

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 |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

ITALENERGIA
Gruppo Ferrovie dello Stato
DIREZIONE 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.

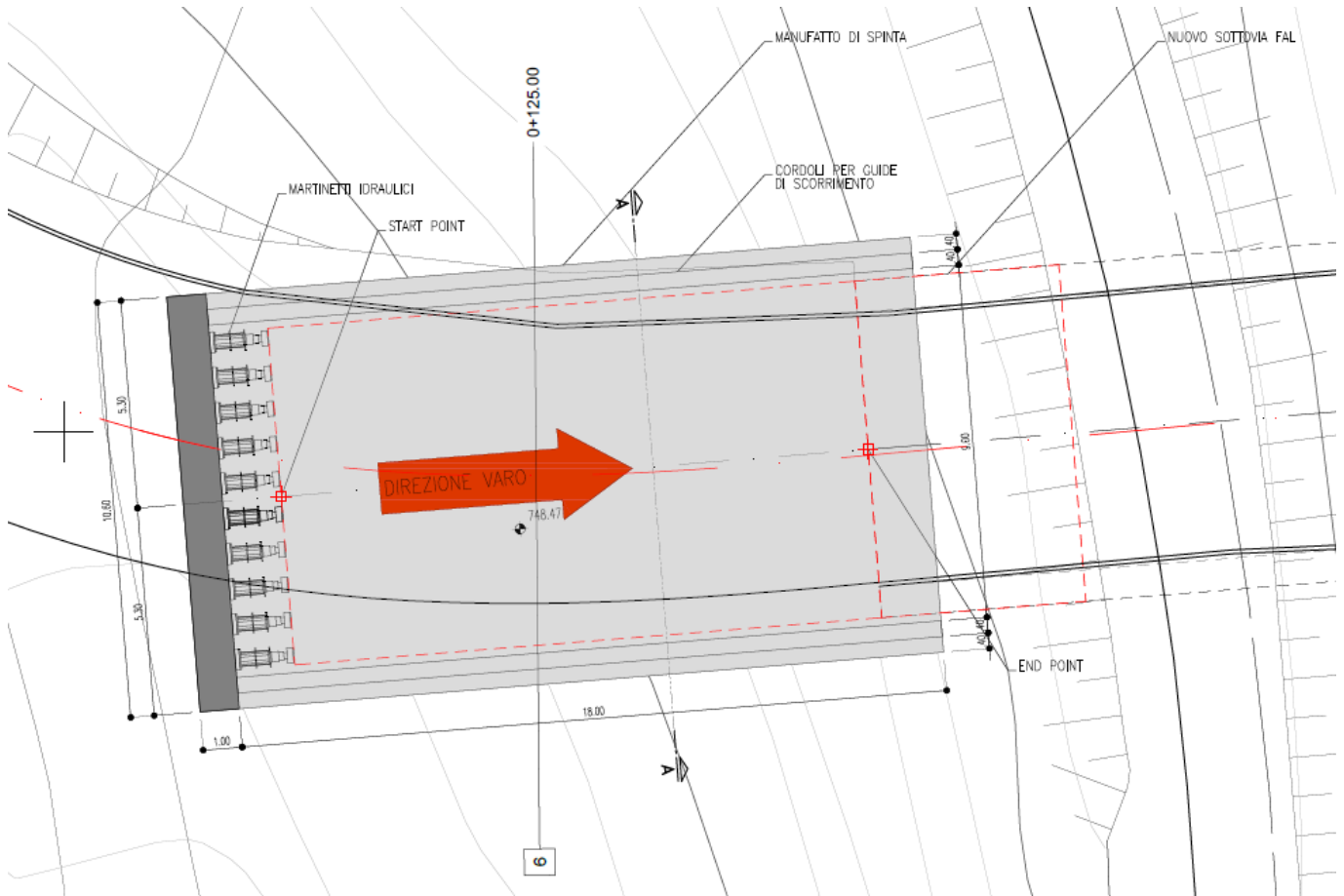


Figura 2-1- Platea di varo vista dall'alto

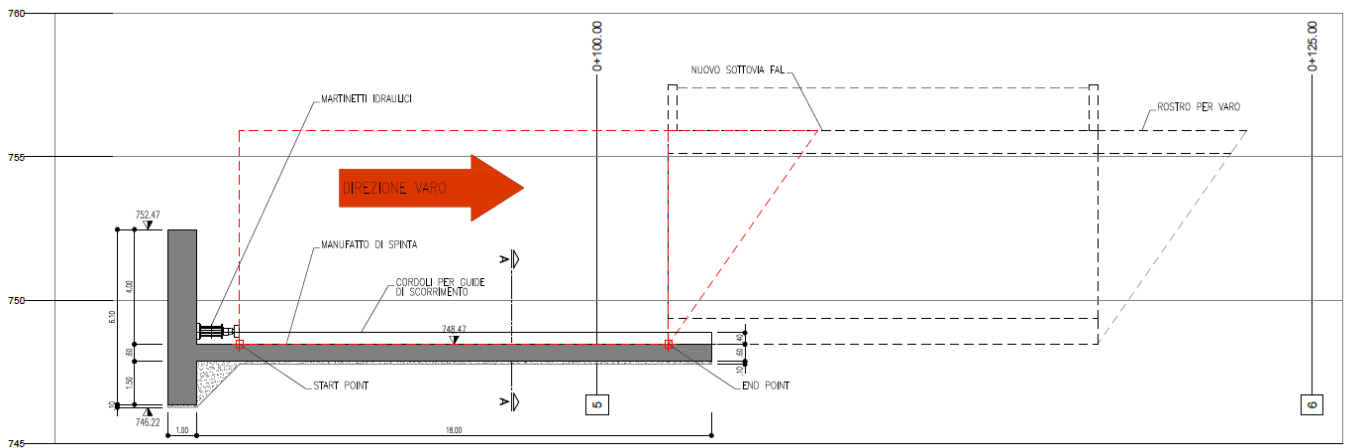


Figura 2-2 - Profilo opere di varo

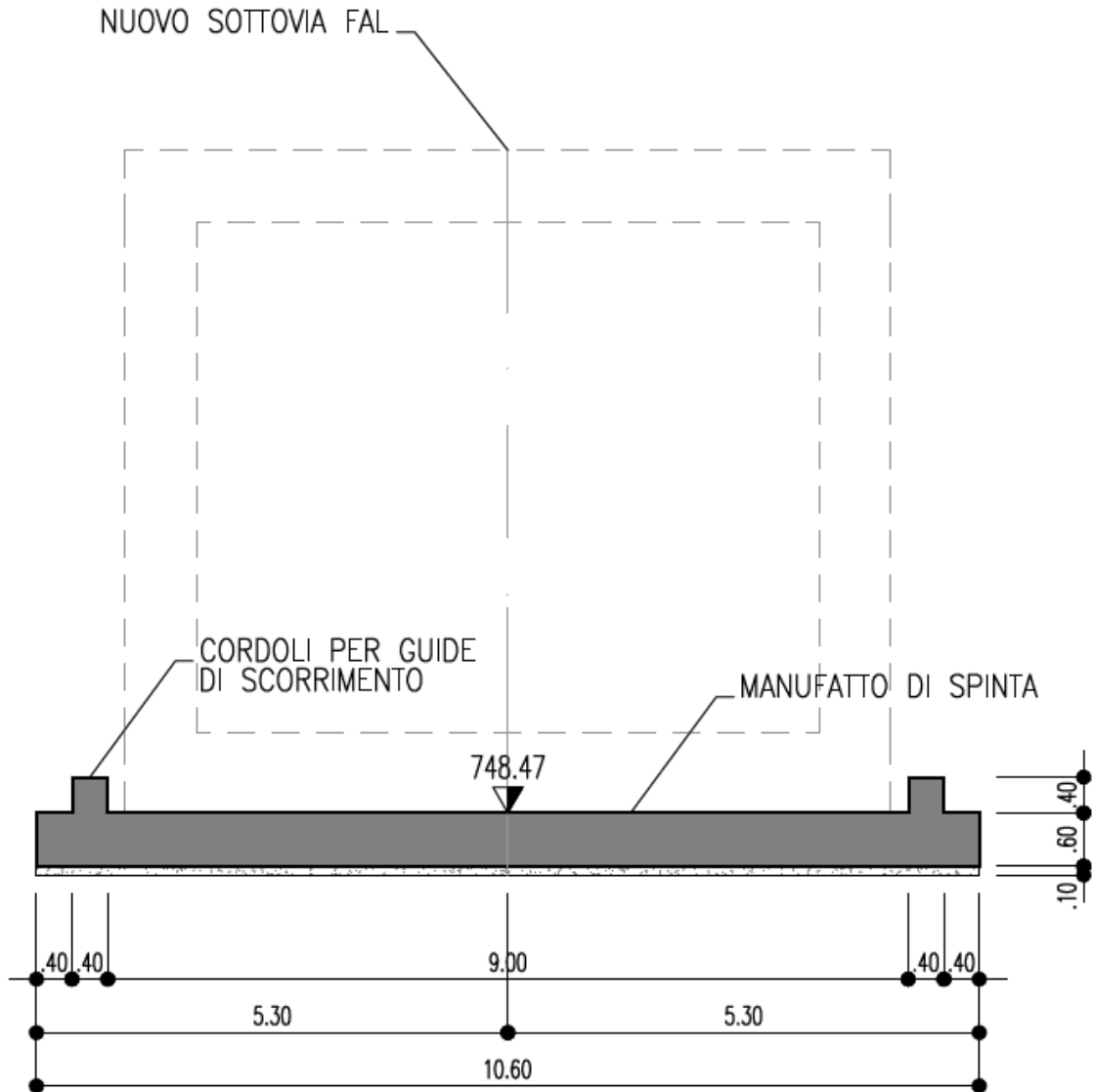


Figura 2-3- Sezione platea di varo

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.

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.

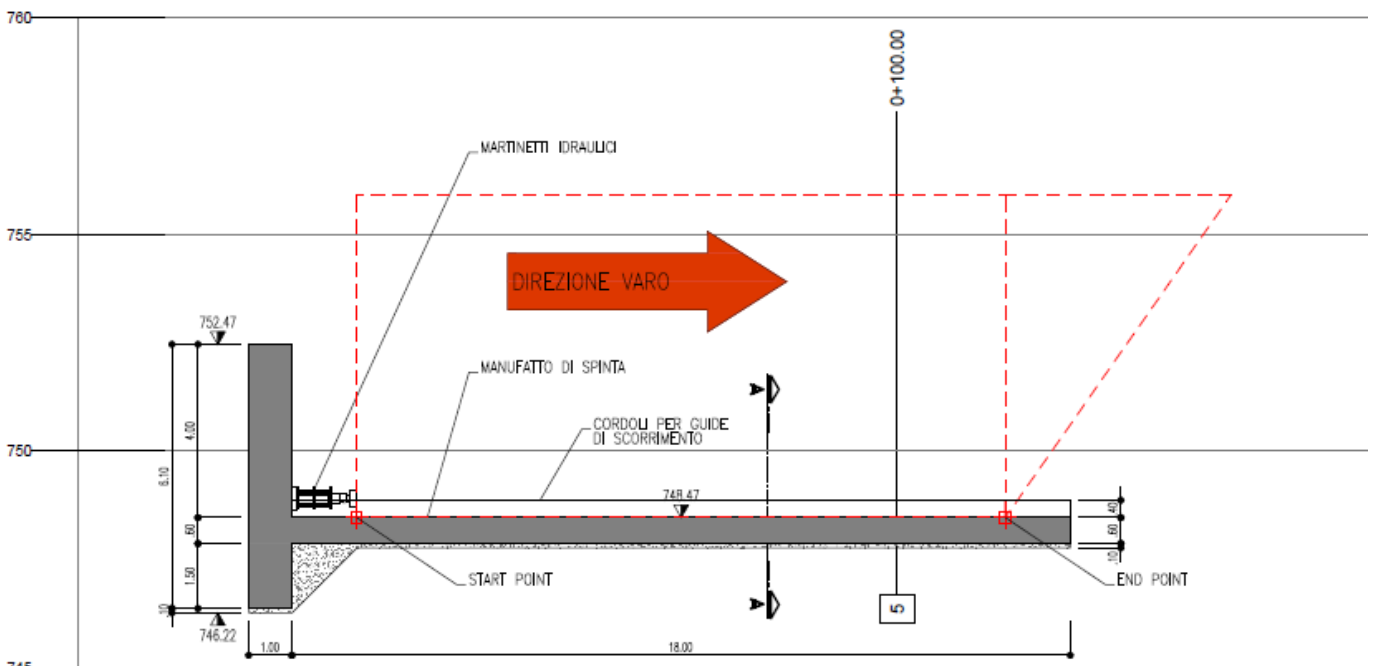


Figura 8-1- Configurazione 1

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.

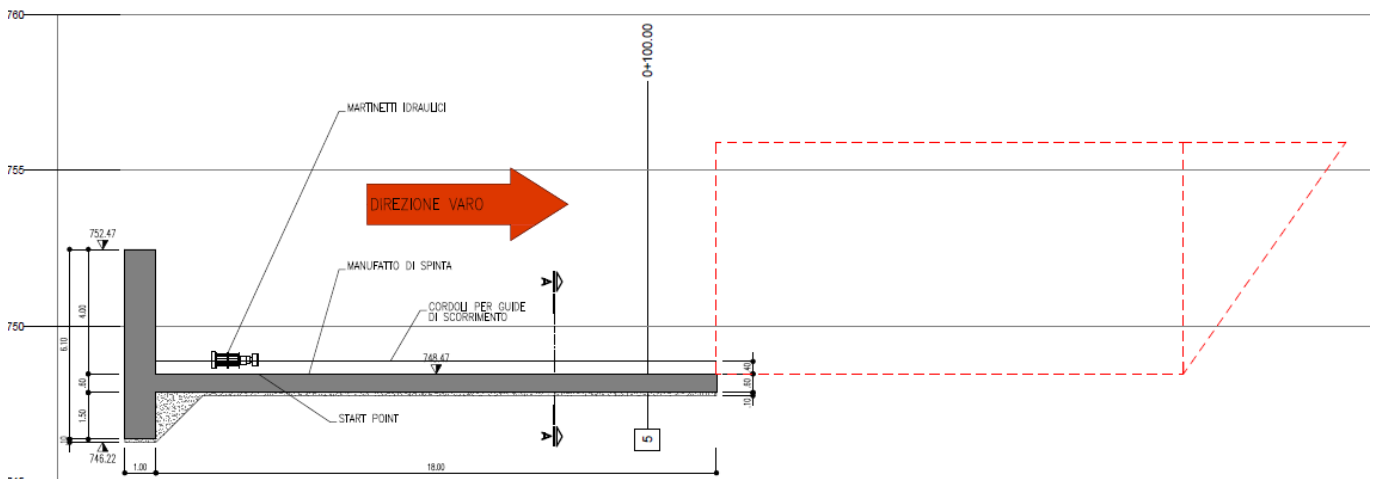


Figura 8-2- Configurazione 2

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:

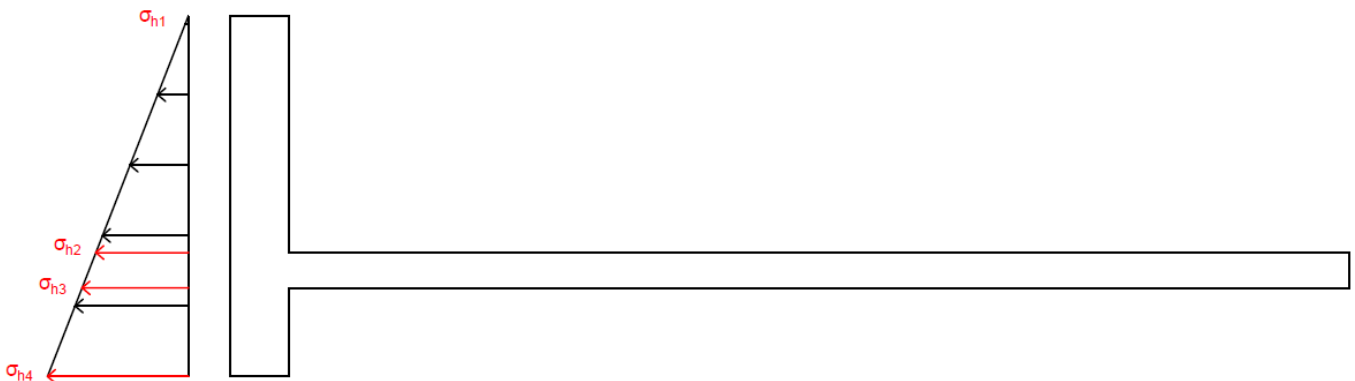


Figura 8-3- Spinta terreno

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

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

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

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

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:

$$A_s = 2\Phi22/20 = 1901 \text{ mm}^2$$

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

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

9.2 MURO REGGISPINTA

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

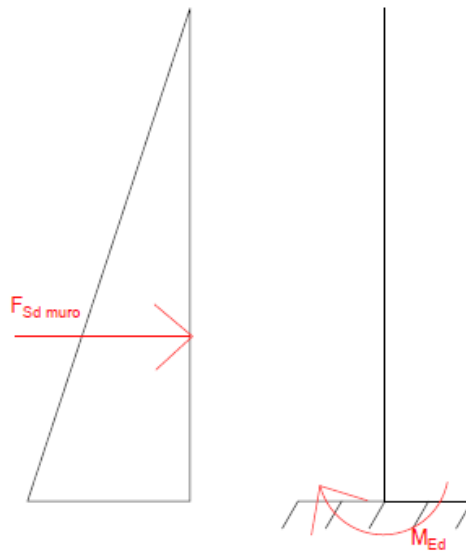


Figura 9-1 - Momento flettente incastro

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

Calcolo:
 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.

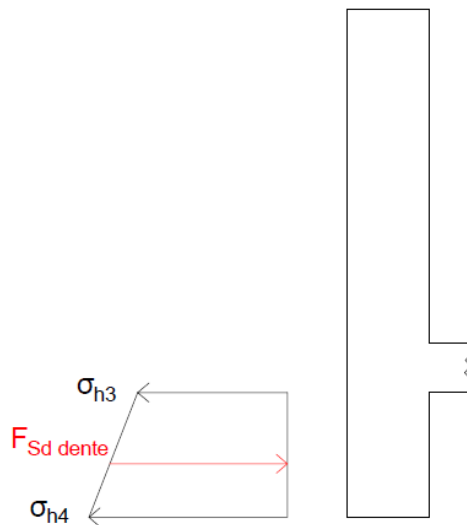


Figura 9-3 - Azione di taglio dente di fondazione

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
IABH

LOTTO
00

FASE
F

TIPO DOC
CL

OPERA
SL01 00 002

REV
A

FOGLIO
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.