elastico

Stato limite di esercizio SLE:

$\sigma_s = 0.8 f_{yk} = 360$  MPa

## 5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

I parametri geotecnici desunti dalla relazione geotecnica generale sono indicati nella seguente tabella:

- Modello geotecnico n° 2, dalla pk 29+050 alla pk 29+900

Strato	Profondità da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione	Peso di volume $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ (°)	C' (kPa)	Cu (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)
1	0.00	2.00	Terreno prevalentemente vegetale, depositi vulcanici incoerenti	16.00	-	-	-	-	-
2	2.00	6.50	Depositi vulcanici debolmente addensato con inclusi litici eterogenei	18.00	GG	28.00	10.00	35.00	35.00
3	6.50	16.00	Roccia basaltica	27.00	R	40.00	-	-	5300
4	16.00	30.00	Sabbia fine debolmente limosa da addensata a molto addensata	18.00	GG	30.00	0.00	0.00	25.00
<b>Falda: non rilevata</b>									
<b>Categoria di suolo: E</b>									

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPINTA MONOLITE</b>	COMMESSA <b>NR1J</b>	LOTTO 01	CODIFICA D29 CL	DOCUMENTO IN 05 00 003	REV. A

## 6 ANALISI DEL MURO REGGISPINTA

La metodologia costruttiva, utilizzata per la realizzazione del tombino prevede la costruzione “fuori opera” della struttura e la successiva spinta, attraverso martinetti oleodinamici, nella posizione definitiva. Il posizionamento dell’opera, nel suo assetto finale, avviene mediante sequenze di scavo all’interno dell’opera e infissione della stessa nel terreno.

Il manufatto è realizzato direttamente sulla platea di varo, che funge sia da piano di impostazione della struttura, sia da piano di scorrimento. La platea di varo dovrà assumere pertanto una posizione tale da garantire l’esatto posizionamento finale del monolite. La platea presenta inoltre dei cordoli guida laterali per agevolare la corretta infissione dello spingitubo. Tra la soletta inferiore del monolite e la platea di varo, si interpone un foglio di polietilene al fine di diminuire gli effetti dell’attrito.

L’analisi è condotta per le fasi iniziale e finale di spinta del monolite.

### 6.1 Spinta dei martinetti idraulici

La spinta dei martinetti viene calcolata sulla base di indicazioni suggerite da Széchy, nel testo “Attrezzature e cantieri per la costruzione di gallerie”, di A. Passaro e L. De Lieto, ed. Liguori, secondo le quali il numero e la capacità dei martinetti dovranno essere dimensionati in modo tale che solo il 60% di essi lavori al massimo durante la fase di spinta. L’espressione del calcolo della spinta dipende dalla natura del terreno, dalla profondità dello scavo e dalla lunghezza dello scatolare. La spinta totale massima dei martinetti,  $Q_{tot}$ , viene calcolata come somma della resistenza laterale di attrito e della resistenza all’avanzamento della testa tagliente:

$$0.6 Q = L_m * B * \sigma_v * f + L_m * U * \sigma_h * f_{lat} + (P_p + P_t + Q_{strad}) * f_{inf} + A_m * \sigma_v * \lambda_p$$

Nella fase iniziale di spinta la forza esercitata dai martinetti è:

$$0.6 Q_1 = P_p * f'$$

Le modalità di scavo all’interno dello scatolare in fase di avanzamento consente di poter ritenere nullo il relativo contributo alle forze di resistenza e quindi adottare la seguente relazione ridotta:

$$0.6 Q_2 = L_m * U * \sigma_h * f_{lat} + (P_p + P_t) * f_{fond}$$

Per il sottopasso in esame, dunque, si ha:

$L_m = 18.00$  m                      tratto d'opera a contatto con il terreno

$B = 9.80$  m                        larghezza dello scatolare a contatto con il terreno

$\sigma_v$  -                                forza verticale per unità di superficie calcolata sull'estradosso dello scatolare

$h'$  -                                    altezza ricoprimento scatolare

$U = 21$  mq/m                      perimetro dello scatolare a contatto con il terreno (solo pareti verticali)

$\sigma_h = \gamma h'' * k_o = 58.4$  kN/mq      forza orizzontale per unità di superficie calcolata nel baricentro dello scatolare

$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$	peso specifico del terreno
$h'' = 5.5 \text{ m}$	quota media del baricentro dello scatolare rispetto al piano campagna
$k_0 = 0.531$	coefficiente di spinta a riposo terreno del rilevato ( $\phi = 38^\circ$ )
$f_{\text{lat}} = 0.60$	coefficiente di attrito terreno-pareti laterali (presenza della resina epossidica bicomponente)
$f_{\text{inf}} = 0.30$	coefficiente di attrito intradosso fondazione (si assume pari a 0.30 per la presenza delle travi-slitta)
$f_{\text{fond}} = 2/3 * \text{tg}\phi = 0.36$	coefficiente attrito terreno-fondazione ( $\phi = 28^\circ$ )
$P_p = 21558 \text{ kN}$	peso dello scatolare
$P_t = 0 \text{ kN}$	peso del terrapieno sulla soletta superiore
$f' = \text{tg}45^\circ = 1.0$	attrito di primo distacco dalla platea di varo
Si ottiene, dunque:	
$0.6 Q = 20997 \text{ kN}$	spinta da esercitare tramite i martinetti
$Q = 20997/0.6 = 34994 \text{ kN}$	carico utile al dimensionamento dei martinetti

Questo valore della spinta serve per dimensionare i martinetti; per il calcolo delle strutture dicontrasto si utilizza un valore non amplificato.

Seguono le forze da considerare nella verifica di resistenza della trave di varo:

$P_p = 2000 \text{ kN}$	peso proprio della platea di varo
$R_{t,1} = (2000+21558) * \text{tg}(28^\circ) * 2/3 = 8350 \text{ kN}$	resistenza di attrito offerta dal terreno in prima fase
$R_{t,2} = 2000 * \text{tg}(28^\circ) * 2/3 = 1063.4 \text{ kN}$	resistenza di attrito offerta dal terreno in fase finale
$R_{t,1} = 0 \text{ kN}$	Nella fase di varo iniziale l'interazione tra la spinta esercitata sul monolite è interna (tra platea di varo e muro reggispinta)
$R_{t,2} = 34994 \text{ kN}$	Nella fase finale di spinta la forza di trazione nella platea di varo non è considerata a favore di sicurezza. Si adotta come forza di spinta di progetto il valore massimo ammissibile esercitato dai martinetti.

## 6.2 Verifiche del muro reggispinta

### 6.2.1 Fasi di calcolo

L'analisi ha lo scopo di calcolare le sollecitazioni e gli spostamenti della paratia reggispinta considerando l'interazione terreno-struttura.

### 6.2.1.1 Prima fase

Nella prima fase la struttura è soggetta alle forze di trazione tra platea di varo e monolite di spinta.

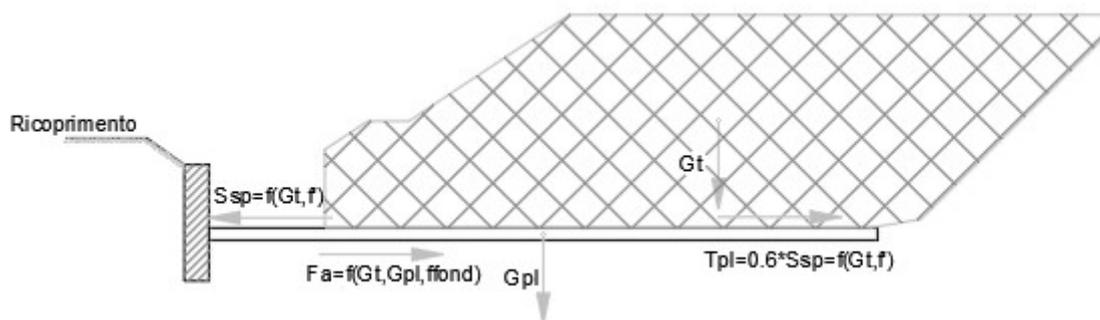


Fig. 1 – Modello calcolo – Prima fase

### 6.2.1.2 Fase intermedia

Nella fase successive le forze agenti sulla struttura sono variabili e determinate dal movimento del monolite sulla platea di varo e dalle relative forze di attrito.

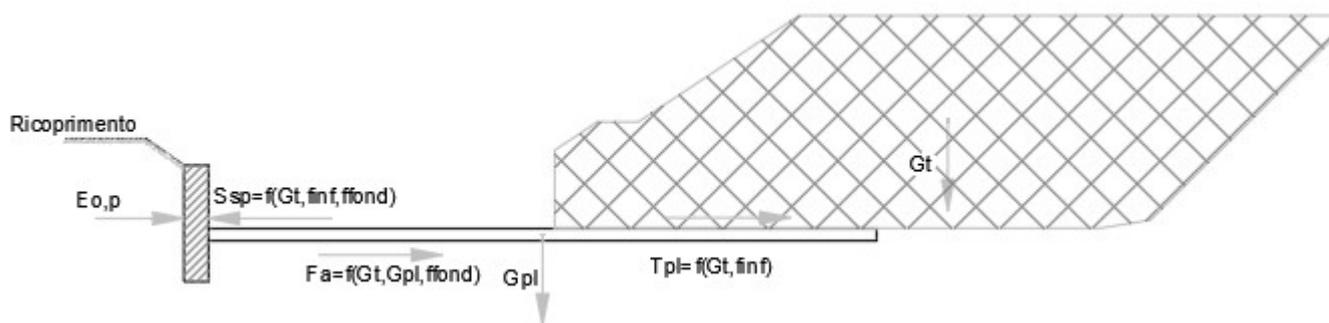


Fig. 2 – Modello calcolo – Fase intermedia

### 6.2.1.3 Fase finale

Nella fase finale, immediatamente prima che il monolite raggiunga la sua configurazione finale, sulla struttura agiscono le forze di attrito dovute alla spinta laterale del terreno e al peso proprio del monolite.

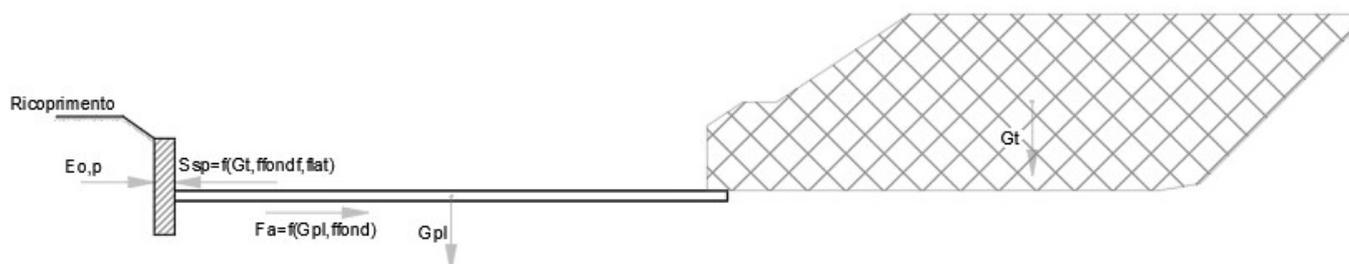


Fig. 3 – Modello calcolo – Fase finale

### 6.2.2 Verifiche della massima relazione del terreno

Altezza complessiva muro:	$h =$	1.2 +	0.25 +	1.02 +	2.08 =	4.55 m
Lunghezza del muro reggispinga (nota):	$b =$	14	m			
Spinta massima esercitata dal monolite:	$S_{max} =$	34994.17	kN			
Ordinata $S_{max}$ rispetto alla base del muro:	$Y_S =$	1.2 +	0.25 +	1.02 x	0.5 =	1.96 m
Forza di trazione massima nella platea di varo:	$T =$	1063	kN			
Ordinata $S_{max}$ rispetto alla base del muro:	$Y_T =$	1.2 +	0.25 x	0.5 =	1.33 m	

Equilibrio alla traslazione:

Forza sollecitante di progetto sul muro reggispinga:  $R = 34994.17 - 1063 = 33931.17$  kN

Equilibrio alla rotazione rispetto alla base del muro:

Momento sollecitante di progetto =  $R Y = M = 34994.17 \times 1.96 - 1063 \times 1.33 = 67180.1$  kN m

Ordinata Y della risultante R  $Y = 67180.1 / 33931.17 = 1.98$  m

Pressione distribuzione uniforme (incognita)  $\alpha$

Pressione distribuzione lineare (incognita)  $\beta$

RELAZIONE DI CALCOLO SPINTA MONOLITE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D29 CL	IN 05 00 003	A	12 di 19

Calcolo di  $\alpha$  e  $\beta$ :

Equilibrio alla rotazione (a m.l.):  $R Y / b = 33931.17 \times 1.98 / 14 = 4798.6 \text{ kN m/ m}$   
 $= M/b = 67180.1 / 14 = 4798.6 \text{ kN m/ m}$

$= \alpha h^2 / 2 + \beta h^2 / 6$   
 $= 10.35125 \times \alpha + 3.450417 \times \beta$   
 $= A_1 \times \alpha + B_1 \times \beta = C_1$

Equilibrio alla traslazione (a m.l.):  $R / b = 33931.17 / 14 = 2423.7 \text{ kN/ m}$   
 $= \alpha h + \beta h / 2$   
 $= 4.55 \times \alpha + 2.275 \times \beta$   
 $= A_2 \times \alpha + B_2 \times \beta = C_2$

Matrice dei coefficienti = A =  $\begin{vmatrix} 10.351 & 3.450 \\ 4.55 & 2.275 \end{vmatrix}$

Determinante della matrice dei coefficienti = 7.85

Matrice inversa =  $A^{-1} = \begin{vmatrix} 0.290 & -0.440 \\ -0.580 & 1.319 \end{vmatrix}$

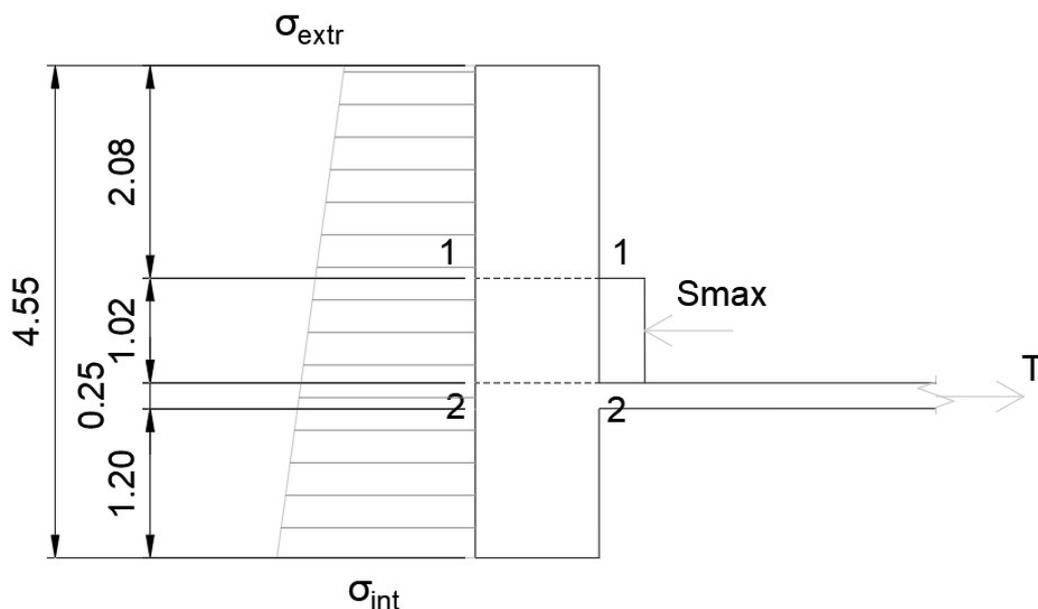
Vettore dei coefficienti C =  $\begin{vmatrix} 4798.6 \\ 2423.7 \end{vmatrix}$

Soluzione del sistema lineare  $A^{-1} C$   
 $\begin{vmatrix} \alpha \\ \beta \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 325.38 \\ 414.58 \end{vmatrix}$  kPa

Altezza complessiva muro / reinterro	t =	8	m	
Altezza blocchi CLS (zavorra)	$h_B =$	1.5	m	
Peso blocchi CLS (zavorra)	$p_B =$	37.5	kPa	
Pressione terreno sommità muro reggispinta	$\alpha =$	325.38	kPa	< 411.15 kPa
Pressione terreno base muro reggispinta	$\alpha + \beta =$	739.96	kPa	< 749.23 kPa
Coefficiente di spinta passiva	$K_p =$	4.128	-	

### 6.2.3 Verifica della struttura

Con riferimento alla figura sottostante,  $h_i$  e  $h_s$  vengono definite in modo che la reazione del terreno abbia lo stesso punto di applicazione della risultante delle altre forze agenti.



Segue il calcolo dei momenti flettenti a metro lineare.

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= \frac{1}{2} \sigma_{tm} \cdot (1,20 + 0,25 + 0,5 \cdot 1,02)^2 + \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} (\sigma_{int} - \sigma_{tm}) \cdot (1,2 + 0,25 + 0,5 \cdot 1,02)^2 + T \cdot 0,76 / 14 = \\
 &= 0,5 \cdot 532,67 \cdot (1,2 + 0,25 + 0,5 \cdot 1,02)^2 + 0,33 \cdot (739,96 - 532,67) \cdot (1,20 + 0,25 + 0,5 \cdot 1,02)^2 + \\
 &+ 1063 \cdot 0,76 / 14 = 1343,65 \text{ kN} \cdot \text{m}'
 \end{aligned}$$

Si considera come momento di calcolo:

$$M_{d,max} = 1343,65 \cdot 1,5 = 2014,50 \text{ kN} \cdot \text{m}' / \text{m}$$

Segue il calcolo de taglio a metro lineare.

$$V_1 \sim V_2 = (\sigma_{tm} + \sigma_{int}) / 2 \cdot 1,45 \cdot 1,0 + T / 14 = 998,59 \text{ kN} / \text{m}'$$

Si considera come taglio di calcolo

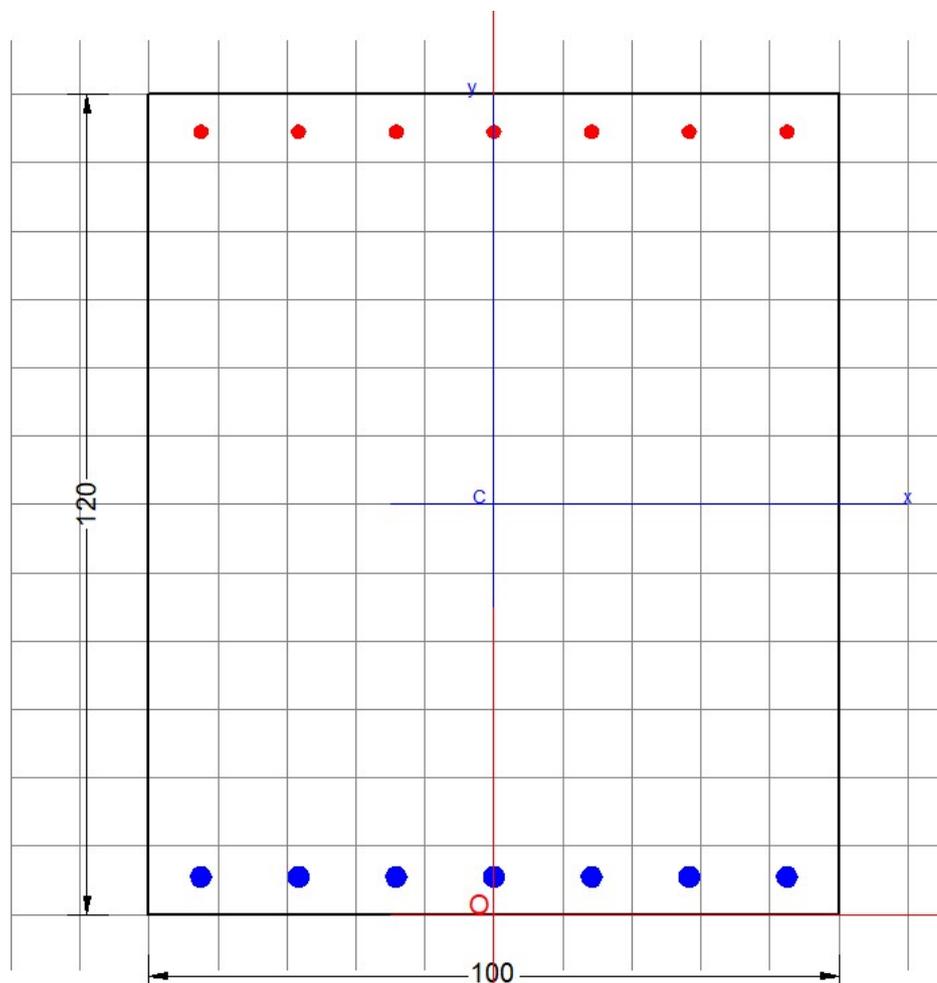
$$V_{d,max} = 998,59 \cdot 1,5 = 1497,88 \text{ kN} / \text{m}'$$

Segue la verifica della sezione 100x120 cm sollecitata con il massimo momento flettente e taglio. La verifica a flessione è eseguita con il programma di calcolo delle sezioni in c.a. RC-SEC della Geostru.

**Si dispongono 1φ26/10 (equivalente a 1φ32/15) lato terra ed 1φ20/15 lato monolite**

RELAZIONE DI CALCOLO SPINTA MONOLITE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D29 CL	IN 05 00 003	A	14 di 19



### GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: muro reggispinta\_IN05.secEC

Section description:	
Reference code:	EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class:	XC3 - Carbonation (Moderate humidity)
Structural member of belonging:	Beam
Section type:	Predefined section
Cross-section shape:	Rectangular
Stress path:	Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Principal axes x,y of inertia
Section's position in the member:	In critical region

### MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C28/35
	Design compressive strength fcd:	15.9 MPa
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle

**RELAZIONE DI CALCOLO SPINTA MONOLITE**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D29 CL	IN 05 00 003	A	15 di 19

	Mean elastic modulus Ecm:	32308.2	MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.8	MPa
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C	
	Characteristic yield stress fyk:	450.0	MPa
	Tensile strength ftk:	540.0	MPa
	Design yield stress fyd:	391.3	MPa
	Design strength ftd:	391.3	MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068	
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa

**GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA**

Width:	100.0	cm
Depth:	120.0	cm
Bottom bars:	10Ø26	(53.1 cm <sup>2</sup> )
Top bars:	7Ø20	(22.0 cm <sup>2</sup> )
Low Cover (from centroid of bar):	5.5	cm
Top Cover (from centroid of bar):	5.5	cm
Web Cover (from centroid of bar):	7.5	cm

**ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION**

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	2014.50	0.00	0.00

**CHECKS RESULTS**

**Checks of section OK for all assigned combinations**

Min edge cover of longitudinal bars:	4.2	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	6.8	cm

**ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE**

Check	Result of check										
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)										
Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference										
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)										
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference										
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0										
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system										
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]										
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section										
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]										
As Tension	Area bars in tension zone [cm <sup>2</sup> ] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]										
Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yn	M sn	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	2014.50	-0.10	2279.80	1.132	109.5	0.00	0.091	0.70	53.1 (18.3)

RELAZIONE DI CALCOLO SPINTA MONOLITE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D29 CL	IN 05 00 003	A	16 di 19

#### ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max      Ultimate compressive strain in concrete  
 ec\*          Strain in the concrete fiber at  $ec2/ecu$  of depth (if  $ec^*>0$  then the section is all compressed)  
 Yc max      Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max  
 es max      Max strain in steel bars (+ if compressive)  
 Ys max      Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max  
 es min      Min strain in steel bars (+ if compressive)  
 Ys min      Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.01368	120.0	0.00166	114.5	-0.03475	5.5

A seguire si riporta la verifica a taglio. Si dispongono spille  $\phi 12/10$  cm con 4 bracci .

## VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5

### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 1200$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 30$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 28$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 10 \text{ } \emptyset 26$	$= 53.09 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 1170$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 15.87$ MPa	resist. di calcolo		$53.09 \text{ cm}^2$

### • Sollecitazioni (compressione <0, trazione >0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 1497.0 \text{ kN}$$

### • Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.413 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.311$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.005 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 463.1 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 364.1 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 463.1 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

**la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio**

### • Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 45.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0 \quad \circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 12 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trasv)} \quad 4 \quad \text{passo } 10 \text{ cm} = 0.452 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha \quad V_{Rsd} = 1864.2 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 7.93 \text{ MPa} \quad \text{resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 4177.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 1864.2 > 1497.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.2$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO SPINTA MONOLITE</b>	COMMESSA <b>NR1J</b>	LOTTO 01	CODIFICA D29 CL	DOCUMENTO IN 05 00 003	REV. A

### 6.3 Verifiche della platea di varo

Le sollecitazioni di trazione della platea di varo in fase di infissione sono calcolate come differenza fra la spinta di primo distacco e la forza d'attrito.

Trattandosi di spinta controterra, nel caso di spinta di primo distacco, l'attrito da portare in conto è solo quello dovuto al peso proprio del monolite sulla platea di varo, valutato pari al 100%.

Il peso della struttura in fase di spinta risulta pari a:

$$W = 21558 \text{ KN}$$

Il peso della platea di varo è pari a:

$$P_p = 2000 \text{ kN}$$

Per cui la spinta risulta:

$$\text{Spinta di primo distacco (coefficiente di attrito} = \text{tg}45^\circ = 1.0) = S_{ps} = W * \text{tg}45^\circ = 21558 \text{ KN}$$

La sollecitazione di trazione nella platea di varo in fase d'infissione in primo momento, è dunque pari a:

$$T = S_{ps} = 21558 \text{ KN (allo Stato Limite Ultimo} = 1.5 * 21558 = 32337 \text{ KN)}$$

L'armatura necessaria è pari a ( $B_p$  = larghezza platea di varo):

$$A_s = T / f_{yd} / B_p = 32337 / 391 / 10.08 = 8270 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\text{si adottano } 1 + 1 \phi 28 / 15 = 8621 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

si ha quindi:

$$\sigma_s = 32337000 / 10.08 / 8621 = 372.11 \text{ MPa}$$

## 7 INCIDENZA ARMATURA

La struttura presenta un'incidenza per gli elementi strutturali come segue:

- Muro reggispinta = 170 kg/m<sup>3</sup>;
- Platea di varo = 295 kg/m<sup>3</sup>;

Pertanto nel calcolo è stato considerato un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature, spille e sovrapposizioni. Si incrementa l'incidenza dell'armatura con 20 kg/m<sup>3</sup> per tener conto dei distanziatori.