

COMMITTENTE:



DIREZIONE INVESTIMENTI
DIREZIONE PROGRAMMA INVESTIMENTI AREA SUD

PROGETTAZIONE:



S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA SUD

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA ARRICCHITO

LINEA POTENZA - FOGGIA - AMMODERNAMENTO

SOTTOPROGETTO: LOTTO 1.2 - ELETTRIFICAZIONE ROCCHETTA-POTENZA

ADEGUAMENTO ALLE STI SRT/ENE - POSIZIONAMENTO DELLE APPARECCHIATURE STES PER QUATTRO GALLERIE DI LUNGHEZZA MAGGIORE A 1.000 M

RELAZIONE DI CALCOLO PLATEA DI VARO E MURI REGGISPINTA

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I A B H	0 0	F	7 8	CL	S L 0 1 0 0	0 0 2	A

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	PINI GROUP	Ottobre 2022	G. Romano S. Amendola	Ottobre 2022	Alfano S. Amendola	Ottobre 2022	F. Sacchi 28 ottobre 2022

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direz. Tecnica
S.O. Progettazione Integrata e Field Engineering
Dott. Ing. Francesco Sacchi
Ordine degli Ingegneri Prov. di Roma n. 23172 Sez. A

File: IABH00F78CLSL0100002A.docx	n. Elab.:
----------------------------------	-----------

RELAZIONE DI CALCOLO PLATEA DI VARO E MURI REGGISPINTA	COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA SL01 00 002	REV A	FOGLIO 2 di 26
---	------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	-------------------

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
3	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E COPRIFERRO	8
	4.1 MATERIALI	8
	4.2 COPRIFERRO	9
5	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	10
6	ANALISI DEI CARICHI	11
	6.1 ATTRITI	11
	6.2 PESO PROPRIO	12
	6.3 AZIONI SISMICHE	12
7	COMBINAZIONI DI CARICO	13
8	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	14
	8.1 CONFIGURAZIONE 1	14
	8.2 CONFIGURAZIONE 2	15
	8.3 AZIONI SU MURO REGGISPINTA E DENTE DI FONDAZIONE	16
9	VERIFICHE	17
	9.1 PLATEA DI VARO	17
	9.2 MURO REGGISPINTA	18
	9.3 DENTE DI FONDAZIONE	22
10	INCIDENZE	25
11	CONCLUSIONI	26

1 PREMESSA

L'opera oggetto della presente relazione viene realizzata nel contesto dei lavori di adeguamento alle STI STR/ENE – posizionamento apparecchiature STES in corrispondenza della Galleria Appennino, imbocco lato Potenza. Al fine di accedere al piazzale su cui è collocata l'apparecchiatura tecnica, è necessaria la creazione di una nuova viabilità. Tale viabilità, inquadrata come strada a destinazione particolare, attraversa le ferrovie FAL: è quindi necessario sottopassare la linea ferroviaria mediante la realizzazione di un sottovia scatolare varato a spinta.

La presente relazione di calcolo tratta le verifiche strutturali dell'opera di varo.

Il dimensionamento e le verifiche sono condotti in accordo al quadro normativo vigente.

Per la descrizione di dettaglio delle opere si fa riferimento all'elaborato di progetto.

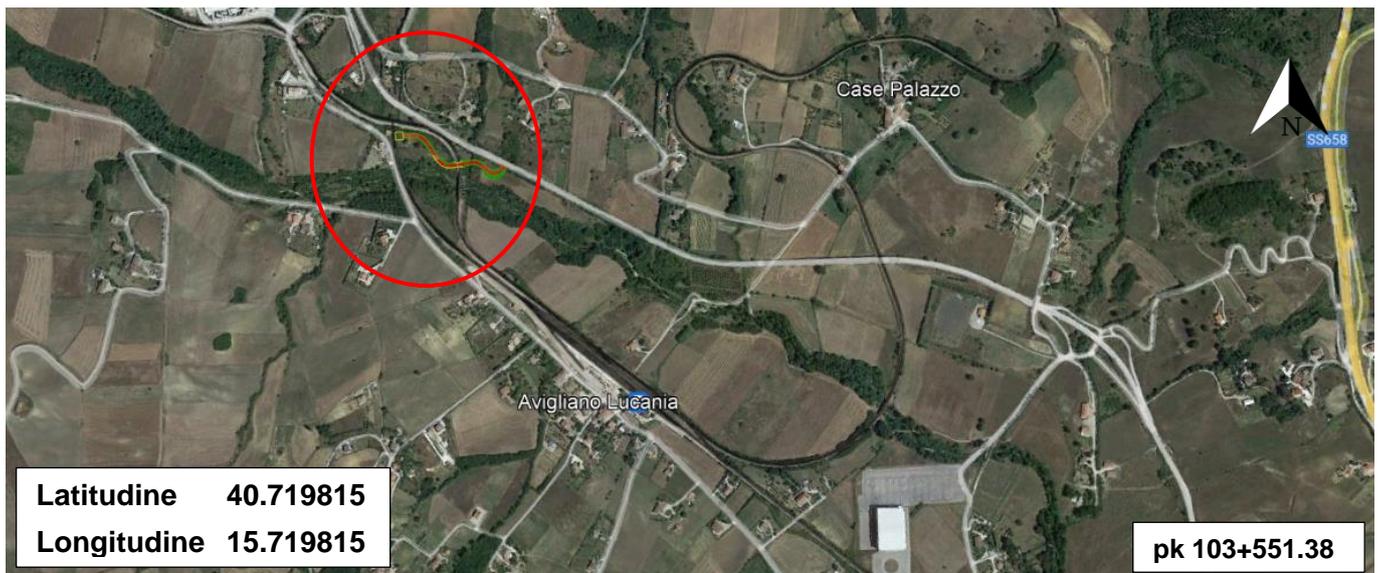


Figura 1-1 - Ubicazione intervento ed opera NV23

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il sottovia FAL oggetto di studio è posto in corrispondenza della strada NV23 in prossimità pk 103+551.38. Al fine di posizionare il sottovia al di sotto della ferrovia è necessario progettare un'opera di varo adeguata che consenta attraverso l'impiego di martinetti idraulici di spingere lo scatolare nella posizione finale. La struttura da spingere (monolite) viene realizzata al di sopra della platea di varo, già predisposta come piano di traslazione per la spinta.

Nella fase iniziale la distanza fra muro reggispinta e monolite dovrà consentire di alloggiare i martinetti e dovrà inoltre consentire l'accesso ai mezzi di movimentazione terra. A tal fine la distanza è stata fissata a 3 metri. Una volta iniziata la spinta, che proseguirà fino al collocamento del monolite nella posizione finale, la maggior distanza fra martinetti e monolite verrà compensata con prolunghe in acciaio. Oltre certi valori (ordinariamente 5.0 m – 10.0 m), per evitare problemi dovuti all'instabilità, possono venir fatti getti di spessoramento.

Per il sostegno dell'esercizio ferroviario, viene previsto un ponte con sistema tipo Essen. La struttura Essen consiste in due strutture di sostegno simmetriche, ciascuna formata da quattro travi portanti in acciaio, aventi sezione a doppio T non standard, che riunite a coppie, sostengono la singola rotaia per mezzo di un complesso di dispositivi a sella, posti trasversalmente alla rotaia, tra una traversa e l'altra. Il ponte Essen poggia su delle travi di manovra del tipo HEB400 disposte trasversalmente al binario. A sostegno verticale dell'opera vengono infissi dei pali in legno nel corpo del rilevato ferroviario. Questi pali in legno vengono estratti progressivamente all'avanzare del monolite.

Per favorire l'ingresso del monolite nel rilevato, esso è dotato di un rostro che verrà demolito una volta conclusa la fase di inserimento.

La platea di varo, avente spessore 0.60 m, è lunga 18 m e larga 10.60 m. A monte della platea è presente il muro reggispinta: il paramento è alto 4 m e ha spessore pari a 1.0 m. La platea ha funzione di fondazione per il muro.

Al di sotto della platea, in corrispondenza del muro è presente un dente che ha la funzione di impedire lo scorrimento della platea. Esso è alto 1.5 m e ha spessore pari a 1 m. Il muro e il dente hanno la medesima larghezza della platea.

L'elaborato riporta le verifiche strutturali.

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche della sezione oggetto di analisi.

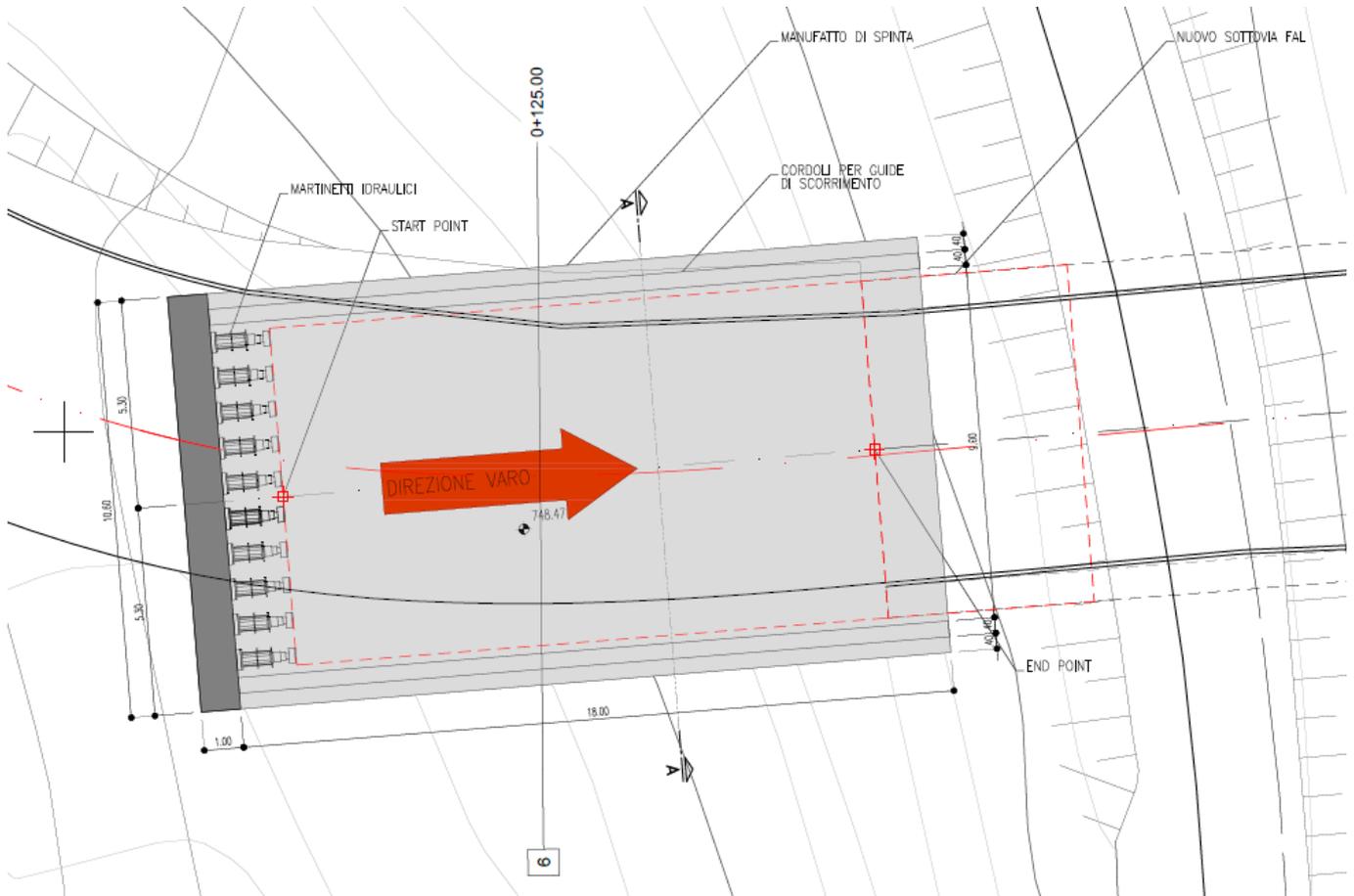


Figura 2-1- Platea di varo vista dall'alto

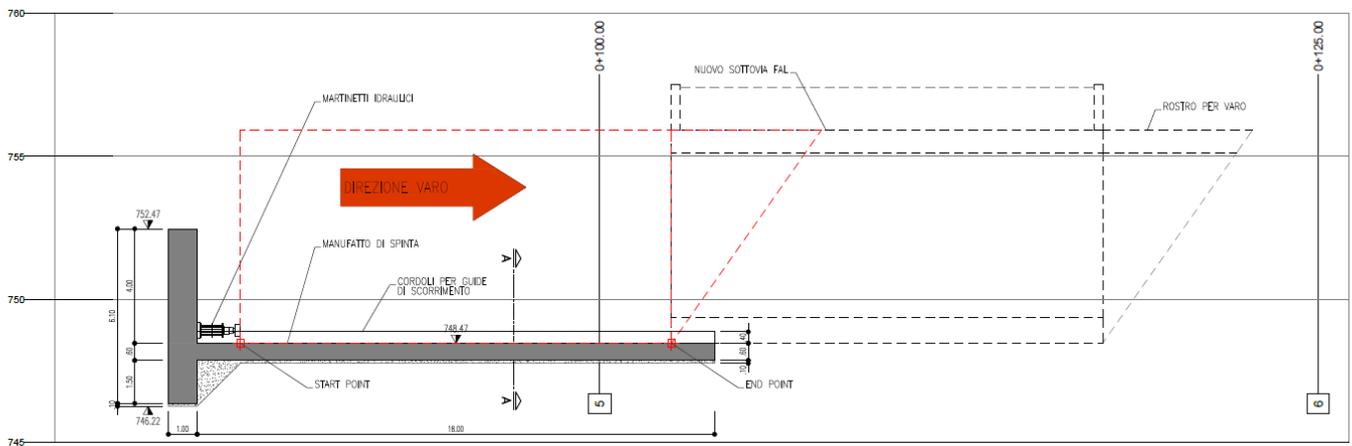


Figura 2-2 - Profilo opere di varo

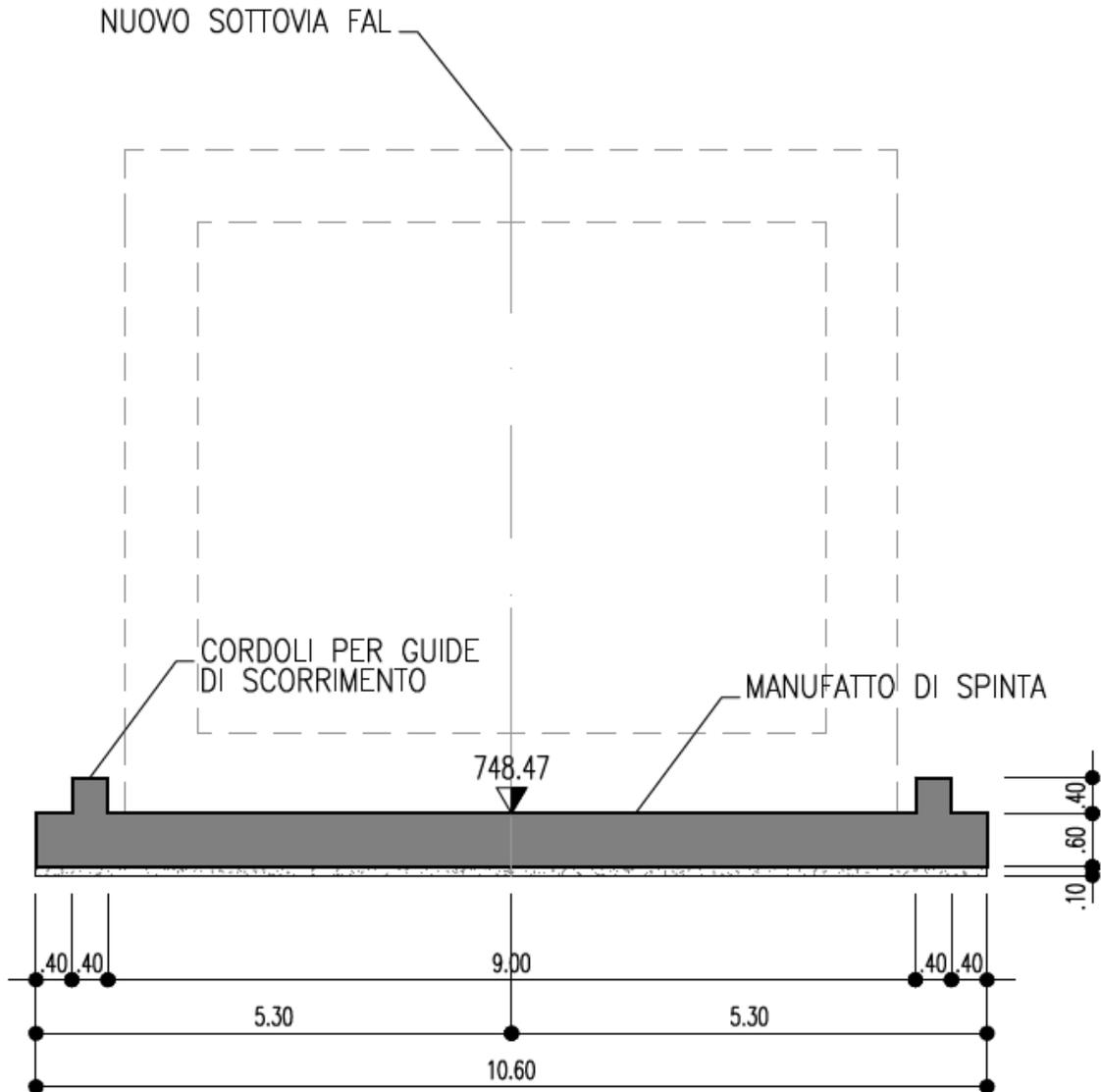


Figura 2-3- Sezione platea di varo

RELAZIONE DI CALCOLO PLATEA DI VARO E MURI REGGISPINTA	COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA SL01 00 002	REV A	FOGLIO 7 di 26
---	------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	-------------------

3 **NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

Si riporta l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- Legge 5-1-1971 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.
- D.M. 17 gennaio 2018 – “Norme Tecniche per le Costruzioni “
- Circolare 21 Gennaio 2019 n. 617 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- UNI EN 1992-1-1:2005 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1992-2:2006 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi”
- UNI EN 1998-5:2005 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- UNI EN 206:2014 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- UNI 11104:2004 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.
- “Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.”

Si riporta, ora, l'elenco delle norme tecniche, delle circolari e delle istruzioni F.S. delle quali si è tenuto conto.

- RFI DTC SI MA IFS 001 A – Parte I
- RFI DTC SI AG MA IFS 001 A Parte II sezione 1
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Parte II sezione 2
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 A Parte II sezione 3
- RFI DTC SI GA MA IFS 001 A Parte II sezione 4
- RFI DTC SI CS MA IFS 002 A Parte II sezione 5
- RFI DTC SI CS MA IFS 003 A Parte II sezione 6

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E COPRIFERRO

4.1 MATERIALI

- Calcestruzzo

CALCESTRUZZO	Opere strutturali in c.a.			
Classe di resistenza	C25/30			
R_{ck}	30.00	Mpa	Resistenza cubica	NTC 2018 - Tab. 4.1.I
$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24.9	Mpa	Resistenza a compr. cilindrica caratteristica	NTC 2018 - [11.2.1]
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32.9	Mpa	Resistenza a compr. cilindrica media	NTC 2018 - [11.2.2]
$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$	2.56	Mpa	Resistenza a traz. media	NTC 2018 - [11.2.3a]
$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	Mpa	Modulo Elastico	NTC 2018 - [11.2.5]
α_{cc}	0.85	-	coeff. riduttivo per carichi di lunga durata	NTC 2018 - [4.1.3]
γ_c	1.50	-	coeff. parziale di sicurezza	NTC 2018 - [4.1.3]
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	14.11	Mpa	Resistenza di progetto a compressione	NTC 2018 - [4.1.3]

Tabella 4-1- Calcestruzzo

Classe di esposizione XC2

- Acciaio

Tutte le armature delle opere in cemento armato saranno realizzate in acciaio ordinario B450C, le cui caratteristiche chimico-meccaniche, nonché tutte le prove di accettazione, devono essere conformi alle pertinenti prescrizioni riportate nelle NTC18. Di seguito si elencano le principali caratteristiche meccaniche del materiale.

- coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1.15$
- tipo di acciaio: B450C
- tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione di rottura caratteristica: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- tensione di snervamento di progetto: $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico: $E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

Tipo acciaio	E_s [MPa]	f_{tk} [MPa]	f_{yk} [MPa]	γ_c	f_{yd} [MPa]
B450C	200000	540	450	1.15	391.3

Tabella 4-2 - Acciaio

4.2 COPRIFERRO

Con riferimento a quanto riportato nel Manuale di progettazione RFI 2019 §2.5.2.2.3.2:

“Per copriferro delle armature si intende la distanza tra la superficie esterna dell’armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina”.

Per la definizione del copriferro minimo da adottare per i diversi elementi strutturali si è, dunque, fatto riferimento alla Tabella 2.5.2.2.3.2.- 1 di seguito riportata.

Elemento strutturale	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni armate	40mm
Fondazioni non armate (pozzi, sottoplinti, ecc.)	40mm
Cunette canalette e cordoli	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, pulvini, baggioli)	40mm
Opere in elevazione con superfici interrato o non ispezionabili	40mm

Tabella 4-3 - Copriferro minimo – Stralcio MdP 2017 Tab. 2.5.2.2.3.2-1

Tenuto di quanto sopra, si sono fissati per le strutture in oggetto i seguenti copriferri:

	Var.	Valore	U.M.
Platea	c_{min}	4.00	cm
Muro	c_{min}	4.00	cm
Dente	c_{min}	4.00	cm

Tabella 4-4 - Copriferro

5 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Per l'opera in esame sono stati assunti nel calcolo i seguenti parametri geotecnici del terreno:

Strato	Profondità tetto strato	γ_n	φ'	c'	C_u	OCR	Eop (fondazioni)	Eop (opera di sostegno)	Cc	Cs	K
	[m da p.c.]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[m/s]
1	0,5	19	25	5	70	2	11	22	0.087	0.056	2.4E-7
2	5,8	21	26	7	140	1	27	54	-	-	2.4E-7
3	10,3	23	24	18	200	1	46	91	-	-	1E-9

z* = profondità dal tetto dello strato

Tabella 5-1 - Parametri geotecnici

L'opera di varo viene realizzata in corrispondenza dello strato 2, pertanto sono stati considerati i seguenti parametri:

- $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi' = 26^\circ$
- $c' = 7 \text{ kPa}$

6 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito viene presentato l'elenco delle azioni considerate e degli approcci progettuali adottati, in accordo alle disposizioni del DM 17.01.2018.

6.1 ATTRITI

Per il calcolo si fa riferimento ad un terreno ideale omogeneo, le cui caratteristiche sono quelle riportate al Capitolo 5. Tra la struttura del monolite e il piano di scorrimento viene interposto un foglio di polietilene di 300 gr/m², opportunamente ingrassato, al fine di evitare fenomeni di adesione e limitare il coefficiente di attrito. Dalla letteratura si può desumere che il coefficiente di attrito di primo distacco, anche in presenza del foglio di polietilene, può essere preso pari all'unità:

$$\mu_{\text{cls-cls } 1} = 1.00$$

Dopo il primo distacco il coefficiente di attrito assume valori inferiori. Si assume un valori di attrito tra calcestruzzo della platea e calcestruzzo dello scatolare pari a :

$$\mu_{\text{cls-cls}} = 0.65$$

Il coefficiente di attrito fra platea e terreno è pari alla tangente dell'angolo di attrito, pari a $\varphi' = 26^\circ$ (si considera il valore pieno dell'angolo in quanto si tratta di getto contro terra, in cui quindi il conglomerato si ingrana con il terreno esistente):

$$\mu_{\text{cls-terr}} = \text{tg}(26^\circ) = 0.49$$

Il coefficiente di attrito monolite-terreno, essendo lo scatolare stato gettato in casseri e non a diretto contatto con il terreno, è valutabile in:

$$\mu_{\text{mon-terr}} = \text{tg}(2/3 * 26^\circ) = 0.31$$

6.2 PESO PROPRIO

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato assunto pari a 25 kN/m^3 . Nel seguito si riporta il valore del peso di ciascun elemento.

Peso monolite:

$$G_{\text{monolite}} = 25 \times (0.8 \times 8.6 \times 15 + 2 \times 0.8 \times 5.75 \times 15 + 0.9 \times 8.6 \times 15) + 25 \times (0.8 \times 8.6 \times 5.25 + 2 \times 0.8 \times 6.65 \times 4.7/2) = 10460.6 \text{ kN}$$

Peso platea

$$G_{\text{platea}} = 25 \times (0.6 \times 18 \times 10.6) = 2862 \text{ kN}$$

Peso muro:

$$G_{\text{muro}} = 25 \times (1 \times 4.6 \times 10.6) = 1219 \text{ kN}$$

Peso dente:

$$G_{\text{dente}} = 25 \times (1 \times 1.5 \times 10.6) = 397.5 \text{ kN}$$

6.3 AZIONI SISMICHE

L'azione sismica non viene tenuta in conto, in quanto si tratta di opere provvisoriale che verranno demolite una volta completata l'operazione di varo.

RELAZIONE DI CALCOLO PLATEA DI VARO E MURI REGGIPINTA	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	SL01 00 002	A	13 di 26

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico da considerare per i diversi stati limite sono definite al par. 2.5.3 delle NTC 2018. Poiché si tratta di un'opera provvisoria, vengono valutati solamente gli stati limite ultimi.

Di seguito è riportata la combinazione fondamentale allo SLU:

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

dove:

G: azioni permanenti da peso proprio delle strutture, incluso il peso del terreno e le azioni da esso derivanti, quali le spinte (G_1); azioni permanenti da peso proprio di elementi non strutturali (G_2); ritiro; spostamenti e deformazioni impresse; presollecitazione (P);

Q: azioni variabili: sovraccarichi, inclusa la neve; azioni del vento; azioni della temperatura;

γ_G, γ_Q : coefficienti parziali per le azioni;

ψ : coefficienti di combinazione.

8 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Per la verifica delle strutture di contrasto, necessarie per assorbire le azioni delle attrezzature di spinta, si individuano due configurazioni, rispettivamente una all'inizio e una alla fine delle operazioni di spinta.

Si noti che al fine di massimizzare le spinte calcolate, le azioni sfavorevoli sono state moltiplicate per il coefficiente $\gamma_s = 1.5$, mentre le azioni favorevoli sono state moltiplicate per un coefficiente unitario.

8.1 CONFIGURAZIONE 1

In questa configurazione i martinetti di spinta devono vincere l'attrito fra l'intradosso della fondazione e la platea di varo. Il coefficiente di attrito di primo distacco, come dichiarato al Paragrafo 6.1, è stato assunto pari a $\mu_{cls-cls 1} = 1.00$.

Essendo il monolite ancora all'esterno del terrapieno ferroviario, non è presente alcun attrito fra terreno e pareti laterali.

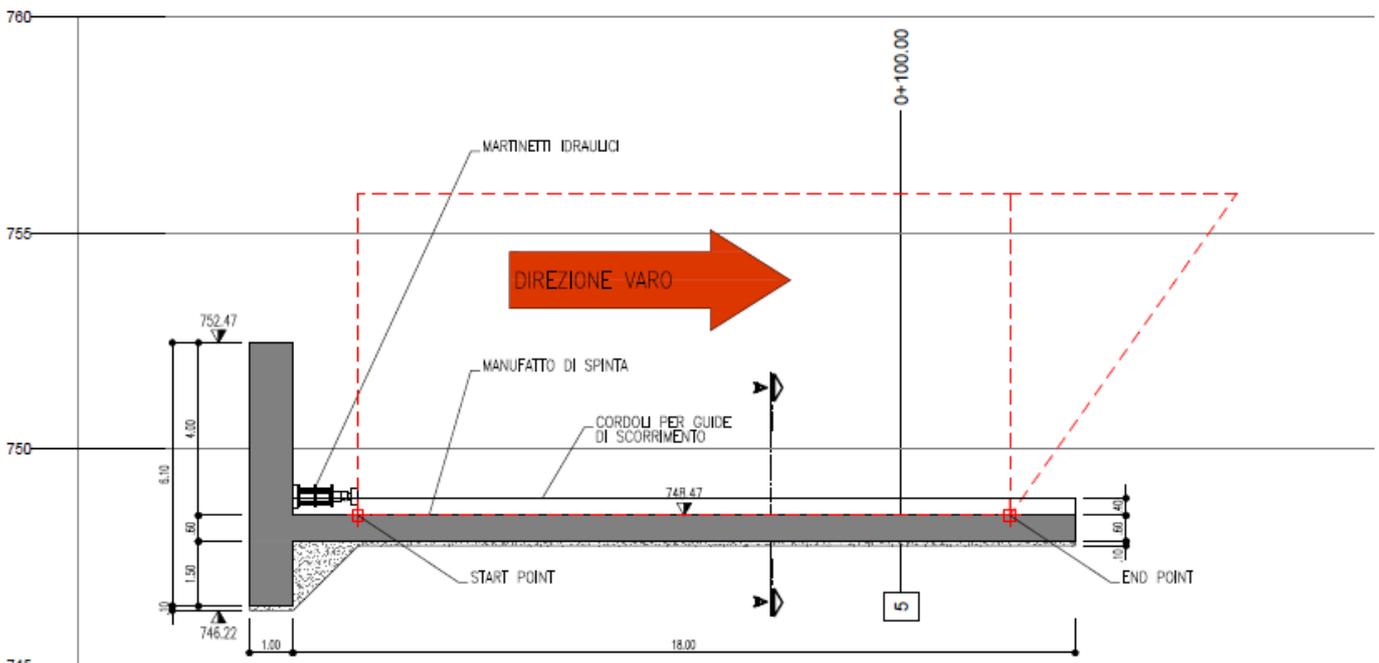


Figura 8-1- Configurazione 1

Questa configurazione risulta significativa per il dimensionamento dell'armatura della platea di varo, soggetta a prevalenti azioni di sforzo normale di trazione. Tale sforzo normale ha valore nullo all'estremità libera ed aumenta gradualmente fino a raggiungere il valore massimo all'attacco col muro reggispinta.

Lo sforzo è generato dalle azioni di attrito tra la fondazione del monolite e la platea di varo.

Tale sforzo è limitato considerando l'attrito tra platea di fondazione e terreno sottostante.

$$F_{Sd1} = G_{monolite} \times \mu_{cls-cls 1} \times \gamma_s - (G_{monolite} + G_{platea}) \times \mu_{cls-terr} = 9193.03 \text{ kN}$$

8.2 CONFIGURAZIONE 2

Questa configurazione corrisponde alla fase in cui il monolite è uscito dalla platea di varo e la spinta è nella fasi finali. In questa fase è massima la spinta che deve assorbire il terreno a monte del muro ed è minimo, invece, il contributo resistente fornito dalla platea di varo che si oppone alle azioni di martinetti di spinta soltanto con l'attrito sul terreno relativo al suo peso proprio.

In questa configurazione è presente anche il contributo dato dall'attrito tra il terreno e le pareti laterali.

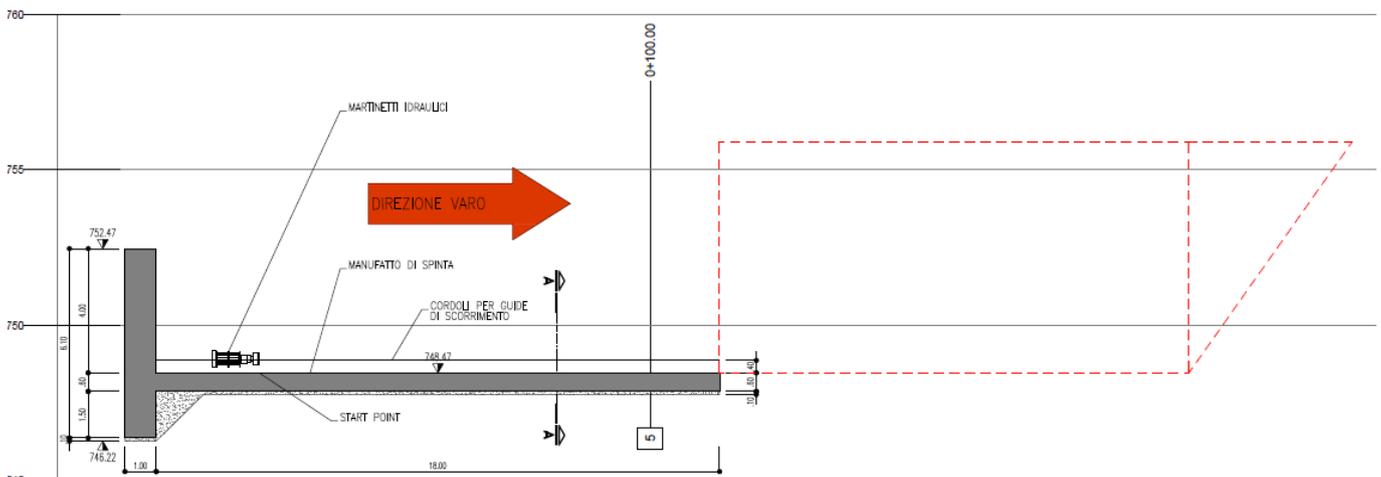


Figura 8-2- Configurazione 2

L'attrito laterale è valutabile come:

$$A_{lat} = k_0 \times \gamma \times h_{med} \times \mu_{mon-terr} = 16.84 \text{ kPa}$$

dove:

$k_0 = 1 - \text{sen } \varphi = 0.56$ coefficiente di spinta a riposo

$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del terreno

$h_{med} = (0.85+8.3)/2 = 4.58 \text{ m}$ altezza media

Pertanto, l'azione applicata al muro reggispinta, valutata nella configurazione 2, risulta:

$$F_{Sd2} = G_{monolite} \times \mu_{cls-terr} \times \gamma_s + S_{lat} \times A_{lat} \times \gamma_s - (G_{platea} + G_{muro} + G_{dente}) \times \mu_{cls-terr} = 11114.48 \text{ kN}$$

8.3 AZIONI SU MURO REGGISPINTA E DENTE DI FONDAZIONE

Il sistema di contrasto composto da muro reggispinta e dente di fondazione deve opporsi alla spinta esercitata nella configurazione 2.

Pertanto, a monte del muro è presente del terreno di riempimento ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi' = 35^\circ$), che impedisce al muro di arretrare.

L'azione massima esercitata alle sezioni di innesto dei due elementi che compongono il contrafforte (paramento e dente) è data dalla risultante della massima reazione esercitabile dal terreno retrostante, che è il limite superiore della resistenza richiesta, quindi è valutabile dalla sommatoria delle pressioni litostatiche.

Si considera che venga mobilitata la spinta passiva del terreno, pertanto:

$$k_P = \text{tg}^2 (45/2 + \varphi'/2) = 3.69$$

Le pressioni del terreno risultano quindi:

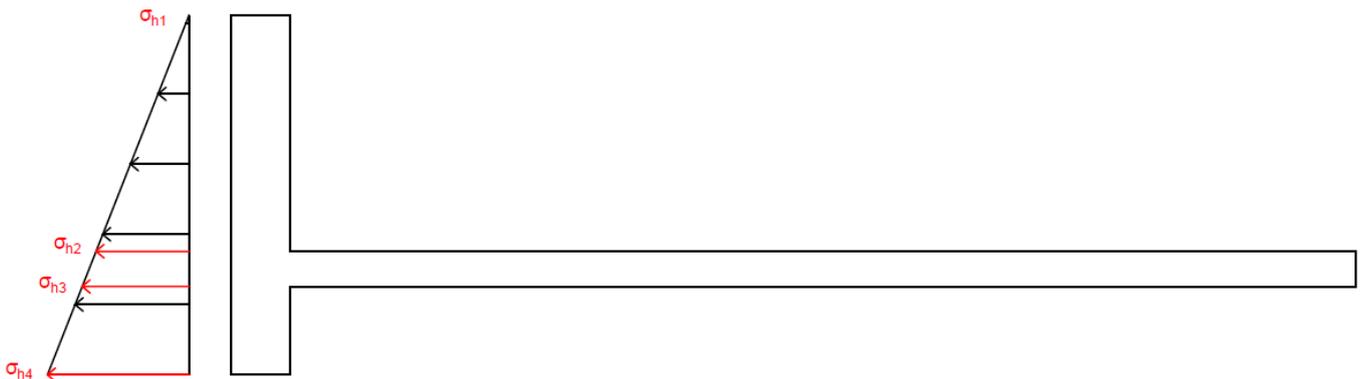


Figura 8-3- Spinta terreno

$$\sigma_{h1} = 0 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h2} = \gamma \times k_P \times h_2 = 20 \times 3.69 \times 4 = 295.21 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h3} = \gamma \times k_P \times h_3 = 20 \times 3.69 \times 4.6 = 339.49 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h4} = \gamma \times k_P \times h_4 = 20 \times 3.69 \times 6.1 = 450.20 \text{ kPa}$$

L'azione complessiva generata dal sistema di controspinta è pari a:

$$F_{Sd \text{ contr}} = ((\sigma_{h4} + \sigma_{h1}) / 2) \times 6.1 \times 10.6 = 14555.00 \text{ kN}$$

Poiché $F_{Sd2} < F_{Sd \text{ contr}}$ il sistema di controspinta risulta verificato.

Si calcolano inoltre le forze agenti sul muro e sul dente:

$$F_{Sd \text{ dente}} = ((\sigma_{h4} + \sigma_{h3}) / 2) \times 1.5 = 592.27 \text{ kN/m}$$

$$F_{Sd \text{ muro}} = ((\sigma_{h1} + \sigma_{h2}) / 2) \times 4 = 590.43 \text{ kN/m}$$

9 VERIFICHE

Vengono ora riportate le verifiche strutturali svolte sui diversi elementi dell'opera di varo. Nella tabella riportata di seguito viene riportata l'armatura di ciascun elemento.

		Armatura principale	Armatura secondaria	Spilli
Platea	intradosso	φ22/20	φ14/20	-
	estradosso	φ22/20	φ14/20	
Muro	intradosso	φ20/20	φ14/20	φ14/20/40
	estradosso	φ26/20	φ14/20	
Dente	intradosso	φ20/20	φ14/20	φ14/20/40
	estradosso	φ20/20	φ14/20	

Tabella 9-1- Armatura

9.1 PLATEA DI VARO

La platea di varo è armata con barre φ22/20 su entrambi gli strati.

Essa durante la spinta è soggetta prevalentemente ad uno sforzo di trazione, come visto al Paragrafo 8.1.

L'azione di trazione a cui è soggetta è pari a:

$$F_{Sd1} = G_{monolite} \times \mu_{cls-cls} \times \gamma_s - (G_{monolite} + G_{platea}) \times \mu_{cls-terr} = 9193.03 \text{ kN}$$

È possibile ottenere l'azione agente a m lineare:

$$T = F_{Sd1} / 10.6 = 867.27 \text{ kN/m}$$

La resistenza a trazione offerta dalle barre di armatura è pari a:

$$A_s = 2\phi 22/20 = 1901 \text{ mm}^2$$

$$T_{Rd} = A_s \times f_{yd} = 1485.56 \text{ kN/m}$$

Poiché $T_{Rd} > T$ la verifica è soddisfatta.

9.2 MURO REGGISPINTA

La spinta che il muro deve resistere è pari a $F_{Sd\ muro} = 590.43\text{ kN/m}$.

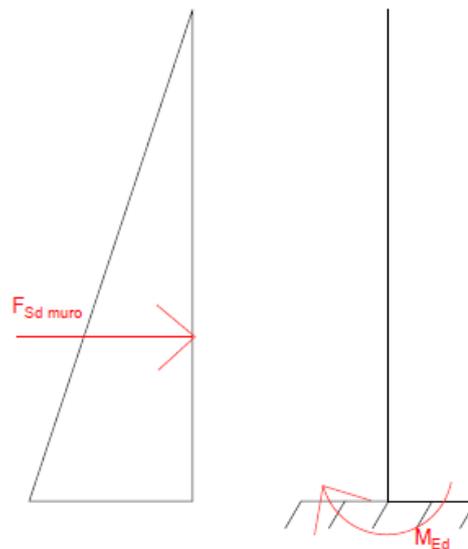


Figura 9-1 - Momento flettente incastro

Verifica flessionale

Considerando che la spinta è applicata a 1/3 dell'altezza del paramento, il momento a cui il paramento è soggetto è pari a:

$$M_{Ed} = 787.24\text{ kNm/m}$$

L'armatura del muro reggispinta è pari a $\Phi 26/20$ contro-terra e $\Phi 20/20$ internamente verso lo scatolare. Il momento resistente offerto dall'armatura è pari a $M_{Rd} = 951.9\text{ kNm/m}$.

Titolo: Muro reggispinta

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15,71	5
			2	26,55	95

Tipologia Sezione:
 Rettang. re
 a T
 Trapezi
 Circolare
 Rettangoli
 Coord.
 DXF

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

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

Materiali:
 B450C C25/30
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

M_{xRd}: 951,9 kN m
 σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 46,48 ‰
 d: 95 cm
 x: 6,652 x/d: 0,07002
 δ: 0,7

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett.: 100

 L₀: 0 cm

 Precompresso

Figura 9-2 - Momento resistente

La verifica risulta pertanto soddisfatta con FS = 1.21.

Verifica a taglio

L'armatura a taglio è costituita da spilli Φ14/20/40.

Di seguito si riporta la verifica a taglio.

Geometria della sezione			
Base	b	1000	mm
Altezza	h	1000	mm
Altezza utile	d	926	mm
Area	Ac	1000000	mm ²
Copriferro	c	50	mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	74	mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	77	mm
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}	25	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ _c	1.5	-
Coeff. riduttivo resistenze di lunga durata	α _{cc}	0.85	-
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	14.17	MPa

Diametro barre secondarie	ϕ			mm
<u>Armatura inferiore</u>		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	5	0	
Diametro barre	ϕ	20	0	
Diametro equivalente	ϕ	20		
Area strato	As	1570.8		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.170		%
<u>Armatura superiore</u>		1°strato	2°strato	
Numero barre	n.	5	0	
Diametro barre	ϕ	26	0	
Diametro equivalente	ϕ	26		
Area strato	As	2654.6		mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.287		%
<u>Armatura a taglio</u>				
Numero bracci	nb	2.50	0	-
Diametro staffe	ϕ	14	0	mm
Passo longitudinale	s	200	400	mm
		1.924	0.000	mm ² /mm
inclinazione	α	90	1.571	rad
Area staffe/mm	Asw/s	1.924		mm ² /mm

<u>Azioni interne di verifica</u>	N _{Ed}	V _{Ed}	(Ned pos. = trazione)
ENV_SLU_SLV	kN	kN	
	0	0.0	590.4
<u>Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)</u>	ENV_SLU_SLV		
Coefficiente k	k	1.46	-
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v _{min}	0.31	MPa
Tensione media di compressione	σ_{cp}	0	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.0029	
Resistenza a taglio del solo cls	V _{rd,c}	313.8	kN
Resistenza minima	V _{rd,c,min}	287.3	kN
Resistenza al taglio	V _{Rd}	313.8	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	590.4	kN
		E' richiesta armatura trasversale a taglio	

Verifica di resistenza a taglio (con armature trasversali)

Inclinazione armatura a taglio	$cot\alpha$	0.0		
Inclinazione bielle compresse	θ	21.80	0.38	rad
Inclinazione bielle compresse	$cot\theta$	2.50		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450		MPa
Coeff. parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1.15		-
Resistenza di calcolo acciaio	f_{yd}	391.3		MPa
Resistenza a compressione ridotta cls	f'_{cd}	7.1		MPa
	σ_{cp}/f_{cd}	0.00		-
Coefficiente maggiorativo	α_c	1.00		-
Resistenza di calcolo a 'taglio trazione' dell'armatura	V_{Rsd}	1568.9		kN
Resistenza di calcolo a 'taglio compressione' del cls d'anima	V_{Rcd}	2035.5		kN
Resistenza al taglio di progetto	V_{Rd}	1568.9		kN
Sforzo di taglio agente	V_{Ed}	590.4		kN
	Verificato		F.S.	2.66

9.3 DENTE DI FONDAZIONE

La spinta che il dente deve resistere è pari a $F_{Sd\ dente} = 592.27\text{ kN/m}$.

Trattandosi di un elemento tozzo, viene effettuata la verifica a taglio dell'elemento.

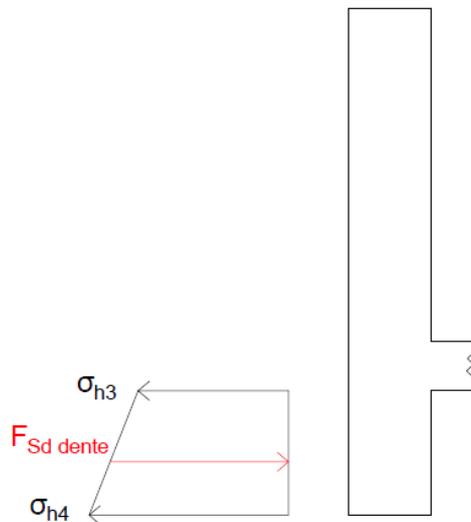


Figura 9-3 - Azione di taglio dente di fondazione

Verifica a taglio

L'armatura a taglio è costituita da spilli $\Phi 14/20/40$.

Di seguito si riporta la verifica a taglio.

<u>Geometria della sezione</u>			
Base	b	1000	mm
Altezza	h	1000	mm
Altezza utile	d	926	mm
Area	Ac	1000000	mm ²
Copriferro	c	50	mm
Distanza asse barra-bordo inf	c1	74	mm
Distanza asse barra-bordo sup	c2	74	mm
Resistenza cilindrica caratteristica	fck	25	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γc	1.5	-
Coeff. riduttivo resistenze di lunga durata	αcc	0.85	-

Resistenza di calcolo a compressione	fcd	14.17	MPa
Diametro barre secondarie	Φ		mm
Armatura inferiore		1°strato	2°strato
Numero barre	n.	5	0
Diametro barre	Φ	20	0
Diametro equivalente	Φ	20	
Area strato	As	1570.8	mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.170	%
Armatura superiore		1°strato	2°strato
Numero barre	n.	5	0
Diametro barre	Φ	20	0
Diametro equivalente	Φ	20	
Area strato	As	1570.8	mm ²
Rapporto di armatura	ρ	0.170	%
Armatura a taglio			
Numero bracci	nb	2.50	0 -
Diametro staffe	Φ	14	0 mm
Passo longitudinale	s	200	400 mm
		1.924	0.000 mm ² /mm
inclinazione	α	90	1.571 rad
Area staffe/mm	Asw/s	1.924	mm ² /mm

Azioni interne di verifica	N _{Ed}	V _{Ed}	(Ned pos. = trazione)
ENV_SLU_SLV	kN	kN	
	0	0.0	592.3

	ENV_SLU_SLV		
Verifica di resistenza a taglio (senza armature trasversali)			
Coefficiente k	k	1.46	-
Resistenza a taglio unitaria minima del cls	v _{min}	0.31	MPa
Tensione media di compressione	σ _{cp}	0	MPa
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ _l	0.0017	
Resistenza a taglio del solo cls	V _{rd,c}	263.5	kN
Resistenza minima	V _{rd,c,min}	287.3	kN
Resistenza al taglio	V _{Rd}	287.3	kN
Sforzo di taglio agente	V _{Ed}	592.3	kN
		E' richiesta armatura trasversale a taglio	

Verifica di resistenza a taglio (con armature trasversali)

Inclinazione armatura a taglio	$cot\alpha$	0.0		
Inclinazione bielle compresse	θ	21.80	0.38	rad
Inclinazione bielle compresse	$cot\theta$	2.50		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450		MPa
Coeff. parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1.15		-
Resistenza di calcolo acciaio	f_{yd}	391.3		MPa
Resistenza a compressione ridotta cls	f'_{cd}	7.1		MPa
	σ_{cp}/f_{cd}	0.00		-
Coefficiente maggiorativo	α_c	1.00		-
Resistenza di calcolo a 'taglio trazione' dell'armatura	V_{Rsd}	1568.9		kN
Resistenza di calcolo a 'taglio compressione' del cls d'anima	V_{Rcd}	2035.5		kN
Resistenza al taglio di progetto	V_{Rd}	1568.9		kN
Sforzo di taglio agente	V_{Ed}	592.3		kN
	Verificato		F.S.	2.65

10 INCIDENZE

Nel presente Capitolo si riportano le incidenze di armatura per i diversi elementi strutturali:

- Platea: 90 kg/m³
- Muro: 80 kg/m³
- Dente: 90 kg/m³



LINEA POTENZA-FOGGIA
TRATTA FERROVIARIA ROCCHETTA-POTENZA
AMMODERNAMENTO - ADEGUAMENTO ALLE STI SRT/ENE

RELAZIONE DI CALCOLO PLATEA DI VARO E
MURI REGGISPINTA

COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
IABH	00	F	CL	SL01 00 002	A	26 di 26

11 CONCLUSIONI

Con la presente relazione si è proceduto al progetto ed alla verifica delle opere di varo del sottovia scatolare che sottopassa la linea ferroviaria FAL e permette il raggiungimento del piazzale attraverso la strada NV23. Le verifiche rispettano le indicazioni delle Normative tecniche di riferimento.