

COMMITTENTE:



ALTA
SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE
OBIETTIVO N. 443/01**

LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA Tratta VERONA – PADOVA

Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza

PROGETTO ESECUTIVO

IN-INTERFERENZE VIARIE

IN04 – NUOVO SOTTOPASSO CICLOPEDONALE AL km 2+369.14

GENERALE

Relazione di calcolo opere di spinta

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA
IL PROGETTISTA INTEGRATORE  MALAVENDA ingegnere degli ingegneri di Venezia n. 4289 Data: Maggio 2021	Consorzio Iricav Due ing. Paolo CARMONA Data: Maggio 2021	ing. Luca Zaccaria iscritto all'ordine degli ingegneri di Ravenna n.A1206 Data: Maggio 2021		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO			
I N 1 7	1 1	E	I 2	CL	I N 0 4 0 0	0 0 4	B	-	-	-	P - - -

		VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
		Firma	Data
		Luca RANDOLFI	

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA Giuseppe Fabrizio Coppa Data: 03/05/21
A	EMISSIONE	CODING	30/03/21	S.Cecchi	30/03/21	P. Luciani	30/03/21	
B	REVISIONE PER RECEPIMENTO ISTRUTTORIA ENTE VALIDATORE	CODING	30/04/21	S.Cecchi	30/04/21	P. Luciani	30/04/21	

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E9100000009	File: IN1711EI2CLIN0400004B.DOC Cod. origine:
-----------------	---------------------	--



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	DESCRIZIONE DELLE OPERE PER LA FASE DI VARO DEL MONOLITE	5
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
4.1.	CALCESTRUZZO	8
4.1.1.	Platea di varo, muro reggispinta	8
4.1.1.	Rostro	8
4.2.	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE	9
4.3.	COPRIFERRI	9
4.4.	DURABILITA' E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	9
5.	CONVENZIONI DI SEGNO E UNITÀ DI MISURA	10
5.1.	SEGNI	10
5.2.	UNITÀ DI MISURA	10
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	11
6.1.	RILEVATI E RINTERRI	11
6.2.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	11
6.3.	LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI	12
7.	ANALISI DEI CARICHI	13
7.1.	CONDIZIONI DI SPINTA	13
7.1.	DETERMINAZIONE DEI PESI E DELL'ATTRITO LATERALE	13
7.2.	VALUTAZIONE DELLE SPINTE	15
8.	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALI	17
8.1.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	17
8.1.1.	Verifica a fessurazione	17
4.2.1.	Verifica delle tensioni in esercizio	18
8.2.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	19
4.2.2.	Sollecitazioni flettenti	19
4.2.3.	Sollecitazioni taglianti	19
9.	VERIFICA DELL'APPARATO DI SPINTA	21
9.1.	PLATEA DI VARO	21
9.2.	MURO REGGISPINTA	22
9.2.1.	Valutazione della massima reazione del terreno	22
9.2.2.	Sollecitazioni e verifiche strutturali	24
9.3.	TRAVE ROSTRO	29
10.	DICHIARAZIONE SECONDO NTC2008 (§ 10.2)	35

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

1. PREMESSA

La presente relazione afferisce ai calcoli e alle verifiche strutturali delle opere di presidio necessarie alla spinta del monolite dell'opera denominata 'IN04', ubicato al km 2+396.14, nell'ambito della redazione dei documenti tecnici relativi alla progettazione esecutiva della Linea AV/AC Verona-Padova, Sub tratta Verona-Vicenza, 1° Sub Lotto Verona-Montebello Vicentino.

L'opera viene realizzata in due fasi principali: nella prima fase, viene realizzato un monolite a spinta sotto la futura linea AV/AC; nella seconda fase, viene realizzato un monolite gettato in opera adiacente al monolite a spinta per consentire l'attraversamento della linea AV, unitamente ai muri ad U di approccio alle due estremità del monolite.

La struttura scatolare ha dimensioni interne 3.00 x 3.10 m, con soletta di copertura di spessore 0.50 m, piedritti di spessore 0.50 m e soletta di fondazione di spessore 0.60 m. La distanza tra la quota del piano del ferro e l'estradosso della soletta superiore è pari a 0.80 m per la parte gettata in opera e 0.95 m per la parte posta in opera a spinta.

Il monolite, costituito da due manufatti strutturalmente indipendenti, presenta uno sviluppo longitudinale complessivo di circa 32.0 m dei quali 17.3 m posti in opera a spinta e 14.7 m gettati in opera. L'asse del sottopasso, inoltre, forma un angolo di 99.563 g rispetto all'asse di progetto della futura linea AC/AV.

Si individua nello stralcio planimetrico riportato a seguire l'ubicazione del sottovia in esame.

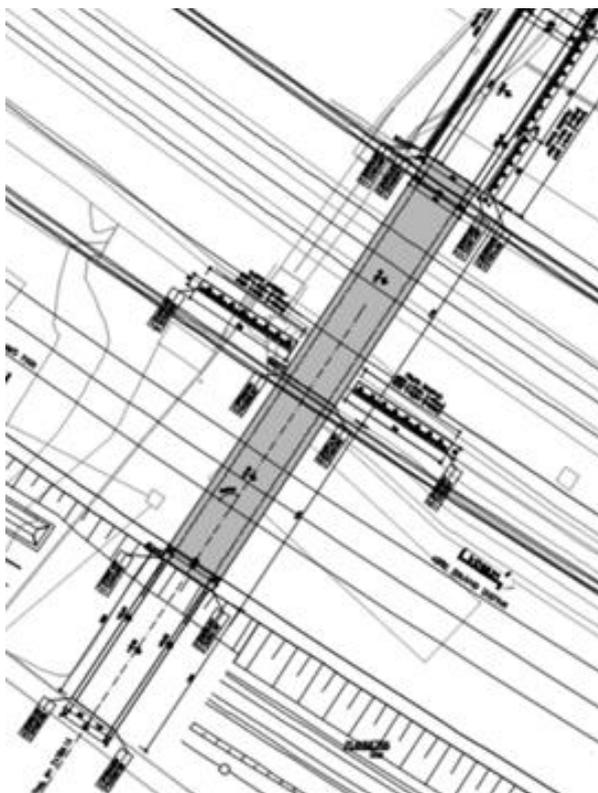


Figura 1.1: Stralcio planimetrico – Ubicazione Sottovia IN04

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 11</p>	<p>Codifica EI2CLIN0400004</p>	<p>B</p>

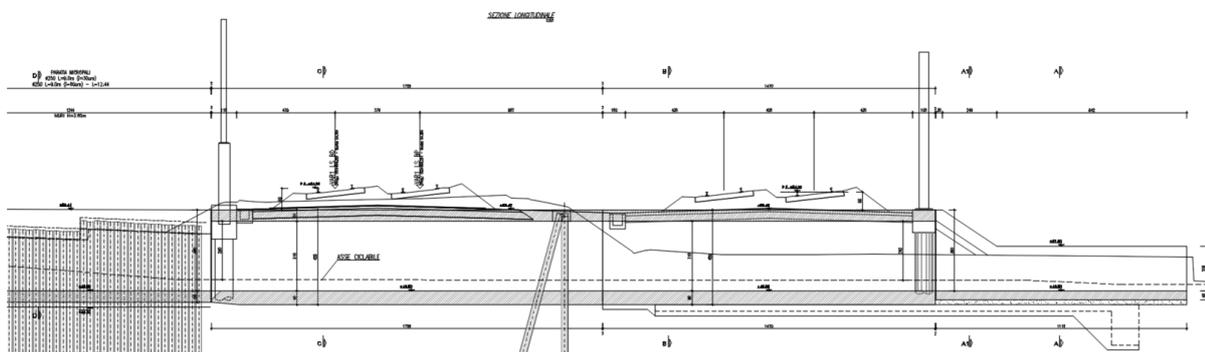


Figura 1.2: Sezione longitudinale Sottovia IN04 con monolite in posizione definitiva

Per il sostegno del binario è previsto un sistema tipo ESSEN, per i dettagli del sistema si rimanda agli elaborati specifici forniti dal fornitore all'atto dell'esecuzione.

Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa "Norme Tecniche per le Costruzioni"- DM 14.1.2008 e Circolare n .617 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE PER LA FASE DI VARO DEL MONOLITE

Il varo del monolite richiede la realizzazione di alcune opere provvisorie – platea di varo, muro reggispinga - che hanno la funzione di consentirne l'infissione nel rilevato ferroviario esistente, nel rispetto delle tolleranze plano-altimetriche richieste.

La platea di varo, con la funzione di piano di scorrimento e di guida per la traslazione del monolite, presenta uno spessore di 30 cm. Sulla platea si realizzano dei risvolti laterali di sezione 40 x 60 cm con funzione di guida al manufatto che scorrerà fra di essi. Complessivamente, l'ingombro planimetrico della platea di varo è di 20.3 x 5.32 m.

Il muro reggispinga, che assicura il contrasto necessario per il varo del manufatto dalla sede di allestimento a quella di esercizio, presenta uno spessore di 1.20 m, un'altezza di 3.80 m, e si estende longitudinalmente per 5.80 m.

La spinta su tale muro viene uniformemente ripartita per mezzo di una trave rigida di acciaio.

Nel dimensionamento di tale muro si fa riferimento, come meglio spiegato nella trattazione a seguire, alla teoria delle piastre di ancoraggio, per la valutazione della reazione che il terreno è in grado di offrire.

A tergo del muro è previsto un riempimento in calcestruzzo magro per un'altezza di 4.30 m rispetto al piede del muro.

Nelle Figure riportate di seguito si individuano il monolite in posizione di varo e le opere funzionali a consentirne la spinta. Si rimanda agli elaborati grafici per l'ottenimento di dettagli ulteriori.

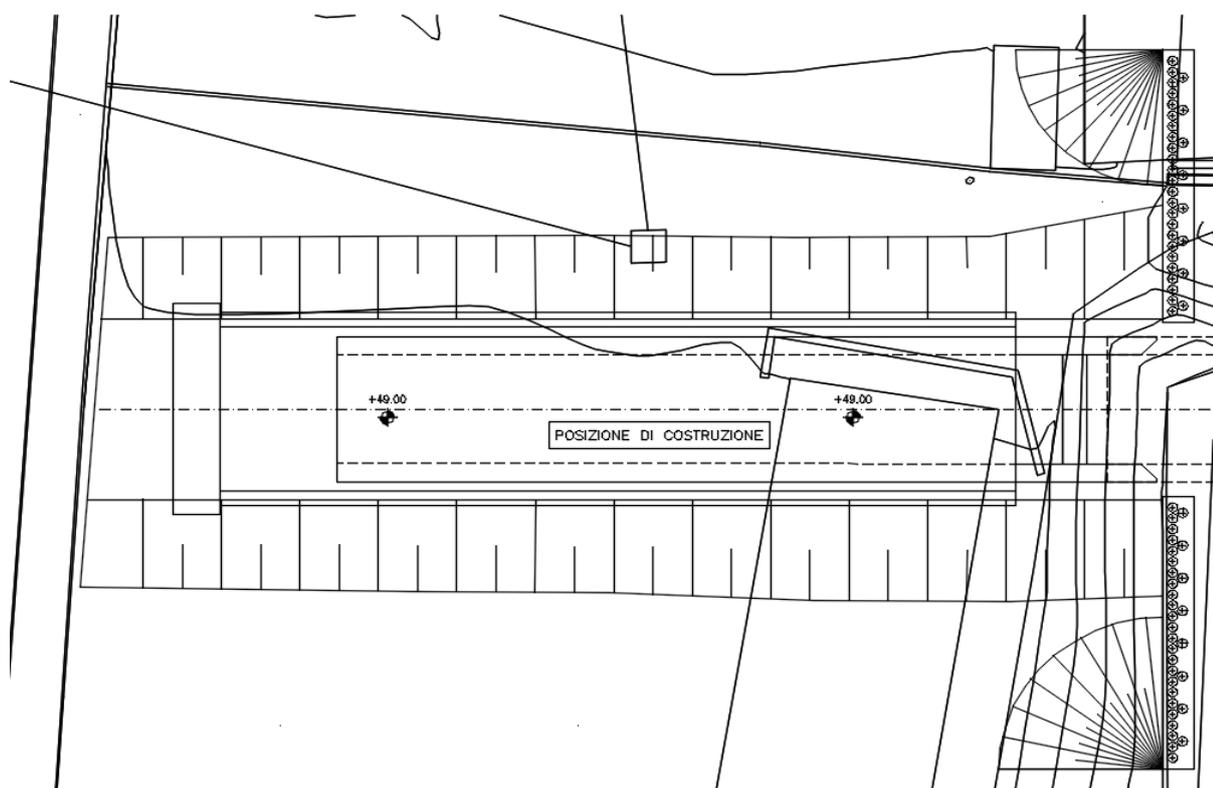


Figura 2.1: Pianta monolite in posizione di varo

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 11</p>	<p>Codifica EI2CLIN0400004</p>	<p>B</p>

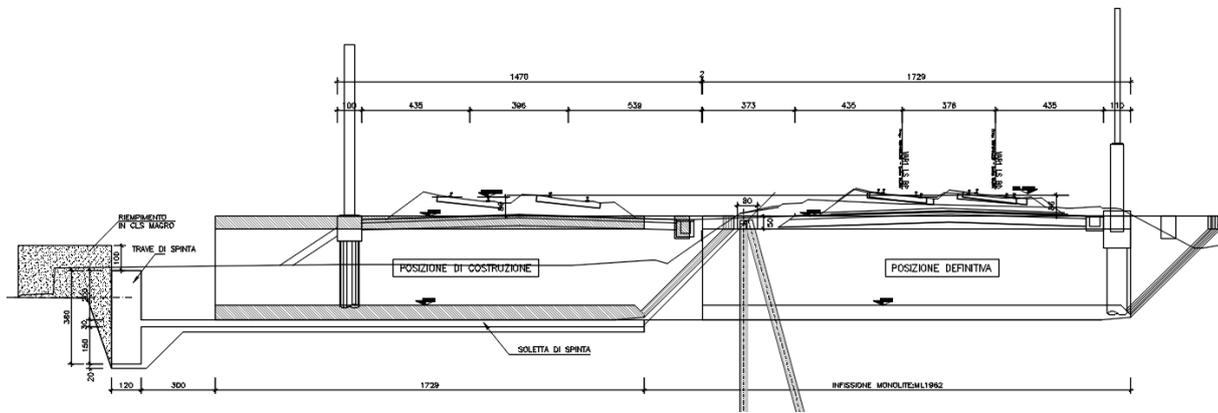


Figura 2.3: Sezione longitudinale Sottovia IN04 con monolite in posizione di varo

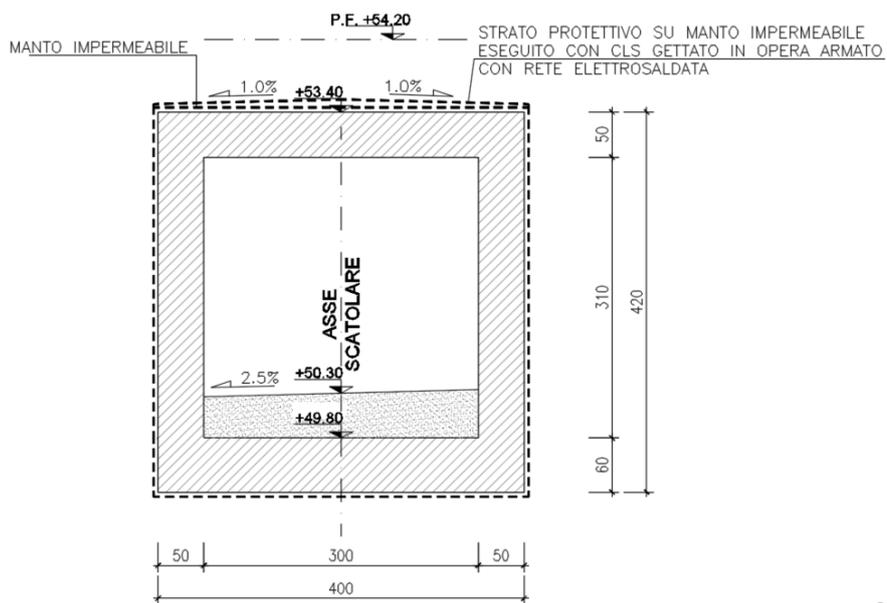


Figura 2.3: Sezione trasversale monolite IN04

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le disposizioni legislative in elenco e in particolare con le seguenti norme e circolari:

- Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008: "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Circolare M.LL.PP. n. 617 del 2 Febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 14/01/2008".

Si è tenuto inoltre conto dei seguenti documenti:

- UNI EN 1990 – Aprile 2006: Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1 – Agosto 2004: Eurocodice 1 – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi variabili.
- UNI EN 1991-1-4 – Luglio 2005: Eurocodice 1. Azioni sulle strutture. Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1992-1-1 – Novembre 2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-2 – Gennaio 2006: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.
- UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- UNI-EN 1998-1 – Marzo 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- Legge 5-11-1971 n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica".
- Legge. 2 Febbraio 1974, n. 64.: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. "Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- UNI 11104:2016 "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206".
- RFI DTC SI MA IFS 001 B – Dicembre 2017: Manuale di progettazione delle opere civili.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1. CALCESTRUZZO

4.1.1. Platea di varo, muro reggispinta

Per il getto in opera della platea di varo e del muro reggispinta si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

C25/30 $f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$ $R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$

In accordo con le norme adottate, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \quad \text{N/mm}^2$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 14.11 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 13.70 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 9.96 \quad \text{N/mm}^2$$

4.1.1. Rostro

Per il getto in opera del rostro e delle travi di rostro si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

C32/40 $f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$ $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$

In accordo con le norme adottate, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \quad \text{N/mm}^2$$

Modulo elastico

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} =$	33643	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione		
$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \times f_{ck}/1.5 =$	18.81	N/mm ²
Resistenza a trazione media		
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} =$	3.10	N/mm ²
Resistenza a trazione		
$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} =$	2.17	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo		
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.45	N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Rara)		
$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} =$	18.26	N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)		
$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} =$	13.28	N/mm ²

4.2. ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Classe acciaio per armature ordinarie	B450C
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_t \geq 540$ MPa
Modulo di elasticità	$E_s = 210000$ MPa

4.3. COPRIFERRI

Si riportano di seguito i copriferri nominali adottati per le strutture in calcestruzzo armato in esame:

Platea di varo, muro reggispinta, rostro	5.0 cm
--	--------

4.4. DURABILITA' E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Si adotta quanto segue:

Platea di varo, muro reggispinta	Classe di esposizione XC2
Rostro di varo	Classe di esposizione XC4

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

5. CONVENZIONI DI SEGNO E UNITÀ DI MISURA

5.1. SEGNI

Compressione - (negativa)

Trazione + (positiva)

La convenzione dei segni sopra riportata è applicabile a tutti i dati del documento, ad eccezione di quelli riportati negli output del software RC-SEC per le verifiche delle sezioni in c.a., in cui i segni sono invertiti per la compressione e la trazione.

5.2. UNITÀ DI MISURA

Lunghezza m oppure mm

Angoli ° (gradi sessagesimali)

Forze kN

Tensioni MPa (= N/mm²)

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLIN0400004	B

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1. RILEVATI E RINTERRI

Sono riassunte nel prospetto riportato di seguito le caratteristiche del terreno dei rilevati ferroviari esistenti e di nuova progettazione (con γ pari al peso specifico del terreno; γ_{sat} pari al peso specifico saturo del terreno; c' pari alla coesione; ϕ' pari all'angolo di attrito; K_0 coefficiente di spinta a riposo):

Parametri del rilevato ferroviario				
γ	γ_{sat}	c'	ϕ'	k_0
(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(-)
20.00	20.00	0.0	38.0	0.384

6.2. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Si riportano di seguito le caratteristiche geotecniche relative al terreno di fondazione della tratta in cui ricade il sottovia in esame, desunte dagli esiti delle indagini disponibili. Le formazioni indicate nei prospetti di seguito fanno riferimento alle unità geotecniche descritte nel seguente elenco:

- Unità 1 – Riporto;
- Unità 2 – Limi argillosi;
- Unità 4 – Sabbie da debolmente limose a limose;
- Unità 6 – Ghiaie, ghiaie con sabbie.

La quota rispetto alla quale è individuata la stratigrafia riportata a seguire, corrispondente a 51.21 m s.l.m., è assunta coincidente col p.c. locale dell'opera in esame intercettato sulla linea.

Per quanto riguarda la falda di progetto, questa è assunta alla quota di 44.77 m s.l.m. , ossia a circa 6.45 m dal p.c. Per ulteriori dettagli circa la posizione della falda di progetto si faccia riferimento alla relazione geotecnica della WBS IN94 in oggetto.

Tabella 1 Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo

Strato	Formazione	s	γ	ϕ'_k	c'_k	c_{uk}	E'
		(m)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kN/m ²)
1	UG1	2.8	18	25	0	-	5000
2	UG6	17.0	19	39	0	-	50000
3	UG2	2.0	19	-	-	100	20000
4	UG4	8.2	19	37	0	-	150000

z_w Profondità della falda dal p.c. 6.45

LEGENDA

γ = peso di volume naturale;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

ϕ_k' = valore caratteristico dell'angolo di attrito;

c_k' = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate;

c_{uk} = valore caratteristico della coesione non drenata;

E' = modulo elastico del terreno.

6.3. LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI

Non sono stati rilevati livelli di terreni potenzialmente liquefacibili in corrispondenza dell'opera in esame; per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica relativa alla WBS in esame

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

7. ANALISI DEI CARICHI

7.1. CONDIZIONI DI SPINTA

La struttura monolitica da infiggere viene gettata in opera al di sopra di una platea di varo armata. Le condizioni di spinta considerate per l'infissione del monolite, eseguita tramite martinetti che contrastano su una parete detta 'muro reggispinta', che a sua volta scarica e ripartisce tale azione sul terreno retrostante, sono:

1. Condizione di spinta iniziale (Fase 1 di distacco del manufatto dalla platea di varo);
2. Condizione di spinta massima (Fase 2 di completamento dell'infissione).

La Fase 1 (distacco) è la configurazione che si ha all'inizio delle operazioni di spinta. In questa configurazione i martinetti di spinta devono vincere l'attrito tra l'intradosso fondazione e la platea di varo, che costituisce il piano di scorrimento del monolite; il coefficiente di attrito di primo distacco si assume pari all'unità (ciò equivale a dire che il valore della spinta per cui il monolite inizia la traslazione è circa pari al peso della struttura), e non è invece presente alcun attrito del terreno sulle pareti laterali. Questa configurazione risulta significativa per il dimensionamento dell'armatura della platea di varo, soggetta a prevalenti azioni di sforzo normale di trazione.

La Fase 2 (fine dell'infissione) corrisponde alla fase in cui il monolite è totalmente immerso nel terreno e la spinta è nelle fasi finali. Oltre alla resistenza dovuta al peso del monolite, si hanno quindi anche le resistenze dovute all'attrito laterale tra lo scatolare ed il terreno sotto i binari, che si oppongono all'avanzamento della struttura.

Considerando che la struttura ha carattere provvisoria, si trascura nel dimensionamento l'azione sismica.

7.1. DETERMINAZIONE DEI PESI E DELL'ATTRITO LATERALE

Nella tabella che segue si riporta il calcolo analitico del peso totale della struttura, comprensivo di rostri.

Si assume un peso specifico $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ per il calcestruzzo.

Nella tabella che segue si riporta il calcolo analitico del peso della platea di varo, comprensivo dei cordoli laterali.

Peso proprio monolite			
Altezza esterna	H_{esterna}	4.2	m
Larghezza esterna	L_{esterna}	4	m
Altezza interna	H_{interna}	3.1	m
Larghezza interna	L_{interna}	3	m
Area sezione trasversale	A_{trasv}	7.5	m^2
Peso c.a.	γ_{cls}	25	kN/m^3
Peso al metro lineare	W	188	kN/m
Lunghezza di verifica	L_{tot}	17.3	m
Peso proprio monolite	W_{monolite}	3244	kN

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	11	EI2CLIN0400004	B

Peso proprio rostri	W_{rostri}	262	kN
$W_{totale\ monolite\ +\ rostri} = (W_{monolite} + W_{rostri})$	$W_{totale\ monolite\ +\ rostri}$	3506	kN
$W_{totale\ monolite\ +\ rostri} = 1.35 \times (W_{monolite} + W_{rostri})$	$W_{totale\ monolite\ +\ rostri}$	4733	kN

Peso proprio platea di varo			
Larghezza	$L_{1platea}$	5.32	m
Lunghezza	$L_{2platea}$	20.3	m
Spessore	S_{platea}	0.3	m
Peso platea di varo	W_{platea}	810	kN
Peso due cordoli laterali	$W_{cordoli}$	244	kN
$W_{platea\ +\ cordoli} = (W_{platea} + W_{cordoli})$	$W_{platea\ +\ cordoli}$	1054	kN
$W_{platea\ +\ cordoli} = 1.35 \times (W_{platea} + W_{cordoli})$	$W_{platea\ +\ cordoli}$	1422	kN

Per la valutazione dell'attrito laterale tra lo scatolare ed il terreno sotto i binari, si valutano le pressioni efficaci orizzontali (σ'_h) in condizioni di spinta a riposo $k_0 = 1 - \sin(\phi')$ e le azioni resistenti dovute al terreno laterale, sotto i binari, adottando un coefficiente di attrito (tra terreno sotto i binari e parete del calcestruzzo) prudenziale pari alla tangente di 2/3 dell'angolo di attrito del terreno. Si sintetizza il calcolo nel prospetto di seguito.

Valutazione dell'attrito laterale			
Ricoprimento su soletta superiore monolite da P.F.	H_{ricop}	0.95	m
Altezza totale fino a base monolite da P.F.	H_{terr1}	5.15	m
Profondità falda da P.F.	H_w	9.95	m
Peso di volume terreno	γ_{terr1}	20	kN/m ³
Angolo di attrito terreno	ϕ'_1	38	°
Coeff. di spinta a riposo terreno	$k_{01(\phi'_1)}$	0.384	-
Tensione orizzontale efficace a quota estradosso copertura monolite	σ_{h1}	7.30	kN/m ²
Tensione orizzontale efficace a quota falda	σ_{h2}	76.48	kN/m ²
Tensione orizzontale efficace a quota intradosso fondazione monolite	σ_{h3}	58.04	kN/m ²
Pressione media laterale a riposo	$\sigma_{h\ media}$	12.9	kN/m ²
Angolo di attrito interfaccia parete-terreno = $2/3 \times \phi'_1$	δ	25.3	°
Coeff. d'attrito laterale terreno 1	$\tan(\delta)$	0.47	-
Area laterale	A_{lattot}	73	m ²
Attrito laterale = $(2 \times A_{lattot}) \times \sigma_{h\ media} \times \tan(\delta)$	S_{lattot}	888	kN
Attrito laterale = $1.35 \times (2 \times A_{lattot}) \times \sigma_{h\ media} \times \tan(\delta)$	S_{lattot}	1198	kN

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

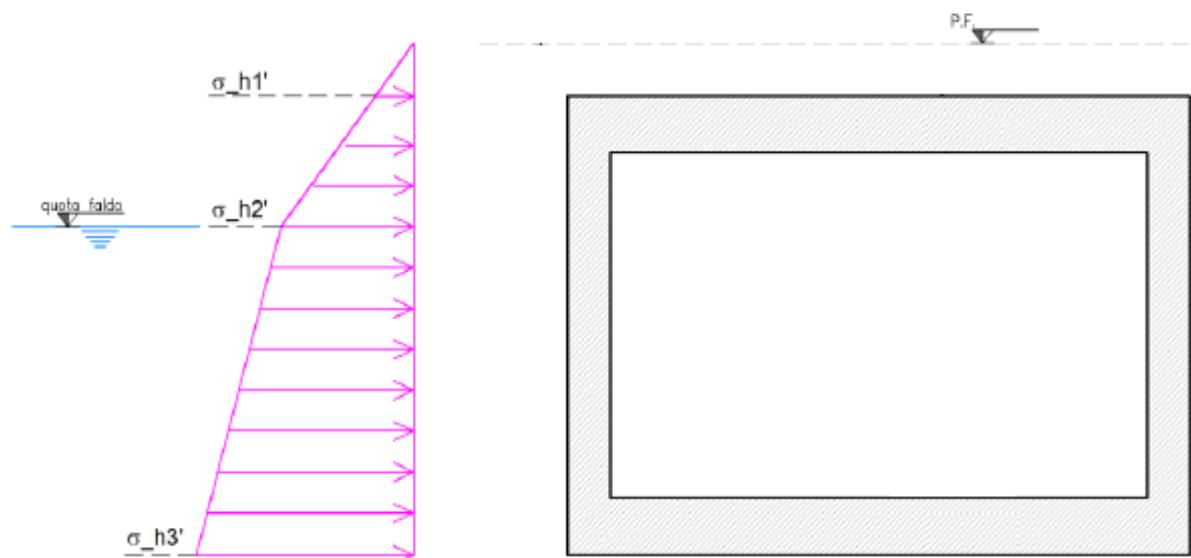


Figura 7.1: Schema di calcolo della spinta per attrito laterale

7.2. VALUTAZIONE DELLE SPINTE

La spinta necessaria per varare il manufatto viene calcolata, come anticipato, in due fasi di esecuzione:

- al momento della spinta iniziale di distacco (Fase 1):

Fase 1 - Distacco		
$W_{\text{totale monolite + rostri}}$	3506	kN
Coefficiente d'attrito platea-monolite	1	-
Resistenza attrito monolite-platea (Resistenza totale in fase di distacco)	3506	kN

- al momento di fine corsa dell'infissione (Fase 2): oltre alla resistenza dovuta al peso del monolite, si hanno in questa fase anche le resistenze dovute all'attrito laterale tra lo scatolare ed il terreno.

Fase 2 - Fine dell'infissione		
$W_{\text{totale monolite + rostri}}$	3506	kN
Coefficiente d'attrito platea-monolite	1	-
Resistenza attrito sul fondo R1	3506	kN
Resistenza attrito laterale R2	888	kN
Resistenza massima in fase di spinta (R1+R2)	4394	kN

Si fa presente che, sulla base di dati sperimentali, la spinta massima necessaria per l'infissione del monolite può essere stimata dal prodotto del coefficiente 1.7 per il peso complessivo del monolite, comprensivo dei rostri. Risulta pertanto nel caso in esame:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

1.7x(W totale monolite + rostri)	5960	kN
---	-------------	-----------

Cautelativamente, nella trattazione a seguire, la resistenza massima in fase di spinta, si assumerà pari al valore di cui al prospetto precedente, dedotto da formulazioni derivanti da evidenze sperimentali, in quanto maggiore del valore teorico dedotto in precedenza (R1 + R2). Si ha pertanto:

Resistenza massima in fase di spinta di progetto	5960	kN
---	-------------	-----------

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	11	EI2CLIN0400004	B

8. CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALI

Le verifiche di sicurezza strutturali sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle vigenti norme tecniche - "Norme Tecniche per le Costruzioni"- DM 14.1.2008 -, tenendo inoltre conto delle integrazioni riportate nel "Manuale di progettazione delle opere civili".

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio, riguardanti gli stati tensionale e di fessurazione, ed allo stato limite ultimo. Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono quelle indicate nei precedenti paragrafi.

Si espongono di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche degli elementi strutturali in c.a.

8.1. VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

8.1.1. Verifica a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del DM 14.1.2008, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nel "Manuale di progettazione delle opere civili RFI".

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture, in accordo con il DM 14.1.2008:

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del DM 14.1.2008.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture, in accordo con il DM 14.1.2008:

Tabella 2 Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 14.1.2008

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Nella Tabella sopra riportata, $w_1=0.2$ mm, $w_2=0.3$ mm; $w_3=0.4$ mm.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

Più restrittivi risultano i limiti di apertura delle fessure riportati nel “Manuale di progettazione delle opere civili”. L’apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, deve risultare:

- a) $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- b) $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

Si assume pertanto per tutti gli elementi strutturali analizzati nel presente documento:

- Stato limite di fessurazione: $w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ - combinazione di carico rara

In accordo con la normativa seguita, il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m rappresenta l’ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d’armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

4.2.1. Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati. Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al par. 2.5.1.8.3.2.1 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,55 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,40 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Per l’acciaio ordinario, la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,75 f_{yk}$$

dove f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell’acciaio.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

8.2. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

4.2.2. Sollecitazioni flettenti

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck}/1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

4.2.3. Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

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

con:

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

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

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq ctg \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

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

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:

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

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In cui:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- s_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- S è interasse tra due armature trasversali consecutive;
- θ è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);
- α è un coefficiente maggiorativo, pari ad 1 per membrature non compresse.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

9. VERIFICA DELL'APPARATO DI SPINTA

9.1. PLATEA DI VARO

Si analizza la condizione in cui il monolite si trova per tutta la lunghezza sulla platea. In questa condizione, la forza di trazione sulla platea viene calcolata come differenza tra la resistenza offerta dallo scatolare all'infissione, calcolata con un coefficiente di attrito tra la platea e il monolite pari a 1, e la resistenza a livello del terreno offerta dal peso del monolite e della platea calcolata con un coefficiente di attrito tra platea e terreno, in favore di sicurezza, pari a 2/3 dell'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Platea di varo		
$W_{\text{totale monolite + rostri}}$	3506	kN
$W_{\text{platea + cordoli}}$	1054	kN
W_{totale}	4560	kN
Angolo di attrito terreno fondazione = ϕ'_{fond}	38	°
Angolo di attrito interfaccia platea-terreno = $2/3 \times \phi'_{\text{fond}}$	25.3	°
Resistenza attrito monolite-platea	3506	kN
Resistenza attrito platea-terreno	2159	kN
Trazione platea	1347	kN
Trazione platea x1.5 (SLU)	2021	kN

La trazione sulla platea considerata nelle verifiche è stata moltiplicata per un coefficiente SLU cautelativamente pari ad 1.5.

L'armatura longitudinale prevista sulla platea di varo è pari a $(54+54)\phi 16$, dunque si dispongono barre $\phi 16/10$ superiormente e inferiormente. Si ottiene pertanto:

Larghezza platea di varo	5.32	m
N° ferri (passo 10 cm) su ciascuno dei due lati della platea	54	-
ϕ	16	mm
Area ferri	21715	mm ²
Area ferri	0.022	m ²
T_{rd}	8497	kN
T_{ed}	2021	kN
$T_{rd} > T_{ed}$	Verificato	
FS	4.20	

Come armatura trasversale si prevedono invece $\phi 12/20$ superiormente e inferiormente.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

9.2. MURO REGGISPINTA

Il muro reggispinta assicura il contrasto necessario per il varo del manufatto dalla sede di allestimento a quella di esercizio. La spinta su tale muro viene uniformemente ripartita per mezzo di una trave rigida di acciaio.

Nel dimensionamento di tale muro si fa riferimento alla teoria delle piastre di ancoraggio, per la valutazione della reazione che il terreno è in grado di offrire.

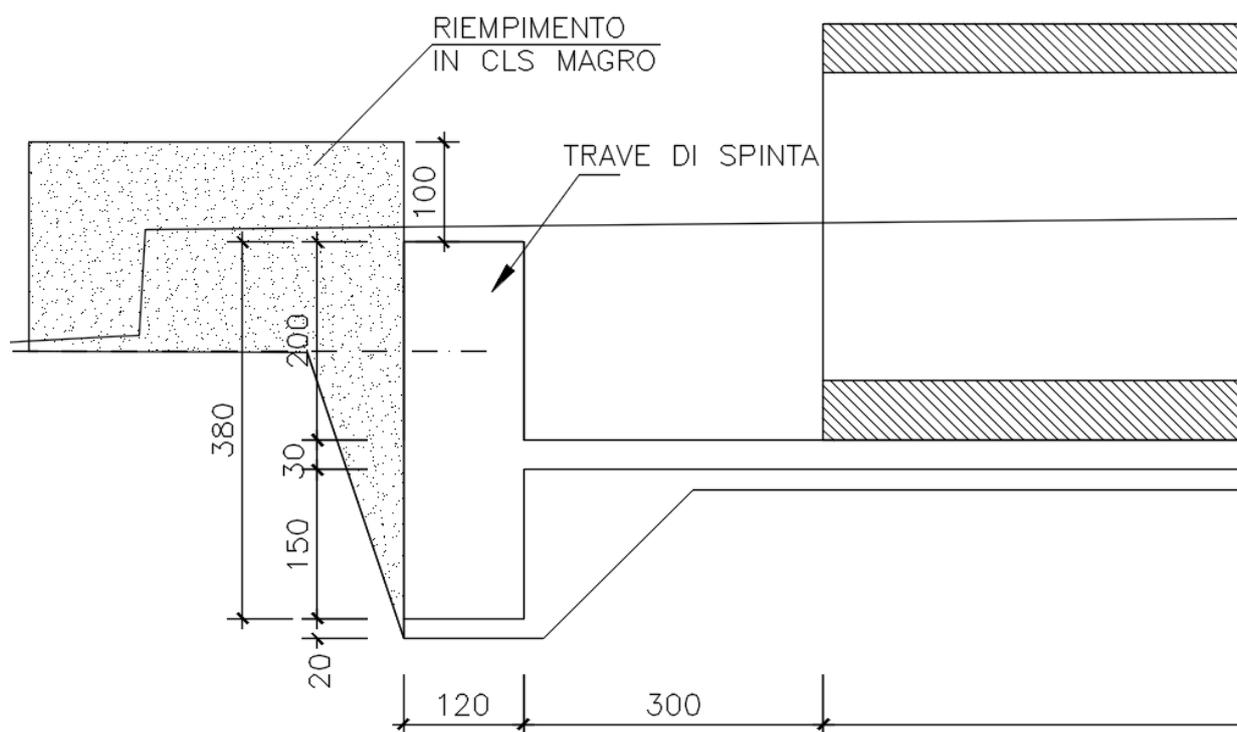


Figura 9.1: Geometria muro reggispinta

9.2.1. Valutazione della massima reazione del terreno

Per la stabilità del terreno retrostante il muro reggispinta, è necessario che la reazione da esso fornita sia pari al valore di spinta che la parete deve assorbire in fase di infissione del monolite, valutata in precedenza, aumentata di un adeguato coefficiente di sicurezza k .

L'intensità di tale forza viene calcolata con riferimento alla teoria delle piastre di ancoraggio e in particolare ai dati sperimentali forniti dal Bucholz. In base a tale teoria:

$$k = \frac{\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot t^2 \cdot (\mu \cdot b + \omega \cdot h)}{S_{\max} - T}$$

dove:

- $S' = S_{\max} - T$ = spinta che la parete deve assorbire in fase di infissione del monolite

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLIN0400004</p>	<p>B</p>

- γ = peso specifico del terreno
- t = spessore del riempimento dal piede della parete (vedi figura)
- b = larghezza della parete
- h = altezza della parete
- w = coefficiente adimensionale funzione di t/h relativo all'apporto di resistenza del terreno laterale alla parete
- μ = coefficiente adimensionale per parete nastriforme
- k = coefficiente di sicurezza

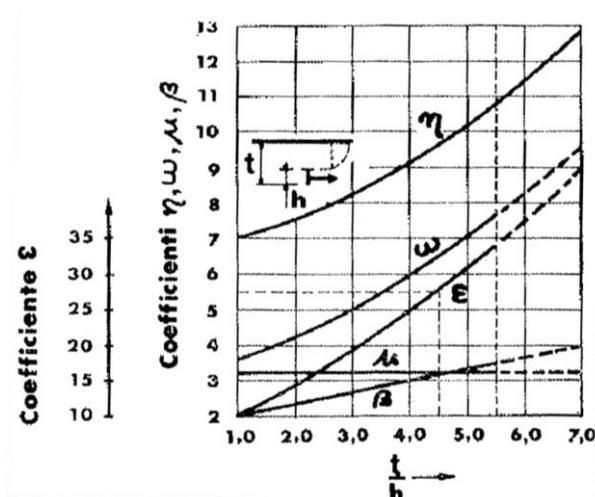


Figura 9.2: Determinazione dei coefficienti μ e ω in funzione del rapporto t/h

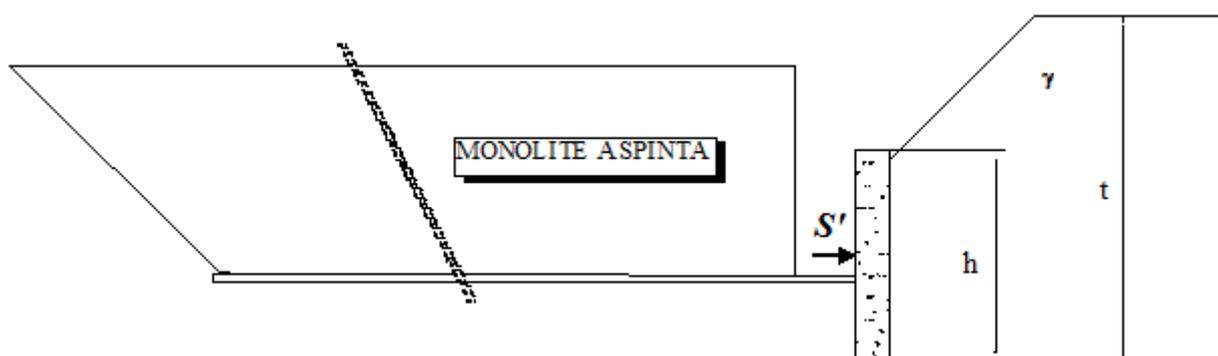


Figura 9.3: Definizione dei parametri geometrici per il calcolo della massima reazione del terreno

Nel caso in esame, il riempimento a tergo del muro reggispinga è realizzato con calcestruzzo magro ($\gamma=22\text{kN/m}^3$).

Si ottiene, applicando i parametri dello scenario oggetto di analisi:

t/h	1.3
γ	22 kN/m^3
t	5 m

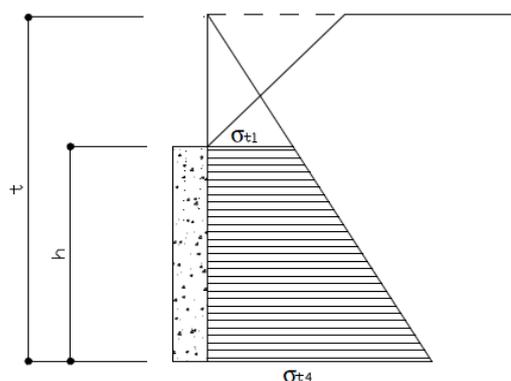
GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

μ	3.3
b	5.8 m
ω	3.75
h	3.8 m
S_{max}	5960 kN
T	1347 kN
k	1.99

Il coefficiente di sicurezza a rottura del terreno retrostante il muro risulta essere maggiore dell'unità, dunque la verifica risulta soddisfatta.

9.2.2. Sollecitazioni e verifiche strutturali

Al fine di determinare le sollecitazioni nelle sezioni critiche della parete di spinta si fa riferimento ad un diagramma della reazione del terreno trapezio fittizio, come da schema seguente:



Il valore medio della reazione del terreno sarà:

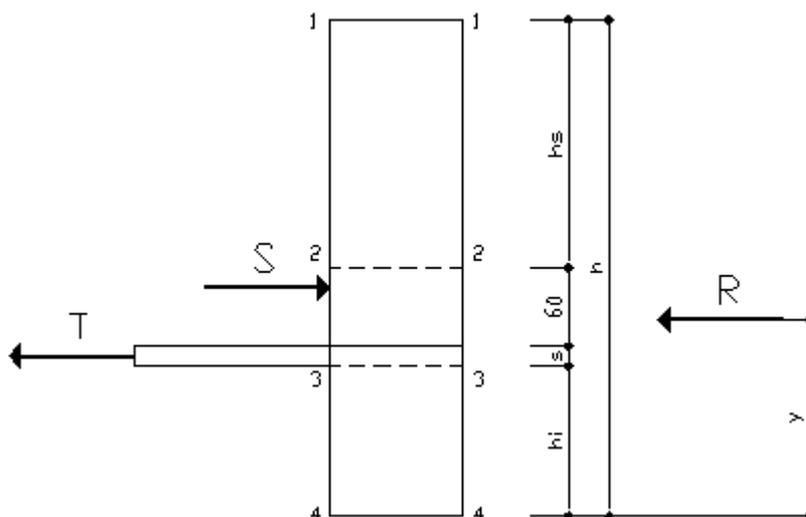
$$\sigma_{tm} = \frac{S'}{b \cdot h}$$

da cui si ricavano i valori unitari della reazione del terreno alla sommità ed alla base della parete:

$$\sigma_{t1} = \sigma_{tm} \cdot \frac{t-h}{t-\frac{h}{2}} \quad \sigma_{t4} = \sigma_{tm} \cdot \frac{t}{t-\frac{h}{2}}$$

σ_{tm}	0.21 MPa
σ_{t1}	0.08 MPa
σ_{t4}	0.34 MPa

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 (S e T).



$$\sigma_{t2} = \sigma_{tm} \cdot \frac{t - h_i - (S + 0,60)}{t - \frac{h}{2}}$$

$$\sigma_{t3} = \sigma_{tm} \cdot \frac{t - h_i}{t - \frac{h}{2}}$$

Risulta nel caso in esame:

$$h_i = 0.79 \text{ m}$$

$$h_s = 1.40 \text{ m}$$

$$\sigma_{t2} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t3} = 0.24 \text{ MPa}$$

Segue il calcolo dei momenti flettenti e delle azioni di taglio al metro lineare.

$$M_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{t1} \cdot h_s^2 + \frac{1}{6} \cdot (\sigma_{t2} - \sigma_{t1}) \cdot h_s^2$$

$$M_3 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{t3} \cdot h_i^2 + \frac{1}{3} \cdot (\sigma_{t4} - \sigma_{t3}) \cdot h_i^2$$

$$T_2 = -\sigma_{t1} \cdot h_s + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{t2} - \sigma_{t1}) \cdot h_s$$

$$T_3 = -\sigma_{t3} \cdot h_i + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{t4} - \sigma_{t3}) \cdot h_i$$

$$M_2 = 115 \text{ kN*m/m}$$

$$M_3 = 300 \text{ kN*m/m}$$

$$T_2 = 189 \text{ kN/m}$$

$$T_3 = 543 \text{ kN/m}$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE		
		Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004
				B

Le sollecitazioni sopra dedotte sono state moltiplicate per un coefficiente SLU cautelativamente pari ad 1.5 nelle verifiche a flessione e taglio riportate a seguire:

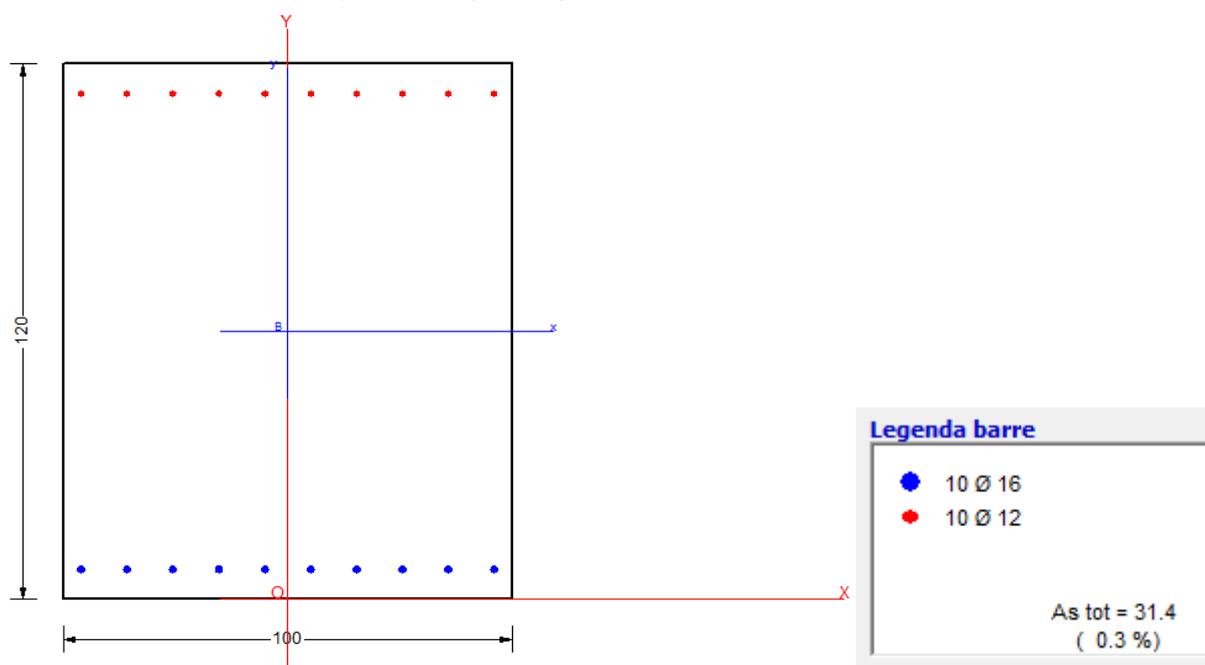
M_{3-SLU}	450 kN*m/m
T_{3-SLU}	814 kN/m

Di seguito la verifica a pressoflessione del muro in esame, eseguita con il codice di calcolo RC-SEC. La verifica è eseguita considerando una striscia di muro di larghezza pari a 1 m, dunque su una sezione di larghezza unitaria e altezza pari allo spessore del muro.

L'armatura a flessione prevista è sintetizzata nel prospetto a seguire. Il valore del copriferro riportato in Tabella, fa riferimento all'asse baricentrico delle barre di armatura.

ARMATURA ELEVAZIONE MURO					
Lato	n°strati	c' (cm)	n°	ϕ (mm)	A_s (cm ²)
A_s lato terra	1	6.80	10	16	20.10
A_s lato terra	2	-	-	-	-
A_s' lato monolite	1	6.60	10	12	11.30

Come armatura di ripartizione (interna) si assume $\phi 12/20$.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di progetto f_{cd} :	14.16 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ϵ_{c2} :	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ϵ_{cu} :	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	11	EI2CLIN0400004	B

	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	120.0	cm
Barre inferiori:	10Ø16	(20.1 cm ²)
Barre superiori:	10Ø12	(11.3 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.6	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	450.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	450.00	0.05	868.02	1.929	113.3	0.06	0.70	20.1 (16.7)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLIN0400004	B

Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	120.0	0.00007	113.4	-0.05532	6.8

Le verifiche a pressoflessione del muro in esame risultano soddisfatte. Si riportano a seguire le verifiche a taglio del muro. Si dispongono spilli $\phi 10/20 \times 40$. Le verifiche a taglio risultano soddisfatte con l'armatura prevista.

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	120	cm		
c	=	5.5	cm		
d	=	$h-c$	=	114.5	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	30	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	24.9	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	14.11	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
ϕ_{st}	=	10			
braccia	=	5			
ϕ_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	9.817	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	814	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					
Calcolo di cot θ					
$\cot(\theta) = 4.17$					
$\theta = 13.49^\circ$					
IPOTESI 2		$\cot \vartheta > 2,5$	Si assume	$\vartheta = 21,8^\circ$	
Armatura trasversale					
$V_{Rsd} =$		989.70	(KN)		
$V_{Rcd} =$		2506.96	(KN)		
$V_{Rd} =$		990	(KN)	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

9.3. TRAVE ROSTRO

Il rostro di varo è munito di 1 controtrave di sezione trasversale 0.60 m x 0.90 m.

Si sintetizza nel prospetto di seguito l'analisi dei carichi gravanti sulla trave, ai fini del dimensionamento dell'armatura.

In favore di sicurezza si considera l'interezza del carico dovuto ad un treno LM 71 gravante sulla trave.

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI		
Altezza trave	H	0.9 m
Larghezza trave	B	0.6 m
Peso volume cls	γ	25 kN/m ³
Peso proprio	g_1	11 kN/m
Ricoprimento su travi rostro da P.F.	d	0.95 m
Peso portato	g_2	10.8 kN/m
Luce trave	L	3 m
CARICHI ACCIDENTALI		
Coefficiente dinamico	ϕ_3	1.2
Coeff. Adatt. per LM71	α	1.1
Luce carico Q_{vk} LM71	L_Q	6.4 m
Carico Q_{vk} LM71	Q_{vk}	250 kN
Carico Q_{vk} LM71 di calcolo	$Q_{vk\ calc}$	206 kN/m
Luce carico q_{vk} LM71	L_q	3.3 m
Carico q_{vk} LM71	q_{vk}	80 kN/m
Carico q_{vk} LM71 di calcolo	$q_{vk\ calc}$	106 kN/m

Si considera il carico massimo posizionato in mezzera della trave per massimizzare il momento flettente ed in prossimità dell'appoggio per massimizzare il taglio. Le sollecitazioni sulla trave sono state dedotte da un modello FEM, considerando cautelativamente l'involuppo dei risultati ottenuti da due schemi di carico: quello di trave appoggiata e quello di trave incastrata agli estremi. La luce di calcolo e le dimensioni della sezione di verifica sono riportate nei prospetti precedenti.

Le combinazioni delle azioni sono state definite in accordo con quanto riportato al par. 2.5.3 del DM 14.1.2008, considerando la provvisorietà delle strutture:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} e quelli dei coefficienti di combinazione Ψ_{ij} sono stati desunti dal par. 5.2.3.3.1 del DM 14.1.2008, relativo al capitolo sui 'Ponti ferroviari'. Di seguito si riportano le Tabelle di riferimento.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLIN0400004	B

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 9.4: Valori dei coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.2.V del D.M. 14 Gennaio 2008

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$\mathcal{E}1$	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	$\mathcal{E}2$	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	$\mathcal{E}3$	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	$\mathcal{E}4$	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Figura 9.5: Valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 5.2.VI del D.M. 14 Gennaio 2008

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE		
		Progetto	Lotto	Codifica
		IN17	11	EI2CLIN0400004
				B

Considerando che la struttura ha carattere provvisoria, si trascura nel dimensionamento l'azione sismica.

Dato che la luce della trave di collegamento del rostro risulta < 6.40 m (valore coincidente con la luce di applicazione dei 4 assi del treno di carico LM 71), la determinazione delle massime sollecitazioni può essere calcolata mediante f.e. Excel.

modello appoggiato	SLU	
	M_{mezz}	376 kNm
	M_{inc}	0 kNm
modello incastrato	V	502 kN
	SLU	
	M_{mezz}	125 kNm
	M_{inc}	251 kNm
	V	502 kN

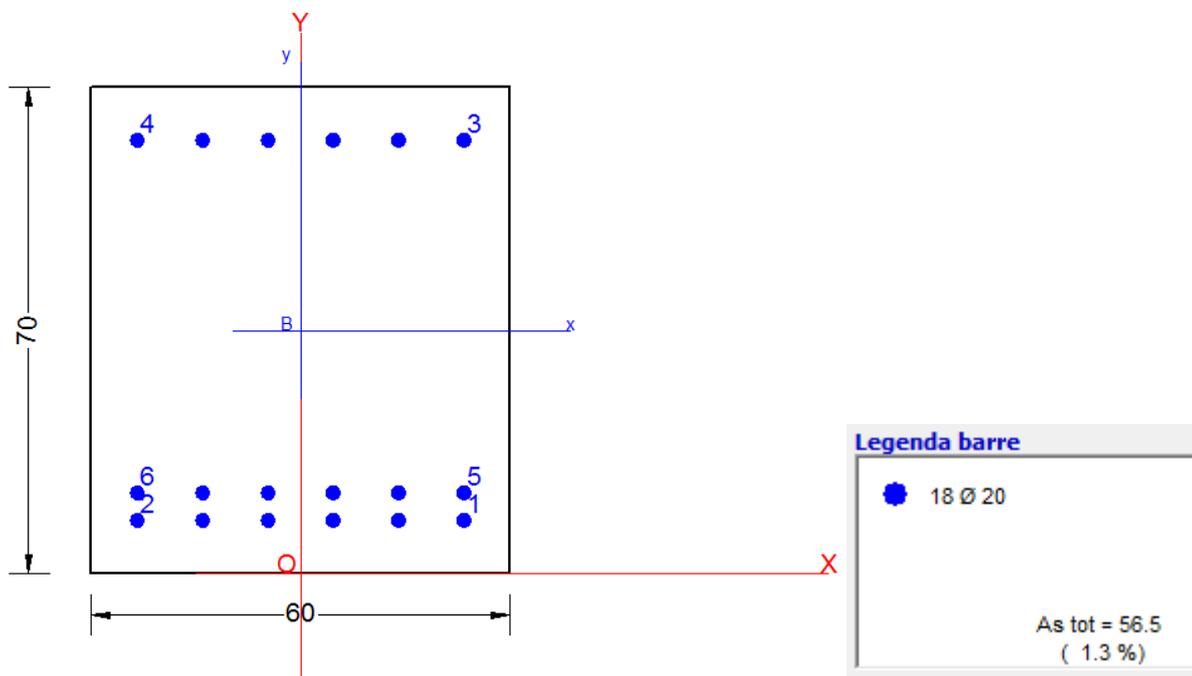
Figura 9.6: Massime sollecitazioni agenti sulla trave di collegamento del rostro di varo

Si riporta a seguire la verifica a flessione della trave di rostro, effettuate in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata (quella di mezzaria) con il codice di calcolo RC-SEC.

Lungo tutto lo sviluppo longitudinale della trave è prevista la seguente armatura:

6+6 $\phi 20$ inferiore
6 $\phi 20$ superiore

Verifica a flessione trave



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.813 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.099 MPa	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-30.0	0.0
2	-30.0	90.0
3	30.0	90.0
4	30.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-22.6	7.4	16
2	-22.6	82.6	16
3	22.6	82.6	16
4	22.6	7.4	16
5	-22.6	11.4	16
6	22.6	11.4	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	4	16
2	2	3	4	16
3	5	6	4	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLIN0400004	B

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 Vy con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	376.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-251.00	0.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	376.00	0.00	0.00	721.12	0.00	1.92	24.1(8.9)
2	N	0.00	-251.00	0.00	0.00	-398.44	0.00	1.59	24.1(8.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.107	-30.0	90.0	0.00057	-22.6	82.6	-0.02923	-22.6	7.4
2	0.00350	0.098	-30.0	0.0	0.00031	-22.6	7.4	-0.03216	-22.6	82.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000396231	-0.032160813	0.107	0.700
2	0.000000000	-0.000431695	0.003500000	0.098	0.700

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLIN0400004	B

Si riportano a seguire le verifiche a taglio della trave di rostro. Sono previste staffe $\phi 16/10$.

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	90	cm		
c	=	5.8	cm		
d	=	$h-c$	=	84.2	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	30	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	24.9	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	14.11	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
ϕ_{st}	=	16			
braccia	=	2			
ϕ_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	10	cm		
(A_{sw} / s)	=	40.212	cm^2 / m		
α	=	90	$^\circ$	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	502	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		
ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO					
Calcolo di $\cot \theta$					
$\cot(\theta) =$	1.87				
$\theta =$	28.18 °				
IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$					
Armatura trasversale					
$V_{Rsd} =$	2981.05 (KN)				
$V_{Rcd} =$	1843.54 (KN)				
$V_{Rd} =$	1844 (KN)				
	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$				

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLIN0400004	B

10. DICHIARAZIONE SECONDO NTC2008 (§ 10.2)

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di fogli di calcolo Excel. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni, facendo riferimento a schemi semplici derivanti da formulazioni analitiche di uso comune.