

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

## TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO ESECUTIVO


### Rilevato di Linea III Valico da pk 29+064.72 a pk 29+491.39

### Relazione di calcolo manufatti idraulici

|  |                      |
|--|----------------------|
| GENERAL CONTRACTOR                               | DIRETTORE DEI LAVORI |
| Consorzio<br><b>Cociv</b><br>Ing.P.P.Marcheselli |                      |

|          |       |      |      |           |                  |        |      |
|----------|-------|------|------|-----------|------------------|--------|------|
| COMMESSA | LOTTO | FASE | ENTE | TIPO DOC. | OPERA/DISCIPLINA | PROGR. | REV. |
| I G 5 1  | 0 2   | E    | C V  | C L       | R I 1 2 0 3      | 0 0 1  | A    |

Progettazione :

| Rev | Descrizione     | Redatto             | Data       | Verificato                    | Data       | Progettista Integratore          | Data       | IL PROGETTISTA   |
|-----|-----------------|---------------------|------------|-------------------------------|------------|----------------------------------|------------|--|
| A00 | Prima Emissione | ALPINA<br><i>gl</i> | 15/07/2013 | COCIV<br><i>Adriano Lanza</i> | 15/07/2013 | A. Palomba<br><i>[Signature]</i> | 19/07/2013 | <br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci<br>Dott. Ing. Aldo Mancarella<br>Ordine Ingegneri Prov. TO<br>n. 6271 R |
|     |                 |                     |            |                               |            |                                  |            |  |
|     |                 |                     |            |                               |            |                                  |            |  |

|           |  |
|-----------|--|
| n. Elab.: | File: IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001-A00.DOCX |
|-----------|--|



## INDICE

|  |    |
|--|----|
| INDICE.....  | 3  |
| 1.     PREMESSA.....   | 6  |
| 2.     CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....                            | 7  |
| 2.1.   Calcestruzzo.....   | 7  |
| 2.2.   Acciaio per cemento armato.....                               | 7  |
| 2.3.   Durabilità e prescrizioni sui materiali.....                  | 8  |
| 3.     NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....                                 | 9  |
| 4.     FOSSO 4 - VERIFICA TUBO $\Phi$ 1500.....                      | 10 |
| 4.1.   Metodo di calcolo.....  | 10 |
| 4.2.   Determinazione del carico di schiacciamento.....              | 10 |
| 4.3.   Calcolo della classe di resistenza.....                       | 11 |
| 4.3.1.   Carico dovuto al rinterro.....                              | 11 |
| 4.3.2.   Carico dovuto ai sovraccarichi mobili.....                  | 13 |
| 4.3.3.   Carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo..... | 13 |
| 4.3.4.   Risultante dei carichi ovalizzanti.....                     | 14 |
| 4.3.5.   Definizione classe di resistenza.....                       | 14 |
| 5.     FOSSO 4 - VERIFICA MURI IMBOCCO.....                          | 15 |
| 5.1.   Stratigrafia e parametri geotecnici.....                      | 15 |
| 5.2.   Geometria.....  | 16 |
| 5.3.   Analisi dei carichi e condizioni di carico.....               | 17 |
| 5.4.   Risultati delle analisi e verifiche di stabilità.....         | 18 |
| 5.5.   Verifiche strutturali.....                                    | 20 |
| 6.     FOSSO 4 – CANALE A U.....                                     | 23 |
| 6.1.   Geometria.....  | 23 |
| 6.2.   Analisi dei carichi.....                                      | 23 |
| 6.3.   Calcolo delle azioni interne.....                             | 24 |
| 6.4.   Verifiche.....  | 25 |
| 7.     FOSSO 5 - VERIFICA TUBO $\Phi$ 1500.....                      | 27 |
| 7.1.   Calcolo della classe di resistenza.....                       | 27 |
| 7.1.1.   Carico dovuto al rinterro.....                              | 27 |
| 7.1.2.   Carico dovuto ai sovraccarichi mobili.....                  | 29 |
| 7.1.3.   Carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo..... | 29 |
| 7.1.4.   Risultante dei carichi ovalizzanti.....                     | 30 |

|        |  |           |
|--------|--|-----------|
| 7.1.5. | Definizione classe di resistenza .....                       | 30        |
| 8.     | <b>FOSSO 6 - VERIFICA TUBO <math>\Phi</math>2000 .....</b>   | <b>31</b> |
| 8.1.   | Calcolo della classe di resistenza .....                     | 31        |
| 8.1.1. | Carico dovuto al rinterro .....                              | 31        |
| 8.1.2. | Carico dovuto ai sovraccarichi mobili .....                  | 33        |
| 8.1.3. | Carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo ..... | 33        |
| 8.1.4. | Risultante dei carichi ovalizzanti .....                     | 34        |
| 8.1.5. | Definizione classe di resistenza .....                       | 34        |
| 9.     | <b>FOSSO 6 - VERIFICA MANUFATTO IDRAULICO P01 .....</b>      | <b>35</b> |
| 9.1.   | Geometria .....  | 35        |
| 9.2.   | Analisi dei carichi .....                                    | 35        |
| 9.3.   | Calcolo delle azioni interne .....                           | 36        |
| 9.4.   | Verifiche .....  | 37        |
| 10.    | <b>FOSSO 6 - VERIFICA MANUFATTO IDRAULICO P02 .....</b>      | <b>41</b> |
| 10.1.  | Soletta di copertura .....                                   | 41        |
| 10.2.  | Soletta di fondazione .....                                  | 42        |
| 10.3.  | Pareti .....   | 43        |
| 11.    | <b>FOSSO 6 - VERIFICA MANUFATTO IDRAULICO P03 .....</b>      | <b>47</b> |
| 11.1.  | Geometria .....  | 47        |
| 11.2.  | Analisi dei carichi .....                                    | 47        |
| 11.3.  | Calcolo delle azioni interne .....                           | 48        |
| 11.4.  | Verifiche .....  | 49        |
| 12.    | <b>TABULATI DI CALCOLO .....</b>                             | <b>51</b> |
| 12.1.  | Fosso 4 Muro sbocco – input e output .....                   | 51        |

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-02-E-CV-CL-R112-03-001\_A00  
Relazione di calcolo manufatti idraulici

Foglio  
5 di 60

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-R112-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>6 di 60  |

## 1. PREMESSA

Con la presente relazione si intende fornire i calcoli statici e le verifiche di sicurezza dei manufatti idraulici (tombini idraulico, muri di imbocco e sbocco, pozzetti, ecc) dei fossi denominati “fosso4”, “fosso 5” e “fosso 6”, che sottopassano la linea ferroviaria rispettivamente alle pk 29+128.91, 29+332.08 e 29+487.80, rilevato di linea R112.

Il fosso 4 sottoattraversa la linea ferroviaria con un tubo a sezione circolare in conglomerato cementizio armato di diametro interno 1500 mm e spessore 170 mm, il ricoprimento è di circa 7.00 m.

Il fosso 4 presenta agli imbocchi un muro a mensola di altezza 3.55 m, caratterizzato da un'elevazione di spessore costante 0.50 m e fondazione di spessore 0.50 m e larghezza complessiva di 2.40 m. A valle del  $\phi 1500$  la sistemazione idraulica prevede la realizzazione di un canale a U di dimensioni interne pari 2.95 m e altezze dei piedritti di 1.50 m, la soletta di fondazione ha spessore di 0.40 m e i piedritti di 0.30 m. Tale canale presenta nel tratto terminale una serie di salti idraulici che consentono il raccordo con l'esistente.

Il fosso 5 sottoattraversa la linea ferroviaria con un tubo a sezione circolare in conglomerato cementizio armato di diametro interno 1500 mm e spessore 170 mm, il ricoprimento è di circa 6.50 m.

Il fosso 6 sottoattraversa la linea ferroviaria con un tubo a sezione circolare in conglomerato cementizio armato di diametro interno 2000 mm e spessore 205 mm, il ricoprimento è di circa 2.60 m.

Il fosso 6 presenta a valle del tombino circolare  $\phi 2000$  il pozzetto P01, una vasca di dimensioni in pianta pari a circa 16x6 m e altezza variabile da 4.30 m a 5.4 m. A valle del tombino circolare di linea si ha, in corrispondenza del piazzale, un manufatto di deviazione, il pozzetto P02 di dimensioni irregolari e spessore degli elementi strutturali pari a 0.40 m e un manufatto di sbocco il pozzetto P03.

Gli elementi che costituiscono le tubazioni circolari sotto la linea ferroviaria dovranno risultare idonei:

- a sopportare i carichi permanenti dovuti al riempimento del terreno soprastante;
- a sopportare i sovraccarichi mobili ferroviari;
- allo smaltimento delle acque ed a sopportare le spinte dell'acqua interna.

Le verifiche di sicurezza vengono effettuate con il metodo delle Tensioni Ammissibili.

## 2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 2.1. Calcestruzzo

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

Per la realizzazione dei manufatti idraulici si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 25/30 ( $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ ) che presenta le seguenti caratteristiche:

|   |   |
|---|---|
| Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica) | $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$  |
| Resistenza media a compressione                       | $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$  |
| Modulo elastico                                       | $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$                                 |
| Resistenza di calcolo a compressione                  | $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a trazione media                           | $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$                                       |
| Resistenza a trazione                                 | $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$   |
| Resistenza a trazione di calcolo                      | $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$  |
| Tensioni ammissibili                                  | $\sigma_c = 9.70 \text{ N/mm}^2$  |
|   | $\tau_{c0} = 6.00 \text{ N/mm}^2$   |
|   | $\tau_{c1} = 18.30 \text{ N/mm}^2$  |

Per i tombini circolari si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 40/50 ( $R_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$ ) che presenta le seguenti caratteristiche:

|   |   |
|---|---|
| Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica) | $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 41.50 \text{ N/mm}^2$  |
| Resistenza media a compressione                       | $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 49.50 \text{ N/mm}^2$  |
| Modulo elastico                                       | $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 35547 \text{ N/mm}^2$                                 |
| Resistenza di calcolo a compressione                  | $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 23.52 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a trazione media                           | $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.60 \text{ N/mm}^2$                                       |
| Resistenza a trazione                                 | $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.52 \text{ N/mm}^2$   |
| Resistenza a trazione di calcolo                      | $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.68 \text{ N/mm}^2$  |

### 2.2. Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

| Proprietà                   | Requisito              |
|-----------------------------|------------------------|
| Limite di snervamento $f_y$ | $\geq 450 \text{ MPa}$ |
| Limite di rottura $f_t$     | $\geq 540 \text{ MPa}$ |

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>8 di 60  |

|  |                               |
|--|-------------------------------|
| Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$ | $\geq 7.5\%$                  |
| Rapporto $f_t/f_y$                             | $1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$ |
| Rapporto $f_{y\text{misurato}}/f_{ynom}$       | $\leq 1,25$                   |

|  |                                    |
|--|------------------------------------|
| Tensione di snervamento caratteristica | $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$   |
| Tensione caratteristica a rottura      | $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$   |
| Tensione ammissibile                   | $\sigma_s = 260.00 \text{ N/mm}^2$ |

### 2.3. Durabilità 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.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

|            |                           |
|------------|---------------------------|
| Fondazione | CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2 |
| Elevazione | CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2 |

Nel caso in esame la struttura si trova a permanente contatto con il terreno pertanto deve essere condotta la verifica a fessurazione per la combinazione TA5. Per questa verifica si considerano, in accordo con l'Istruzione n. I/SC/PS-OM/2298 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo", i seguenti limiti di apertura delle fessure:

- superfici in contatto permanente con il terreno (superfici esterne)  $w_k = 0.10 \text{ mm}$ ;
- superfici non in contatto permanente con il terreno (superfici interne)  $w_k = 0.20 \text{ mm}$ .

Il copriferro minimo assunto è pari a 4 cm.

L'apertura a fessure minima di 0.10 mm per le superfici esterne è portata a 0.15 mm essendo il copriferro dell'armatura trasversale (interna a quella longitudinale) pari a circa 6 cm ( $c/c_{min} \leq 1.5$ , con  $c_{min} = 4 \text{ cm}$ ).



|   |  |
|---|--|
| <p>GENERAL CONTRACTOR</p>  | <p>ALTA SORVEGLIANZA</p>                                |
|   | <p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br/>Relazione di calcolo manufatti idraulici</p> <p style="text-align: right;">Foglio<br/>9 di 60</p> |

### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle vigenti normative di seguito riportate:

- D.M. 09/01/1996: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Circ. Min. 04/07/1996 n. 156 STC: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- L. 05/11/1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 14/02/1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Circ. Min. 24/06/1993 n. 37406: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Circ. Min. 15/10/1996 n. 252: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- L. 02/02/1974 n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Ordinanza n. 3274: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Circ. Min. 10/04/1997 n. 65: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica di cui al D.M: 16/01/1996";
- Asa Servizi di Ingegneria (Ferrovie dello Stato), Istruzione n. I/SC/PS-OM/2298 del 02/06/1995, Testo completo delle relative integrazioni: 13/01/1997: "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo";
- Ferrovie dello Stato - Istruzione F.S. 44/b (Testo aggiornato secondo il D.M. 16/01/1999): "Istruzioni tecniche per i manufatti sotto binario da costruire in zona sismica";
- D. M. del 23 Febbraio 1971 – Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto;
- D.M. 12 Dicembre 1985 – Norme tecniche relative alle tubazioni;
- UNI EN 1916 – Tubi di calcestruzzo armato, non armato e rinforzato con fibre d'acciaio.

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>10 di 60   |

## 4. FOSSO 4 - VERIFICA TUBO $\Phi 1500$

### 4.1. Metodo di calcolo

Il principio di calcolo utilizzato è quello dei carichi ovalizzanti che prende in esame i carichi dovuti al rinterro ed ai sovraccarichi esterni agenti sui tubi interrati rigidi per tubi senza pressione interna. Per la determinazione delle azioni sono state consultate le normative tecniche indicate in precedenza, le norme DIN specifiche e relative circolari. Note le azioni sollecitanti è determinata la classe di resistenza minima che il tubo deve possedere.

### 4.2. Determinazione del carico di schiacciamento

Per la determinazione del carico di schiacciamento si ipotizza che la tubazione sia nelle medesime condizioni di quelle in cui si trova quando viene sottoposta alla prova di schiacciamento standard in laboratorio, nella quale, mediante programma automatico di calcolo, viene determinato il carico di schiacciamento teorico per m di condotta. Si considera quindi che il tubo appoggi su due traversi di legno posti a distanza di  $1/3 D_n$  e che sia soggetto ad una forza verticale in chiave, ripartita su un tratto di 10 cm rappresentante l'ala del profilato di ripartizione su cui poggia il martinetto, che cresce fino ad arrivare allo schiacciamento. Da un punto di vista teorico lo studio si può schematizzare come un telaio chiuso e soggetto ad una forza concentrata in chiave ed al peso proprio.

Nelle tre sezioni fondamentali, chiave reni e base, vengono calcolate le sollecitazioni agenti, lo schema di equilibrio finale della sezione interna che viene considerato è quello della sezione tesa e uniforme per tutto lo spessore, equilibrata da una forza di compressione concentrata al lembo compresso.

Durante la prova di schiacciamento il tubo è in condizioni del tutto diverse da quelle di esercizio. Nelle prove sperimentali la tubazione è soggetta ad un carico concentrato ed è vincolata inferiormente su due appoggi, mentre in esercizio la tubazione è appoggia invece su una lunghezza di ampiezza prefissata ed il carico verticale si può ritenere uniforme. Pertanto si dovrà tener conto di un opportuno coefficiente denominato "Coefficiente di posa". La relazione di passaggio è:

$$P = K \cdot P_{sch}$$

Dove:

- K è il coefficiente di posa;
- $P_{sch}$  è il carico teorico di schiacciamento;
- P è il carico di schiacciamento da confrontare con il carico totale agente in esercizio sulla tubazione.

Il coefficiente di posa è funzione del tipo di posa che viene effettuata; nei calcoli condotti nel seguito viene riportato il valore del coefficiente per il tipo di posa prescelto.

### 4.3. Calcolo della classe di resistenza

Con riferimento con quanto indicato nella letteratura tecnica si ricavano i carichi ovalizzanti ( $Q_{OV,S}$ ) per ciascuna condizione di carico; tali carichi si amplificano per il coefficiente di combinazione  $\gamma$  (assunto cautelativamente pari a 1,5) e si dividono per il coefficiente di posa. Operando in questo modo si ricava la classe di resistenza minima necessaria per il tubo in questione ( $Q_{R,D}$ ).

La tubazione verrà posata in trincea di larghezza alla base pari a circa 2.0 m con altezza del rinterro sopra la generatrice superiore pari a circa 7.50 m.

La tubazione è rigida, per cui il carico ovalizzante complessivo è dato dalla somma di:

- carico dovuto al rinterro;
- carico dovuto al sovraccarico mobile;
- carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo.

Nella seguente tabella sono riassunti i dati geometrici del problema:

|   |      |   |
|---|------|---|
| D | 1.84 | m |
| s | 0.17 | m |
| d | 1.50 | m |
| H | 7.50 | m |
| B | 5.80 | m |

#### 4.3.1. Carico dovuto al rinterro

Nella determinazione del carico permanente che sollecita una condotta interrata un ruolo importante è riservato all'azione del rinterro.

Secondo quanto definito dalla norma UNI 7517 si hanno due casistiche in relazione alla dimensione della trincea di posa che può essere definita stretta al verificarsi di una delle seguenti condizioni:

$$B \leq 2D \quad H \geq 1.5B \quad (1^{\text{a}} \text{ condizione})$$

$$2D \leq B \leq 3D \quad H \geq 3.5B \quad (2^{\text{a}} \text{ condizione})$$

Al contrario il tubo è posato in trincea larga quando le relazioni tra B, H e D differiscono da quelle sopra riportate.

Il significato dei simboli è visualizzato nella figura seguente.

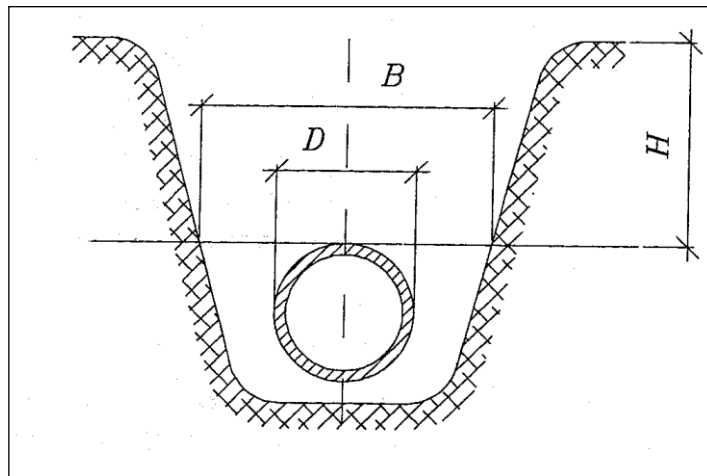


Figura 1 - Sezione tipo di posa

Nella caso di posa in **trincea stretta** il peso del rinterro  $Q_{ST}$  gravante sul cielo della tubazione è diminuito, rispetto a quello corrispondente al suo volume, per l'azione che l'attrito svolge nel contatto tra il terreno indisturbato e il rinterro.

Tale contributo è computato tramite il coefficiente di carico in trincea stretta:

$$C_t = \frac{1 - e^{-2 \cdot k \cdot \left( \frac{H}{B} \right) \cdot \gamma_t \cdot \rho'}}{2 \cdot k \cdot \tan \rho'}$$

dove:  $\rho$  angolo di attrito interno del terreno;

$\rho'$  angolo di attrito rinterro – terreno naturale;

$k$  coefficiente di spinta attiva del rinfianco pari a  $\tan^2 (45^\circ - \rho/2)$ ;

In definitiva, il carico alla quota della generatrice superiore della condotta, espresso in kN/m è:

$$Q_{ST} = C_t \cdot \gamma_t \cdot B^2$$

dove:  $\gamma_t$  peso specifico del terreno in kN/m<sup>3</sup>.

Una **trincea** si considera **larga** quando non è soddisfatta nessuna delle condizioni precedenti. In essa viene meno la collaborazione attrattiva delle pareti della trincea, che sono notevolmente distanti dal prisma di terreno direttamente gravante sul cielo della tubazione. Per semplicità, in virtù di tale osservazione si considera come carico da rinterro la quantità derivante dalla seguente relazione:

$$Q_{LT} = C_e \cdot \gamma_t \cdot D^2$$

dove il coefficiente di posa in trincea larga assume le seguenti espressioni:

$$C_e = 0.1 + 0.85 \cdot \left( \frac{H}{D} \right) + 0.33 \cdot \left( \frac{H}{D} \right)^2 \quad \text{per} \quad H/D \leq 2.66$$

$$C_e = 0.1 + 1.68 \cdot \left( \frac{H}{D} \right) \quad \text{per} \quad H/D > 2.66$$

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>13 di 60   |

Non essendo verificate entrambe le due condizioni  $B < 2D$  e  $H > 1.5D$  la posa è in trincea larga e quindi il carico verticale dovuto al rinterro è riassunto nella seguente tabella:

| H=7.50 m                   | Trincea larga |                   |
|----------------------------|---------------|-------------------|
| H/D                        | 4.08          |                   |
| $C_e$                      | 6.95          |                   |
| $\gamma_t$                 | 20            | kN/m <sup>3</sup> |
| <b><math>Q_{LT}</math></b> | <b>470.5</b>  | <b>kN/m</b>       |

#### 4.3.2. Carico dovuto ai sovraccarichi mobili

L'espressione del carico mobile concentrato in corrispondenza della generatrice superiore del tubo è la seguente:

$$P_{vc} = p_v \cdot D$$

Per il carico dovuto ai sovraccarichi mobili si prenderanno in considerazione le due condizioni di carico rappresentate da :

- Treno di carico LM71: carico mobile su quattro assi da 250 kN disposti a interasse di 1.60 m;
- Treno di carico SW/2: carico distribuito di 150 kN/m.

Considerando la ripartizione di 1:4 all'interno del ballast e di  $\phi$  nel terreno di ricoprimento, considerando l'elevata altezza del ricoprimento, la larghezza di diffusione è limitata all'interasse dei binari pari a 4.5 m.

##### Treno LM71

|                            |                        |
|----------------------------|------------------------|
| $p_v$                      | 34.7 kN/m <sup>2</sup> |
| <b><math>P_{vc}</math></b> | <b>63.9 kN/m</b>       |

##### Treno SW/2

|                            |                        |
|----------------------------|------------------------|
| $p_v$                      | 33.3 kN/m <sup>2</sup> |
| <b><math>P_{vc}</math></b> | <b>61.3 kN/m</b>       |

#### 4.3.3. Carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo

Il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo, dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo riempito per tre quarti è dato dalla relazione seguente.

$$P_a = 5.788 \cdot d$$

dove  $d$  è il diametro interno del tubo in metri e il carico è espresso in kN/m.

$$P_a = 13.0 \text{ kN/m}$$

#### 4.3.4. Risultante dei carichi ovalizzanti

La risultante dei carichi ovalizzanti risulta pari a:

$$H = 7.50 \text{ m} \quad Q_{OV,S} = Q_{LT} + P_{vc} + P_a = 547 \text{ kN/m}$$

Il coefficiente di posa, data la protezione in calcestruzzo prevista, si assume  $K=1.5$ , sulla base degli schemi seguenti.









| TABELLA TIPI DI POSA IN OPERA |   |  | Ez  |
|-------------------------------|---|--|-----|
| 1                             |    | Posa diretta sul terreno con nicchie per i bicchieri   | 1,1 |
| 2                             |    | Posa a 90° con nicchie per i bicchieri   | 1,5 |
| 3                             |    | Tubo con piede su terreno livellato  | 1,5 |
| 4                             |    | Posa su letto di sabbia costipata a 90° con nicchie per i bicchieri  | 1,5 |
| 5                             |    | Posa a 90° su selle prefabbricate in calcestruzzo $b > de$<br>$a = 5 \text{ cm} + 1/10 \text{ DN}$ minimo 10 cm  | 1,8 |
| 6                             |   | Posa a 120° su selle prefabbricate in calcestruzzo $b > de$<br>$a = 5 \text{ cm} + 1/10 \text{ DN}$ minimo 10 cm | 2,0 |
| 7                             |  | Posa su letto di calcestruzzo costipato sino alle reni   | 2,0 |
| 8                             |  | Rinfianco in calcestruzzo fin sopra le reni<br>$a = 1/4 \text{ DN}$ minimo 10 cm                                 | 3-4 |

Figura 2 – Tabella tipi di posa in opera tubazione

#### 4.3.5. Definizione classe di resistenza

Dal momento che la canalizzazione ha un comportamento rigido si verifica che l'azione sollecitante (si assume il coefficiente parziale  $\gamma$  pari a 1,5) sia superiore all'azione resistente:

$$Q_{R,D} \geq \gamma \cdot Q_{OV,S} / K$$

$$H = 7.50 \text{ m} \quad \gamma \cdot Q_{OV,S} / K = 1.5 \cdot 547 / 1.5 = 547 \text{ kN/m}$$

Essendo il diametro del tubo pari a 1.5 m la classe di resistenza del tubo deve essere superiore a:

$$\text{per } H = 7.50 \text{ m} \quad C = 547 / 1.5 = 365 \text{ kN/m}^2.$$

## 5. FOSSO 4 - VERIFICA MURI IMBOCCO

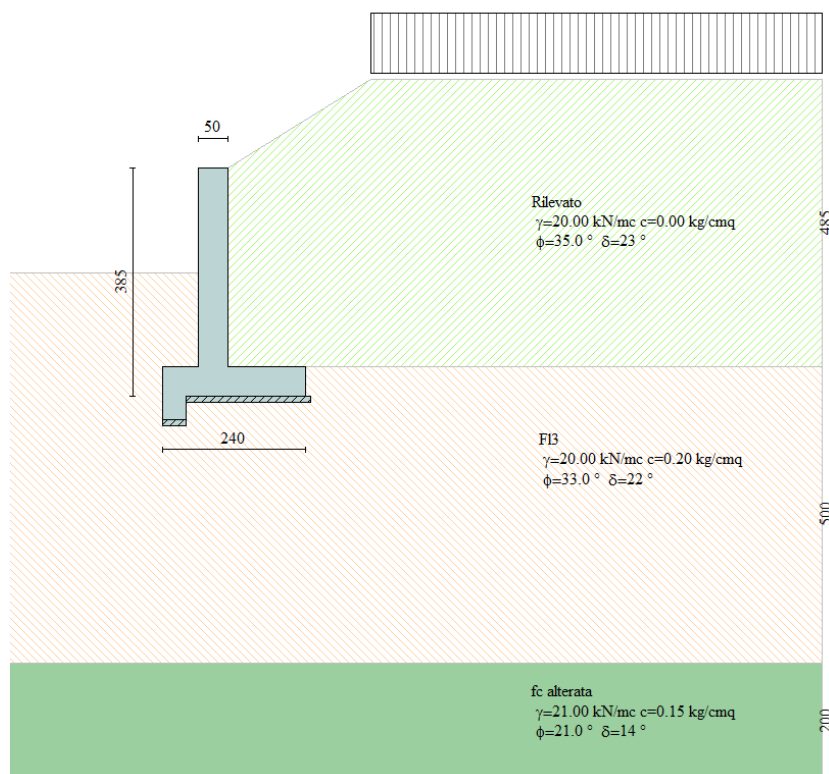
L'opera prevede agli imbocchi un muro di sostegno del rilevato, si tratta di un muro a mensola in c.a. avente altezza di 3.55 m, la spinta del terreno agisce su un'altezza del muro di circa 3.35 m, che a tergo presenta un rilevato e uno stradello ferroviario.

Il muro ha una fondazione di altezza 0.50 m e larghezza 2.40 m e un paramento verticale di larghezza pari a 0.50 m.

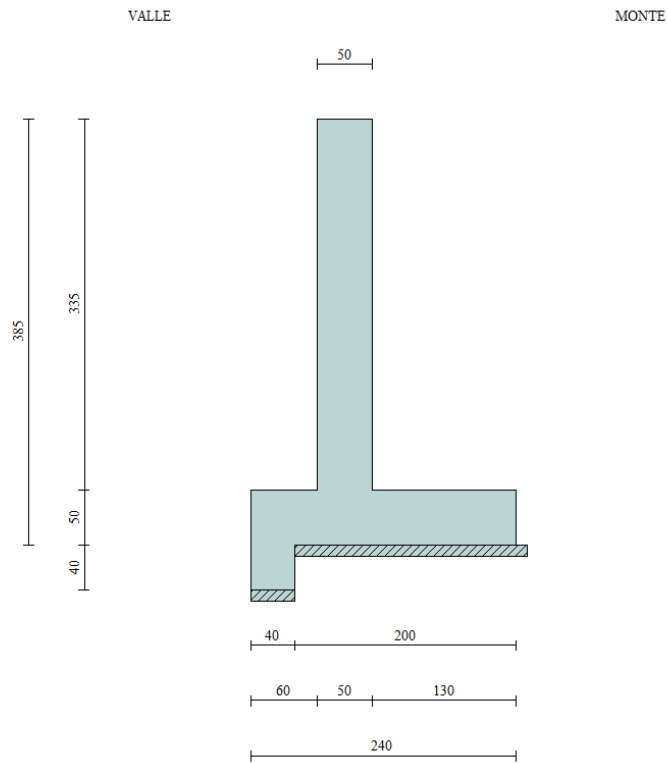
Di seguito si eseguono il calcolo e le verifiche di stabilità e strutturali del muro in oggetto, mediante il programma MAX 10.0 della Aztec Informatica.

### 5.1. Stratigrafia e parametri geotecnici

|                    |                |                                |               |                     |                       |
|--------------------|----------------|--------------------------------|---------------|---------------------|-----------------------|
| Rilevato:          | H = 4.85 m;    | $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ; | c = 0 kPa;    | $\phi = 35^\circ$ ; | $\delta = 23^\circ$ . |
| Unità fl3:         | H = 5 m da pc; | $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ; | c = 0.20 kPa; | $\phi = 33^\circ$ ; | $\delta = 22^\circ$ . |
| Unità fc_alterata: | H = - m;       | $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ ; | c = 0.15 kPa; | $\phi = 21^\circ$ ; | $\delta = 14^\circ$ . |



## 5.2. Geometria





|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-R112-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>17 di 60   |

### 5.3. Analisi dei carichi e condizioni di carico

*Peso proprio:*  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

*Sisma*

Si considera un'azione sismica di terza categoria, con  $K_n = 0.04$ .

*Carichi variabili sul rilevato*

sovraccarico in esercizio .....  $q_{statico} = 20.00 \text{ kN/m}^2$  (carico stradale)

sovraccarico ferroviario sismico .....  $q_{sismico} = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Per il calcolo si utilizza il programma MAX 10.0 "Analisi e calcolo dei muri di sostegno" della Aztec Informatica.

Il programma calcola le sollecitazioni nel muro e nella fondazione, gli sforzi sul terreno, verifica lo scorrimento e il ribaltamento nonché la stabilità globale dell'opera.





Il programma Max 10.0, una volta inserita la geometria del muro, i parametri del terreno, i carichi esterni e il coefficiente di intensità sismica svolge autonomamente il calcolo del muro per le varie verifiche di resistenza e stabilità.

Si prendono in esame due condizioni di carico

1. **condizione di esercizio** : permanenti + variabili
2. **condizione sismica** : permanenti + sisma





#### 5.4. Risultati delle analisi e verifiche di stabilità

Risultati combinazione n° 2

| Tensioni ammissibili - Sismica                     |           |   |            |
|--|-----------|---|------------|
| Coefficienti sicurezza                             | Spinta    | Forze   | Risultanti |
|  | CALCOLATI |   | RICHIESTI  |
| <b>Coefficiente di sicurezza a ribaltamento</b>    | 2.34      |  | 1.50       |
| <b>Coefficiente di sicurezza a scorrimento</b>     | 1.35      |  | 1.30       |
| <b>Coefficiente di sicurezza a carico limite</b>   | 12.44     |  | 2.00       |
| <b>Coefficiente di sicurezza stabilità globale</b> | 2.85      |  | 1.30       |

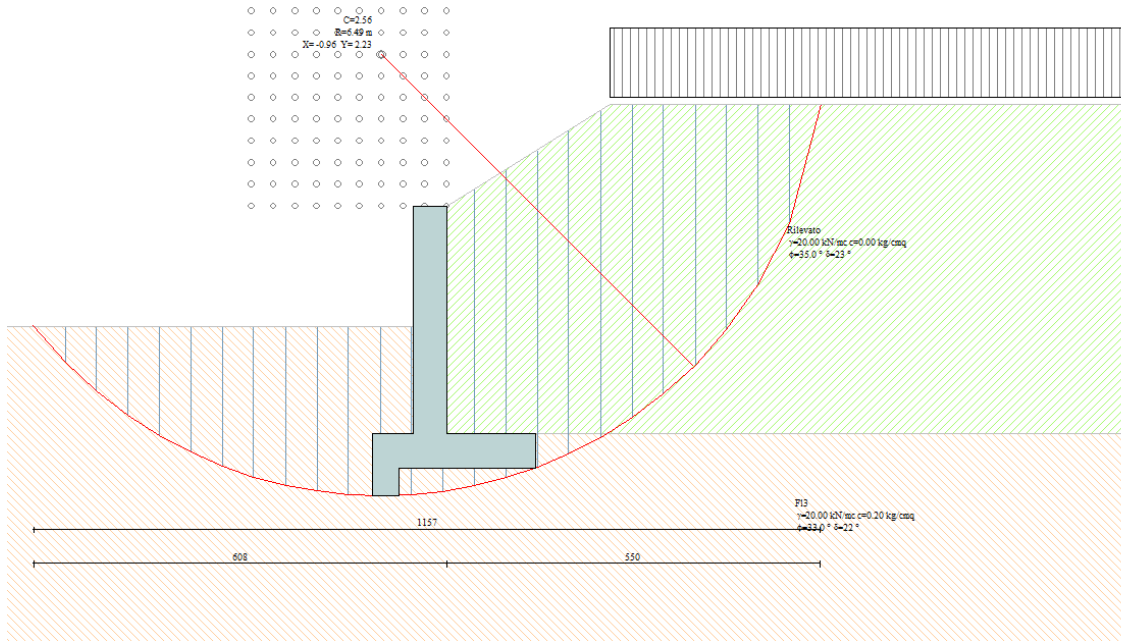
Help

Risultati combinazione n° 1

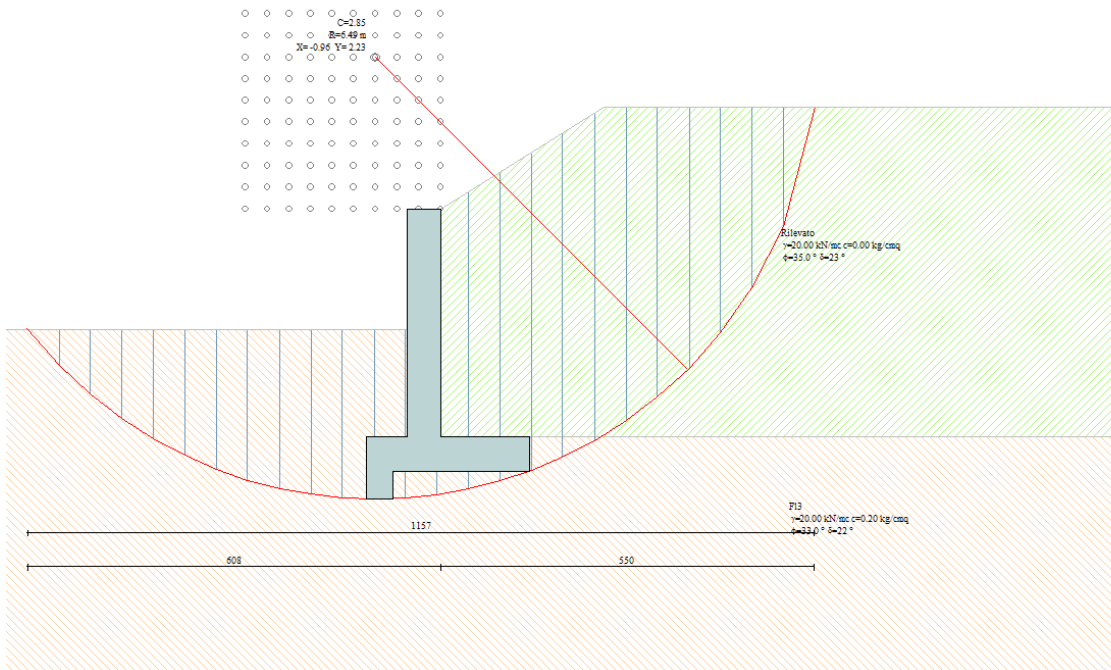
| Tensioni ammissibili                               |           |   |            |
|--|-----------|---|------------|
| Coefficienti sicurezza                             | Spinta    | Forze   | Risultanti |
|  | CALCOLATI |   | RICHIESTI  |
| <b>Coefficiente di sicurezza a ribaltamento</b>    | 2.43      |  | 1.50       |
| <b>Coefficiente di sicurezza a scorrimento</b>     | 1.33      |  | 1.30       |
| <b>Coefficiente di sicurezza a carico limite</b>   | 12.55     |  | 2.00       |
| <b>Coefficiente di sicurezza stabilità globale</b> | 2.56      |  | 1.30       |

Help

Combinazione 1 – statica

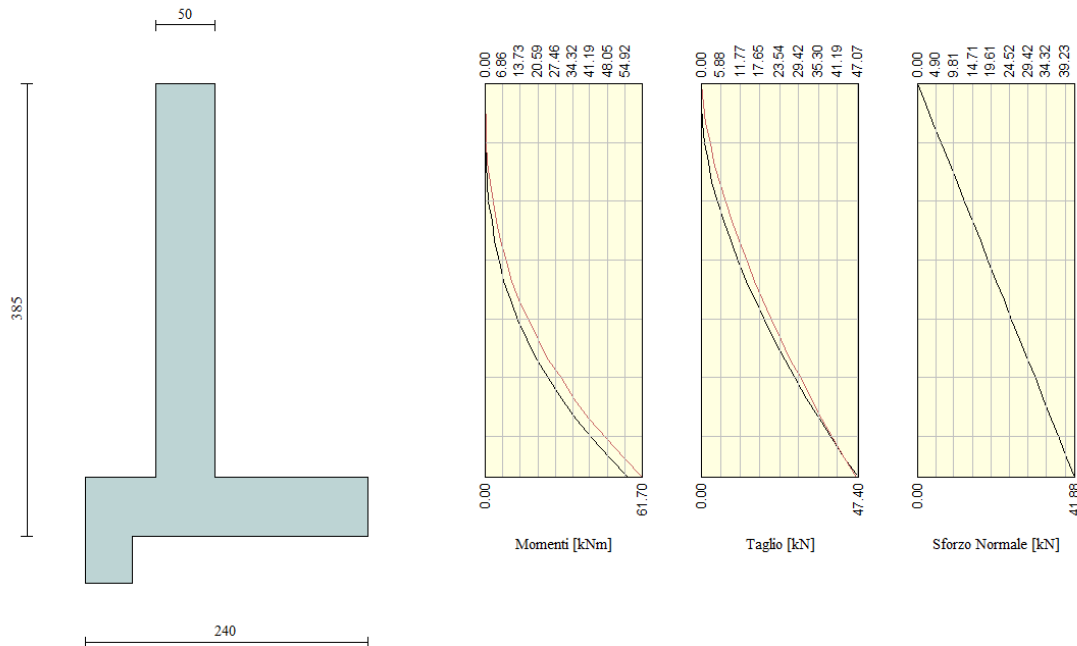


Combinazione 2 – sismica



## 5.5. Verifiche strutturali

### Elevazione



$$M = 61.70 \text{ kNm/m}$$

$$N = 41.88 \text{ kN/m}$$

$$T = 47.40 \text{ kN/m}$$

L'elevazione è costituita da un calcestruzzo di classe C25/30, ha uno spessore di verifica di 50 cm. L'armatura verticale è costituita da  $\phi 14/20$  e quella longitudinale da  $\phi 12/20$ , non è necessario disporre armatura a taglio, si dispongono comunque spilli  $\phi 8/40 \times 40$ . La distanza tra la barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (4.0 cm) è stato sommato il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale (12 mm), il diametro dello spillo (8 mm), per cui il copriferro di verifica è 6.0 cm.

|                        |     |        |     |
|------------------------|-----|--------|-----|
| <b>Momento massimo</b> | M = | 61.70  | kNm |
| <b>Azione assiale</b>  | N = | -41.88 | kN  |

|  |              |        |                 |
|--|--------------|--------|-----------------|
| <b>Verifiche di resistenza</b>           |              |        |                 |
| Asse neutro (da lembo compresso)         | x =          | 9.75   | cm              |
| Momento di inerzia sezione parzializzata | J =          | 161912 | cm <sup>4</sup> |
| eccentricità                             | e =          | 147.33 | cm              |
| tensione cls                             | $\sigma_c =$ | 3.33   | Mpa             |

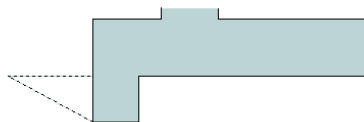
|                          |                 |        |     |
|--------------------------|-----------------|--------|-----|
| tensione acciaio layer 1 | $\sigma_{s1} =$ | -171.9 | Mpa |
| tensione acciaio layer 2 | $\sigma_{s2} =$ |        | Mpa |

| <b>Verifica a fessurazione</b>      |                 |              |     |
|-------------------------------------|-----------------|--------------|-----|
| Asse neutro (da lembo compresso)    | $x =$           | 9.75         | cm  |
| eccentricità                        | $e =$           | 147.33       | cm  |
| tensione cls per fessurazione       | $\sigma_c =$    | 3.33         | Mpa |
| tensione acciaio per fessurazione   | $\sigma_{s1} =$ | 171.9        | Mpa |
| momento di fessurazione             | $M_{cr} =$      | 124.60       | kNm |
| azione assiale per apertura fessure | $N_{cr} =$      | 84.57        | kN  |
| tensione cls prima fessurazione     | $\sigma_{cr} =$ | 6.72         | Mpa |
| tensione acciaio prima fessurazione | $\sigma_{sr} =$ | 347.2        | Mpa |
|                                     |                 | $M_{cr} > M$ |     |

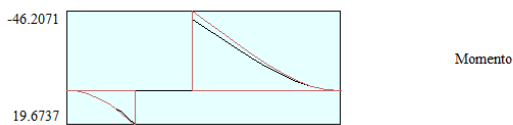
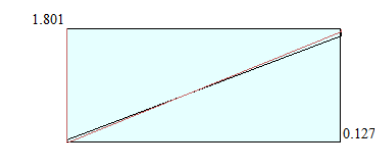
| <b>Verifica a taglio</b> |                |      |     |
|--------------------------|----------------|------|-----|
| massimo sforzo di taglio | $\tau_{max} =$ | 0.12 | Mpa |

La sezione non si fessura nemmeno sotto i massimi carichi di esercizio, pertanto anche la verifica a fessurazione è automaticamente soddisfatta. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a  $\tau_{c0}$ , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio.

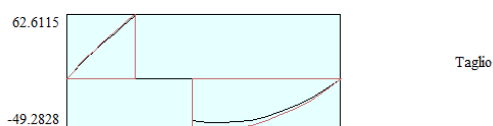
### Fondazione



Pressioni sul terreno



Momento



Taglio

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>22 di 60   |

$$M = 46.21 \text{ kNm/m}$$

$$T = 62.61 \text{ kN/m}$$

La fondazione è costituita da un calcestruzzo di classe C25/30, ha uno spessore di verifica di 50 cm. L'armatura trasversale è costituita da  $\phi 14/20$  e quella longitudinale da  $\phi 12/20$ , non è necessario disporre armatura a taglio. La distanza tra la barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (4.0 cm) è stato sommato il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale (12 mm), per cui il copriferro di verifica è 5.2 cm.

|  |                 |              |                 |
|--|-----------------|--------------|-----------------|
| <b>Momento massimo</b>                   | M =             | 46.21        | kNm             |
| <b>Taglio massimo</b>                    | T =             | 62.61        | kN              |
| <b>Verifiche di resistenza</b>           |                 |              |                 |
| Asse neutro (da lembo compresso)         | x =             | 8.68         | cm              |
| Momento di inerzia sezione parzializzata | J =             | 167537       | cm <sup>4</sup> |
| tensione cls                             | $\sigma_c =$    | 2.39         | MPa             |
| tensione acciaio layer 1                 | $\sigma_{s1} =$ | -146.5       | MPa             |
| tensione acciaio layer 2                 | $\sigma_{s2} =$ |              | MPa             |
| <b>Verifica a fessurazione</b>           |                 |              |                 |
| tensione cls per fessurazione            | $\sigma_c =$    | 2.39         | MPa             |
| tensione acciaio per fessurazione        | $\sigma_{s1} =$ | 146.5        | MPa             |
| momento di prima fessurazione            | $M_{fck} =$     | 99.18        | kNm             |
| momento di apertura fessure              | $M_{fctm} =$    | 118.07       | kNm             |
| tensione acciaio per $M_{fctm}$          | $\sigma_{sr} =$ | 374.4        | MPa             |
|  |                 | $M_{cr} > M$ | mm              |
| <b>Verifica a taglio</b>                 |                 |              |                 |
| massimo sforzo di taglio                 | $\tau_{max} =$  | 0.16         | MPa             |

La sezione non si fessura nemmeno sotto i massimi carichi di esercizio, pertanto anche la verifica a fessurazione è automaticamente soddisfatta. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a  $\tau_{c0}$ , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio.

## 6. FOSSO 4 – CANALE A U

### 6.1. Geometria

Il manufatto a U a valle del tombino circolare è realizzato da una soletta di fondazione su cui si innestano i piedritti, costituiti da setti continui in calcestruzzo armato a spessore costante. Il manufatto ha altezza interna costante pari a 1.50 m e larghezza pari a 2.95 m.

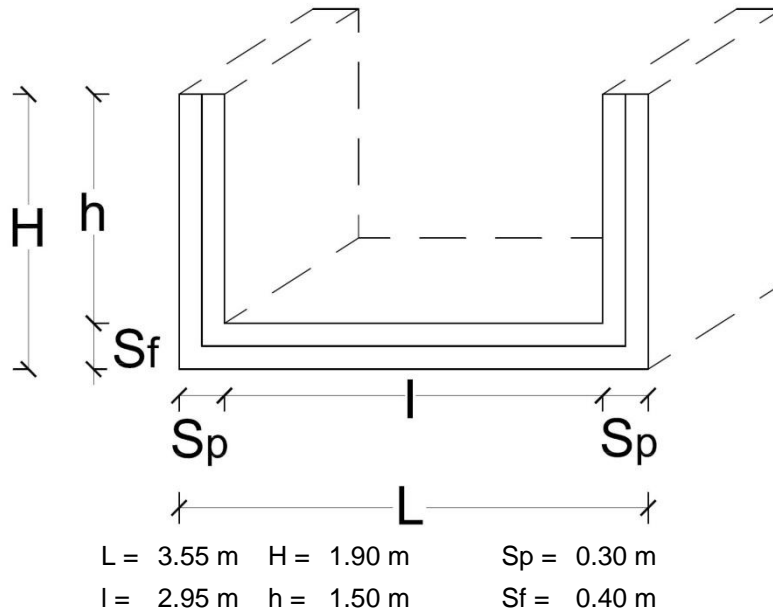


Figura 3 – Geometria manufatti a U

Per le caratteristiche dei materiali si rimanda a quanto riportato nel capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

La definizione delle azioni sugli elementi strutturali che costituiscono il manufatto sono valutati considerando lo sviluppo degli elementi lungo la linea media.

### 6.2. Analisi dei carichi

#### Peso proprio (g1)

Peso specifico cls:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Peso unitario pareti:

$$g_{1,pareti} = 25 \cdot 0.30 = 7.50 \text{ kN/m}^2$$

Peso unitario fondazione:

$$g_{1,fond} = 25 \cdot 0.40 = 10.00 \text{ kN/m}^2$$

Totale peso struttura:

$$G_1 = 25 \cdot (2 \cdot h \cdot Sp + (2 \cdot Sp + l) \cdot Sf) = 58.00 \text{ kN/m}$$

Reazione terreno:

$$G_1 / l_{media} = 17.85 \text{ kN/m}^2$$

#### Idrostatica (g1w)

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-R112-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>24 di 60   |

L'azione dell'acqua di falda è valutata come una distribuzione di pressioni triangolare agente sul piedritto e come una sottospinta costante agente dal basso verso l'alto in corrispondenza di tutto lo sviluppo orizzontale della soletta di fondazione. Alla base del piedritto si ha:

$$q_w = h_w \cdot \gamma_w$$

La  $h_w$  è valutata rispetto alla linea media dell'elemento.

L'opera non è interessata dalla presenza della falda.

### Spinta del terreno (g3)

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. La spinta del terreno è valutata come una pressione triangolare agente sul piedritto. La pressione massima si ha al piede del piedritto, il suo valore, riferito alla linea media della soletta di fondazione è pari a:

$$q_t = h_{media} \cdot \gamma_m \cdot K_0 = 1.70 \cdot 20 \cdot 0.50 = 17.0 \text{ kN/m}^2$$

si è considerato come rinfilo del canale a U un terreno con angolo di attrito  $\phi = 30^\circ$ .

### Carico variabile verticale (q1)

Si considera cautelativamente un carico distribuito di 10 kPa applicato ad un lato della struttura, questo carico simula i mezzi di cantiere che potrebbero insistere sul ricoprimento a lato. Tale carico comporta una pressione uniforme sul piedritto di intensità pari a:

$$q_1 = 10 \cdot K_0 = 10 \cdot 0.50 = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

## 6.3. Calcolo delle azioni interne

Le azioni interne nei piedritti e nella soletta di fondazione sono calcolate ipotizzando il piedritto come elemento trave incastrato alla base e la fondazione come elemento trave vincolato alle due estremità.

| carico        | sezione base piedritto |           |           | sezione incastro fondazione |           |           | sezione mezzeria fondazione |           |           |
|---------------|------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|-----------|-----------|
|               | M<br>kNm/m             | T<br>kN/m | N<br>kN/m | M<br>kNm/m                  | T<br>kN/m | N<br>kN/m | M<br>kNm/m                  | T<br>kN/m | N<br>kN/m |
| <i>g1</i>     | 0.00                   | 0.00      | 11.25     | 0.00                        | 12.75     | 0.00      | -10.36                      | 0.00      | 0.00      |
| <i>g1 (w)</i> | 0.00                   | 0.00      | 0.00      | 0.00                        | 0.00      | 0.00      | 0.00                        | 0.00      | 0.00      |
| <i>g3</i>     | 8.19                   | 14.45     | 0.00      | 8.19                        | 0.00      | 14.45     | 8.19                        | 0.00      | 14.45     |
| <i>q1</i>     | 7.23                   | 8.50      | 0.00      | 7.23                        | 0.00      | 8.50      | 7.23                        | 0.00      | 8.50      |



|  |  |                    |
|--|--|--------------------|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |                    |
| IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |  | Foglio<br>25 di 60 |

Le azioni sollecitanti di verifica sono:

|      | sezione base piedritto |           |           | sezione incastro fondazione |           |           | sezione mezzeria fondazione |           |           |
|------|------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|-----------|-----------|
|      | M<br>kNm/m             | T<br>kN/m | N<br>kN/m | M<br>kNm/m                  | T<br>kN/m | N<br>kN/m | M<br>kNm/m                  | T<br>kN/m | N<br>kN/m |
| T.A. | 15.41                  | 22.95     | 11.25     | 15.41                       | 12.75     | -         | 5.05                        | 0.00      | -         |

## 6.4. Verifiche

Per la disposizione delle armature si rimanda agli elaborati specifici.

I piedritti sono armati con un'armatura al lembo esterno costituita da  $\phi 12/20$  e al lembo interno costituita da  $\phi 12/20$ .

La soletta di fondazione è armata con un'armatura al lembo inferiore costituita da  $\phi 14/20$  e al lembo superiore costituita da  $\phi 14/20$ .

Nella soletta il copriferro netto delle armature trasversali è di 52 mm (allo spessore minimo del copriferro di 40 mm si è sommato il diametro dell'armatura longitudinale costituita da  $\phi 12$ ), nei piedritti, il copriferro netto delle armature verticali è di 60 mm (allo spessore minimo del copriferro di 40 mm si è sommato il diametro dell'armatura longitudinale costituita da  $\phi 12$  e dello spillo costituito da  $\phi 8$ ).

Verifica piedritto:

|                        |     |        |     |
|------------------------|-----|--------|-----|
| <b>Momento massimo</b> | M = | 15.41  | kNm |
| <b>Azione assiale</b>  | N = | -11.25 | kN  |

| <b>Verifiche di resistenza</b>           |                 |        |                 |
|--|-----------------|--------|-----------------|
| Asse neutro (da lembo compresso)         | x =             | 6.00   | cm              |
| Momento di inerzia sezione parzializzata | J =             | 35302  | cm <sup>4</sup> |
| eccentricità                             | e =             | 136.98 | cm              |
| tensione cls                             | $\sigma_c =$    | 2.45   | Mpa             |
| tensione acciaio layer 1                 | $\sigma_{s1} =$ | -111.3 | Mpa             |
| tensione acciaio layer 2                 | $\sigma_{s2} =$ |        | Mpa             |

| <b>Verifica a fessurazione</b>      |                   |                     |     |
|-------------------------------------|-------------------|---------------------|-----|
| Asse neutro (da lembo compresso)    | x =               | 6.00                | cm  |
| eccentricità                        | e =               | 136.98              | cm  |
| tensione cls per fessurazione       | $\sigma_c =$      | 2.45                | Mpa |
| tensione acciaio per fessurazione   | $\sigma_{s1} =$   | 111.3               | Mpa |
| momento di fessurazione             | M <sub>cr</sub> = | 43.56               | kNm |
| azione assiale per apertura fessure | N <sub>cr</sub> = | 31.80               | kN  |
| tensione cls prima fessurazione     | $\sigma_{cr} =$   | 6.92                | Mpa |
| tensione acciaio prima fessurazione | $\sigma_{sr} =$   | 314.7               | Mpa |
|                                     |                   | M <sub>cr</sub> > M |     |

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>26 di 60   |

|                          |                |      |     |
|--------------------------|----------------|------|-----|
| <b>Verifica a taglio</b> |                |      |     |
| massimo sforzo di taglio | $\tau_{max} =$ | 0.10 | Mpa |

La sezione non si fessura nemmeno sotto i massimi carichi di esercizio, pertanto anche la verifica a fessurazione è automaticamente soddisfatta. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a  $\tau_{c0}$ , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio, si dispongono nei piedritti spilli  $\phi 8$  a maglia 40x40 cm.

Verifica fondazione:

|  |                 |              |                 |
|--|-----------------|--------------|-----------------|
| <b>Momento massimo</b>                   | M =             | 15.41        | kNm             |
| <b>Taglio massimo</b>                    | T =             | 12.75        | kN              |
| <b>Verifiche di resistenza</b>           |                 |              |                 |
| Asse neutro (da lembo compresso)         | x =             | 7.57         | cm              |
| Momento di inerzia sezione parzializzata | J =             | 90981        | cm <sup>4</sup> |
| tensione cls                             | $\sigma_c =$    | 1.28         | MPa             |
| tensione acciaio layer 1                 | $\sigma_{s1} =$ | -65.4        | MPa             |
| tensione acciaio layer 2                 | $\sigma_{s2} =$ |              | MPa             |
| <b>Verifica a fessurazione</b>           |                 |              |                 |
| tensione cls per fessurazione            | $\sigma_c =$    | 1.28         | MPa             |
| tensione acciaio per fessurazione        | $\sigma_{s1} =$ | 65.4         | MPa             |
| momento di prima fessurazione            | $M_{fck} =$     | 63.36        | kNm             |
| momento di apertura fessure              | $M_{fctm} =$    | 75.43        | kNm             |
| tensione acciaio per $M_{fctm}$          | $\sigma_{sr} =$ | 319.9        | MPa             |
|  |                 | $M_{cr} > M$ | mm              |
| <b>Verifica a taglio</b>                 |                 |              |                 |
| massimo sforzo di taglio                 | $\tau_{max} =$  | 0.04         | MPa             |

La sezione non si fessura nemmeno sotto i massimi carichi di esercizio, pertanto anche la verifica a fessurazione è automaticamente soddisfatta. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a  $\tau_{c0}$ , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio.

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>27 di 60   |

## 7. FOSSO 5 - VERIFICA TUBO $\Phi 1500$

Per il metodo di calcolo e la determinazione del carico di schiacciamento si rimanda a quanto riportato nel § 4.1 e 4.2.

### 7.1. Calcolo della classe di resistenza

Con riferimento con quanto indicato nella letteratura tecnica si ricavano i carichi ovalizzanti ( $Q_{OV,S}$ ) per ciascuna condizione di carico; tali carichi si amplificano per il coefficiente di combinazione  $\gamma$  (assunto cautelativamente pari a 1,5) e si dividono per il coefficiente di posa. Operando in questo modo si ricava la classe di resistenza minima necessaria per il tubo in questione ( $Q_{R,D}$ ).

La tubazione verrà posata in trincea di larghezza alla base pari a circa 2.0 m con altezza del rinterro sopra la generatrice superiore pari a circa 6.50 m.

La tubazione è rigida, per cui il carico ovalizzante complessivo è dato dalla somma di:

- carico dovuto al rinterro;
- carico dovuto al sovraccarico mobile;
- carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo.

Nella seguente tabella sono riassunti i dati geometrici del problema:

|   |      |   |
|---|------|---|
| D | 1.84 | m |
| s | 0.17 | m |
| d | 1.50 | m |
| H | 6.50 | m |
| B | 5.80 | m |

#### 7.1.1. Carico dovuto al rinterro

Nella determinazione del carico permanente che sollecita una condotta interrata un ruolo importante è riservato all'azione del rinterro.

Secondo quanto definito dalla norma UNI 7517 si hanno due casistiche in relazione alla dimensione della trincea di posa che può essere definita stretta al verificarsi di una delle seguenti condizioni:

$$B \leq 2D \quad H \geq 1.5B \quad (1^{\text{a}} \text{ condizione})$$

$$2D \leq B \leq 3D \quad H \geq 3.5B \quad (2^{\text{a}} \text{ condizione})$$

Al contrario il tubo è posato in trincea larga quando le relazioni tra B, H e D differiscono da quelle sopra riportate.

Il significato dei simboli è visualizzato nella figura seguente.

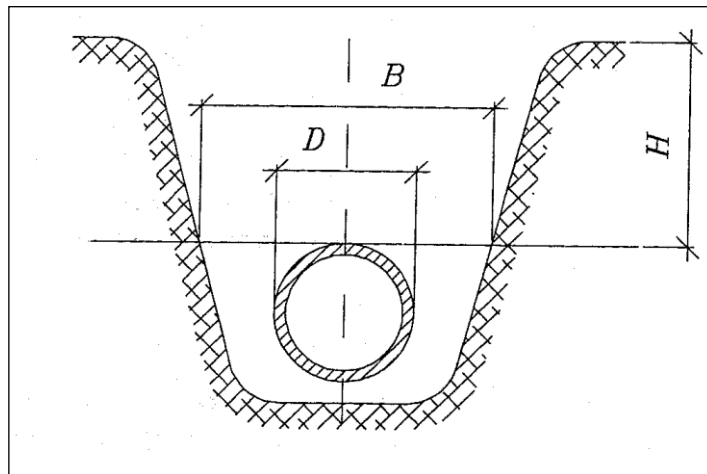


Figura 4 - Sezione tipo di posa

Nella caso di posa in **trincea stretta** il peso del rinterro  $Q_{ST}$  gravante sul cielo della tubazione è diminuito, rispetto a quello corrispondente al suo volume, per l'azione che l'attrito svolge nel contatto tra il terreno indisturbato e il rinterro.

Tale contributo è computato tramite il coefficiente di carico in trincea stretta:

$$C_t = \frac{1 - e^{-2 \cdot k \cdot \left( \frac{H}{B} \right) \cdot \gamma_t \cdot \rho'}}{2 \cdot k \cdot \tan \rho'}$$

dove:  $\rho$  angolo di attrito interno del terreno;

$\rho'$  angolo di attrito rinterro – terreno naturale;

$k$  coefficiente di spinta attiva del rinfianco pari a  $\tan^2 (45^\circ - \rho/2)$ ;

In definitiva, il carico alla quota della generatrice superiore della condotta, espresso in kN/m è:

$$Q_{ST} = C_t \cdot \gamma_t \cdot B^2$$

dove:  $\gamma_t$  peso specifico del terreno in kN/m<sup>3</sup>.

Una **trincea** si considera **larga** quando non è soddisfatta nessuna delle condizioni precedenti. In essa viene meno la collaborazione attrattiva delle pareti della trincea, che sono notevolmente distanti dal prisma di terreno direttamente gravante sul cielo della tubazione. Per semplicità, in virtù di tale osservazione si considera come carico da rinterro la quantità derivante dalla seguente relazione:

$$Q_{LT} = C_e \cdot \gamma_t \cdot D^2$$

dove il coefficiente di posa in trincea larga assume le seguenti espressioni:

$$C_e = 0.1 + 0.85 \cdot \left( \frac{H}{D} \right) + 0.33 \cdot \left( \frac{H}{D} \right)^2 \quad \text{per} \quad H/D \leq 2.66$$

$$C_e = 0.1 + 1.68 \cdot \left( \frac{H}{D} \right) \quad \text{per} \quad H/D > 2.66$$

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>29 di 60   |

Non essendo verificate entrambe le due condizioni  $B < 2D$  e  $H > 1.5D$  la posa è in trincea larga e quindi il carico verticale dovuto al rinterro è riassunto nella seguente tabella:

| <b>H=6.50 m</b>            | <b>Trincea larga</b> |                   |
|----------------------------|----------------------|-------------------|
| H/D                        | 3.53                 |                   |
| $C_e$                      | 6.03                 |                   |
| $\gamma_t$                 | 20                   | kN/m <sup>3</sup> |
| <b><math>Q_{LT}</math></b> | <b>408.6</b>         | <b>kN/m</b>       |

### 7.1.2. Carico dovuto ai sovraccarichi mobili

L'espressione del carico mobile concentrato in corrispondenza della generatrice superiore del tubo è la seguente:

$$P_{vc} = p_v \cdot D$$

Per il carico dovuto ai sovraccarichi mobili si prenderanno in considerazione le due condizioni di carico rappresentate da :

- Treno di carico LM71: carico mobile su quattro assi da 250 kN disposti a interasse di 1.60 m;
- Treno di carico SW/2: carico distribuito di 150 kN/m.

Considerando la ripartizione di 1:4 all'interno del ballast e di  $\phi$  nel terreno di ricoprimento, considerando l'elevata altezza del ricoprimento, la larghezza di diffusione è limitata all'interasse dei binari pari a 4.5 m.

#### Treno LM71

|                            |                        |
|----------------------------|------------------------|
| $p_v$                      | 34.7 kN/m <sup>2</sup> |
| <b><math>P_{vc}</math></b> | <b>63.9 kN/m</b>       |

#### Treno SW/2

|                            |                        |
|----------------------------|------------------------|
| $p_v$                      | 33.3 kN/m <sup>2</sup> |
| <b><math>P_{vc}</math></b> | <b>61.3 kN/m</b>       |

### 7.1.3. Carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo

Il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo, dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo riempito per tre quarti è dato dalla relazione seguente.

$$P_a = 5.788 \cdot d$$

dove  $d$  è il diametro interno del tubo in metri e il carico è espresso in kN/m.

$$P_a = 13.0 \text{ kN/m}$$

#### 7.1.4. Risultante dei carichi ovalizzanti

La risultante dei carichi ovalizzanti risulta pari a:

$$H = 6.50 \text{ m} \quad Q_{OV,S} = Q_{LT} + P_{vc} + P_a = 486 \text{ kN/m}$$

Il coefficiente di posa, data la protezione in calcestruzzo prevista, si assume  $K=1.5$ , sulla base degli schemi seguenti.









| TABELLA TIPI DI POSA IN OPERA |   |  | Ez  |
|-------------------------------|---|--|-----|
| 1                             |    | Posa diretta sul terreno con nicchie per i bicchieri   | 1,1 |
| 2                             |    | Posa a 90° con nicchie per i bicchieri   | 1,5 |
| 3                             |    | Tubo con piede su terreno livellato  | 1,5 |
| 4                             |    | Posa su letto di sabbia costipata a 90° con nicchie per i bicchieri  | 1,5 |
| 5                             |    | Posa a 90° su selle prefabbricate in calcestruzzo $b > de$<br>$a = 5 \text{ cm} + 1/10 \text{ DN}$ minimo 10 cm  | 1,8 |
| 6                             |   | Posa a 120° su selle prefabbricate in calcestruzzo $b > de$<br>$a = 5 \text{ cm} + 1/10 \text{ DN}$ minimo 10 cm | 2,0 |
| 7                             |  | Posa su letto di calcestruzzo costipato sino alle reni   | 2,0 |
| 8                             |  | Rinfianco in calcestruzzo fin sopra le reni<br>$a = 1/4 \text{ DN}$ minimo 10 cm                                 | 3-4 |

Figura 5 – Tabella tipi di posa in opera tubazione

#### 7.1.5. Definizione classe di resistenza

Dal momento che la canalizzazione ha un comportamento rigido si verifica che l'azione sollecitante (si assume il coefficiente parziale  $\gamma$  pari a 1,5) sia superiore all'azione resistente:

$$Q_{R,D} \geq \gamma \cdot Q_{OV,S} / K$$

$$H = 6.50 \text{ m} \quad \gamma \cdot Q_{OV,S} / K = 1.5 \cdot 486 / 1.5 = 486 \text{ kN/m}$$

Essendo il diametro del tubo pari a 1.5 m la classe di resistenza del tubo deve essere superiore a:

$$\text{per } H = 6.50 \text{ m} \quad C = 486 / 1.5 = 324 \text{ kN/m}^2.$$

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>31 di 60   |

## 8. FOSSO 6 - VERIFICA TUBO $\Phi 2000$

Per il metodo di calcolo e la determinazione del carico di schiacciamento si rimanda a quanto riportato nel § 4.1 e 4.2.

### 8.1. Calcolo della classe di resistenza

Con riferimento con quanto indicato nella letteratura tecnica si ricavano i carichi ovalizzanti ( $Q_{OV,S}$ ) per ciascuna condizione di carico; tali carichi si amplificano per il coefficiente di combinazione  $\gamma$  (assunto cautelativamente pari a 1,5) e si dividono per il coefficiente di posa. Operando in questo modo si ricava la classe di resistenza minima necessaria per il tubo in questione ( $Q_{R,D}$ ).

La tubazione verrà posata in trincea di larghezza alla base pari a circa 2.4 m con altezza del rinterro sopra la generatrice superiore pari a circa 2.60 m.

La tubazione è rigida, per cui il carico ovalizzante complessivo è dato dalla somma di:

- carico dovuto al rinterro;
- carico dovuto al sovraccarico mobile;
- carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo.

Nella seguente tabella sono riassunti i dati geometrici del problema:

|   |       |   |
|---|-------|---|
| D | 2.41  | m |
| s | 0.205 | m |
| d | 2.00  | m |
| H | 2.60  | m |
| B | 7.20  | m |

#### 8.1.1. Carico dovuto al rinterro

Nella determinazione del carico permanente che sollecita una condotta interrata un ruolo importante è riservato all'azione del rinterro.

Secondo quanto definito dalla norma UNI 7517 si hanno due casistiche in relazione alla dimensione della trincea di posa che può essere definita stretta al verificarsi di una delle seguenti condizioni:

$$B \leq 2D \quad H \geq 1.5B \quad (1^{\text{a}} \text{ condizione})$$

$$2D \leq B \leq 3D \quad H \geq 3.5B \quad (2^{\text{a}} \text{ condizione})$$

Al contrario il tubo è posato in trincea larga quando le relazioni tra B, H e D differiscono da quelle sopra riportate.

Il significato dei simboli è visualizzato nella figura seguente.

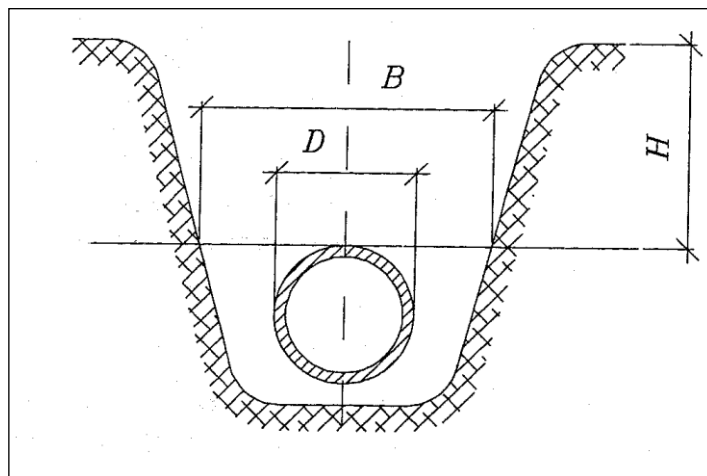


Figura 6 - Sezione tipo di posa

Nella caso di posa in **trincea stretta** il peso del rinterro  $Q_{ST}$  gravante sul cielo della tubazione è diminuito, rispetto a quello corrispondente al suo volume, per l'azione che l'attrito svolge nel contatto tra il terreno indisturbato e il rinterro.

Tale contributo è computato tramite il coefficiente di carico in trincea stretta:

$$C_t = \frac{1 - e^{-2 \cdot k \cdot \left( \frac{H}{B} \right) \cdot \gamma_t \cdot \rho'}}{2 \cdot k \cdot \tan \rho'}$$

dove:  $\rho$  angolo di attrito interno del terreno;

$\rho'$  angolo di attrito rinterro – terreno naturale;

$k$  coefficiente di spinta attiva del rinfianco pari a  $\tan^2 (45^\circ - \rho/2)$ ;

In definitiva, il carico alla quota della generatrice superiore della condotta, espresso in kN/m è:

$$Q_{ST} = C_t \cdot \gamma_t \cdot B^2$$

dove:  $\gamma_t$  peso specifico del terreno in kN/m<sup>3</sup>.

Una **trincea** si considera **larga** quando non è soddisfatta nessuna delle condizioni precedenti. In essa viene meno la collaborazione attrattiva delle pareti della trincea, che sono notevolmente distanti dal prisma di terreno direttamente gravante sul cielo della tubazione. Per semplicità, in virtù di tale osservazione si considera come carico da rinterro la quantità derivante dalla seguente relazione:

$$Q_{LT} = C_e \cdot \gamma_t \cdot D^2$$

dove il coefficiente di posa in trincea larga assume le seguenti espressioni:

$$C_e = 0.1 + 0.85 \cdot \left( \frac{H}{D} \right) + 0.33 \cdot \left( \frac{H}{D} \right)^2 \quad \text{per} \quad H/D \leq 2.66$$

$$C_e = 0.1 + 1.68 \cdot \left( \frac{H}{D} \right) \quad \text{per} \quad H/D > 2.66$$



|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>33 di 60   |

Non essendo verificate entrambe le due condizioni  $B < 2D$  e  $H > 1.5D$  la posa è in trincea larga e quindi il carico verticale dovuto al rinterro è riassunto nella seguente tabella:

| H=2.00 m                   | Trincea larga |                   |
|----------------------------|---------------|-------------------|
| H/D                        | 1.08          |                   |
| $C_e$                      | 1.40          |                   |
| $\gamma_t$                 | 20            | kN/m <sup>3</sup> |
| <b><math>Q_{LT}</math></b> | <b>162.8</b>  | <b>kN/m</b>       |

### 8.1.2. Carico dovuto ai sovraccarichi mobili

L'espressione del carico mobile concentrato in corrispondenza della generatrice superiore del tubo è la seguente:

$$P_{vc} = p_v \cdot D$$

Per il carico dovuto ai sovraccarichi mobili si prenderanno in considerazione le due condizioni di carico rappresentate da :

- Treno di carico LM71: carico mobile su quattro assi da 250 kN disposti a interasse di 1.60 m;
- Treno di carico SW/2: carico distribuito di 150 kN/m.

Considerando la ripartizione di 1:4 all'interno del ballast e di  $\phi=30^\circ$  nel terreno di ricoprimento, considerando il ricoprimento di 2.0 m si ha che la larghezza di diffusione è limitata all'interasse dei binari pari a 4.5 m.

#### Treno LM71

|                            |                        |
|----------------------------|------------------------|
| $p_v$                      | 34.7 kN/m <sup>2</sup> |
| <b><math>P_{vc}</math></b> | <b>83.7 kN/m</b>       |

#### Treno SW/2

|                            |                        |
|----------------------------|------------------------|
| $p_v$                      | 33.3 kN/m <sup>2</sup> |
| <b><math>P_{vc}</math></b> | <b>80.3 kN/m</b>       |

### 8.1.3. Carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo

Il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo, dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo riempito per tre quarti è dato dalla relazione seguente.

$$P_a = 5.788 \cdot d$$

dove  $d$  è il diametro interno del tubo in metri e il carico è espresso in kN/m.

$$P_a = 23.2 \text{ kN/m}$$

### 8.1.4. Risultante dei carichi ovalizzanti

La risultante dei carichi ovalizzanti risulta pari a:

$$H = 2.00 \text{ m} \quad Q_{OV,S} = Q_{LT} + P_{vc} + P_a = 270 \text{ kN/m}$$

Il coefficiente di posa, data la protezione in calcestruzzo prevista, si assume  $K=1.5$ , sulla base degli schemi seguenti.









| TABELLA TIPI DI POSA IN OPERA |   |  | Ez  |
|-------------------------------|---|--|-----|
| 1                             |    | Posa diretta sul terreno con nicchie per i bicchieri   | 1,1 |
| 2                             |    | Posa a 90° con nicchie per i bicchieri   | 1,5 |
| 3                             |    | Tubo con piede su terreno livellato  | 1,5 |
| 4                             |    | Posa su letto di sabbia costipata a 90° con nicchie per i bicchieri  | 1,5 |
| 5                             |    | Posa a 90° su selle prefabbricate in calcestruzzo $b > de$<br>$a = 5 \text{ cm} + 1/10 \text{ DN}$ minimo 10 cm  | 1,8 |
| 6                             |   | Posa a 120° su selle prefabbricate in calcestruzzo $b > de$<br>$a = 5 \text{ cm} + 1/10 \text{ DN}$ minimo 10 cm | 2,0 |
| 7                             |  | Posa su letto di calcestruzzo costipato sino alle reni   | 2,0 |
| 8                             |  | Rinfiacco in calcestruzzo fin sopra le reni<br>$a = 1/4 \text{ DN}$ minimo 10 cm                                 | 3-4 |

Figura 7 – Tabella tipi di posa in opera tubazione

### 8.1.5. Definizione classe di resistenza

Dal momento che la canalizzazione ha un comportamento rigido si verifica che l'azione sollecitante (si assume il coefficiente parziale  $\gamma$  pari a 1,5) sia superiore all'azione resistente:

$$Q_{R,D} \geq \gamma \cdot Q_{OV,S} / K$$

$$H = 2.60 \text{ m} \quad \gamma \cdot Q_{OV,S} / K = 1.5 \cdot 270 / 1.5 = 270 \text{ kN/m}$$

Essendo il diametro del tubo pari a 1.5 m la classe di resistenza del tubo deve essere superiore a:

$$\text{per } H = 2.60 \text{ m} \quad C = 270 / 2.0 = 135 \text{ kN/m}^2.$$

## 9. FOSSO 6 - VERIFICA MANUFATTO IDRAULICO P01

### 9.1. Geometria

Il fosso 6 presenta a valle del tombino circolare  $\phi 2000$  il pozzetto P01, una vasca di dimensioni in pianta pari a circa 16x6 m e altezza variabile da 4.30 m a 5.4 m.

Il manufatto a U è realizzato da una soletta di fondazione su cui si innestano i piedritti, costituiti da setti continui in calcestruzzo armato a spessore costante. Il manufatto ha altezza interna costante pari a circa 4.30 m e larghezza interna pari a 5.0 m, ad eccezione del tratto terminale che presenta un'altezza dei piedritti di 5.40 m e una larghezza di circa 4.0 m.

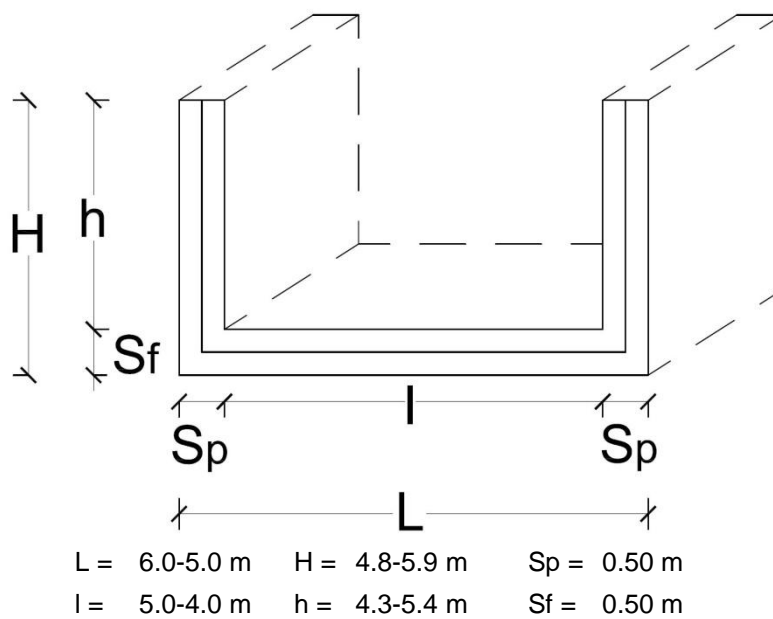


Figura 8 – Geometria manufatti a U

Per le caratteristiche dei materiali si rimanda a quanto riportato nel capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

La definizione delle azioni sugli elementi strutturali che costituiscono il manufatto sono valutati considerando lo sviluppo degli elementi lungo la linea media.

### 9.2. Analisi dei carichi

#### Peso proprio ( $g_1$ )

Peso specifico cls:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Peso unitario pareti:

$$g_{1,pareti} = 25 \cdot 0.50 = 12.50 \text{ kN/m}^2$$

Peso unitario fondazione:

$$g_{1,fond} = 25 \cdot 0.50 = 12.50 \text{ kN/m}^2$$

Totale peso struttura ( $h=4.3 \text{ m}$ ):

$$G_1 = 25 \cdot (2 \cdot h \cdot Sp + (2 \cdot Sp + l) \cdot Sf) = 182.50 \text{ kN/m}$$

Reazione terreno ( $h=4.3 \text{ m}$ ):

$$G_1 / l_{media} = 33.18 \text{ kN/m}^2$$

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>36 di 60   |

Totale peso struttura (h=5.4 m):  $G_1 = 25 \cdot (2 \cdot h \cdot Sp + (2 \cdot Sp + l) \cdot Sf) = 197.50 \text{ kN/m}$

Reazione terreno (h=5.4 m):  $G_1 / I_{media} = 43.89 \text{ kN/m}^2$

### Idrostatica (q1w)

L'azione dell'acqua di falda è valutata come una distribuzione di pressioni triangolare agente sul piedritto e come una sottospinta costante agente dal basso verso l'alto in corrispondenza di tutto lo sviluppo orizzontale della soletta di fondazione. Alla base del piedritto si ha:

$$q_w = h_w \cdot \gamma_w$$

La  $h_w$  è valutata rispetto alla linea media dell'elemento.

L'opera non è interessata dalla presenza della falda.

### Spinta del terreno (q3)

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. La spinta del terreno è valutata come una pressione triangolare agente sul piedritto. La pressione massima si ha al piede del piedritto, il suo valore, riferito alla linea media della soletta di fondazione è pari a:

$$h=4.3 \text{ m} \quad q_t = h_{media} \cdot \gamma_m \cdot K_0 = 4.55 \cdot 20 \cdot 0.426 = 48.19 \text{ kN/m}^2$$

$$h=5.4 \text{ m} \quad q_t = h_{media} \cdot \gamma_m \cdot K_0 = 5.65 \cdot 20 \cdot 0.426 = 48.19 \text{ kN/m}^2$$

si è considerato come rinfiacco della vasca posta in prossimità del rilevato ferroviario un terreno con angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$ .

### Carico variabile verticale (q1)

Si considera cautelativamente un carico distribuito di 10 kPa applicato ad un lato della struttura, questo carico simula i mezzi di cantiere che potrebbero insistere sul ricoprimento a lato. Tale carico comporta una pressione uniforme sul piedritto di intensità pari a:

$$q_1 = 10 \cdot K_0 = 10 \cdot 0.426 = 4.26 \text{ kN/m}^2$$

## 9.3. Calcolo delle azioni interne

Le azioni interne nei piedritti e nella soletta di fondazione sono calcolate ipotizzando il piedritto come elemento trave incastrato alla base e la fondazione come elemento trave vincolato alle due estremità.

| h=4.3 m | sezione base piedritto |      |      | sezione incastro fondazione |      |      | sezione mezzeria fondazione |      |      |
|---------|------------------------|------|------|-----------------------------|------|------|-----------------------------|------|------|
|         | M                      | T    | N    | M                           | T    | N    | M                           | T    | N    |
| carico  | kNm/m                  | kN/m | kN/m | kNm/m                       | kN/m | kN/m | kNm/m                       | kN/m | kN/m |

|               |        |       |       |        |       |       |        |      |       |
|---------------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|------|-------|
| <i>g1</i>     | 0.00   | 0.00  | 53.75 | 0.00   | 56.88 | 0.00  | -78.20 | 0.00 | 0.00  |
| <i>g1 (w)</i> | 0.00   | 0.00  | 0.00  | 0.00   | 0.00  | 0.00  | 0.00   | 0.00 | 0.00  |
| <i>g3</i>     | 133.89 | 88.28 | 0.00  | 133.89 | 0.00  | 88.28 | 133.89 | 0.00 | 88.28 |
| <i>q1</i>     | 44.14  | 19.40 | 0.00  | 44.14  | 0.00  | 19.40 | 44.14  | 0.00 | 19.40 |

|               |                               |                  |                  |                                    |                  |                  |                                    |                  |                  |
|---------------|-------------------------------|------------------|------------------|------------------------------------|------------------|------------------|------------------------------------|------------------|------------------|
| h=5.4 m       | <b>sezione base piedritto</b> |                  |                  | <b>sezione incastro fondazione</b> |                  |                  | <b>sezione mezzeria fondazione</b> |                  |                  |
| <b>carico</b> | <b>M</b><br>kNm/m             | <b>T</b><br>kN/m | <b>N</b><br>kN/m | <b>M</b><br>kNm/m                  | <b>T</b><br>kN/m | <b>N</b><br>kN/m | <b>M</b><br>kNm/m                  | <b>T</b><br>kN/m | <b>N</b><br>kN/m |
| <i>g1</i>     | 0.00                          | 0.00             | 67.50            | 0.00                               | 70.63            | 0.00             | -79.45                             | 0.00             | 0.00             |
| <i>g1 (w)</i> | 0.00                          | 0.00             | 0.00             | 0.00                               | 0.00             | 0.00             | 0.00                               | 0.00             | 0.00             |
| <i>g3</i>     | 256.37                        | 136.13           | 0.00             | 256.37                             | 0.00             | 136.13           | 256.37                             | 0.00             | 136.13           |
| <i>q1</i>     | 68.06                         | 24.09            | 0.00             | 68.06                              | 0.00             | 24.09            | 68.06                              | 0.00             | 24.09            |

Le azioni sollecitanti di verifica sono:

|         |                               |                  |                  |                                    |                  |                  |                                    |                  |                  |
|---------|-------------------------------|------------------|------------------|------------------------------------|------------------|------------------|------------------------------------|------------------|------------------|
| h=4.3 m | <b>sezione base piedritto</b> |                  |                  | <b>sezione incastro fondazione</b> |                  |                  | <b>sezione mezzeria fondazione</b> |                  |                  |
|         | <b>M</b><br>kNm/m             | <b>T</b><br>kN/m | <b>N</b><br>kN/m | <b>M</b><br>kNm/m                  | <b>T</b><br>kN/m | <b>N</b><br>kN/m | <b>M</b><br>kNm/m                  | <b>T</b><br>kN/m | <b>N</b><br>kN/m |
| T.A.    | 178.03                        | 107.68           | 53.75            | 178.03                             | 56.88            | -                | 99.83                              | 0.00             | -                |

|         |                               |                  |                  |                                    |                  |                  |                                    |                  |                  |
|---------|-------------------------------|------------------|------------------|------------------------------------|------------------|------------------|------------------------------------|------------------|------------------|
| h=5.4 m | <b>sezione base piedritto</b> |                  |                  | <b>sezione incastro fondazione</b> |                  |                  | <b>sezione mezzeria fondazione</b> |                  |                  |
|         | <b>M</b><br>kNm/m             | <b>T</b><br>kN/m | <b>N</b><br>kN/m | <b>M</b><br>kNm/m                  | <b>T</b><br>kN/m | <b>N</b><br>kN/m | <b>M</b><br>kNm/m                  | <b>T</b><br>kN/m | <b>N</b><br>kN/m |
| T.A.    | 324.43                        | 160.22           | 67.50            | 324.43                             | 70.63            | -                | 244.98                             | 0.00             | -                |

## 9.4. Verifiche

Per la disposizione delle armature si rimanda agli elaborati specifici.

I piedritti sono armati con un'armatura al lembo esterno costituita da  $\phi 26/20 + \phi 26/40$  e al lembo interno costituita da  $\phi 16/20$ , ad eccezione del tratto di altezza maggiore che è armato con un'armatura al lembo esterno costituita da  $\phi 26/10$ .

La soletta di fondazione è armata con un'armatura al lembo inferiore costituita da  $\phi 26/20$  e al lembo superiore costituita da  $\phi 26/20$ , ad eccezione del tratto di altezza maggiore che è armato con un'armatura al lembo superiore e inferiore con  $\phi 26/10$ .

Nella soletta il copriferro netto delle armature trasversali è di 56 mm (allo spessore minimo del copriferro di 40 mm si è sommato il diametro dell'armatura longitudinale costituita da  $\phi 16$ ), nei piedritti, il copriferro netto delle armature verticali è di 66 mm (allo spessore minimo del copriferro di 40 mm si è sommato il diametro dell'armatura longitudinale costituita da  $\phi 16$  e dello spillo costituito da  $\phi 10$ ).

Verifica piedritto (h = 4.3 m):

|                        |     |        |     |
|------------------------|-----|--------|-----|
| <b>Momento massimo</b> | M = | 178.03 | kNm |
|------------------------|-----|--------|-----|

|                       |     |        |    |
|-----------------------|-----|--------|----|
| <b>Azione assiale</b> | N = | -53.75 | kN |
|-----------------------|-----|--------|----|

|  |                 |        |                 |
|--|-----------------|--------|-----------------|
| <b>Verifiche di resistenza</b>           |                 |        |                 |
| Asse neutro (da lembo compresso)         | x =             | 17.33  | cm              |
| Momento di inerzia sezione parzializzata | J =             | 554826 | cm <sup>4</sup> |
| eccentricità                             | e =             | 331.22 | cm              |
| tensione cls                             | $\sigma_c$ =    | 5.43   | Mpa             |
| tensione acciaio layer 1                 | $\sigma_{s1}$ = | -116.5 | Mpa             |
| tensione acciaio layer 2                 | $\sigma_{s2}$ = | -116.5 | Mpa             |

|                                     |                   |        |     |
|-------------------------------------|-------------------|--------|-----|
| <b>Verifica a fessurazione</b>      |                   |        |     |
| Asse neutro (da lembo compresso)    | x =               | 17.33  | cm  |
| eccentricità                        | e =               | 331.22 | cm  |
| tensione cls per fessurazione       | $\sigma_c$ =      | 5.43   | Mpa |
| tensione acciaio per fessurazione   | $\sigma_{s1}$ =   | 116.5  | Mpa |
| momento di fessurazione             | M <sub>cr</sub> = | 142.97 | kNm |
| azione assiale per apertura fessure | N <sub>cr</sub> = | 43.16  | kN  |
| tensione cls prima fessurazione     | $\sigma_{cr}$ =   | 4.36   | Mpa |
| tensione acciaio prima fessurazione | $\sigma_{sr}$ =   | 93.5   | Mpa |
| apertura fessure                    | w <sub>k</sub> =  | 0.135  | mm  |

|                          |                |      |     |
|--------------------------|----------------|------|-----|
| <b>Verifica a taglio</b> |                |      |     |
| massimo sforzo di taglio | $\tau_{max}$ = | 0.28 | Mpa |

La sezione sotto i massimi carichi di esercizio mantiene l'apertura delle fessure inferiore allo 0.15 mm. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a  $\tau_{c0}$ , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio, si dispongono spilli  $\phi 10$  a maglia 40x40 cm.

Verifica piedritto (h = 5.4 m):

|                        |     |        |     |
|------------------------|-----|--------|-----|
| <b>Momento massimo</b> | M = | 324.43 | kNm |
| <b>Azione assiale</b>  | N = | -67.50 | kN  |

|  |                 |        |                 |
|--|-----------------|--------|-----------------|
| <b>Verifiche di resistenza</b>           |                 |        |                 |
| Asse neutro (da lembo compresso)         | x =             | 19.01  | cm              |
| Momento di inerzia sezione parzializzata | J =             | 673905 | cm <sup>4</sup> |
| eccentricità                             | e =             | 480.64 | cm              |
| tensione cls                             | $\sigma_c$ =    | 9.04   | Mpa             |
| tensione acciaio layer 1                 | $\sigma_{s1}$ = | -164.7 | Mpa             |
| tensione acciaio layer 2                 | $\sigma_{s2}$ = |        | Mpa             |

|                                   |                   |        |     |
|-----------------------------------|-------------------|--------|-----|
| <b>Verifica a fessurazione</b>    |                   |        |     |
| Asse neutro (da lembo compresso)  | x =               | 19.01  | cm  |
| eccentricità                      | e =               | 480.64 | cm  |
| tensione cls per fessurazione     | $\sigma_c$ =      | 9.04   | Mpa |
| tensione acciaio per fessurazione | $\sigma_{s1}$ =   | 164.7  | Mpa |
| momento di fessurazione           | M <sub>cr</sub> = | 150.54 | kNm |

|  |  |                    |
|--|--|--------------------|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |                    |
| IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |  | Foglio<br>39 di 60 |

|                                     |                 |       |     |
|-------------------------------------|-----------------|-------|-----|
| azione assiale per apertura fessure | Ncr =           | 31.32 | kN  |
| tensione cls prima fessurazione     | $\sigma_{cr}$ = | 4.19  | Mpa |
| tensione acciaio prima fessurazione | $\sigma_{sr}$ = | 76.4  | Mpa |
| apertura fessure                    | wk =            | 0.215 | mm  |

|                          |                |      |     |
|--------------------------|----------------|------|-----|
| <b>Verifica a taglio</b> |                |      |     |
| massimo sforzo di taglio | $\tau_{max}$ = | 0.41 | Mpa |

La sezione sotto i massimi carichi di esercizio mantiene l'apertura delle fessure intorno a 0.2 mm. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a  $\tau_{c0}$ , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio, si dispongono spilli  $\phi 10$  a maglia 40x40 cm.

Verifica fondazione (h=4.3 m)

|  |                 |        |                 |
|--|-----------------|--------|-----------------|
| <b>Momento massimo</b>                   | M =             | 178.03 | kNm             |
| <b>Taglio massimo</b>                    | T =             | 56.88  | kN              |
| <b>Verifiche di resistenza</b>           |                 |        |                 |
| Asse neutro (da lembo compresso)         | x =             | 13.52  | cm              |
| Momento di inerzia sezione parzializzata | J =             | 448241 | cm <sup>4</sup> |
| tensione cls                             | $\sigma_c$ =    | 5.37   | MPa             |
| tensione acciaio layer 1                 | $\sigma_{s1}$ = | -176.2 | MPa             |
| tensione acciaio layer 2                 | $\sigma_{s2}$ = |        | MPa             |
| <b>Verifica a fessurazione</b>           |                 |        |                 |
| tensione cls per fessurazione            | $\sigma_c$ =    | 5.37   | MPa             |
| tensione acciaio per fessurazione        | $\sigma_{s1}$ = | 176.2  | MPa             |
| momento di prima fessurazione            | $M_{fck}$ =     | 117.61 | kNm             |
| momento di apertura fessure              | $M_{fctm}$ =    | 140.01 | kNm             |
| tensione acciaio per $M_{fctm}$          | $\sigma_{sr}$ = | 138.6  | MPa             |
| apertura fessure                         | wk =            | 0.21   | mm              |
| <b>Verifica a taglio</b>                 |                 |        |                 |
| massimo sforzo di taglio                 | $\tau_{max}$ =  | 0.14   | MPa             |

La sezione sotto i massimi carichi di esercizio mantiene l'apertura delle fessure intorno a 0.2 mm. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a  $\tau_{c0}$ , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio.

Verifica fondazione (h=5.4 m):

|                                  |     |        |     |
|----------------------------------|-----|--------|-----|
| <b>Momento massimo</b>           | M = | 324.43 | kNm |
| <b>Taglio massimo</b>            | T = | 70.63  | kN  |
| <b>Verifiche di resistenza</b>   |     |        |     |
| Asse neutro (da lembo compresso) | x = | 16.48  | cm  |

|  |                 |        |                 |
|--|-----------------|--------|-----------------|
| Momento di inerzia sezione parzializzata | $J =$           | 786628 | cm <sup>4</sup> |
| tensione cls                             | $\sigma_c =$    | 6.80   | MPa             |
| tensione acciaio layer 1                 | $\sigma_{s1} =$ | -164.7 | MPa             |
| tensione acciaio layer 2                 | $\sigma_{s2} =$ |        | MPa             |

**Verifica a fessurazione**

|                                   |                 |        |     |
|-----------------------------------|-----------------|--------|-----|
| tensione cls per fessurazione     | $\sigma_c =$    | 6.80   | MPa |
| tensione acciaio per fessurazione | $\sigma_{s1} =$ | 164.7  | MPa |
| momento di prima fessurazione     | $M_{fck} =$     | 143.98 | kNm |
| momento di apertura fessure       | $M_{fctm} =$    | 171.41 | kNm |
| tensione acciaio per $M_{fctm}$   | $\sigma_{sr} =$ | 87.0   | MPa |
| apertura fessure                  | $w_k =$         | 0.19   | mm  |

**Verifica a taglio**

|                          |                |      |     |
|--------------------------|----------------|------|-----|
| massimo sforzo di taglio | $\tau_{max} =$ | 0.18 | MPa |
|--------------------------|----------------|------|-----|

La sezione sotto i massimi carichi di esercizio mantiene l'apertura delle fessure inferiore allo 0.2 mm. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a  $\tau_{c0}$ , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio.



|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>41 di 60   |

## 10. FOSSO 6 - VERIFICA MANUFATTO IDRAULICO P02

A valle del tombino circolare di linea si ha, in corrispondenza del piazzale, un manufatto di deviazione, il pozzetto P02, di forma in pianta pseudopentagonale, di dimensioni pari a circa 4.6x3.7 m e altezza interna di 3.50 m; gli elementi strutturali hanno spessore pari a 0.40 m.

Il ricoprimento del manufatto è pari a circa 1.40 m.

### 10.1. Soletta di copertura

La soletta di copertura di spessore 0.4 m è stata approssimata, per la verifica, a un rettangolo di dimensioni pari a 4.2x3.3 m (dimensioni riferite all'asse piedritti), essa ha un ricoprimento di 1.40 m, i carichi agenti sono:

- Peso proprio  $p_p = 25 \cdot 0.4 = 10 \text{ kN/m}^2$
- Carico permanente  $p = 20 \cdot 1.4 = 28 \text{ kN/m}^2$
- Accidentale  $q = 20 \text{ kN/m}^2$

Per la soletta di copertura si è considerato il comportamento a piastra incastrata sui lati, per massimizzare il momento in prossimità dei piedritti e appoggiata sui lati per massimizzare il momento nella mezzeria.

Il rapporto dei lati è pari a  $4.2/3.3 = 1.3$ , indicata con x la direzione parallela al lato corto e con y la direzione parallela al lato lungo le sollecitazioni massime flettenti sono di seguito riportate.

Soletta appoggiata:

$$M_x = p_{\text{tot}} \cdot a^2 / \alpha_x = 58 \cdot 3.3^2 \cdot / 15.15 = 41.7 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = p_{\text{tot}} \cdot a^2 / \alpha_y = 58 \cdot 3.3^2 \cdot / 22.50 = 28.1 \text{ kNm/m}$$

Soletta incastrata:

$$M_x = p_{\text{tot}} \cdot a^2 / \alpha_x = 58 \cdot 3.3^2 \cdot / 14.55 = 43.4 \text{ kNm/m}$$

$$M_y = p_{\text{tot}} \cdot a^2 / \alpha_y = 58 \cdot 3.3^2 \cdot / 17.85 = 35.4 \text{ kNm/m}$$

Per l'azione tagliante si considera a favore di sicurezza un comportamento a trave:

$$T = p_{\text{tot}} \cdot a / 2 = 84 \text{ kN/m (calcolato a filo del collegamento tra soletta e piedritti, assumendo } a=2.9 \text{ m)}$$

L'armatura della soletta è costituita da  $\phi 12/20$  al lembo interno e esterno, in entrambe le direzioni. Nella soletta il copriferro netto delle armature trasversali è di 52 mm (allo spessore minimo del copriferro di 40 mm si è sommato il diametro dell'armatura nell'altra direzione costituita da  $\phi 12$ ).

|                                |     |       |     |
|--------------------------------|-----|-------|-----|
| <b>Momento massimo</b>         | M = | 43.40 | kNm |
| <b>Taglio massimo</b>          | T = | 84.00 | kN  |
| <b>Verifiche di resistenza</b> |     |       |     |

|  |                 |              |                 |
|--|-----------------|--------------|-----------------|
| Asse neutro (da lembo compresso)         | x =             | 6.71         | cm              |
| Momento di inerzia sezione parzializzata | J =             | 74241        | cm <sup>4</sup> |
| tensione cls                             | $\sigma_c =$    | 3.92         | MPa             |
| tensione acciaio layer 1                 | $\sigma_{s1} =$ | -241.0       | MPa             |
| tensione acciaio layer 2                 | $\sigma_{s2} =$ |              | MPa             |
| <b>Verifica a fessurazione</b>           |                 |              |                 |
| tensione cls per fessurazione            | $\sigma_c =$    | 3.92         | MPa             |
| tensione acciaio per fessurazione        | $\sigma_{s1} =$ | 241.0        | MPa             |
| momento di prima fessurazione            | $M_{fck} =$     | 62.47        | kNm             |
| momento di apertura fessure              | $M_{fctm} =$    | 74.37        | kNm             |
| tensione acciaio per $M_{fctm}$          | $\sigma_{sr} =$ | 413.0        | MPa             |
|  |                 | $M_{cr} > M$ | mm              |
| <b>Verifica a taglio</b>                 |                 |              |                 |
| massimo sforzo di taglio                 | $\tau_{max} =$  | 0.27         | MPa             |

La sezione non si fessura nemmeno sotto i massimi carichi di esercizio, pertanto anche la verifica a fessurazione è automaticamente soddisfatta. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a  $\tau_{c0}$ , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio.

## 10.2. Soletta di fondazione

La soletta di fondazione di spessore 0.4 m e dimensioni analoghe a quelle della soletta è caricata dalla spinta del terreno, pari ai carichi agenti sul manufatto:

- Peso proprio soletta  $p_p = 25 \cdot 0.4 = 10 \text{ kN/m}^2$
- Carico permanente  $p = 20 \cdot 1.40 = 28 \text{ kN/m}^2$
- Accidentale  $q = 20 \text{ kN/m}^2$
- Peso proprio piedritti  $p_p = (25 \cdot (16.0 \cdot 0.4 \cdot 3.5) / 4.6 / 3.7 = 33 \text{ kN/m}^2$

Come per la soletta di copertura anche per quella di fondazione si è considerato il comportamento a piastra incastrata sui lati, per massimizzare il momento in prossimità dei piedritti e appoggiata sui lati per massimizzare il momento nella mezzeria.

Il rapporto dei lati è pari a  $4.2/3.3 = 1.3$ , indicata con x la direzione parallela al lato corto e con y la direzione parallela al lato lungo le sollecitazioni massime flettenti sono di segui to riportate.

Soletta appoggiata:  $M_x = p_{tot} \cdot a^2 / \alpha_x = 91 \cdot 3.3^2 \cdot / 15.15 = 65.4 \text{ kNm/m}$

$M_y = p_{tot} \cdot a^2 / \alpha_y = 91 \cdot 3.3^2 \cdot / 22.50 = 44.0 \text{ kNm/m}$

Soletta incastrata:  $M_x = p_{tot} \cdot a^2 / \alpha_x = 91 \cdot 3.3^2 \cdot / 14.55 = 68.1 \text{ kNm/m}$

$M_y = p_{tot} \cdot a^2 / \alpha_y = 91 \cdot 3.3^2 \cdot / 17.85 = 55.5 \text{ kNm/m}$

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>43 di 60   |

Per l'azione tagliante si considera a favore di sicurezza un comportamento a trave:

$$T = p_{\text{tot}} \cdot 2.9 / 2 = 132.0 \text{ kN/m}$$

L'armatura della fondazione è costituita da  $\phi 16/20$  al lembo interno e esterno, in entrambe le direzioni. Nella fondazione il copriferro netto delle armature trasversali è di 56 mm (allo spessore minimo del copriferro di 40 mm si è sommato il diametro dell'armatura nell'altra direzione costituita da  $\phi 16$ ).

|  |                       |        |                 |
|--|-----------------------|--------|-----------------|
| <b>Momento massimo</b>                   | M =                   | 68.10  | kNm             |
| <b>Taglio massimo</b>                    | T =                   | 132.00 | kN              |
| <b>Verifiche di resistenza</b>           |                       |        |                 |
| Asse neutro (da lembo compresso)         | x =                   | 8.37   | cm              |
| Momento di inerzia sezione parzializzata | J =                   | 116121 | cm <sup>4</sup> |
| tensione cls                             | $\sigma_c =$          | 4.91   | MPa             |
| tensione acciaio layer 1                 | $\sigma_{s1} =$       | -221.9 | MPa             |
| tensione acciaio layer 2                 | $\sigma_{s2} =$       |        | MPa             |
| <b>Verifica a fessurazione</b>           |                       |        |                 |
| tensione cls per fessurazione            | $\sigma_c =$          | 4.91   | MPa             |
| tensione acciaio per fessurazione        | $\sigma_{s1} =$       | 221.9  | MPa             |
| momento di prima fessurazione            | $M_{fck} =$           | 65.26  | kNm             |
| momento di apertura fessure              | $M_{fctm} =$          | 77.69  | kNm             |
| tensione acciaio per $M_{fctm}$          | $\sigma_{sr} =$       | 253.2  | MPa             |
| apertura fessure                         | $w_k =$               | 0.17   | mm              |
| <b>Verifica a taglio</b>                 |                       |        |                 |
| massimo sforzo di taglio                 | $\tau_{\text{max}} =$ | 0.43   | MPa             |

La sezione sotto i massimi carichi di esercizio mantiene l'apertura a fessura inferiore a 0.20 mm, pertanto anche la verifica a fessurazione è soddisfatta. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a  $\tau_{c0}$ , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio.

### 10.3. Pareti

Per il dimensionamento delle pareti si considera la parete di dimensione 3.4x3.9 (misure riferite all'asse dei piedritti).

I carichi agenti sulla parete, considerando il ritombamento di circa 1.40 m sono:

- Spinta delle terre:  $\sigma_1 = 20 \cdot (1.40 + 0.40/2) \cdot K_0 = 13.63 \text{ kN/m}^2$

$$\sigma_2 = 20 \cdot (1.40 + 0.40/2 + 3.9) \cdot K_0 = 46.86 \text{ kN/m}^2$$

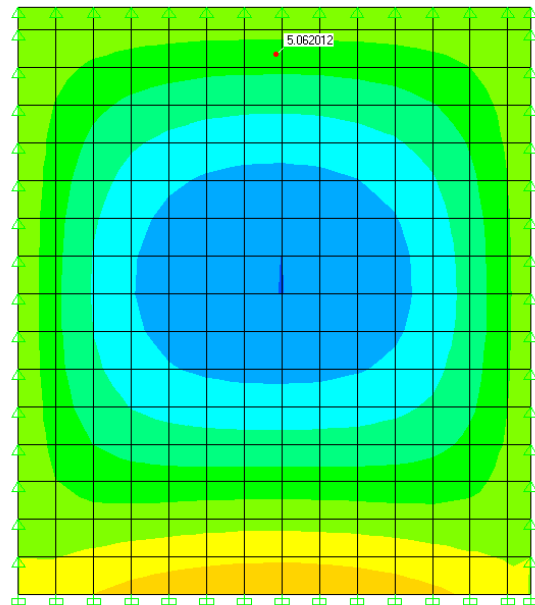
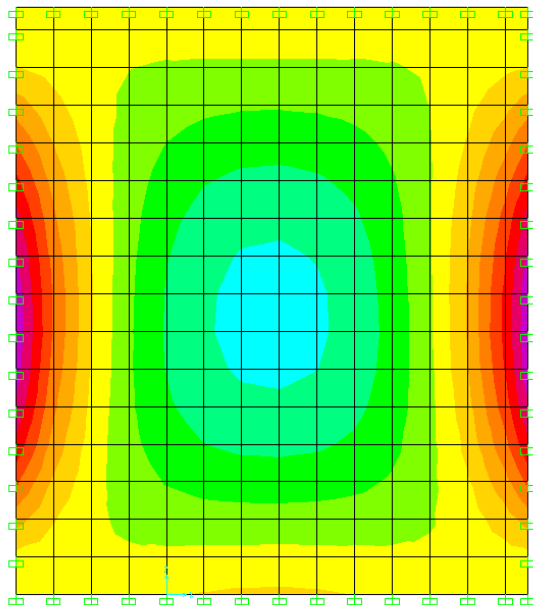
Si è assunto un angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$  per il terreno di ritombamento del piazzale.

- Spinta del carico accidentale di  $20 \text{ kN/m}^2$        $q = 20 \cdot K_0 = 8.52 \text{ kN/m}^2$

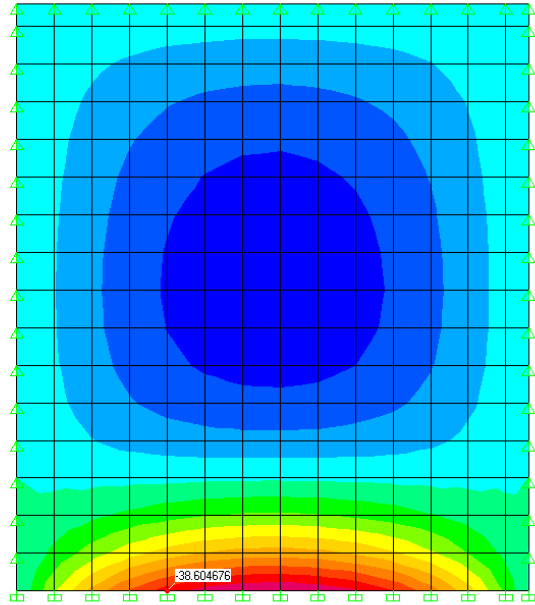
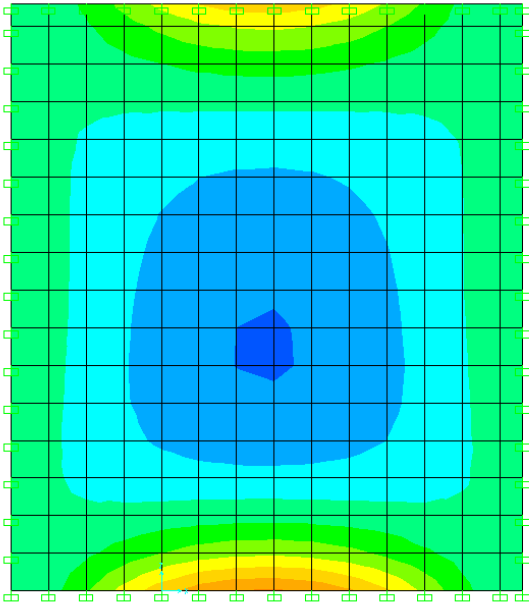
L'analisi è stata condotta con un modello agli elementi finiti tipo "shell", ipotizzando sui bordi sia un vincolo di incastro, sia un vincolo di appoggio (il vincolo tra parete e fondazione è in entrambi i casi un vincolo di incastro).

Per la combinazione di carico che prevede la presenza di tutte le condizioni di carico sopra indicate (con coefficiente 1.0) si hanno le seguenti sollecitazioni nell'elemento.

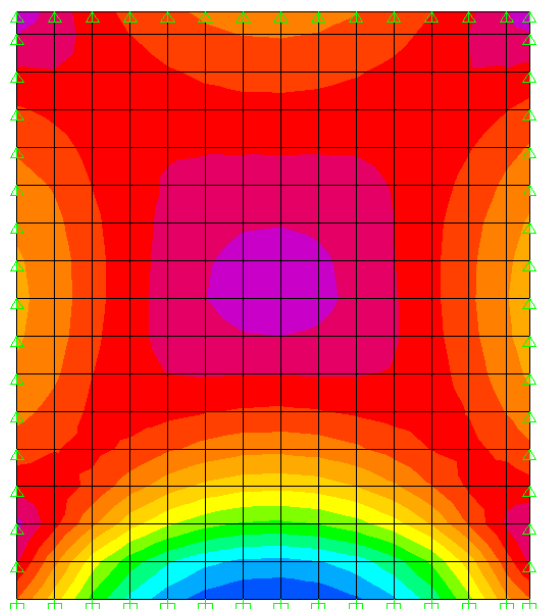
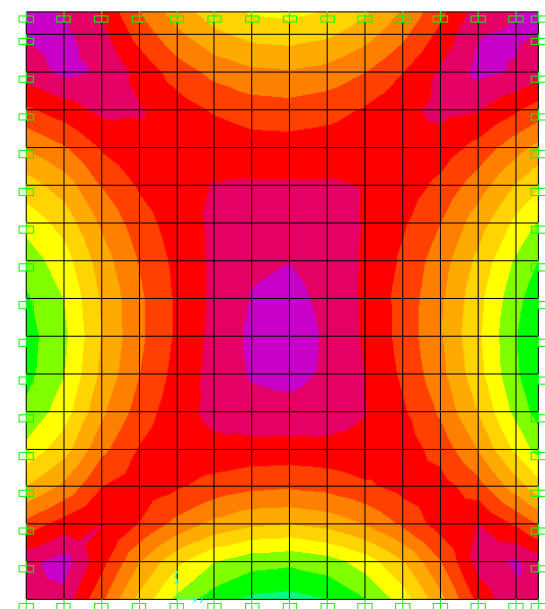
### Momento flettente M11



### Momento flettente M22



### Azione tagliante massima



|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>46 di 60   |

Le sollecitazioni massime sono:

$$M_{11} = 27.6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{22} = 45.6 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\max} = 84 \text{ kN/m}$$

L'armatura della parete è costituita da  $\phi 12/20$  al lembo interno e esterno, in entrambe le direzioni. Nella parete il copriferro netto delle armature trasversali è di 60 mm (allo spessore minimo del copriferro di 40 mm si è sommato il diametro dell'armatura nell'altra direzione costituita da  $\phi 12$  e lo spillo  $\phi 8$ ).

Nelle verifiche si è considerata agente in corrispondenza del momento massimo un'azione assiale pari al peso del piedritto ( $N=25 \cdot 0.4 \cdot 3.9 = 39 \text{ kN/m}$ ).

|                        |     |        |     |
|------------------------|-----|--------|-----|
| <b>Momento massimo</b> | M = | 45.60  | kNm |
| <b>Azione assiale</b>  | N = | -39.00 | kN  |

|  |                 |        |                 |
|--|-----------------|--------|-----------------|
| <b>Verifiche di resistenza</b>           |                 |        |                 |
| Asse neutro (da lembo compresso)         | x =             | 7.49   | cm              |
| Momento di inerzia sezione parzializzata | J =             | 71014  | cm <sup>4</sup> |
| eccentricità                             | e =             | 116.92 | cm              |
| tensione cls                             | $\sigma_c =$    | 4.29   | Mpa             |
| tensione acciaio layer 1                 | $\sigma_{s1} =$ | -222.9 | Mpa             |
| tensione acciaio layer 2                 | $\sigma_{s2} =$ |        | Mpa             |

|                                     |                   |                     |     |
|-------------------------------------|-------------------|---------------------|-----|
| <b>Verifica a fessurazione</b>      |                   |                     |     |
| Asse neutro (da lembo compresso)    | x =               | 7.49                | cm  |
| eccentricità                        | e =               | 116.92              | cm  |
| tensione cls per fessurazione       | $\sigma_c =$      | 4.29                | Mpa |
| tensione acciaio per fessurazione   | $\sigma_{s1} =$   | 222.9               | Mpa |
| momento di fessurazione             | M <sub>cr</sub> = | 78.41               | kNm |
| azione assiale per apertura fessure | N <sub>cr</sub> = | 67.06               | kN  |
| tensione cls prima fessurazione     | $\sigma_{cr} =$   | 7.38                | Mpa |
| tensione acciaio prima fessurazione | $\sigma_{sr} =$   | 383.3               | Mpa |
|                                     |                   | M <sub>cr</sub> > M |     |

|                          |                 |      |     |
|--------------------------|-----------------|------|-----|
| <b>Verifica a taglio</b> |                 |      |     |
| massimo sforzo di taglio | $\tau_{\max} =$ | 0.27 | Mpa |

La sezione sotto i massimi carichi di esercizio non apre fessure. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a  $\tau_{c0}$ , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio, si dispongono spilli  $\phi 8$  a maglia 40x40 cm.

## 11. FOSSO 6 - VERIFICA MANUFATTO IDRAULICO P03

Il manufatto di sbocco del tombino  $\phi 2000$  ha in pianta una forma irregolare, di sviluppo pari a circa 4.0 m e in sezione trasversale ha una sezione a U di larghezza interna pari a 3.50 m e altezza dei piedritti variabile da 3.85 m a 2.50 m.

### 11.1. Geometria

Il manufatto a U è realizzato da una soletta di fondazione su cui si innestano i piedritti, costituiti da setti continui in calcestruzzo armato a spessore costante. Per la verifica del manufatto si considera l'altezza media dei piedritti pari a 3.15 m e una larghezza interna di 3.50 m; gli elementi strutturali hanno spessore 0.40 m.

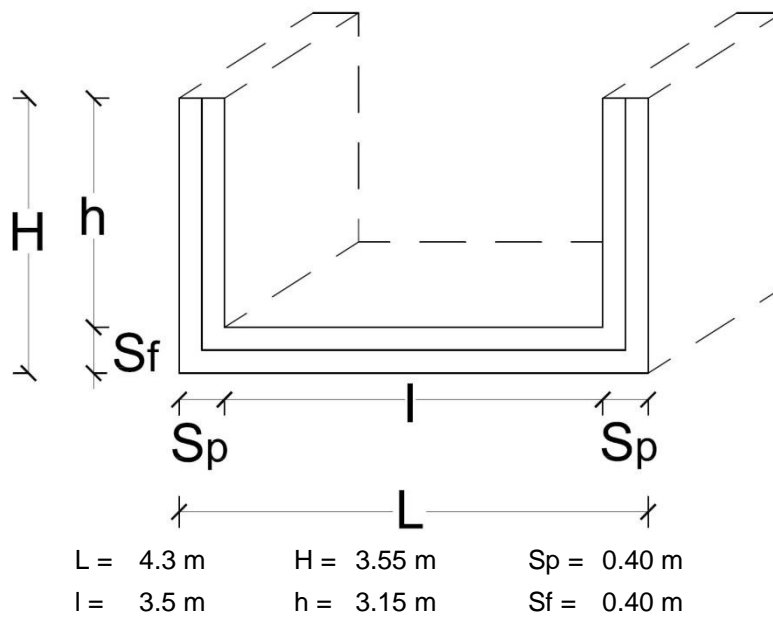


Figura 9 – Geometria manufatti a U

Per le caratteristiche dei materiali si rimanda a quanto riportato nel capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

La definizione delle azioni sugli elementi strutturali che costituiscono il manufatto sono valutati considerando lo sviluppo degli elementi lungo la linea media.

### 11.2. Analisi dei carichi

#### Peso proprio ( $g_1$ )

Peso specifico cls:  $\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Peso unitario pareti:  $g_{1,pareti} = 25 \cdot 0.40 = 10.0 \text{ kN/m}^2$

Peso unitario fondazione:  $g_{1,fond} = 25 \cdot 0.40 = 10.0 \text{ kN/m}^2$

Totale peso struttura:  $G_1 = 25 \cdot (2 \cdot h \cdot Sp + (2 \cdot Sp + l) \cdot Sf) = 106.0 \text{ kN/m}$

Reazione terreno:  $G_1 / l_{\text{media}} = 27.18 \text{ kN/m}^2$

### Idrostatica (q1w)

L'azione dell'acqua di falda è valutata come una distribuzione di pressioni triangolare agente sul piedritto e come una sottospinta costante agente dal basso verso l'alto in corrispondenza di tutto lo sviluppo orizzontale della soletta di fondazione. Alla base del piedritto si ha:

$$q_w = h_w \cdot \gamma_w$$

La  $h_w$  è valutata rispetto alla linea media dell'elemento.

L'opera non è interessata dalla presenza della falda.

### Spinta del terreno (q3)

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. La spinta del terreno è valutata come una pressione triangolare agente sul piedritto. La pressione massima si ha al piede del piedritto, il suo valore, riferito alla linea media della soletta di fondazione è pari a:

$$q_t = h_{\text{media}} \cdot \gamma_m \cdot K_0 = 3.35 \cdot 20 \cdot 0.426 = 28.57 \text{ kN/m}^2$$

si è considerato come rinfianco della vasca posta in prossimità del rilevato ferroviario un terreno con angolo di attrito  $\phi = 35^\circ$ .

### Carico variabile verticale (q1)

Si considera cautelativamente un carico distribuito di 10 kPa applicato ad un lato della struttura, questo carico simula i mezzi di cantiere che potrebbero insistere sul ricoprimento a lato. Tale carico comporta una pressione uniforme sul piedritto di intensità pari a:

$$q_1 = 10 \cdot K_0 = 10 \cdot 0.426 = 4.26 \text{ kN/m}^2$$

## 11.3. Calcolo delle azioni interne

Le azioni interne nei piedritti e nella soletta di fondazione sono calcolate ipotizzando il piedritto come elemento trave incastrato alla base e la fondazione come elemento trave vincolato alle due estremità.

| carico | sezione base piedritto |           |           | sezione incastro fondazione |           |           | sezione mezzeria fondazione |           |           |
|--------|------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|-----------|-----------|
|        | M<br>kNm/m             | T<br>kN/m | N<br>kN/m | M<br>kNm/m                  | T<br>kN/m | N<br>kN/m | M<br>kNm/m                  | T<br>kN/m | N<br>kN/m |
| g1     | 0.00                   | 0.00      | 31.50     | 0.00                        | 33.50     | 0.00      | -32.66                      | 0.00      | 0.00      |



|  |  |   |                    |
|--|--|---|--------------------|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici | Foglio<br>49 di 60 |
|--|--|---|--------------------|

|               |       |       |      |       |      |       |       |      |       |
|---------------|-------|-------|------|-------|------|-------|-------|------|-------|
| <i>g1 (w)</i> | 0.00  | 0.00  | 0.00 | 0.00  | 0.00 | 0.00  | 0.00  | 0.00 | 0.00  |
| <i>g3</i>     | 53.44 | 47.86 | 0.00 | 53.44 | 0.00 | 47.86 | 53.44 | 0.00 | 47.86 |
| <i>q1</i>     | 23.93 | 14.29 | 0.00 | 23.93 | 0.00 | 14.29 | 23.93 | 0.00 | 14.29 |

Le azioni sollecitanti di verifica sono:

|      | sezione base piedritto |           |           | sezione incastro fondazione |           |           | sezione mezzeria fondazione |           |           |
|------|------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|-----------|-----------|-----------------------------|-----------|-----------|
|      | M<br>kNm/m             | T<br>kN/m | N<br>kN/m | M<br>kNm/m                  | T<br>kN/m | N<br>kN/m | M<br>kNm/m                  | T<br>kN/m | N<br>kN/m |
| T.A. | 77.37                  | 62.14     | 31.50     | 77.37                       | 33.50     | -         | 44.70                       | 0.00      | -         |

## 11.4. Verifiche

Per la disposizione delle armature si rimanda agli elaborati specifici.

I piedritti sono armati con un'armatura al lembo esterno costituita da  $\phi 18/20$  e al lembo interno costituita da  $\phi 18/20$ . La soletta di fondazione è armata con un'armatura al lembo inferiore costituita da  $\phi 18/20$  e al lembo superiore costituita da  $\phi 18/20$ .

Nella soletta il copriferro netto delle armature trasversali è di 52 mm (allo spessore minimo del copriferro di 40 mm si è sommato il diametro dell'armatura longitudinale costituita da  $\phi 12$ ), nei piedritti, il copriferro netto delle armature verticali è di 60 mm (allo spessore minimo del copriferro di 40 mm si è sommato il diametro dell'armatura longitudinale costituita da  $\phi 12$  e dello spillo costituito da  $\phi 8$ ).

Verifica piedritto:

|                        |     |        |     |
|------------------------|-----|--------|-----|
| <b>Momento massimo</b> | M = | 77.37  | kNm |
| <b>Azione assiale</b>  | N = | -31.50 | kN  |

### Verifiche di resistenza

|  |                 |        |                 |
|--|-----------------|--------|-----------------|
| Asse neutro (da lembo compresso)         | x =             | 9.56   | cm              |
| Momento di inerzia sezione parzializzata | J =             | 136227 | cm <sup>4</sup> |
| eccentricità                             | e =             | 245.62 | cm              |
| tensione cls                             | $\sigma_c =$    | 5.20   | Mpa             |
| tensione acciaio layer 1                 | $\sigma_{s1} =$ | -192.0 | Mpa             |
| tensione acciaio layer 2                 | $\sigma_{s2} =$ |        | Mpa             |

### Verifica a fessurazione

|                                     |                   |        |     |
|-------------------------------------|-------------------|--------|-----|
| Asse neutro (da lembo compresso)    | x =               | 9.56   | cm  |
| eccentricità                        | e =               | 245.62 | cm  |
| tensione cls per fessurazione       | $\sigma_c =$      | 5.20   | Mpa |
| tensione acciaio per fessurazione   | $\sigma_{s1} =$   | 192.0  | Mpa |
| momento di fessurazione             | M <sub>cr</sub> = | 98.87  | kNm |
| azione assiale per apertura fessure | N <sub>cr</sub> = | 40.25  | kN  |
| tensione cls prima fessurazione     | $\sigma_{cr} =$   | 6.64   | Mpa |
| tensione acciaio prima fessurazione | $\sigma_{sr} =$   | 245.4  | Mpa |

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |

Foglio  
50 di 60

Mcr > M

|                          |                |      |     |
|--------------------------|----------------|------|-----|
| <b>Verifica a taglio</b> |                |      |     |
| massimo sforzo di taglio | $\tau_{max} =$ | 0.20 | Mpa |

La sezione sotto i massimi carichi di esercizio non apre fessure. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a  $\tau_{c0}$ , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio, si dispongono spilli  $\phi 8$  a maglia 40x40 cm.

#### Verifica fondazione

|  |                 |        |                 |
|--|-----------------|--------|-----------------|
| <b>Momento massimo</b>                   | M =             | 77.37  | kNm             |
| <b>Taglio massimo</b>                    | T =             | 33.50  | kN              |
| <b>Verifiche di resistenza</b>           |                 |        |                 |
| Asse neutro (da lembo compresso)         | x =             | 9.12   | cm              |
| Momento di inerzia sezione parzializzata | J =             | 144218 | cm <sup>4</sup> |
| tensione cls                             | $\sigma_c =$    | 4.89   | MPa             |
| tensione acciaio layer 1                 | $\sigma_{s1} =$ | -199.4 | MPa             |
| tensione acciaio layer 2                 | $\sigma_{s2} =$ |        | MPa             |
| <b>Verifica a fessurazione</b>           |                 |        |                 |
| tensione cls per fessurazione            | $\sigma_c =$    | 4.89   | MPa             |
| tensione acciaio per fessurazione        | $\sigma_{s1} =$ | 199.4  | MPa             |
| momento di prima fessurazione            | $M_{fck} =$     | 67.58  | kNm             |
| momento di apertura fessure              | $M_{fctm} =$    | 80.45  | kNm             |
| tensione acciaio per $M_{fctm}$          | $\sigma_{sr} =$ | 207.4  | MPa             |
| apertura fessure                         | $w_k =$         | 0.16   | mm              |
| <b>Verifica a taglio</b>                 |                 |        |                 |
| massimo sforzo di taglio                 | $\tau_{max} =$  | 0.11   | MPa             |

La sezione sotto i massimi carichi di esercizio mantiene l'apertura delle fessure intorno a 0.2 mm. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a  $\tau_{c0}$ , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio.

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>51 di 60   |

## 12. TABULATI DI CALCOLO

### 12.1. Fosso 4 Muro sbocco – input e output

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

#### Calcolo della spinta sul muro

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(C)$  essendo  $C$  il coefficiente di intensità sismica.

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove  $W$  è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

#### Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_r/M_s$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

La Normativa Italiana (D.M. 1988) impone che sia  $\eta_r \geq 1.5$ .

Deve quindi essere verificata la seguente diseuguaglianza

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>52 di 60   |

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante. Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

### Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$ .  
La Normativa Italiana (D.M. 1988) impone che  $\eta_s \geq 1.3$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione. La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_r$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_r$  la larghezza della fondazione regente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_r + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_r$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_r$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

### Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

La Normativa Italiana (D.M. 1988) impone che  $\eta_q \geq 2.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

|          |  |
|----------|--|
| $c$      | coesione del terreno in fondazione;                |
| $\phi$   | angolo di attrito del terreno in fondazione;       |
| $\gamma$ | peso di volume del terreno in fondazione;          |
| $B$      | larghezza della fondazione;                        |
| $D$      | profondità del piano di posa;                      |
| $q$      | pressione geostatica alla quota del piano di posa. |

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg}(1.4\phi)$$

Indichiamo con  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>53 di 60   |

I fattori  $d$  e  $i$  che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

#### Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_r = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_r = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

#### Fattori di inclinazione

Indicando con  $\theta$  l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale ( espresso in gradi ) e con  $\phi$  l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\circ$$

$$i_r = (1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^\circ \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_r = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

#### Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$

La Normativa Italiana (D.M. 1988) impone che  $\eta_g \geq 1.3$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left( \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i_{esima}$  rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i_{esima}$  e  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre  $u_i$  ed  $l_i$  rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ( $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ ).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in  $n$  strisce e dalla formula precedente si ricava  $\eta$ . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

#### Normativa

##### Spinte e verifiche secondo :

- D.M. 11/03/1988
- D.M. 16/01/1996

#### Geometria muro e fondazione

##### Descrizione

|  |           |
|--|-----------|
| Altezza del paramento                  | 3.35 [m]  |
| Spessore in sommità                    | 0.50 [m]  |
| Spessore all'attacco con la fondazione | 0.50 [m]  |
| Inclinazione paramento esterno         | 0.00 [%]  |
| Inclinazione paramento interno         | 0.00 [%]  |
| Lunghezza del muro                     | 10.00 [m] |

##### Muro a mensola in c.a.

##### Fondazione

|                                       |          |
|---------------------------------------|----------|
| Lunghezza mensola fondazione di valle | 0.60 [m] |
|---------------------------------------|----------|

|  |  |                    |
|--|--|--------------------|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |                    |
| IG51-02-E-CV-CL-R112-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |  | Foglio<br>54 di 60 |

|   |          |
|---|----------|
| Lunghezza mensola fondazione di monte       | 1.30 [m] |
| Lunghezza totale fondazione                 | 2.40 [m] |
| Inclinazione piano di posa della fondazione | 0.00 [%] |
| Spessore fondazione                         | 0.50 [m] |
| Spessore magrone                            | 0.10 [m] |
| Altezza dello sperone di fondazione         | 0.40 [m] |
| Spessore dello sperone di fondazione        | 0.40 [m] |

### Geometria profilo terreno a monte del muro

#### Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto  
X ascissa del punto espressa in [m]  
Y ordinata del punto espressa in [m]  
A inclinazione del tratto espressa in [°]

| N | X     | Y    | A     |
|---|-------|------|-------|
| 1 | 2.40  | 1.50 | 32.01 |
| 2 | 10.00 | 1.50 | 0.00  |

### Terreno a valle del muro

|  |      |     |
|--|------|-----|
| Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale   | 0.00 | [%] |
| Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento | 1.58 | [m] |

#### Descrizione terreni

##### Simbologia adottata

|             |   |
|-------------|---|
| Nr.         | Indice del terreno                                    |
| Descrizione | Descrizione terreno                                   |
| $\gamma$    | Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]        |
| $\gamma_s$  | Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc] |
| $\phi$      | Angolo d'attrito interno espresso in [°]              |
| $\delta$    | Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]           |
| c           | Coesione espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]            |
| $c_a$       | Adesione terra-muro espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ] |

| Descrizione | $\gamma$ | $\gamma_s$ | $\phi$ | $\delta$ | c     | $c_a$ |
|-------------|----------|------------|--------|----------|-------|-------|
| Rilevato    | 20.00    | 20.00      | 35.00  | 23.33    | 0.000 | 0.000 |
| F13         | 20.00    | 20.00      | 33.00  | 22.00    | 0.200 | 0.000 |
| fc alterata | 21.00    | 21.00      | 21.00  | 14.00    | 0.150 | 0.000 |

### Stratigrafia

#### Simbologia adottata

|         |  |
|---------|--|
| N       | Indice dello strato  |
| H       | Spessore dello strato espresso in [m]                              |
| a       | Inclinazione espressa in [%]                                       |
| Kw      | Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm <sup>2</sup> /cm |
| Ks      | Coefficiente di spinta   |
| Terreno | Terreno dello strato   |

| Nr. | H    | a    | Kw    | Ks   | Terreno     |
|-----|------|------|-------|------|-------------|
| 1   | 3.35 | 0.00 | 7.79  | 0.00 | Rilevato    |
| 2   | 5.00 | 0.00 | 13.31 | 0.00 | F13         |
| 3   | 2.00 | 0.00 | 0.00  | 0.00 | fc alterata |

### Condizioni di carico

#### Simbologia e convenzioni di segno adottate

|  |  |
|--|--|
| Carichi verticali positivi verso il basso.   |  |
| Carichi orizzontali positivi verso sinistra. |  |
| Momento positivo senso antiorario.           |  |
| X  | Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m] |
| F <sub>x</sub>                               | Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]           |
| F <sub>y</sub>                               | Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]             |
| M  | Momento espresso in [kNm]  |

|  |  |
|--|--|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |
|  | IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |
|  | Foglio<br>55 di 60   |

$X_i$  Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]  
 $X_f$  Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]  
 $Q_i$  Intensità del carico per  $x=X_i$  espressa in [kN/m]  
 $Q_f$  Intensità del carico per  $x=X_f$  espressa in [kN/m]  
D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

#### Condizione n° 1 (Sovraccarico stradale)

D Profilo  $X_i=2.40$   $X_f=10.00$   $Q_i=20.0000$   $Q_f=20.0000$

#### Descrizione combinazioni di carico

##### Simbologia adottata

C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

##### Combinazione n° 1 Tensioni ammissibili

|                       |          |
|-----------------------|----------|
|                       | <b>C</b> |
| Peso proprio          | 1.00     |
| Spinta terreno        | 1.00     |
| Sovraccarico stradale | 1.00     |

##### Combinazione n° 2 Tensioni ammissibili - Sismica

|                |          |
|----------------|----------|
|                | <b>C</b> |
| Peso proprio   | 1.00     |
| Spinta terreno | 1.00     |

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

**Tensioni ammissibili**

#### Impostazioni avanzate

Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni  
Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

#### Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

##### Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione  
Tipo Tipo combinazione  
Sisma Combinazione sismica  
 $CS_{SCO}$  Coeff. di sicurezza allo scorrimento  
 $CS_{RIB}$  Coeff. di sicurezza al ribaltamento  
 $CS_{QLM}$  Coeff. di sicurezza a carico limite  
 $CS_{STAB}$  Coeff. di sicurezza a stabilità globale

| C | Tipo       | Sisma       | $CS_{SCO}$ | $CS_{RIB}$ | $CS_{QLM}$ | $CS_{STAB}$ |
|---|------------|-------------|------------|------------|------------|-------------|
| 1 | TAMM - [2] | --          | 1.33       | 2.43       | 12.55      | 2.56        |
| 2 | TAMM - [3] | Orizzontale | 1.35       | 2.34       | 12.44      | 2.85        |

#### Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :  
Origine in testa al muro (spigolo di monte)  
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte  
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto  
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle  
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

##### Tipo di analisi

Calcolo della spinta  
Calcolo del carico limite  
Calcolo della stabilità globale  
Calcolo della spinta in condizioni di

metodo di Culmann  
metodo di Meyerhof  
metodo di Fellenius  
Spinta attiva

|   |  |                            |
|---|--|----------------------------|
| <p>GENERAL CONTRACTOR</p>  | <p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  |                            |
| <p>IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br/>Relazione di calcolo manufatti idraulici</p>                         |  | <p>Foglio<br/>56 di 60</p> |

Sisma

Coefficiente di intensità sismica (percento) 4.00  
 Forma diagramma incremento sismico Triangolare con vertice in basso

Partecipazione spinta passiva (percento) 0.0  
 Lunghezza del muro 10.00 [m]

Peso muro 75.8750 [kN]  
 Baricentro del muro X=-0.15 Y=-2.56

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta X = 1.30 Y = -3.85  
 Punto superiore superficie di spinta X = 1.30 Y = 0.81  
 Altezza della superficie di spinta 4.66 [m]  
 Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale) 0.00 [%]

COMBINAZIONE n° 1

Valore della spinta statica 75.5833 [kN]  
 Componente orizzontale della spinta statica 69.6603 [kN]  
 Componente verticale della spinta statica 29.3305 [kN]  
 Punto d'applicazione della spinta X = 1.30 [m] Y = -1.95 [m]  
 Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie 42.11 [%]  
 Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche 149.37 [%]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte 97.6625 [kN]  
 Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte X = 0.67 [m] Y = -1.46 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale 69.6603 [kN]  
 Risultante dei carichi applicati in dir. verticale 221.8280 [kN]  
 Resistenza passiva dente di fondazione -2.7137 [kN]  
 Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle 132.2728 [kNm]  
 Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle 321.6730 [kNm]  
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione 221.8280 [kN]  
 Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione 69.6603 [kN]  
 Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione 0.35 [m]  
 Risultante in fondazione 232.5086 [kN]  
 Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) 31.40 [%]  
 Momento rispetto al baricentro della fondazione 76.7935 [kNm]  
 Carico ultimo della fondazione 2783.8896 [kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente 2.40 [m]  
 Tensione terreno allo spigolo di valle 1.7582 [kg/cmq]  
 Tensione terreno allo spigolo di monte 0.1268 [kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 38.64$   $N'_c = 33.14$   
 $N_q = 26.09$   $N'_q = 19.67$   
 $N_\gamma = 26.17$   $N'_\gamma = 6.75$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 2.43  
 Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.33  
 Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 12.55  
 Coefficiente di sicurezza a stabilità globale 2.56

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 1

Le ascisse X sono considerate positive verso monte  
 Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto  
 Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]  
 $\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)  
 $\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia  
 c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]  
 b larghezza della striscia espressa in [m]  
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36  
 Numero di strisce 25



## Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.96 Y[m]= 2.23

Raggio del cerchio R[m]= 6.49

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6.08

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 5.50

Larghezza della striscia dx[m]= 0.46

Coefficiente di sicurezza C= 2.56

Le strisce sono numerate da monte verso valle

## Caratteristiche delle strisce

| Striscia | W       | $\alpha$ (°) | Wsin $\alpha$ | b/cos $\alpha$ | $\phi$ | c     | u     |
|----------|---------|--------------|---------------|----------------|--------|-------|-------|
| 1        | 1774.44 | 75.26        | 1716.01       | 1.82           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 2        | 3032.09 | 62.92        | 2699.57       | 1.02           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 3        | 3769.94 | 54.87        | 3083.17       | 0.80           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 4        | 4325.27 | 48.24        | 3226.61       | 0.70           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 5        | 4769.61 | 42.41        | 3216.47       | 0.63           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 6        | 5134.29 | 37.07        | 3095.17       | 0.58           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 7        | 5130.13 | 32.10        | 2726.01       | 0.55           | 34.63  | 0.037 | 0.000 |
| 8        | 4521.24 | 27.38        | 2079.47       | 0.52           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 9        | 4453.41 | 22.86        | 1730.22       | 0.50           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 10       | 4455.72 | 18.49        | 1412.95       | 0.49           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 11       | 4318.79 | 14.22        | 1061.17       | 0.48           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 12       | 4241.54 | 10.04        | 739.39        | 0.47           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 13       | 4776.43 | 5.91         | 491.65        | 0.47           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 14       | 2515.31 | 1.81         | 79.35         | 0.46           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 15       | 2390.67 | -2.28        | -95.24        | 0.46           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 16       | 2304.36 | -6.39        | -256.30       | 0.47           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 17       | 2239.32 | -10.52       | -408.92       | 0.47           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 18       | 2141.35 | -14.71       | -543.91       | 0.48           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 19       | 2008.77 | -18.99       | -653.65       | 0.49           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 20       | 1839.11 | -23.38       | -729.77       | 0.50           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 21       | 1628.85 | -27.92       | -762.67       | 0.52           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 22       | 1372.98 | -32.66       | -740.96       | 0.55           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 23       | 1064.18 | -37.67       | -650.37       | 0.58           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 24       | 691.31  | -43.05       | -471.94       | 0.63           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 25       | 236.09  | -48.97       | -178.09       | 0.71           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |

 $\Sigma W_i = 736.8366$  [kN] $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 214.4296$  [kN] $\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 414.4267$  [kN] $\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 135.0472$  [kN]

## Sollecitazioni paramento

## Combinazione n° 1

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

| Nr. | Y    | N       | M       | T       |
|-----|------|---------|---------|---------|
| 1   | 0.00 | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 2   | 0.17 | 2.0938  | 0.0068  | 0.1226  |
| 3   | 0.34 | 4.1875  | 0.0548  | 0.4906  |
| 4   | 0.50 | 6.2813  | 0.1852  | 1.1133  |
| 5   | 0.67 | 8.3750  | 0.4453  | 2.0526  |
| 6   | 0.84 | 10.4688 | 0.8923  | 3.3390  |
| 7   | 1.01 | 12.5625 | 1.5794  | 4.9075  |
| 8   | 1.17 | 14.6563 | 2.5500  | 6.7211  |
| 9   | 1.34 | 16.7500 | 3.8436  | 8.7620  |
| 10  | 1.51 | 18.8438 | 5.4971  | 11.0155 |
| 11  | 1.68 | 20.9375 | 7.5450  | 13.4693 |
| 12  | 1.84 | 23.0313 | 10.0200 | 16.1134 |
| 13  | 2.01 | 25.1250 | 12.9531 | 18.9394 |
| 14  | 2.18 | 27.2188 | 16.3744 | 21.9401 |
| 15  | 2.35 | 29.3125 | 20.3125 | 25.1095 |
| 16  | 2.51 | 31.4063 | 24.7952 | 28.4424 |
| 17  | 2.68 | 33.5000 | 29.8496 | 31.9344 |
| 18  | 2.85 | 35.5938 | 35.5019 | 35.5818 |
| 19  | 3.02 | 37.6875 | 41.7780 | 39.3813 |
| 20  | 3.18 | 39.7812 | 48.7030 | 43.3301 |
| 21  | 3.35 | 41.8750 | 56.3007 | 47.4025 |

|  |  |                    |
|--|--|--------------------|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |                    |
| IG51-02-E-CV-CL-RI12-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |  | Foglio<br>58 di 60 |

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 1

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

| Nr. | X    | M       | T       |
|-----|------|---------|---------|
| 1   | 0.00 | 0.0000  | 0.0000  |
| 2   | 0.06 | 0.2106  | 6.9793  |
| 3   | 0.12 | 0.8327  | 13.7186 |
| 4   | 0.18 | 1.8520  | 20.2180 |
| 5   | 0.24 | 3.2541  | 26.4773 |
| 6   | 0.30 | 5.0245  | 32.4967 |
| 7   | 0.36 | 7.1489  | 38.2761 |
| 8   | 0.42 | 9.6148  | 44.0156 |
| 9   | 0.48 | 12.4339 | 49.9150 |
| 10  | 0.54 | 15.5998 | 55.5745 |
| 11  | 0.60 | 19.0981 | 60.9940 |

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 1

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

| Nr. | X    | M        | T        |
|-----|------|----------|----------|
| 1   | 0.00 | 0.0000   | 0.0000   |
| 2   | 0.13 | -0.6750  | -10.1620 |
| 3   | 0.26 | -2.5842  | -18.9862 |
| 4   | 0.39 | -5.5535  | -26.4726 |
| 5   | 0.52 | -9.4091  | -32.6212 |
| 6   | 0.65 | -13.9770 | -37.4319 |
| 7   | 0.78 | -19.0834 | -40.9048 |
| 8   | 0.91 | -24.5543 | -43.0399 |
| 9   | 1.04 | -30.2158 | -43.8372 |
| 10  | 1.17 | -35.8940 | -43.2966 |
| 11  | 1.30 | -41.4149 | -41.4183 |

COMBINAZIONE n° 2

|  |          |      |           |     |
|--|----------|------|-----------|-----|
| Valore della spinta statica                                  | 57.9638  | [kN] |           |     |
| Componente orizzontale della spinta statica                  | 53.4242  | [kN] |           |     |
| Componente verticale della spinta statica                    | 22.4868  | [kN] |           |     |
| Punto d'applicazione della spinta                            | X = 1.30 | [m]  | Y = -1.97 | [m] |
| Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie | 42.09    | [%]  |           |     |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche         | 158.18   | [%]  |           |     |

|  |          |      |           |     |
|--|----------|------|-----------|-----|
| Incremento sismico della spinta                        | 6.3671   | [kN] |           |     |
| Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta | X = 1.30 | [m]  | Y = -0.74 | [m] |
| Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche   | 147.62   | [%]  |           |     |

|   |          |      |           |     |
|---|----------|------|-----------|-----|
| Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte       | 97.6625  | [kN] |           |     |
| Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte | X = 0.67 | [m]  | Y = -1.46 | [m] |
| Inerzia del muro  | 3.0350   | [kN] |           |     |
| Inerzia del terrapieno fondazione di monte              | 3.9065   | [kN] |           |     |

Risultanti

|   |           |       |
|---|-----------|-------|
| Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale  | 66.9925   | [kN]  |
| Risultante dei carichi applicati in dir. verticale    | 217.4543  | [kN]  |
| Resistenza passiva dente di fondazione                | -2.7137   | [kN]  |
| Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle      | 132.8077  | [kNm] |
| Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle   | 311.1761  | [kNm] |
| Sforzo normale sul piano di posa della fondazione     | 217.4543  | [kN]  |
| Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione | 66.9925   | [kN]  |
| Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione  | 0.38      | [m]   |
| Risultante in fondazione                              | 227.5399  | [kN]  |
| Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) | 30.81     | [%]   |
| Momento rispetto al baricentro della fondazione       | 82.5768   | [kNm] |
| Carico ultimo della fondazione                        | 2705.8832 | [kN]  |

Tensioni sul terreno

|  |        |                       |
|--|--------|-----------------------|
| Lunghezza fondazione reagente          | 2.40   | [m]                   |
| Tensione terreno allo spigolo di valle | 1.8010 | [kg/cm <sup>2</sup> ] |

Tensione terreno allo spigolo di monte 0.0468 [kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

|                    |                    |
|--------------------|--------------------|
| $N_c = 38.64$      | $N'_c = 33.42$     |
| $N_q = 26.09$      | $N'_q = 19.84$     |
| $N_\gamma = 26.17$ | $N'_\gamma = 7.02$ |

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

|   |       |
|---|-------|
| Coefficiente di sicurezza a ribaltamento      | 2.34  |
| Coefficiente di sicurezza a scorrimento       | 1.35  |
| Coefficiente di sicurezza a carico ultimo     | 12.44 |
| Coefficiente di sicurezza a stabilità globale | 2.85  |

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 2

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]  
 $\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)  
 $\phi$  angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia  
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]  
b larghezza della striscia espressa in [m]  
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.96 Y[m]= 2.23

Raggio del cerchio R[m]= 6.49

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6.08

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 5.50

Larghezza della striscia dx[m]= 0.46

Coefficiente di sicurezza C= 2.85

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

| Striscia | W       | $\alpha$ (°) | Wsin $\alpha$ | b/cos $\alpha$ | $\phi$ | c     | u     |
|----------|---------|--------------|---------------|----------------|--------|-------|-------|
| 1        | 830.36  | 75.26        | 803.02        | 1.82           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 2        | 2088.01 | 62.92        | 1859.03       | 1.02           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 3        | 2825.86 | 54.87        | 2311.08       | 0.80           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 4        | 3381.19 | 48.24        | 2522.33       | 0.70           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 5        | 3825.54 | 42.41        | 2579.82       | 0.63           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 6        | 4190.21 | 37.07        | 2526.04       | 0.58           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 7        | 4479.21 | 32.10        | 2380.13       | 0.55           | 34.63  | 0.037 | 0.000 |
| 8        | 4521.24 | 27.38        | 2079.47       | 0.52           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 9        | 4453.41 | 22.86        | 1730.22       | 0.50           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 10       | 4455.72 | 18.49        | 1412.95       | 0.49           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 11       | 4318.79 | 14.22        | 1061.17       | 0.48           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 12       | 4241.54 | 10.04        | 739.39        | 0.47           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 13       | 4776.43 | 5.91         | 491.65        | 0.47           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 14       | 2515.31 | 1.81         | 79.35         | 0.46           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 15       | 2390.67 | -2.28        | -95.24        | 0.46           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 16       | 2304.36 | -6.39        | -256.30       | 0.47           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 17       | 2239.32 | -10.52       | -408.92       | 0.47           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 18       | 2141.35 | -14.71       | -543.91       | 0.48           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 19       | 2008.77 | -18.99       | -653.65       | 0.49           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 20       | 1839.11 | -23.38       | -729.77       | 0.50           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 21       | 1628.85 | -27.92       | -762.67       | 0.52           | 33.00  | 0.200 | 0.000 |
| 22       | 1372.98 | -32.66       | -740.96       | 0.55           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 23       | 1064.18 | -37.67       | -650.37       | 0.58           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 24       | 691.31  | -43.05       | -471.94       | 0.63           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |
| 25       | 236.09  | -48.97       | -178.09       | 0.71           | 35.00  | 0.000 | 0.000 |

$\Sigma W_i = 674.9028$  [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 167.5377$  [kN]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 388.0834$  [kN]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 135.0472$  [kN]

Sollecitazioni paramento

|  |  |                    |
|--|--|--------------------|
| GENERAL CONTRACTOR<br><br>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci | ALTA SORVEGLIANZA<br><br>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE |                    |
| IG51-02-E-CV-CL-R112-03-001_A00<br>Relazione di calcolo manufatti idraulici  |  | Foglio<br>60 di 60 |

Combinazione n° 2

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

| Nr. | Y    | N       | M       | T       |
|-----|------|---------|---------|---------|
| 1   | 0.00 | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000  |
| 2   | 0.17 | 2.0938  | 0.0526  | 0.6653  |
| 3   | 0.34 | 4.1875  | 0.2353  | 1.5524  |
| 4   | 0.50 | 6.2813  | 0.5850  | 2.6612  |
| 5   | 0.67 | 8.3750  | 1.1391  | 3.9918  |
| 6   | 0.84 | 10.4688 | 1.9347  | 5.5438  |
| 7   | 1.01 | 12.5625 | 3.0082  | 7.3074  |
| 8   | 1.17 | 14.6563 | 4.3929  | 9.2549  |
| 9   | 1.34 | 16.7500 | 6.1175  | 11.3640 |
| 10  | 1.51 | 18.8438 | 8.2082  | 13.6233 |
| 11  | 1.68 | 20.9375 | 10.6893 | 16.0245 |
| 12  | 1.84 | 23.0313 | 13.5840 | 18.5611 |
| 13  | 2.01 | 25.1250 | 16.9145 | 21.2278 |
| 14  | 2.18 | 27.2188 | 20.7023 | 24.0202 |
| 15  | 2.35 | 29.3125 | 24.9681 | 26.9347 |
| 16  | 2.51 | 31.4063 | 29.7321 | 29.9685 |
| 17  | 2.68 | 33.5000 | 35.0140 | 33.1191 |
| 18  | 2.85 | 35.5938 | 40.8334 | 36.3847 |
| 19  | 3.02 | 37.6875 | 47.2092 | 39.7635 |
| 20  | 3.18 | 39.7812 | 54.1604 | 43.2541 |
| 21  | 3.35 | 41.8750 | 61.7046 | 46.8341 |

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 2

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

| Nr. | X    | M       | T       |
|-----|------|---------|---------|
| 1   | 0.00 | 0.0000  | 0.0000  |
| 2   | 0.06 | 0.2180  | 7.2224  |
| 3   | 0.12 | 0.8615  | 14.1867 |
| 4   | 0.18 | 1.9152  | 20.8930 |
| 5   | 0.24 | 3.3635  | 27.3412 |
| 6   | 0.30 | 5.1910  | 33.5314 |
| 7   | 0.36 | 7.3821  | 39.4635 |
| 8   | 0.42 | 9.9235  | 45.3376 |
| 9   | 0.48 | 12.8255 | 51.3536 |
| 10  | 0.54 | 16.0807 | 57.1116 |
| 11  | 0.60 | 19.6737 | 62.6115 |

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 2

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

| Nr. | X    | M        | T        |
|-----|------|----------|----------|
| 1   | 0.00 | 0.0000   | 0.0000   |
| 2   | 0.13 | -0.7395  | -11.1397 |
| 3   | 0.26 | -2.8347  | -20.8567 |
| 4   | 0.39 | -6.1006  | -29.1510 |
| 5   | 0.52 | -10.3523 | -36.0227 |
| 6   | 0.65 | -15.4048 | -41.4717 |
| 7   | 0.78 | -21.0733 | -45.4981 |
| 8   | 0.91 | -27.1727 | -48.1018 |
| 9   | 1.04 | -33.5181 | -49.2828 |
| 10  | 1.17 | -39.9246 | -49.0412 |
| 11  | 1.30 | -46.2071 | -47.3769 |