

Committente:



# AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15  
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22  
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO  
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)  
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

## PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.

Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.

Il Direttore Tecnico:

*Il Responsabile di Progetto*  
**Dott. Ing. Luca Bondanelli**

Il Geologo:

N/A

PROGETTAZIONE DI:



Il Progettista:

Ing. Fabio Nigrelli



A.T.I.:



Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

N/A

Progettista Responsabile e Tecnico Specialistiche:  
**Dott. Ing. Pietro MAZZOLI**  
Impresa Pizzarotti & C. S.p.A. / **IMPRESA PIZZAROTTI**  
Ing. Pietro Mazzoli  
**ISCRITTO ORDINE**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821

Titolo Elaborato:

**Asse Principale  
Tombini Tubolari  
Tipologico Tombini  
Tombini diam. 100 cm - Relazione tecnica e di calcolo**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Identif. Elaborato:

| N.RO IDENTIFICATIVO | CODICE COMMESSA | LOTTO  | FASE | ENTE | AMBITO | CAT OPERA | N OPERA | PARTE OP    | TIPO DOC | N Progr. Doc. | REV. |
|---------------------|-----------------|--|------|------|--------|-----------|---------|-------------|----------|---------------|------|
|                     | RAAA            | 1  | E    | I    | AP     | TT        | 00      | G           | RE       | 001           | B    |
| B                   | 30/01/2015      | ISTRUTTORIA A15 NOVEMBRE 2014<br>(*I* indica le parti modificate con l'ultima revisione) |      |      |        | FRANCHINI |         | NIGRELLI    |          | MAZZOLI       |      |
| A                   | 06/06/2014      | RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO  |      |      |        | SILVESTRI |         | NIGRELLI    |          | MAZZOLI       |      |
| Rev.                | Data            | DESCRIZIONE REVISIONE  |      |      |        | Redatto   |         | Controllato |          | Approvato     |      |



## SOMMARIO

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 1     | PREMESSA .....  | 4  |
| 2     | DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....                                       | 5  |
| 3     | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....                                 | 7  |
| 3.1   | Conglomerato cementizio per sottofondazioni .....                   | 7  |
| 3.2   | Conglomerato cementizio per FONDAZIONI ED elevazioni per muri ..... | 7  |
| 3.3   | Acciaio per cemento armato .....                                    | 7  |
| 3.4   | Copriferro minimo e copriferro nominale .....                       | 7  |
| 4     | PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE .....           | 9  |
| 5     | CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....          | 10 |
| 5.1   | Tubazione prefabbricata .....                                       | 10 |
| 5.2   | Calcolo delle spinte sui paramenti verticali.....                   | 10 |
| 5.3   | Azioni sismiche .....   | 10 |
| 5.3.1 | Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno.....                  | 11 |
| 5.3.2 | Combinazione dell'Azione sismica .....                              | 11 |
| 6     | Tombino Circolare .....   | 12 |
| 6.1   | Carico di progetto $Q_T$ .....                                      | 12 |
| 6.1.1 | Carico da terreno sovrastante ' $Q_{ST}'$ .....                     | 12 |
| 6.1.2 | Carico da acqua contenuta ' $P_w'$ .....                            | 13 |
| 6.1.3 | Carico da azioni variabili (carichi mobili) ' $P_{VC}'$ .....       | 13 |
| 6.2   | Classe di resistenza Q .....  | 15 |
| 6.2.1 | Classe di resistenza Q per ricoprimento minimo.....                 | 16 |
| 6.2.2 | Classe di resistenza Q per ricoprimento massimo.....                | 17 |
| 6.2.3 | Classe di resistenza Q per configurazione sotto duna .....          | 17 |
| 6.2.4 | Riepilogo Classi di Resistenza .....                                | 18 |
| 7     | CALCOLO E VERIFICA DEI MURI AD "U" DI ACCESSO AL TOMBINO.....       | 19 |
| 7.1   | Geometria della struttura .....                                     | 19 |
| 7.2   | Condizioni di carico elementari.....                                | 20 |
| 7.2.1 | Peso permanente della struttura.....                                | 20 |
| 7.2.2 | Spinta del terreno .....  | 20 |
| 7.2.3 | Spinta del terreno in presenza di sovraccarico sul rilevato .....   | 20 |
| 7.2.4 | Azione sismica.....   | 20 |
| 7.2.5 | Condizioni elementari di carico agenti sulla struttura.....         | 21 |
| 7.3   | Combinazioni di carico.....   | 22 |
| 7.4   | Verifiche di resistenza ed a fessurazione .....                     | 24 |
| 7.5   | Calcolo sezione.....  | 26 |
| 7.5.1 | Sezione del piedritto all'attacco fondazione .....                  | 28 |
| 7.5.2 | Sezione di fondazione all'attacco piedritto .....                   | 33 |

|       |  |    |
|-------|--|----|
| 8     | VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE ..... | 38 |
| 8.1   | Sezione muro ad "u" .....  | 38 |
| 8.1.1 | verifica in condizioni non drenate .....                         | 40 |
| 8.1.2 | verifica in condizioni drenate .....                             | 41 |

## 1 PREMESSA

La presente relazione è relativa ai tombini idraulici circolari Ø1000 mm previsti nell'ambito dei lavori per il Progetto Esecutivo del "Raccordo autostradale A15/A22 Corridoio Plurimodale Tirreno-Brennero Raccordo autostradale tra l'Autostrada della Cisa – Fontevivo (PR) e l'Autostrada del Brennero – Nogarole Rocca (VR) – I Lotto".

Ciascun tombino sarà realizzato da una tubazione prefabbricata e da muri ad U di accesso gettati in opera.

Nel seguito del presente documento, in particolare, verrà definita la classe di resistenza richiesta per le tubazioni Ø1000 da utilizzare per la realizzazione dei tombini circolari previsti lungo lo sviluppo del tracciato autostradale e delle viabilità secondarie. erranno inoltre riportati i calcoli di dimensionamento e verifica dei muri ad U di accesso dei tombini circolari in oggetto.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale, con applicazione del D. M. del 9 Gennaio 1996 sulle opere in cemento armato e del D.M. 4 Maggio 1990 sui ponti stradali.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla O.P.C.M. 3274 del 20 Marzo 2003 e successive integrazioni e modifiche, così come riportato nei capitoli successivi.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Le Normative di riferimento sono:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- Circolare 4 luglio 1996, n. 156AA.GG./STC – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 gennaio 1996.
- D.M. 09.01.96 – “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. 04.05.90 – “Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali” ed annesse “Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali”, di cui alla circolare ministero LL.PP. n. 34233 del 25.02.91
- CNR 10011/97 – Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- CNR 10016/2000 – Strutture composte di acciaio e calcestruzzo – Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
- O.P.C.M. 3274 20.03.2003 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 03 dicembre 1987 – Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- Circ. Min. LL.PP. 16 marzo 1989 n°31104 – Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- D.M. LL. PP. 11 marzo 1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Norma Italiana UNI EN 1794-1 “Dispositivi per la riduzione del rumore del traffico stradale – Prestazioni non acustiche”.
- Eurocodice 2 / UNI ENV 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici” come previsto dal D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) RIPORTATO NEL d.m. 09.01.96.
- Eurocodice 3 / UNI ENV 1993-1-1 “Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: regole generali e regole per gli edifici” come previsto dal D.A.N. (Documento di Applicazione Nazionale) riportato nel D.M. 09.01.96
- UNI EN 206-1:2001 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- D.M. LL. PP. del 12 Dicembre 1985 – “Norme tecniche relative alle tubazioni.”
- UNI 7517 “Guida per la scelta della classe dei tubi sottoposti a carichi esterni e funzionanti con o senza pressione interna”.
- DIN 4033 “Canali e tubazioni per le acque di scolo con tubi prefabbricati: Direttive per la costruzione”.
- Istruzioni FF.SS. 2 giugno 1995 (testo aggiornato al 1997) – Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari.

Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo.

- Istruzioni FF.SS.44/b (testo aggiornato) – Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica.
- Eurocodice 2 EN 1992-i – Progettazione delle strutture di calcestruzzo e relativi DAN.
- Eurocodice 3 EN 1193-i – Progettazione delle strutture di acciaio e relativi DAN.
- Eurocodice 7 EN 1997-i – Progettazione geotecnica e successivi e relativi DAN.
- Eurocodice 8 EN 1998-i – Progetto delle strutture resistenti al sisma e relativi DAN.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### DOCUMENTI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

#### 3.1 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER SOTTOFONDAZIONI

|                             |                       |
|-----------------------------|-----------------------|
| Classe                      | C12/15                |
| Contenuto minimo di cemento | 150 kg/m <sup>3</sup> |

#### 3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI ED ELEVAZIONI PER MURI

|  |  |
|--|--|
| Classe   | C28/35   |
| Resistenza caratteristica cubica                   | $f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$                              |
| Resistenza caratteristica cilindrica               | $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$                                   |
| Resistenza di calcolo a compressione               | $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = f_{ck}/1,5 = 18,66 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza a trazione media                        | $f_{ctm} = 0,27 * \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 2,89 \text{ N/mm}^2$    |
| Resistenza a trazione                              | $f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 2,02 \text{ N/mm}^2$                |
| Resistenza a compressione (comb. Rara)             | $\sigma_c = 0,60 * f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2$              |
| Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) | $\sigma_c = 0,45 * f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$              |
| Classe di esposizione                              | XC3+XF2  |
| Classe di consistenza                              | S4   |

#### 3.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

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

|   |   |
|---|---|
| Tensione di snervamento caratteristica        | $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$                                |
| Tensione caratteristica a rottura             | $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$                                |
| Resistenza di calcolo                         | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450/1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$ |
| Deformazione caratteristica al carico massimo | $\epsilon_{uk} = 7,5 \%$  |
| Deformazione di progetto                      | $\epsilon_{ud} = 6,75 \%$                                       |

#### 3.4 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ .



Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 10 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 40mm, pertanto  $c_{nom}=50$  mm, valore valido per tutte le parti di struttura.

## 4 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti in corrispondenza dell'opera.

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno ai fini del calcolo delle strutture sono di seguito riportati:

### Strato di ricoprimento e di rinfiacco

| Descrizione           | Terreno di ricoprimento |                      |
|-----------------------|-------------------------|----------------------|
| Spessore dello strato | 1.20                    | [m]                  |
| Peso di volume        | 20.0000                 | [kN/mc]              |
| Peso di volume saturo | 20.0000                 | [kN/mc]              |
| Angolo di attrito     | 35.00                   | [°]                  |
| Coesione              | 0.000                   | [N/mm <sup>2</sup> ] |

## 5 CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

### 5.1 TUBAZIONE PREFABBRICATA

Il calcolo della la tubazione prefabbricata è effettuato partendo dal presupposto che un stima precisa delle pressione nell'intorno del tubo è assai complessa e non riconducibile a schemi semplificati quali quelli normalmente utilizzati per sezioni scatolari. In questo senso il dimensionamento dell'elemento è eseguito mediante un approccio semi-empirico che, mediante l'impiego di grafici e tabelle, consente di determinare un 'Carico di Progetto', utilizzato per ottenere una 'Classe di Resistenza'. Tale Classe di Resistenza costituisce il parametro di progetto mediante il quale scegliere la tubazione.

Una volta ottenuta detta Classe di Resistenza, tra i cataloghi dei Produttori va scelta quella tubazione che, a parità di diametro, abbia una Classe uguale o maggiore a quella prescritta: i produttori garantiscono, mediante l'esecuzione di opportune prove disciplinate dalla Norma UNI EN 1916, che le Classi da essi dichiarate siano tali ai sensi della certificazione CEN.

Il dimensionamento del tubo secondo le modalità sopra descritte viene effettuato considerando tre diverse configurazioni di esercizio, scelte in funzione dell'altezza del terreno ricoprimento al di sopra dei tombini in progetto:

- Configurazione con ricoprimento minimo
- Configurazione con ricoprimento massimo
- Configurazione sotto duna.

### 5.2 CALCOLO DELLE SPINTE SUI PARAMENTI VERTICALI

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti, sono calcolate in regime di spinta a riposo; per il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni così come riportato nel § 4.4.3 dell'ordinanza ministeriale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Il punto di applicazione è posto  $h_{tot} / 2$ , con "h<sub>tot</sub>" altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

La struttura a realizzarsi deve conservare sotto l'azione sismica il suo comportamento elastico, quindi senza innesco di sistemi dissipativi (cerniere plastiche stabili).

Il punto di applicazione è posto  $h_{tot} / 2$ , con "h<sub>tot</sub>" altezza del paramento su cui agisce la spinta delle terre.

### 5.3 AZIONI SISMICHE

Come si evince dal documento "Relazione Sismica" tutti i comuni interessati dal tracciato della nuova infrastruttura sono stati attribuiti alla zona sismica 3, per cui l'accelerazione di progetto è pari a  $a_g = 0,15 g$ .

### **5.3.1 CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEL TERRENO**

I terreni interessati dal tracciato della nuova infrastruttura sono classificabili come terreni di tipo C a partire dal piano campagna, talora come tipo B. Il parametro S può essere assunto pari a 1.25

### **5.3.2 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA**

Gli effetti massimi generati dalle due componenti sismiche ai fini delle verifiche di resistenza allo SLU, possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto:

$$\gamma_1 \times E + G_k + P_k$$

dove  $\gamma_1 = 1.30$

## 6 TOMBINO CIRCOLARE

Si riportano nel seguito le ipotesi da assumere e la procedura da applicare al fine di determinare la classe di resistenza delle tubature circolari, conformemente a quanto riportato dalla norma UNI 7517.

Con riferimento alla norma suddetta, le ipotesi assunte alla base del calcolo sono:

- tubazione "rigida",
- tubazione non "in pressione"
- tubazione posta "in rilevato" (con 'proiezione positiva', ossia con l'estradosso del tubo posto a quota superiore di quella del terreno naturale).

### 6.1 CARICO DI PROGETTO $Q_T$

Il carico di progetto viene definito dalla seguente espressione:

$$Q_t = Q_{st} + P_{vc} + P_w$$

Il significato dei singoli addendi è descritto nei paragrafi a seguire.

Il calcolo del carico di progetto viene eseguito con riferimento ai casi limite di minimo ricoprimento e massimo ricoprimento.

#### 6.1.1 CARICO DA TERRENO SOVRASTANTE ' $Q_{st}$ '

La norma UNI 7517 distingue due diverse tipologie di calcolo nella stima del carico da terreno sovrastante: una per il caso di "trincea stretta" e una per il caso di "trincea larga". Essendo il caso in esame una tubazione "in rilevato", il calcolo viene effettuato secondo la procedura di "trincea larga".

Il carico da terreno sovrastante è definito come:

$$Q_{st} = C_e * \gamma_t * D^2$$

dove:

$Q_{st}$  è il carico verticale agente sul tubo in kN/m;

$\gamma_t$  è il peso specifico del terreno di ricoprimento, assunto pari a 20 kN/ m<sup>3</sup>

D è il diametro esterno del tubo, considerato pari a 1.22 m;

$C_e$  è il coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea larga, stimato in funzione del rapporto H/D (indicando con H l'altezza del ricoprimento da estradosso tubo), delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa. Cautelativamente viene valutato tramite le seguenti espressioni:

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

$$C_e = 0.1 + 1.68*(H/D) \quad \text{per } H/D > 2.66$$

### 6.1.2 CARICO DA ACQUA CONTENUTA ' $P_w$ '

Il carico dovuto all'acqua contenuta all'interno della tubazione viene valutato secondo la norma UNI 7517 come:

$$P_w = 5.788 \cdot d^2$$

dove:

$P_w$  è il carico in kN/m;

$d$  è il diametro interno del tubo pari a 1.00 m.

### 6.1.3 CARICO DA AZIONI VARIABILI (CARICHI MOBILI) ' $P_{vc}$ '

Il carico mobile viene valutato secondo la norma UNI 7517 come:

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

dove:

$P_{vc}$  è il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo, dovuti ai carichi mobili concentrati, espresso in kN/m;

$D$  è il diametro esterno del tubo in m;

$p_v$  è la pressione verticale al livello della generatrice superiore del tubo, dovuta ai carichi mobili concentrati, espressa in kN/m<sup>2</sup>;

$\varphi$  è il fattore dinamico che può essere calcolato come:

$$\varphi = 1 + 0.3/H \quad \text{per strade e autostrade;}$$

$$\varphi = 1 + 0.6/H \quad \text{per ferrovie.}$$

Il valore del carico  $p_v$  è valutato in funzione del tipo di convoglio e dell'altezza di ricoprimento  $H$ , secondo le seguenti espressioni:

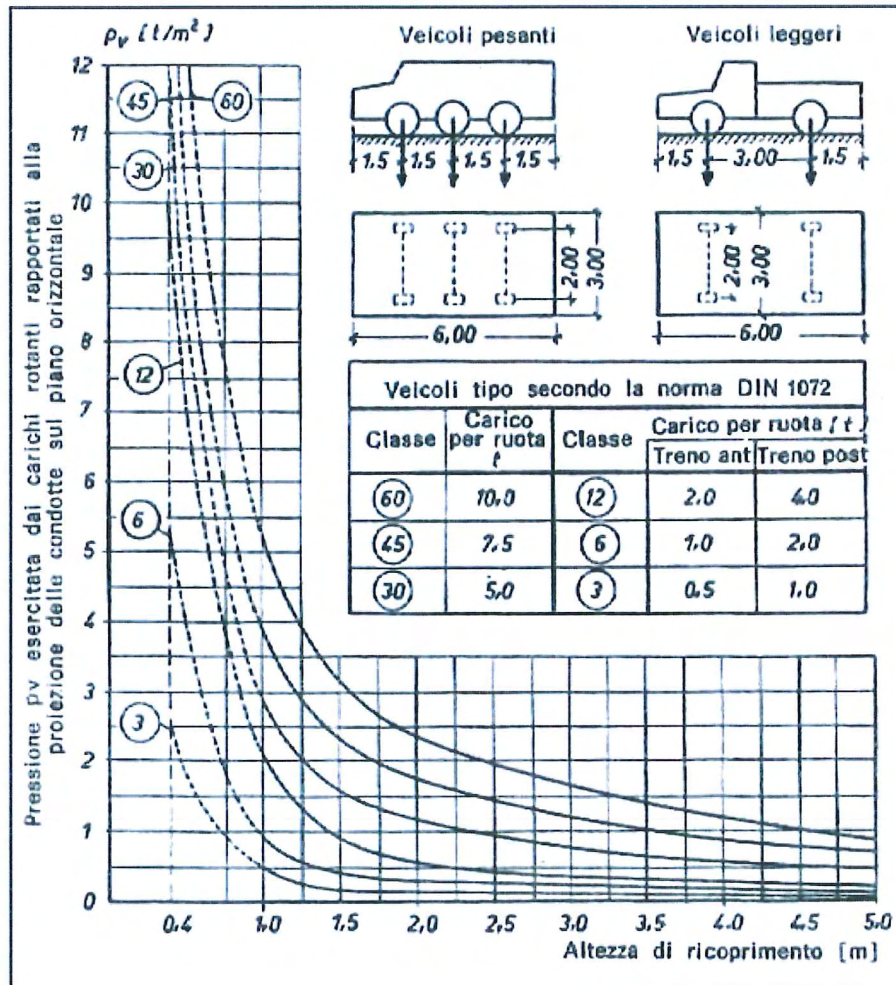
- Per veicoli pesanti (Tipo HT) 
$$p_v = 0,5281 \cdot P \cdot H^{-1.0461}$$

- Per veicoli leggeri (Tipo LT) 
$$p_v = 0,8743 \cdot P \cdot H^{-1.5194}$$

dove  $P$  rappresenta il carico per ruota in kN.

Nel grafico seguente sono riportati gli andamenti di  $p_v$  in funzione del tipo di veicolo considerato e dell'altezza di ricoprimento.

Per il caso in esame, si assume il carico pertinente alla classe HT60, che prevede un carico per ruota,  $P$ , pari a 100 kN, equivalente alla configurazione di carico da mezzo convenzionale per ponti di 1° categoria.



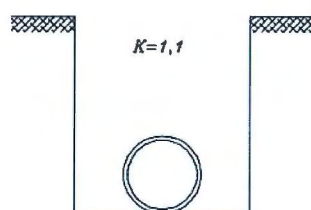
## 6.2 CLASSE DI RESISTENZA Q

L'espressione che governa la progettazione del tubo è la seguente:

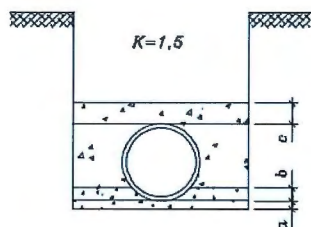
$$\mu \leq Q \cdot K / Q_t$$

dove:

K è un coefficiente che aumenta la capacità di resistenza della tubazione. Esso è funzione del tipo di posa e varia tra 1.1 e 2.8 secondo lo schema di seguito riportato:



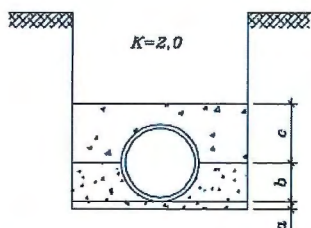
**Tipo 1**  
 Semplice appoggio sul fondo della trincea  
 Rinterro non costipato eseguito con  
 materiale di scavo.



**Tipo 2**  
 Appoggio su letto di materiale granulare  
 fine e rinterro con materiale granulare  
 fine o con materiale proveniente dagli  
 scavi leggermente costipato.

$$a = 0.10 \text{ m} + \frac{1}{10} D$$

$$b = \frac{1}{6} D \quad c \geq 0.30$$

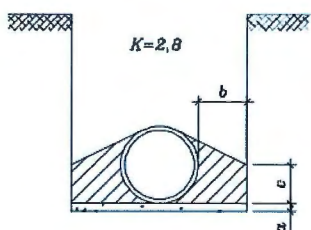


**Tipo 3**  
 Appoggio su letto di materiale granulare  
 fine e rifianco con materiale granulare  
 fine entrambi accuratamente costipati.  
 Rinterro leggermente costipato esente  
 da zolle.

$$a = 0.10 \text{ m} + \frac{1}{10} D$$

$$b = 0.5 D$$

$$c = 0.5 D + 0.30 \text{ m}$$



**Tipo 4**  
 Appoggio su letto di materiale granulare  
 fine e parziale colmataura in calcestruzzo  
 degli spazi laterali.

$$a = 0.10 \text{ m} + \frac{1}{10} D$$

$$b = \frac{1}{4} D \text{ (min. } 0.10 \text{ m)}$$

$$c \geq \frac{1}{3} D$$

Il caso in esame fa riferimento ad una configurazione di tipo 3, per la quale è previsto un coefficiente di posa pari a 2;

$\mu$  è un coefficiente di sicurezza posto almeno pari a 1.3.

Q è la Classe di Resistenza.

La definizione della Classe di Resistenza viene effettuata con riferimento ai casi limite di minimo ricoprimento e massimo ricoprimento, oltre che alla configurazione sotto duna.



### 6.2.1 CLASSE DI RESISTENZA Q PER RICOPRIMENTO MINIMO

Considerato un ricoprimento minimo di 0.4 m, la classe di resistenza ottenuta è la seguente

|                       |   |               |                   |
|-----------------------|---|---------------|-------------------|
| H                     | = | 0,40          | m                 |
| H/D                   | = | 0,33          | /                 |
| C <sub>e</sub>        | = | 0,41          | /                 |
| <b>Q<sub>st</sub></b> | = | <b>12,33</b>  | <b>kN/m</b>       |
| <b>P<sub>w</sub></b>  | = | <b>5,79</b>   | <b>kN/m</b>       |
| p <sub>v</sub>        | = | 137,72        | kN/m <sup>2</sup> |
| φ                     | = | 1,75          | /                 |
| <b>P<sub>vc</sub></b> | = | <b>294,04</b> | <b>kN/m</b>       |
| <b>Q<sub>t</sub></b>  | = | <b>312,15</b> | <b>kN/m</b>       |
| K                     | = | 2,00          | /                 |
| μ                     | = | 1,30          | /                 |
| <b>Q</b>              | = | <b>202,90</b> | <b>kN/m</b>       |

Poiché la classe di resistenza ottenuta risulta superiore a quanto offerto dai prodotti presenti sul mercato, si ritiene necessario l'inserimento di una soletta armata di ripartizione posizionata tra la tubazione e la pavimentazione stradale, allo scopo di ridurre il carico gravante sul tubo. Tale soletta sarà da estendersi per il tratto di tubo avente ricoprimento inferiore a 0.55 m: è infatti in corrispondenza di tale altezza di ricoprimento che la classe di resistenza richiesta risulta inferiore a quella reperibile sul mercato, come risulta dalla tabella seguente:

|                       |   |               |                   |
|-----------------------|---|---------------|-------------------|
| H                     | = | 0,55          | m                 |
| H/D                   | = | 0,45          | /                 |
| C <sub>e</sub>        | = | 0,55          | /                 |
| <b>Q<sub>st</sub></b> | = | <b>16,38</b>  | <b>kN/m</b>       |
| <b>P<sub>w</sub></b>  | = | <b>5,79</b>   | <b>kN/m</b>       |
| p <sub>v</sub>        | = | 98,70         | kN/m <sup>2</sup> |
| φ                     | = | 1,55          | /                 |
| <b>P<sub>vc</sub></b> | = | <b>186,10</b> | <b>kN/m</b>       |
| <b>Q<sub>t</sub></b>  | = | <b>208,27</b> | <b>kN/m</b>       |
| K                     | = | 2,00          | /                 |
| μ                     | = | 1,30          | /                 |
| <b>Q</b>              | = | <b>135,37</b> | <b>kN/m</b>       |

### 6.2.2 CLASSE DI RESISTENZA Q PER RICOPRIMENTO MASSIMO

Considerando un ricoprimento massimo di 2.5 m, la classe di resistenza richiesta è la seguente

|                       |   |               |                   |
|-----------------------|---|---------------|-------------------|
| H                     | = | 2,50          | m                 |
| H/D                   | = | 2,05          | /                 |
| C <sub>e</sub>        | = | 3,23          | /                 |
| <b>Q<sub>st</sub></b> | = | <b>96,08</b>  | <b>kN/m</b>       |
| <b>P<sub>w</sub></b>  | = | <b>5,79</b>   | <b>kN/m</b>       |
| p <sub>v</sub>        | = | 20,25         | kN/m <sup>2</sup> |
| φ                     | = | 1,12          | /                 |
| <b>P<sub>vc</sub></b> | = | <b>27,67</b>  | <b>kN/m</b>       |
| <b>Q<sub>t</sub></b>  | = | <b>129,53</b> | <b>kN/m</b>       |
| K                     | = | 2,00          | /                 |
| μ                     | = | 1,30          | /                 |
| <b>Q</b>              | = | <b>84,20</b>  | <b>kN/m</b>       |

### 6.2.3 CLASSE DI RESISTENZA Q PER CONFIGURAZIONE SOTTO DUNA

Considerando un ricoprimento di 4.5 m sotto duna, la classe di resistenza richiesta è la seguente:

|                       |   |               |             |
|-----------------------|---|---------------|-------------|
| H                     | = | 4,50          | m           |
| H/D                   | = | 3,69          | /           |
| C <sub>e</sub>        | = | 6,96          | /           |
| <b>Q<sub>st</sub></b> | = | <b>207,20</b> | <b>kN/m</b> |
| <b>P<sub>w</sub></b>  | = | <b>5,79</b>   | <b>kN/m</b> |
| <b>Q<sub>t</sub></b>  | = | <b>212,99</b> | <b>kN/m</b> |
| K                     | = | 2,00          | /           |
| μ                     | = | 1,30          | /           |
| <b>Q</b>              | = | <b>138,45</b> | <b>kN/m</b> |

#### **6.2.4 RIEPILOGO CLASSI DI RESISTENZA**

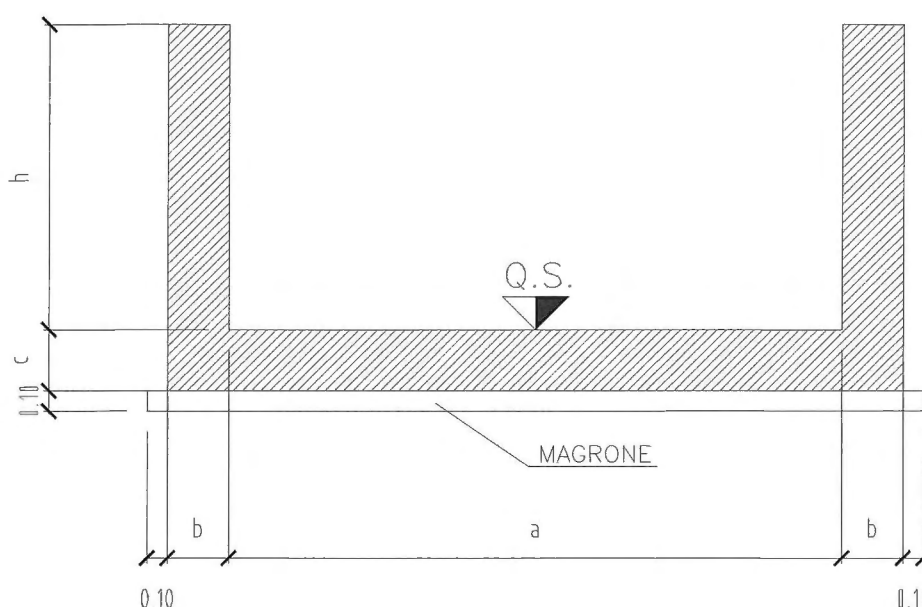
Dai calcoli sopra riportati si evince che la Classe di Resistenza richiesta è variabile da un minimo di 84,20 kN/m ad un massimo di 138,45 kN/m. Scelto un prodotto in grado di far fronte a tale Classe di Resistenza massima, è comunque necessario inserire una soletta di ripartizione per ricoprimenti inferiori a 0.55 m, in cui la Classe di Resistenza necessaria è superiore a quanto offerto dal mercato.

## 7 CALCOLO E VERIFICA DEI MURI AD “U” DI ACCESSO AL TOMBINO

Nel presente capitolo, viene sviluppato il calcolo e la verifica degli elementi ad U di imbocco al tombino scatolare.

### 7.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La figura seguente mostra la geometria della sezione trasversale dei muri ad U oggetto della presente relazione.



Le sezioni significative ai fini del calcolo delle sollecitazioni sono elencate in tabella:

| ALTEZZA MASSIMA MURO | ALTEZZA DI CALCOLO MURO | SPESSORE FONDAZIONE  | SPESSORE PIEDRITTO   |
|----------------------|-------------------------|----------------------|----------------------|
| $H = 1.40 \text{ m}$ | $h = 1.40 \text{ m}$    | $c = 0.30 \text{ m}$ | $b = 0.25 \text{ m}$ |

La sezione di calcolo si ritiene valida per i muri d'ala di accesso al tombino; data la modesta altezza del muro il calcolo è stato eseguito con riferimento ad una altezza costante pari alla massima altezza del muro.

## 7.2 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione n°5 Condizioni Elementari di carico (CDC1+ CDC5), di seguito determinate.

Tali Condizioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

### 7.2.1 PESO PERMANENTE DELLA STRUTTURA

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m<sup>3</sup>

(Condizione Elementare CDC 1)

### 7.2.2 SPINTA DEL TERRENO

Le caratteristiche del terreno a ridosso del paramento:

$\gamma=20.00$  kN/m<sup>3</sup> (peso di volume del terreno);

$c'=0.00$  Kpa;

$\varphi =35^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta a riposo  $\lambda_o = 0.426$ .

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

$$p_h = \lambda_o \gamma_t z$$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Si considera inoltre una spinta dell'acqua (falda esterna) sui piedritti fino ad una quota assunta a favore di sicurezza pari a 2/3 dell'altezza di calcolo del piedritto.

(Condizioni Elementari CDC 2)

### 7.2.3 SPINTA DEL TERRENO IN PRESENZA DI SOVRACCARICO SUL RILEVATO

Il sovraccarico accidentale che verrà considerato sul terreno ai fini del calcolo delle spinte si assume pari a 10 kN/m<sup>2</sup> per la condizione allo SLE e 20 kN/m<sup>2</sup> per la condizione allo SLU.

(Condizione Elementare CDC 3-4)

### 7.2.4 AZIONE SISMICA

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P^* k_h$$

P = peso proprio;

$k_h$  = coefficienti sismici, già definiti nel capitolo "Criteri di calcolo".

Nel caso di sisma orizzontale si considera la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma triangolare di pressioni, tipico dei muri di sostegno, avente la risultante

a 2/3 dell'altezza dalla base del piedritto. Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento alla ord. 3274 e s.m., in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta P$  per la condizione a riposo viene valutato:

$$\Delta P_d = \gamma_i S \cdot a_g / g \cdot \gamma_{cls} \cdot h_{tot}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta viene applicata ad  $h/2$  del piedritto.

Ai fini delle azioni orizzontali, sui piedritti si considera il contributo della sovraspinta sismica dovuto al sisma oscillatorio e le spinte inerziali agenti sui piedritti.

La Spinta inerziale sui piedritti, variabile lungo l'altezza secondo lo spessore del paramento, sono date dell'espressione seguente:

$$k_h \cdot S_s \cdot \gamma_{cls} \cdot \gamma_i$$

$$k_h \cdot S_b \cdot \gamma_{cls} \cdot \gamma_i$$

dove  $S_s$  e  $S_b$  sono rispettivamente lo spessore di sommità e di base del piedritto e  $\gamma_{cls}$  il peso specifico del calcestruzzo assunto pari a  $25 \text{ kN/m}^3$ .

La Sovraspinta sismica è uguale a  $S \cdot a_g / g \cdot \gamma_{cls} \cdot h_{tot} \cdot \gamma_i$ .

Per quanto riguarda le azioni sismiche, si implementa un'apposita condizione di carico; tale condizione di carico che mette in conto i pesi permanenti, l'inerzia dei muri ed infine la sovraspinta sismica.

*(Condizione Elementare CDC 5)*

### **7.2.5 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO AGENTI SULLA STRUTTURA**

Si individuano tre condizioni di carico elementari, poi opportunamente combinate con i coefficienti parziali delle azioni, per la determinazione delle sollecitazioni agenti sulla struttura:

**a.1) Condizione per lo SLU** (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco con trazione nelle fibre inferiori).

Azioni agenti: peso proprio del paramento, spinta del terreno, spinta della falda (dove presente), spinta del sovraccarico accidentale in esercizio.

**a.2) Condizione per lo SLE** (significativa per le verifiche del paramento e della fondazione nella sezione di attacco reciproco con trazione nelle fibre inferiori).

Azioni agenti: peso proprio del paramento, spinta del terreno, spinta della falda (dove presente), spinta del sovraccarico accidentale in fessurazione.

**a.3) Condizione in fase di costruzione per lo SLU** (significativa per le verifiche nella mezzeria della fondazione con trazione nelle fibre superiori).

Azioni agenti: peso proprio della struttura (l'azione sollecitante è il peso proprio dell'elevazione).

Il calcolo delle citate azioni è riportata in apposite Tabelle riepilogative, di seguito riprodotte.

### 7.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le tipologie delle condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

| CDC | Tipo | Sigla Id   |
|-----|------|--|
| 1   | Ggk  | CDC=Ggk (peso proprio della struttura)                         |
| 2   | Gk   | CDC=Gk (spinta terre a riposo+spinta idraulica)                |
| 3   | Qk   | CDC=Qk (Sovraccarico su rilevato per SLE 10kN/m <sup>2</sup> ) |
| 4   | Qk   | CDC=Qk (Sovraccarico su rilevato per SLU 20kN/m <sup>2</sup> ) |
| 5   | Qk   | CDC=Qk (sisma)   |

I carichi caratteristici sopra elencati (CDC), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro secondo i coefficienti di le combinazione definiti in tabella.

| Azione gruppo                                 | g1 | g2 | g3    | s1 | s2 | s3 | s4 | q1 | q2 | q3 | q4 | q5   | q6 | q7 | q8 | q9 |
|---|----|----|-------|----|----|----|----|----|----|----|----|------|----|----|----|----|
| <i>METODO TEN. AMMISSIBILI</i>                |    |    |       |    |    |    |    |    |    |    |    |      |    |    |    |    |
| A I   | 1  | 1  | 1(β1) | 1  | 1  | 1  | 1  | 0  | 0  | 0  | 0  | 1    | 0  | 1  | 0  | 1  |
| A II  | 1  | 1  | 1(β1) | 1  | 1  | 1  | 1  | 1  | 1  | 0  | 0  | 0,8* | 0  | 1  | 1  | 1  |
| A III   | 1  | 1  | 1(β1) | 1  | 1  | 1  | 1  | 1  | 1  | 1  | 0  | 0,2  | 0  | 1  | 1  | 1  |
| A IV  | 1  | 1  | 1(β1) | 1  | 1  | 1  | 1  | 1  | 1  | 0  | 1  | 0,2  | 0  | 1  | 1  | 1  |
| A V   | 1  | 1  | 1(β1) | 1  | 1  | 1  | 1  | 0  | 0  | 0  | 0  | 0    | 1  | 0  | 0  | 0  |
| <i>STATI LIMITE DI ESERCIZIO FESSURAZIONE</i> |    |    |       |    |    |    |    |    |    |    |    |      |    |    |    |    |
| F I   | 1  | 1  | 1(β1) | 1  | 1  | 1  | 1  | 0  | 0  | 0  | 0  | 0,4  | 0  | 0  | 0  | 0  |
| F II  | 1  | 1  | 1(β1) | 1  | 1  | 1  | 1  | ψ1 | Ψ1 | 0  | 0  | 0    | 0  | 0  | 0  | 0  |
| F III   | 1  | 1  | 1(β1) | 1  | 1  | 1  | 1  | ψ2 | Ψ2 | 0  | 0  | 0    | 0  | 0  | 0  | 0  |

Per ulteriori stati limite di esercizio valgono A I, A II, A III, A IV

#### *STATI LIMITE ULTIMI*

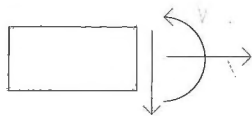
|       |          |          |         |           |        |        |        |     |     |     |     |     |     |     |     |      |
|-------|----------|----------|---------|-----------|--------|--------|--------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| U I   | 1,5(1,0) | 1,5(1,0) | 1,5(β2) | 1,2(0,85) | 1,2(0) | 1,2(0) | 1,2(0) | 0   | 0   | 0   | 0   | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | (**) |
| U II  | 1,5(1,0) | 1,5(1,0) | 1,5(β2) | 1,2(0,85) | 1,2(0) | 1,2(0) | 1,2(0) | 1,5 | 1,5 | 0   | 0   | 0,9 | 1,5 | 1,5 |     |      |
| U III | 1,5(1,0) | 1,5(1,0) | 1,5(β2) | 1,2(0,85) | 1,2(0) | 1,2(0) | 1,2(0) | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 0   | 0,3 | 1,5 | 1,5 |     |      |
| U IV  | 1,5(1,0) | 1,5(1,0) | 1,5(β2) | 1,2(0,85) | 1,2(0) | 1,2(0) | 1,2(0) | 1,5 | 1,5 | 0   | 1,5 | 0,3 | 1,5 | 1,5 |     |      |

Le combinazioni utilizzate sono riassunte di seguito..

| Cmb | Tipo       | CDC 1    | CDC 2    | CDC 3 | CDC 4    | CDC 5 |
|-----|------------|----------|----------|-------|----------|-------|
| 1   | SLU        | 1.5/1.00 | 1.5/1.00 | 0     | 1.5/1.00 | 0.0   |
| 2   | SLE(A-FII) | 1.00     | 1.00     | 1.00  | 0.0      | 0.0   |
| 3   | SLE(FI)    | 1.00     | 1.00     | 0.0   | 0.0      | 0.0   |
| 4   | SLE(FIII)  | 1.00     | 1.00     | 0.70  | 0.0      | 0.0   |
| 5   | SISMA      | 1.00     | 1.00     | 0     | 0        | 1.00  |

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficienti moltiplicativi con i quali le Condizioni Elementari sono considerate.

Le convenzioni adottate per le sollecitazioni di segno positivo sono le seguenti.





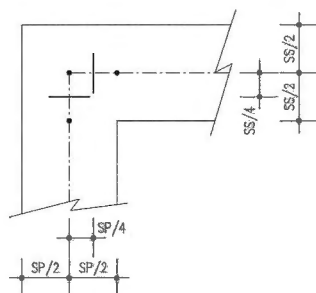
#### 7.4 VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

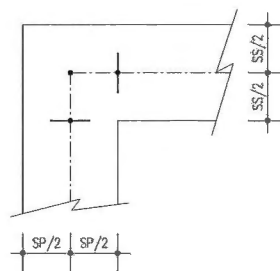
Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta di fondazione;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione ed a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica per la condizione in esercizio sono effettuati con il metodo degli Stati Limite.

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

- a) Verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$  confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.
- b) Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure viene calcolata con le modalità indicate nel vigente D.M. LL.PP. relativo alle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso, e per le strutture metalliche" (D.M. 9/01/1996), e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FI, FII ed FIII della normativa vigente sui ponti stradali (D.M. 4/05/1990). La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente:

b.1) strutture poste a permanente contatto con il terreno:

Combinazione FI, FIII

$$w_k = c/c_{min} * w_1 \leq 1.5 * w_1 = 1.5 * 0.10 = 0.15 \text{ mm}$$

Combinazione FII

$$w_k = c/c_{min} * w_1 \leq 1.5 * w_1 = 1.5 * 0.20 = 0.30 \text{ mm}$$

(superfici esterne al muro ed intradosso soletta inferiore)

Verifica delle tensioni di esercizio: si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.70 f_{yk}$

## 7.5 CALCOLO SEZIONE

Nella tabella seguente sono riportate le dimensioni significative e il calcolo delle azioni alla base del piedritto utilizzate per le verifiche strutturali del muro, ricavate utilizzando lo schema statico di mensola incastrata alla base. Paramento verticale all'attacco fondazione

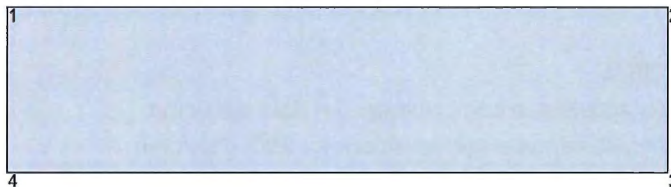
| GEOMETRIA DEL MURO   | (kN - m)      |
|--|---------------|
| Altezza elevazione   | 1,400         |
| Altezza terreno spingente da estradosso fondazione                           | 1,280         |
| Altezza battente d'acqua da estradosso fondazione di progetto                | 0,933         |
| Spessore in sommità  | 0,250         |
| Spessore alla base   | 0,250         |
| Scarpa esterna   | 0,000         |
| Semilarghezza netta interna  | 0,750         |
| Sbalzo fondazione  | 0,000         |
| Semilarghezza fondazione   | 1,000         |
| Spessore fondazione  | 0,300         |
| Spessore medio sovrastruttura stradale                                       | 0,000         |
| Peso di volume sovrastruttura stradale                                       | 22,000        |
| Quota della sezione di verifica  | 0,000         |
| Spessore della sezione di verifica   | 0,250         |
| Altezza al di sopra della sezione senza armatura integrativa                 | 1,400         |
| Quota terreno spingente al di sopra della sezione senza armatura integrativa | 1,280         |
| Altezza battente dell'acqua all'interno                                      | 1,400         |
| CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO                                       |               |
| Angolo di attrito del terreno  | 35,000        |
| Peso di volume terreno   | 20,000        |
| Peso di volume terreno immerso   | 10,000        |
| coefficiente di spinta a riposo  | 0,426         |
| AZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO   |               |
| Sovraccarico sul terreno:  |               |
| condizioni Slu   | <b>20,000</b> |
| condizioni Sle   | <b>10,000</b> |
| Peso elevazione  | <b>8,750</b>  |
| Peso del terreno gravante su elevazione:                                     |               |
| parte non immersa  | 0,000         |
| parte immersa  | 0,000         |
| Spinta del terreno:  |               |
| spinta del terreno   | 5,129         |
| spinta da sovraccarico Qe  | 10,916        |
| spinta da sovraccarico Qa  | 5,458         |
| Spinta dell'acqua  | 4,356         |
| Spinta dell'acqua interna  | 9,800         |
| VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO                                   |               |
| Pesi permanenti in costruzione   | <b>16,250</b> |
| Pressione sul terreno in costruzione   | <b>16,250</b> |
| Totale pesi permanenti in esercizio  | <b>16,250</b> |

|  |               |
|--|---------------|
| Pressione sul terreno da permanenti in esercizio                     | <b>16,250</b> |
| Peso acqua interna all'opera   | <b>0,000</b>  |
| Totale pesi in esercizio   | <b>16,250</b> |
| Pressione sul terreno totale in esercizio                            | <b>16,250</b> |
| <b>SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PIEDRITTO</b>                        |               |
| Sforzo normale   | <b>8,750</b>  |
| Sforzo assiale fattorizzato slu                                      | <b>8,750</b>  |
| Sforzo assiale fattorizzato sle freq.                                | <b>8,750</b>  |
| Sforzo assiale fattorizzato sle quasi perm.                          | <b>8,750</b>  |
| Sforzo assiale fattorizzato sle rara                                 | <b>8,750</b>  |
| Momento flettente  |               |
| per eccentricità pesi elevazione                                     | 0,000         |
| spinta terreno ed acqua  | <b>3,758</b>  |
| totale azioni permanenti   | 3,758         |
| azioni permanenti e sovraccarico Qe                                  | <b>10,745</b> |
| azioni permanenti e sovraccarico Qe fattorizzato slu                 | <b>16,117</b> |
| azioni permanenti e sovraccarico Qa fattorizzato sle freq.           | <b>6,203</b>  |
| azioni permanenti e sovraccarico Qa fattorizzati sle quasi perm.     | <b>3,758</b>  |
| azioni permanenti e sovraccarico Qa fattorizzati sle rara            | <b>7,251</b>  |
| Momento flettente con trasporto a sf/4 a base dell'elevazione:       |               |
| condizione di esercizio  | <b>12,275</b> |
| condizione di esercizio fattorizzato slu                             | 18,412        |
| condizione di esercizio fattorizzato sle freq.                       | 7,201         |
| condizione di esercizio fattorizzato sle quasi perm.                 | 4,470         |
| condizione di esercizio fattorizzato sle rara                        | 8,372         |
| Taglio dovuto alle spinte  |               |
| condizione di esercizio fattorizzato slu                             | <b>29,832</b> |
| condizione di esercizio sle freq.                                    | 13,578        |
| condizione di esercizio sle quasi perm.                              | 9,485         |
| condizione di esercizio sle rara                                     | 14,943        |
| <b>SISMA</b>   |               |
| Accelerazione orizzontale di picco al suolo ag                       | 0,150         |
| Coefficiente amplific strat. Ss                                      | 1,250         |
| Fattore d'importanza   | 1,300         |
| Accelerazione massima a max  | 0,244         |
| Coefficiente $\beta_m$   | 1,000         |
| Coefficiente sismico orizzontale                                     | 0,244         |
| Coefficiente sismico verticale                                       |               |
| <b>AZIONI SISMICHE ALLA BASE PIEDRITTO</b>                           |               |
| Incremento di spinta sismica   | 7,987         |
| Incremento di spinta sismica distribuito                             | 6,240         |
| Inerzia del terreno imbarcato  | 0,000         |
| Inerzia piedritto in sommità   | 1,523         |
| Inerzia del piedritto alla base                                      | 1,523         |
| <b>SOLLECITAZIONI SULLA BASE DEL PIEDRITTO IN SISMA</b>              |               |
| Momento dovuto all'inerzia piedritto alla base                       | 1,493         |
| Momento dovuto all'inerzia terreno imbarcato alla base del piedritto | 0,000         |
| Momento dovuto alla spinta terreno ed acqua                          | 3,758         |
| Momento dovuto al sima alla base del piedritto                       | 5,112         |
| Totale dei momenti in sisma alla base piedritto                      | <b>10,363</b> |

|  |        |
|--|--------|
| Momento con trasporto ad sf/4 dovuto all'inerzia del piedritto         | 1,653  |
| Momento con trasporto ad sf/4 dovuto all'inerzia del terreno imbarcato | 0,000  |
| Momento con trasporto ad sf/4 dovuto alla spinta del terreno ed acqua  | 4,255  |
| Momento con trasporto ad sf/4 dovuto al sisma                          | 5,711  |
| Totale dei momenti in sisma ad sf/4                                    | 11,619 |
| Sforzo normale a base dell'elevazione comb. Sismica                    | 8,750  |
| Momento alla base dell'elevazione comb sismica                         | 10,363 |
| Momento con trasporto a sf/4 comb. Sismica                             | 11,619 |
| Taglio comb. Sismica   | 19,605 |

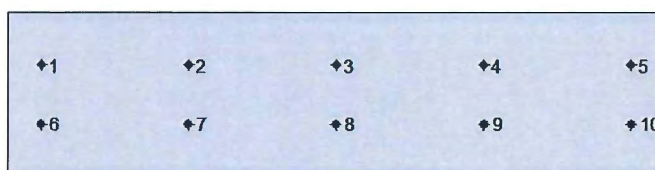
### 7.5.1 SEZIONE DEL PIEDRITTO ALL'ATTACCO FONDAZIONE

#### Verifiche a presso flessione



#### Geometria della sezione:

| Vert. | X     | Y    |
|-------|-------|------|
| n.    | cm    | cm   |
| 1     | 0,0   | 25,0 |
| 2     | 100,0 | 25,0 |
| 3     | 100,0 | 0,0  |
| 4     | 0,0   | 0,0  |



**Armature:**

| Pos. | X    | Y    | Area | Pretens. |
|------|------|------|------|----------|
| n.   | cm   | cm   | cmq  | (s/n)    |
| 1    | 5,0  | 17,1 | 0,8  | no       |
| 2    | 27,5 | 17,1 | 0,8  | no       |
| 3    | 50,0 | 17,1 | 0,8  | no       |
| 4    | 72,5 | 17,1 | 0,8  | no       |
| 5    | 95,0 | 17,1 | 0,8  | no       |
| 6    | 5,0  | 8,0  | 1,1  | no       |
| 7    | 27,5 | 8,0  | 1,1  | no       |
| 8    | 50,0 | 8,0  | 1,1  | no       |
| 9    | 72,5 | 8,0  | 1,1  | no       |
| 10   | 95,0 | 8,0  | 1,1  | no       |

**Normativa di riferimento:**

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

**Materiali:**

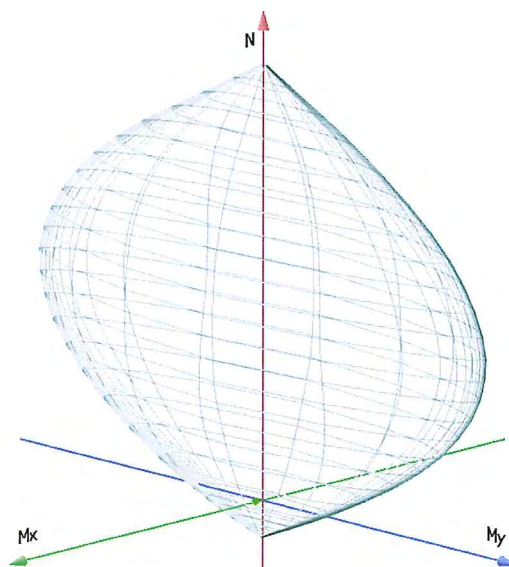
**Calcestruzzo classe: C28/35**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm<sup>2</sup>  
fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm<sup>2</sup>  
fctm (resistenza a trazione media) = 29 daN/cm<sup>2</sup>  
G (modulo di elasticità tangenziale) = 150545 daN/cm<sup>2</sup>  
E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 337220 daN/cm<sup>2</sup>  
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12  
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050  
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>  
fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
εuk (deformazione di rottura) = 0.075  
G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm<sup>2</sup>  
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm<sup>2</sup>  
C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30  
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012  
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:


**Caratteristiche limite della sezione:**

| Nu     | Mxu   | Myu    | Stato Sez.              |
|--------|-------|--------|-------------------------|
| kN     | kN m  | kN m   |                         |
| -374,9 | 2,9   | 0,0    | Completamente tesa      |
| 4483,3 | -2,9  | 0,0    | Completamente compressa |
| 0,0    | 45,1  | 0,0    | Fibre inferiori tese    |
| 0,0    | -39,3 | 0,0    | Fibre superiori tese    |
| 0,0    | 0,0   | 169,8  | Fibre di sinistra tese  |
| 0,0    | 0,0   | -169,8 | Fibre di destra tese    |

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

| Cmb. | N    | Mx   | My | Tipo   | Nu   | Mxu  | Myu   | Sd/Su Verif. |
|------|------|------|----|--------|------|------|-------|--------------|
| kN   | kN m | kN m |    | kN     | kN m | kN m |       |              |
| 18,8 | 18,4 | 0,0  | P  | 22,5   | 47,4 | 0,0  | 0,390 | OK           |
|      |      |      | M  | 4222,2 | 18,3 | 0,0  | 0,000 |              |
|      |      |      | N  | 8,8    | 46,0 | 0,0  | 0,400 |              |

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

| Cmb. | N    | Mx   | My | Tipo   | Nu   | Mxu  | Myu   | Sd/Su Verif. |
|------|------|------|----|--------|------|------|-------|--------------|
| kN   | kN m | kN m |    | kN     | kN m | kN m |       |              |
| 18,8 | 18,4 | 0,0  | P  | 22,5   | 47,4 | 0,0  | 0,390 | OK           |
| 18,8 | 18,4 | 0,0  | M  | 4222,2 | 18,3 | 0,0  | 0,000 | OK           |
| 18,8 | 18,4 | 0,0  | N  | 8,8    | 46,0 | 0,0  | 0,400 | OK           |

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:**

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 17400,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 315000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

| Cmb        | Mx   | My   | N   | $\sigma_c$ | $\sigma_c/\sigma_{cL}$ | $\sigma_a$ | $\sigma_a/\sigma_{aL}$ |
|------------|------|------|-----|------------|------------------------|------------|------------------------|
| n. e stato | kN m | kN m | kN  | kN/mq      |                        | kN/mq      |                        |
| 2 OK       | 8,4  | 0,0  | 8,8 | -2375,3    | 0,14                   | 80869,6    | 0,26                   |

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:**

Valori limite:

Fessure:  $W_{kL} = 0,30$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

| Cmb        | Mx   | My   | N   | Wk   | Wk/WkL |
|------------|------|------|-----|------|--------|
| n. e stato | kN m | kN m | kN  | mm   |        |
| 3 OK       | 7,3  | 0,0  | 8,8 | 0,08 | 0,27   |

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 13050,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0,15$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

| Cmb        | Mx   | My   | N   | $\sigma_c$ | $\sigma_c/\sigma_{cL}$ | Wk   | Wk/WkL |
|------------|------|------|-----|------------|------------------------|------|--------|
| n. e stato | kN m | kN m | kN  | kN/mq      |                        | mm   |        |
| 4 OK       | 6,2  | 0,0  | 8,8 | -1743,7    | 0,13                   | 0,07 | 0,46   |

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 13050,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $W_{kL} = 0,15$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

| Cmb        | Mx   | My   | N   | $\sigma_c$ | $\sigma_c/\sigma_{cL}$ | Wk   | Wk/WkL |
|------------|------|------|-----|------------|------------------------|------|--------|
| n. e stato | kN m | kN m | kN  | kN/mq      |                        | mm   |        |
| 5 OK       | 4,5  | 0,0  | 8,8 | -1238,3    | 0,09                   | 0,05 | 0,31   |



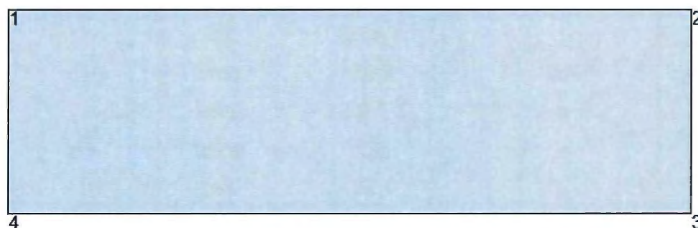
Verifiche a taglio

|  |         |                   |
|--|---------|-------------------|
| $V_{sdu}$  | 29,832  | kN                |
| $M_{sdu}$  | 18,412  | kNm               |
| $N_{sdu}$  | 8,75    | kN                |
| $M_0$  | 0,357   | kNm               |
| $R_{ck}$   | 35      | N/mm <sup>2</sup> |
| $f_{yk}$   | 450     | N/mm <sup>2</sup> |
| $b_w$  | 100     | cm                |
| $d$  | 17,1    | cm                |
| $\delta$   | 1,019   |                   |
| $r$  | 1,429   | m                 |
| $A_{sl}$   | 5,65    | cm <sup>2</sup>   |
| $c$  | 7,9     | cm                |
| $\alpha$   | 90      | gradi             |
| $\alpha$   | 1,57    | rad               |
| $A_{sw}$   | 0       | cm <sup>2</sup>   |
| passo staffe                                       | 0       | cm                |
| $f_{cd}$   | 18,156  | N/mm <sup>2</sup> |
| $f_{ctd}$  | 1,263   | N/mm <sup>2</sup> |
| $f_{yd}$   | 391,304 | N/mm <sup>2</sup> |
| $\rho$   | 0,0033  |                   |
| <i>verifica senza armatura resistente a taglio</i> |         |                   |
| VRd1   | 91,618  | kN                |
| VRd2   | 931,416 | kN                |

La verifica è soddisfatta senza necessità di armatura a taglio.

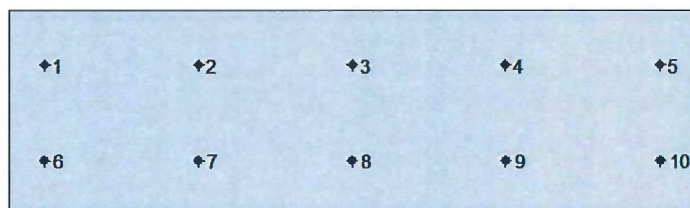
### 7.5.2 SEZIONE DI FONDAZIONE ALL'ATTACCO PIEDRITTO

#### Verifiche a presso flessione



#### Geometria della sezione:

| Vert. | X     | Y    |
|-------|-------|------|
| n.    | cm    | cm   |
| 1     | 0,0   | 30,0 |
| 2     | 100,0 | 30,0 |
| 3     | 100,0 | 0,0  |
| 4     | 0,0   | 0,0  |



#### Armature:

| Pos. | X   | Y    | Area | Pretens. |
|------|-----|------|------|----------|
| n.   | cm  | cm   | cmq  | (s/n)    |
| 1    | 5,0 | 22,1 | 0,8  | no       |

|    |      |      |     |    |
|----|------|------|-----|----|
| 2  | 27,5 | 22,1 | 0,8 | no |
| 3  | 50,0 | 22,1 | 0,8 | no |
| 4  | 72,5 | 22,1 | 0,8 | no |
| 5  | 95,0 | 22,1 | 0,8 | no |
| 6  | 5,0  | 8,0  | 1,1 | no |
| 7  | 27,5 | 8,0  | 1,1 | no |
| 8  | 50,0 | 8,0  | 1,1 | no |
| 9  | 72,5 | 8,0  | 1,1 | no |
| 10 | 95,0 | 8,0  | 1,1 | no |

**Normativa di riferimento:**

D.M. 09/01/1996 - 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche'

**Materiali:**

**Calcestruzzo classe: C28/35**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm<sup>2</sup>

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm<sup>2</sup>

fctm (resistenza a trazione media) = 29 daN/cm<sup>2</sup>

G (modulo di elasticità tangenziale) = 150545 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 337220 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

εuk (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm<sup>2</sup>

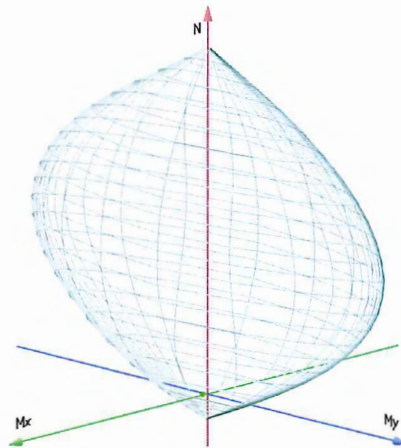
E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:


**Caratteristiche limite della sezione:**

| Nu     | Mxu   | Myu    | Stato Sez.              |
|--------|-------|--------|-------------------------|
| kN     | kN m  | kN m   |                         |
| -374,9 | 4,6   | 0,0    | Completamente tesa      |
| 5304,9 | -4,6  | 0,0    | Completamente compressa |
| 0,0    | 55,9  | 0,0    | Fibre inferiori tese    |
| 0,0    | -46,8 | 0,0    | Fibre superiori tese    |
| 0,0    | 0,0   | 171,3  | Fibre di sinistra tese  |
| 0,0    | 0,0   | -171,3 | Fibre di destra tese    |

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

| Cmb.  | N    | Mx   | My | Tipo   | Nu   | Mxu  | Myu   | Sd/Su Verif. |
|-------|------|------|----|--------|------|------|-------|--------------|
| kN    | kN m | kN m |    | kN     | kN m | kN m |       |              |
| 114,9 | 18,4 | 0,0  | P  | 50,6   | 62,3 | 0,0  | 0,300 | OK           |
|       |      |      | M  | 5074,4 | 18,3 | 0,0  | 0,000 |              |
|       |      |      | N  | 14,9   | 57,8 | 0,0  | 0,320 |              |

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

| Cmb.  | N    | Mx   | My | Tipo   | Nu   | Mxu  | Myu   | Sd/Su Verif. |
|-------|------|------|----|--------|------|------|-------|--------------|
| kN    | kN m | kN m |    | kN     | kN m | kN m |       |              |
| 114,9 | 18,4 | 0,0  | P  | 50,6   | 62,3 | 0,0  | 0,300 | OK           |
| 114,9 | 18,4 | 0,0  | M  | 5074,4 | 18,3 | 0,0  | 0,000 | OK           |
| 114,9 | 18,4 | 0,0  | N  | 14,9   | 57,8 | 0,0  | 0,320 | OK           |

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:**

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 17400,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 315000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

| Cmb | Mx | My | N | $\sigma_c$ | $\sigma_c/\sigma_{cL}$ | $\sigma_a$ | $\sigma_a/\sigma_{aL}$ |
|-----|----|----|---|------------|------------------------|------------|------------------------|
|-----|----|----|---|------------|------------------------|------------|------------------------|

| n. e stato | kN m | kN m | kN   | kN/mq   |      | kN/mq   |      |
|------------|------|------|------|---------|------|---------|------|
| 2 OK       | 8,4  | 0,0  | 14,9 | -1533,0 | 0,09 | 56277,9 | 0,18 |

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:**

Valori limite:

Fessure:  $WkL = 0,30$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

| Cmb        | Mx   | My   | N    | Wk   | Wk/WkL |
|------------|------|------|------|------|--------|
| n. e stato | kN m | kN m | kN   | mm   |        |
| 3 OK       | 7,3  | 0,0  | 14,9 | 0.06 | 0,19   |

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 13050,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $WkL = 0,15$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

| Cmb        | Mx   | My   | N    | $\sigma_c$ | $\sigma_c/\sigma_{cL}$ | Wk   | Wk/WkL |
|------------|------|------|------|------------|------------------------|------|--------|
| n. e stato | kN m | kN m | kN   | kN/mq      |                        | mm   |        |
| 4 OK       | 6,2  | 0,0  | 14,9 | -1114,0    | 0,09                   | 0.05 | 0,30   |

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 13050,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Fessure:  $WkL = 0,15$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

| Cmb        | Mx   | My   | N    | $\sigma_c$ | $\sigma_c/\sigma_{cL}$ | Wk   | Wk/WkL |
|------------|------|------|------|------------|------------------------|------|--------|
| n. e stato | kN m | kN m | kN   | kN/mq      |                        | mm   |        |
| 5 OK       | 4,5  | 0,0  | 14,9 | -776,2     | 0,06                   | 0.03 | 0,18   |

Verifiche a taglio

|  |         |                   |
|--|---------|-------------------|
| $V_{sdu}$  | 13,125  | kN                |
| $M_{sdu}$  | 18,412  | kNm               |
| $N_{sdu}$  | 14,943  | kN                |
| $M_o$  | 0,611   | kNm               |
| $R_{ck}$   | 35      | N/mm <sup>2</sup> |
| $f_{yk}$   | 450     | N/mm <sup>2</sup> |
| $bw$   | 100     | cm                |
| $d$  | 17,1    | cm                |
| $\delta$   | 1,033   |                   |
| $r$  | 1,429   | m                 |
| $Asl$  | 5,65    | cm <sup>2</sup>   |
| $c$  | 7,9     | cm                |
| $\alpha$   | 90      | gradi             |
| $\alpha$   | 1,57    | rad               |
| $Asw$  | 0       | cm <sup>2</sup>   |
| passo staffe                                       | 0       | cm                |
| $f_{cd}$   | 18,156  | N/mm <sup>2</sup> |
| $f_{ctd}$  | 1,263   | N/mm <sup>2</sup> |
| $f_{yd}$   | 391,304 | N/mm <sup>2</sup> |
| $\rho$   | 0,0033  |                   |
| <i>verifica senza armatura resistente a taglio</i> |         |                   |
| $VRd1$   | 92,853  | kN                |
| $VRd2$   | 931,416 | kN                |

La verifica è soddisfatta senza necessità di armatura a taglio.

## 8 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

### 8.1 SEZIONE MURO AD “U”

Ai fini della verifica della portanza del terreno di fondazione non si ritengono significativi gli squilibri dovuti a spinte orizzontali non simmetriche quale l'eventuale sisma.

La valutazione della pressione trasmessa dall'opera al terreno di fondazione viene condotta con riferimento ad una porzione di muro di larghezza unitaria.

La verifica relativa alla portanza del terreno di fondazione viene condotta sia in condizione di costruzione dell'opera (in assenza di rinterrì), sia in condizione di esercizio (dopo l'esecuzione dei rinterrì) considerando i soli carichi permanenti.

Si riporta di seguito una tabella nella quale sono evidenziati gli sviluppi di calcolo che portano alla valutazione della pressione sul terreno sotto le ipotesi prima riportate.

|  |   |  |   |      |     |
|--|---|--|---|------|-----|
| a) Peso struttura  | = | $((b+2*s_p)*s_r+2*s_p*h)*\gamma_{cls}$ | = | 32,5 | kN  |
| b) Peso acqua interna  | = | $b*h*\gamma_w$                         | = | 21,0 | kN  |
| peso permanente in esercizio                                   | = | $P_e$                                  | = | 53,5 | kN  |
| pressione media sul terreno da carichi permanenti in esercizio | = | $P_e/(L+2*s_p+2*s)$                    | = | 26,8 | kPa |

La verifica di capacità portante verrà eseguita considerando la caratterizzazione del terreno fornita dal progettista geotecnico.

Lungo lo sviluppo del tracciato si incontrano diverse tipologie di terreno, elencate di seguito:

| Unità               | eventuale discretizzazione nell'unità<br>(con la profondità del banco) |               | Peso naturale di<br>volume | c'    | φ             | Cu              | E <sub>s</sub> | E <sub>op</sub> (E <sub>o</sub> /10) |
|---------------------|--|---------------|----------------------------|-------|---------------|-----------------|----------------|--------------------------------------|
|                     | prof. da p.o.  | prof. da p.o. |                            |       |               |                 |                |                                      |
|                     | m  | m             |                            |       |               |                 |                |                                      |
| G1 <sub>sx</sub>    | 0  | 15            | 19.0±20.5                  | 0     | 40-48<br>(41) | -               | 500±850        | 50-85                                |
|                     | 15   | -->           |                            | 0     | 38-43<br>(40) | -               | 850±1100       | 85-110                               |
| L <sub>sx</sub>     | -  |               | 19.0±20.5                  | 0÷5   | 26±30         | 30-80<br>(50)   | 100-200        | 10-20                                |
| A <sub>sx</sub>     | -  |               | 19.5±20.5                  | 5±20  | 25±30         | 80±140<br>(110) | 800±1200       | 90-100                               |
| G2 <sub>sx/dx</sub> | -  |               | 19.0±19.8                  | 0     | 38-43<br>(41) | -               | 1400±2000      | 120-150                              |
| L <sub>dx</sub>     | 0  | 10            | 19.5±20.5                  | 5±15  | 25±30         | 40±140<br>(70)  | 100±150        | 10-15                                |
|                     | 10   | -->           |                            |       |               | 40±100<br>(60)  |                |                                      |
| A1 <sub>dx</sub>    | 1  | 6             | 18.5±20.0                  | 10±25 | 18±28         | 40±120<br>(80)  | 100±200        | 10-20                                |
|                     | 6  | 10            |                            |       |               | 60±150<br>(100) | 250±400        | 25-40                                |
|                     | 10   | -->           |                            |       |               | 40±100<br>(60)  | 200±250        | 20-26                                |
| G1 <sub>dx</sub>    | -  |               | 19.5±20.0                  | 0     | 39-44<br>(42) | -               | 600±900        | 60-90                                |
| S <sub>dx</sub>     | 15   | 18            | 18.5±20.0                  |       |               |                 | 250±500        | 25-50                                |
|                     | 18   | 25            | 18.5±20.0                  |       |               |                 |                |                                      |
|                     | 25   | -->           | 20.0                       |       |               |                 |                |                                      |
| A2 <sub>dx</sub>    | -  |               | 19.5±20.0                  | 15±25 | 22±26         | 60±180<br>(110) | 800±1200       | 80-100                               |

Il calcolo verrà eseguito a favore di sicurezza considerando il terreno avente le caratteristiche di portanza più scadenti tra quelle elencate, definito dalla tipologia L<sub>sx</sub>.

La verifica viene condotta, conformemente a quanto prescritto dalla normativa, sia in condizioni non drenate che in condizioni drenate.

Di seguito si riportano le verifiche eseguite.



**8.1.1 VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE**

| DATI DI INPUT  |             |
|--|-------------|
| Larghezza della fondazione                                 | 2,00 m      |
| Lunghezza della fondazione                                 | 1,00 m      |
| Rapporto tra le lunghezze                                  | 0,50        |
| Inclinazione della base                                    | 0,00 °      |
| Sforzo normale   | 53,50 kN    |
| Taglio in direzione larghezza                              | 0,00 kN     |
| Taglio in direzione lunghezza                              | 0,00 kN     |
| Mom. flett. in direzione larghezza                         | 0,00 kNm    |
| Mom. flett. in direzione lunghezza                         | 0,00 kNm    |
| Coesione non drenata                                       | 50,00 kPa   |
| Pressione in superficie                                    | 0,00 kPa    |
| Peso specifico totale del terreno latistante la fondazione | 20,00 kN/mc |
| Approfondimento della fondazione                           | 1,70 m      |
| Pressione al piano di posa delle fondazioni                | 34,00 kPa   |
| Eccentricità in direzione larghezza                        | 0,00 m      |
| Eccentricità in direzione lunghezza                        | 0,00 m      |
| Larghezza ridotta  | 2,00 m      |
| Lunghezza ridotta  | 1,00 m      |
| Coefficiente di sicurezza                                  | <b>2,50</b> |
| Inclinazione fondazione                                    | 0,00 °      |
| Inclinazione piano campagna                                | 0,00 °      |

| RISULTATI   |                            |                              |
|---|----------------------------|------------------------------|
|   | <b>Termine di coesione</b> | <b>Termine di profondità</b> |
| $q_{lim} = c_u N_c s_c i_c b_c g_c + q$                   | $c_u = 50,00$              | $q = 34,00$                  |
| <b>Fattori di :</b>                                       |                            |                              |
| capacità portante   | <b>Nc =</b>                | 5,14                         |
| <b>Fattori correttivi:</b>                                |                            |                              |
| forma   | <b>sc =</b>                | 1,00                         |
| incl. del carico  | <b>ic =</b>                | 1,00                         |
| incl. della fondazione                                    | <b>bc =</b>                | 1,00                         |
| incl. piano campagna                                      | <b>gc =</b>                | 1,00                         |
| <b>Termini complessivi di :</b>                           |                            |                              |
| Coesione  |                            | <b>257,08</b>                |
| Profondità  |                            | <b>34,00</b>                 |
| Pressione media (N/A') =                                  | 26,75                      | kPa                          |
| Pressione limite =  | 291,080                    | kPa                          |
| <b>Pressione ammissibile: <math>P_{lim} / FS =</math></b> | <b>116,432</b>             | <b>kPa</b>                   |

Essendo la pressione ammissibile maggiore della pressione media, la verifica risulta soddisfatta.

**8.1.2 VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE**
**DATI DI INPUT**

|   |     |                         |
|---|-----|-------------------------|
| Larghezza della fondazione                                  | B   | 2,00 m                  |
| Lunghezza della fondazione                                  | L   | 1,00 m                  |
| Rapporto tra le lunghezze                                   | B/L | 0,50                    |
| Approfondimento della fondazione                            | D   | 1,70 m                  |
| Inclinazione della base                                     |     | 0,00 °                  |
| Sforzo normale  |     | 53,50 kN                |
| Taglio in direzione larghezza                               |     | 0,00 kN                 |
| Taglio in direzione lunghezza                               |     | 0,00 kN                 |
| Mom. flett. in direzione larghezza                          |     | 0,00 kNm                |
| Mom. flett. in direzione lunghezza                          |     | 0,00 kNm                |
| Angolo di attrito del terreno                               |     | 28,00 °                 |
| Coazione drenata  |     | 2,50 kPa                |
| Peso specifico totale del terreno $\gamma$                  |     | 20,00 kN/m <sup>3</sup> |
| Profondità della falda da p.c. $Z_f$                        |     | 0,77 m                  |
| Distanza quota di falda - piano di imposta fondazione $Z_w$ |     | 0,00 m                  |
| Peso specifico di calcolo $\gamma'_c$                       |     | 10,00 kN/m <sup>3</sup> |
| Pressione in superficie                                     |     | 0,00 kPa                |
| Peso specifico del terreno latistante $\gamma_{lat}$        |     | 20,00 kN/m <sup>3</sup> |
| Pressione al piano di posa delle fondazioni                 |     | 34,00 kPa               |
| Eccentricità in direzione larghezza                         |     | 0,00 m                  |
| Eccentricità in direzione lunghezza                         |     | 0,00 m                  |
| Larghezza ridotta   |     | 2,00 m                  |
| Lunghezza ridotta   |     | 1,00 m                  |
| Coefficiente di sicurezza                                   |     | <b>2,50</b>             |
| Inclinazione piano campagna                                 |     | 0,00 °                  |

**RISULTATI**

| Termine di superficie          |       | Termine di coazione |      | Termine di profondità |       |
|--------------------------------|-------|---------------------|------|-----------------------|-------|
| $0.5 \cdot \gamma' \cdot B' =$ | 10,00 | $c' =$              | 2,50 | $q' =$                | 34,00 |

**Fattori di :**

|                   |
|-------------------|
| capacità portante |
| forma             |
| approfondimento   |

|                        |       |                        |       |                        |       |
|------------------------|-------|------------------------|-------|------------------------|-------|
| <b>N<sub>y</sub> =</b> | 16,72 | <b>N<sub>c</sub> =</b> | 25,80 | <b>N<sub>q</sub> =</b> | 14,72 |
| <b>s<sub>y</sub> =</b> | 1,00  | <b>sc =</b>            | 1,00  | <b>sq =</b>            | 1,00  |
| <b>d<sub>y</sub> =</b> | /     | <b>dc =</b>            | 1,27  | <b>dq =</b>            | 1,25  |

**Fattori correttivi di :**

|                      |
|----------------------|
| incl. del carico     |
| incl. della base     |
| incl. piano campagna |

|                        |      |             |      |             |      |
|------------------------|------|-------------|------|-------------|------|
| <b>i<sub>y</sub> =</b> | 1,00 | <b>ic =</b> | 1,00 | <b>iq =</b> | 1,00 |
| <b>b<sub>y</sub> =</b> | 1,00 | <b>bc =</b> | 1,00 | <b>bq =</b> | 1,00 |
| <b>g<sub>y</sub> =</b> | 1,00 | <b>gc =</b> | 1,00 | <b>gq =</b> | 1,00 |

**Termini complessivi di :**

|            |
|------------|
| Superficie |
| Coazione   |
| Profondità |

|               |
|---------------|
| <b>167,17</b> |
| <b>82,12</b>  |
| <b>627,80</b> |

|  |               |            |
|--|---------------|------------|
| Pressione media (N/A') =                                 | 26,75         | kPa        |
| <b>Pressione ammissibile <math>P_{lim} / FS =</math></b> | <b>350,84</b> | <b>kPa</b> |

Essendo la pressione ammissibile maggiore della pressione media, la verifica risulta soddisfatta

