



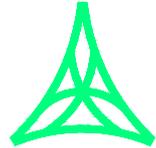
**REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA**

**DIREZIONE CENTRALE**  
**INFRASTRUTTURE, MOBILITA', PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI**

SOGGETTO DELEGATARIO:



PROGETTAZIONE:



**S.p.A. AUTOVIE VENETE**

34123 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111  
 Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di  
 Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE  
 A4 VENEZIA - TRIESTE  
 A23 PALMANOVA - UDINE  
 A28 PORTOGRUARO - CONEGLIANO

**COLLEGAMENTO TRA LA S.S. 13 PONTEBBANA E LA A23  
 TANGENZIALE SUD DI UDINE (II LOTTO)**

**AGGIORNAMENTO PROGETTO DEFINITIVO dd.14.12.2006**

OPERE D'ARTE MINORI

Opera n°13: Sottopasso agricolo  
 Relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

**H**

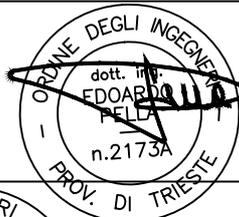
N. ALLEGATO e SUB.ALL.

**04.01 . 00**

REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

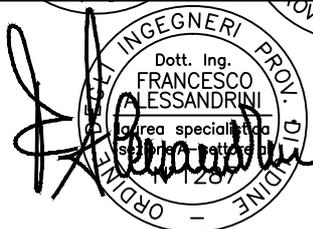
COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :  
 dott. ing. Edoardo PELLA  
 dott. ing. Stefano DI SANTOLO



PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

Strutture :  
 dott. ing. Francesco ALESSANDRINI



IL CAPO COMMESSA:  
 dott. ing. Edoardo PELLA

IL DIRETTORE DELL'AREA OPERATIVA:  
 dott. ing. Enrico RAZZINI

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

NOME FILE:  
 1207H0401000.doc  
 1207H0401000.pdf

DATA PROGETTO:  
**30.08.2012**

**312TN**

CODICE MASTRO

**12**

ANNO

**07**

N.PROGETTO

**0**

REVISIONE

## INDICE

<b>1.</b>	<b>GENERALITÀ .....</b>	<b>4</b>
<b>2.</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>3.</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>6</b>
<b>4.</b>	<b>CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....</b>	<b>7</b>
4.1.	CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI .....	7
<b>5.</b>	<b>DATI DI CALCOLO .....</b>	<b>9</b>
<b>6.</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>10</b>
6.1.	CARICHI VERTICALI.....	10
6.1.1.	PESO PROPRIO STRUTTURA.....	10
6.1.2.	PESO TERRENO DI RICOPRIMENTO .....	10
6.2.	DISTORSIONI .....	10
6.2.1.	VARIAZIONI TERMICHE .....	10
6.3.	CARICHI MOBILI .....	10
6.3.1.	CARICHI MOBILI STATICI .....	10
6.3.2.	INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI.....	10
6.3.3.	CARICHI MOBILI COMPLESSIVI .....	10
6.3.4.	AZIONI LONGITUDINALI DI FRENAMENTO .....	11
6.3.5.	AZIONE CENTRIFUGA .....	11
6.3.6.	AZIONE DEL VENTO .....	11
6.3.7.	AZIONI SU PARAPETTI E GUARD-RAIL .....	11
6.3.8.	SPINTA DELLE TERRE.....	11
6.3.9.	AZIONI SISMICHE SULLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DELLE TERRE .....	11
6.3.10.	INCREMENTO SISMICO DELLE SPINTE DEL TERRENO.....	11
<b>7.</b>	<b>ANALISI DELLA STRUTTURA INTERRATA .....</b>	<b>13</b>
7.1.	CONDIZIONI DI CARICO .....	13
7.1.1.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	13
7.2.	VERIFICA STRUTTURA SCATOLARE .....	14
7.2.1.	VERIFICA DELLE SEZIONI STRUTTURALI .....	14
7.2.2.	VERIFICA AZIONI SUL TERRENO .....	16
7.3.	VERIFICA STRUTTURA D'USCITA .....	16
7.3.1.	VERIFICA DELLE SEZIONI STRUTTURALI .....	16
7.3.2.	VERIFICA AZIONI SUL TERRENO .....	17
<b>8.</b>	<b>OPERE DI SOSTEGNO .....</b>	<b>18</b>
8.1.	OPERA DI SOSTEGNO TIPO 1 .....	18
8.1.1.	VERIFICA DI RESISTENZA MURO TIPO 1 .....	18
8.1.1.1.	Verifica paramento verticale .....	19
8.1.1.2.	Verifica soletta di fondazione .....	19
8.1.2.	VERIFICA A STABILITÀ MURO TIPO 1 .....	19
8.2.	OPERA DI SOSTEGNO TIPO 2 .....	19
8.2.1.	VERIFICA DI RESISTENZA MURO TIPO 2 .....	19
8.2.1.1.	Verifica paramento verticale .....	19
8.2.1.2.	Verifica soletta di fondazione .....	20
8.2.2.	VERIFICA A STABILITÀ MURO TIPO 2 .....	20
8.3.	OPERA DI SOSTEGNO TIPO 3.....	20
8.3.1.	VERIFICA DI RESISTENZA MURO TIPO 3 .....	21
8.3.1.1.	Verifica paramento verticale .....	21
8.3.1.2.	Verifica soletta di fondazione .....	21
8.3.2.	VERIFICA A STABILITÀ MURO TIPO 3 .....	21

<b>9.</b>	<b>ELABORATI DI CALCOLO.....</b>	<b>23</b>
-----------	----------------------------------	-----------

# 1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo fornisce l'analisi delle principali strutture previste per la realizzazione dei sottopassi per strade agricole e/o ciclabili, inseriti nell'ambito del Progetto Preliminare del "Collegamento Viario tra la s.s. n°13 e la A23 (s.s. n°56) - Tangenziale Sud di Udine", Il lotto, dalla s.s. n°13 alla s.s. n° 353. L'opera in oggetto, della lunghezza complessiva di 11.90m circa, è prevista per permettere l'attraversamento del rilevato stradale del nuovo collegamento viario di progetto da parte di una strada ad uso agrario, avente larghezza viabile di 6.00m ed altezza minima utile di 5.00m.

Il sottopasso è realizzato in c.a., con larghezza netta pari a 6.00m ed altezza minima di 5.00m; si tratta di una struttura scatolare, con soletta superiore carrabile (assimilata a ponte di prima categoria) e schema statico di telaio rettangolare chiuso.

La soletta superiore e le pareti verticali presentano spessore pari a 0.60m, mentre la soletta inferiore di fondazione ha spessore costante pari a 0.70m.

L'altezza media di ricoprimento (terreno e pavimentazione stradale) è assunta pari a 1.00m. Alle due estremità del manufatto (a livello di imposta della soletta superiore) si prevede la realizzazione di un tratto di soletta di transizione in c.a., al fine di limitare gli effetti dovuti ad eccessivi cedimenti ed assestamenti nella zona di passaggio tra la struttura rigida di impalcato ed il terrapieno di riporto a tergo del muro/spalla.

La struttura d'uscita, a sostegno del terreno del rilevato stradale, è realizzata con una soletta di fondazione dello spessore di 0.70m, mentre le pareti verticali hanno spessore costante di 0.50m, con altezza variabile da 6.50m a 3.16m.

Ai lati della strada ad uso agrario, nel tratto in trincea, si realizzano dei muri di sostegno con altezza del paramento variabile da 3.16m a 0.58m, raggruppandoli in tre tipologie:

muro tipo 1: presenta una soletta di fondazione dello spessore di 0.50m, interessante tutta la larghezza della strada, e delle pareti verticali aventi larghezza in sommità costante pari a 0.20m, e larghezza alla base variabile con l'altezza del paramento, avendo imposto alla superficie interna del paramento verticale una inclinazione di 15:100. L'altezza di quest'ultimo elemento, misurata dallo spiccato fondazionale, varia da 3.16m a 2.44m.

muro tipo 2: presenta una soletta di fondazione dello spessore di 0.40m e larghezza di 2.20m; le pareti verticali hanno larghezza in sommità costante pari a 0.20m, e larghezza alla base variabile con l'altezza del paramento, avendo imposto alla superficie interna del paramento verticale una inclinazione di 15:100. L'altezza di quest'ultimo elemento, misurata dallo spiccato fondazionale, varia da 2.00m a 1.50m circa. Si realizza un dente di fondazione a taglio avente sezione 0.50x0.30m.

muro tipo 3: presenta una soletta di fondazione dello spessore di 0.40m e larghezza di 1.40m; le pareti verticali hanno larghezza in sommità costante pari a 0.20m, e larghezza alla base variabile con l'altezza del paramento, avendo imposto alla superficie interna del paramento verticale una inclinazione di 15:100. L'altezza di quest'ultimo elemento, misurata dallo spiccato fondazionale, varia da 1.00m a 0.50m circa.

Alla presente relazione sono allegati gli elaborati di output di tutti i calcoli automatici eseguiti, ai quali si rimanda per tutti i calcoli specifici che non risultassero esplicitamente da quanto riportato nel proseguo della presente relazione.

Alla presente relazione sono inoltre allegate le tavole di progetto, alle quali si rimanda per una descrizione più completa e dettagliata delle opere previste.

Il calcolo di seguito riportato è stato redatto sulla base dell'OPCM 3274 (2003), del DM 16/01/1996 e, per gli aspetti mancanti, dell'EC7. L'aggiornamento/controllo di adeguatezza alle normative vigenti (NTC 2008) viene redatto a parte sul documento "Aggiornamento relazione tecnica e di calcolo" allegato al progetto.

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative:

- a) L. 5 novembre 1971 n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- b) D.M. LL. PP. 09 gennaio 1996 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- c) CIRC. LL. PP. 15 ottobre 1996 n. 252 - "Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche>> di cui al D.M. 09/01/1996".
- d) D.M. 16 gennaio 1996 - "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- e) Circolare n° 156AA.GG./STC. del 04.07.1996 del Min. LL.PP. "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. 16/01/1996".
- f) D.M. 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".
- g) D.M. 2 agosto 1980 - "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali".
- h) D.M. 4 maggio 1990 - "Aggiornamento alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali".
- i) Circ. LL.PP. n. 34233 del 25 febbraio 1991- "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
- j) Legge 2 febbraio 1974 n. 64 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- k) D.M. 16 gennaio 1996 - "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- l) Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 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", come modificata ed integrata dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003.
- m) Delibera Giunta Regionale n. 2325 in data 01 agosto 2003 "Recepimento dell'ordinanza del presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003"
- n) Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### Calcestruzzo delle strutture di fondazione:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad (\text{C25/30})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo  $(\gamma_m=1.6)$   
 $f_{cd}=15.5 \text{ N/mm}^2$   $f_{ctd}=1.26 \text{ N/mm}^2$
- verifiche allo stato limite esercizio  $(\gamma_m=1.0)$   
 $\sigma_{cls} = 14.9 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. rara)  
 $\sigma_{cls} = 11.2 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. quasi permanente)

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC2** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

#### Calcestruzzo delle elevazioni:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 37 \text{ MPa} \quad (\text{C30/37})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo  $(\gamma_m=1.6)$   
 $f_{cd}=18.1 \text{ N/mm}^2$   $f_{ctd}=1.26 \text{ N/mm}^2$
- verifiche allo stato limite esercizio  $(\gamma_m=1.0)$   
 $\sigma_{cls} = 17.4 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. rara)  
 $\sigma_{cls} = 13.0 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. quasi permanente)

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC3** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

#### Calcestruzzo della soletta d'impalcato:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 37 \text{ MPa} \quad (\text{C30/37})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo  $(\gamma_m=1.6)$   
 $f_{cd}=18.1 \text{ N/mm}^2$   $f_{ctd}=1.26 \text{ N/mm}^2$
- verifiche allo stato limite esercizio  $(\gamma_m=1.0)$   
 $\sigma_{cls} = 17.4 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. rara)  
 $\sigma_{cls} = 13.0 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. quasi permanente)

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC3** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

#### Acciaio da c.a.:

Per le armature si impiega un acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo:

$$\text{Fe B 44 k}$$

controllato in stabilimento, con caratteristiche di resistenza:

$$f_{\text{caratt. snerv.}} = 430 \text{ N/mm}^2$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo  $(\gamma_m=1.15)$   $f_{yd}=373 \text{ N/mm}^2$
- verifiche allo stato limite esercizio  $(\gamma_m=1.00)$   $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$  (nelle c.c. rara e quasi permanente)

che soddisfino i seguenti rapporti minimi:

$$\begin{aligned} \epsilon_{su,k} &> 8\% \\ 1.15 < f_t / f_y &< 1.35 \\ (f_{y,eff} / f_{y,nom}) &< 1.25 \end{aligned}$$

## 4. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

L'area oggetto della realizzazione dell'opera appartiene ai terreni della media pianura friulana (depositi alluvionali del Würmiano), compresa tra i conoidi del torrente Corno e del torrente Cormor; è caratterizzata da depositi ghiaiosi con sabbie e presenza estremamente limitata di materiale più fino (limi); lo strato di alterazione superficiale, agricolo o naturale, è di spessore variabile (120÷180cm) ed essenzialmente di natura limosa, con presenza di ghiaie e ciottoli.

Sulle zone in cui si prevede la realizzazione delle opere sono state condotte diverse indagini geognostiche, che hanno confermato la natura essenzialmente incoerente del terreno e le buone caratteristiche geotecniche; sono emerse infatti situazioni omogenee di ghiaie debolmente sabbioso-limose con ciottoli, compatte fin dai primi metri di profondità.

I sondaggi, protratti fin alla profondità di circa 10m dal p.c., ed eseguiti in zone limitrofe all'area oggetto dell'intervento, non hanno intercettato la falda acquifera.

Il suolo di fondazione è classificabile, ai sensi di quanto prescritto dall'O.P.C.M. 3274 e succ. integr. e modif., come appartenente alla categoria B.

Nel calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali si adotteranno i seguenti parametri geotecnici minimi:

### Ghiaie compatte con sabbia:

Peso di volume:	$\gamma$	= 19 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito:	$\Phi$	= 35°
Coesione:	c	= 0.0 kN/m <sup>2</sup>

Per quanto riguarda il terreno di riporto per il ripristino del rilevato stradale, si sono assunte le seguenti caratteristiche geotecniche:

Peso di volume:	$\gamma$	= 18 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito:	$\Phi$	= 30°
Angolo di attrito terreno - muro:	$\Phi'$	= 20°
Coesione:	c	= 0.00 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di spinta attiva ( $\Phi=30^\circ$ )	Ka	= 0.301
Coefficiente di spinta a riposo ( $\Phi=30^\circ$ )	Ka	= 0.500

### 4.1. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI

La capacità portante dei plinti di fondazione di pile e spalle dell'impalcato viene di seguito calcolata, relativamente allo strato di terreno sul quale insiste la struttura, mediante la formula di Hansen nella sua espressione per terreni incoerenti, per fondazione orizzontale con carico verticale centrato ed eventuale carico sismico orizzontale:

$$\sigma_{lim} = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot b \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

con il significato dei termini classico di letteratura, dove i coefficienti  $N_q$  e  $N_\gamma$  valgono:

$$N_q = 16.92 (\Phi_d=29.3^\circ)$$

$$N_\gamma = 20.08 (\Phi_d=29.3^\circ)$$

Nel calcolo della capacità portante si adotta il coefficiente sul materiale (terreno) proposto nell'Eurocodice 7, in modo da ridurre l'angolo di attrito interno di calcolo:

$$\tan(\Phi_d) = \tan(\Phi)/1.25$$

Si riporta, di seguito, il calcolo di capacità portante della struttura interrata, assimilandola ad una trave nastriforme avente larghezza B pari a 7.2m e posta a -7.0m dal piano campagna superiore (valore minimo).

I coefficienti da inserire nella formula di Hansen, assumono i seguenti valori:

$$\text{Larghezza della fondazione: } B = 7.20\text{m}$$

Profondità del piano fondazionale:  $D = 7.00\text{m}$

Fattori di forma:  $s_q = 1.00$   
 $s_\gamma = 1.00$   
Fattori di profondità:  $d_q = 1.28$   
 $d_\gamma = 1.000$

Sostituendo, si ottiene:

$q_{ult} = 3670 \text{ kPa}$

La capacità portante delle opere di sostegno è calcolata in modo analogo a quanto fatto per la struttura interrata, assumendo i seguenti parametri:

muro tipo 1:  $B=7.20\text{m}$   $D=2.70\text{m}$   
muro tipo 2:  $B=2.20\text{m}$   $D=0.80\text{m}$   
muro tipo 1:  $B=1.40\text{m}$   $D=0.80\text{m}$

Sostituendo, si ottiene per le tre tipologie di opera:

muro tipo 1:  $q_{ult} = 2195 \text{ kPa}$   
muro tipo 2:  $q_{ult} = 660 \text{ kPa}$   
muro tipo 3:  $q_{ult} = 510 \text{ kPa}$

## 5. DATI DI CALCOLO

Il sottopasso in oggetto ha dimensioni minime interne di 6.00m di larghezza e 5.00m di altezza; si sviluppa per 11.90m all'interno del rilevato stradale della strada principale di progetto.

Si riassumono, nel seguito, i principali dati geometrici e di calcolo della struttura:

### **Sottopasso**

Larghezza interna .....	6.00 m
Altezza minima.....	5.00 m
Sviluppo longitudinale .....	11.90 m
Spessore soletta di fondazione .....	0.70 m
Spessore pareti verticali .....	0.60 m
Spessore soletta superiore .....	0.60 m

### **Muri andatori esterni**

Altezza massima del paramento.....	6.50 m
Spessore paramento verticale .....	0.50 m
Sviluppo longitudinale .....	6.40 m
Spessore soletta di fondazione .....	0.70 m

### **Opera di sostegno tipo 1**

Altezza massima del paramento.....	3.16 m
Spessore paramento verticale alla base.....	0.67 m
Spessore paramento verticale in sommità .....	0.20 m
Sviluppo longitudinale .....	27.0÷41.5 m
Spessore soletta di fondazione .....	0.70 m

### **Opera di sostegno tipo 2**

Altezza massima del paramento.....	2.00 m
Spessore paramento verticale alla base.....	0.50 m
Spessore paramento verticale in sommità .....	0.20 m
Sviluppo longitudinale .....	16.8÷26.2 m
Larghezza soletta di fondazione .....	2.20 m
Spessore soletta di fondazione .....	0.40 m

### **Opera di sostegno tipo 3**

Altezza massima del paramento.....	1.00 m
Spessore paramento verticale alla base.....	0.35 m
Spessore paramento verticale in sommità .....	0.20 m
Sviluppo longitudinale .....	12.4÷20.4 m
Larghezza soletta di fondazione .....	1.40 m
Spessore soletta di fondazione .....	0.40 m

## 6. ANALISI DEI CARICHI

### 6.1. CARICHI VERTICALI

#### 6.1.1. Peso proprio struttura

Per il calcolo del peso proprio della struttura in c.a. si assume un peso specifico del materiale  $\gamma_{cls}$  pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

#### 6.1.2. Peso terreno di ricoprimento

Per il calcolo del peso dovuto al terreno di rinfiaccio e di ricoprimento della struttura del sottopasso, si assume un peso specifico del materiale  $\gamma_{terr}$  pari a 18 kN/m<sup>3</sup>.

L'altezza di ricoprimento per le sezioni del sottopasso è di 1.00m, a cui corrisponde un carico verticale di 18.0 kN/m<sup>2</sup>.

### 6.2. DISTORSIONI

#### 6.2.1. Variazioni termiche

Considerato che la struttura principale è completamente interrata, non sono stati considerati gli effetti delle azioni termiche.

### 6.3. CARICHI MOBILI

#### 6.3.1. Carichi mobili statici

Si considerano i carichi mobili  $q_{1a}$ ,  $q_{1b}$  e  $q_{1e}$  per ponte di prima categoria:

$$\begin{aligned}q_{1a} &= 600 \text{ kN (cfr. schema di Normativa)} \\q_{1b} &= 30.0 \text{ kN/m} \\q_{1e} &= 4.0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

#### 6.3.2. Incremento dinamico dei carichi mobili

$$\phi, \text{ coefficiente dinamico} = 1.4 - (L-10)/150 \quad (\phi_{\min} = 1)$$

$$\phi (L=6.60 \text{ m}) = 1.4$$

$$\begin{aligned}q_{2a} (L=6.60 \text{ m}) &= 0.4 \cdot 600 = 240.0 \text{ kN} \\q_{2b} (L=6.60 \text{ m}) &= 0.4 \cdot 30 = 12.00 \text{ kN/m} \\q_{2e} (L=6.60 \text{ m}) &= 0.4 \cdot 4 = 1.60 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

#### 6.3.3. Carichi mobili complessivi

$$\begin{aligned}q_{ma} (L=6.60 \text{ m}) &= q_{1a} + q_{2a} = 840.0 \text{ kN} \\q_{mb} (L=6.60 \text{ m}) &= q_{1b} + q_{2b} = 42.0 \text{ kN/m} \\q_{me} (L=6.60 \text{ m}) &= q_{1e} + q_{2e} = 5.6 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Nell'ipotesi di diffusione a 45° del carico  $q_{1a}$  (che interessa l'opera in progetto) nello spessore del ricoprimento ed in metà dello spessore della soletta, si ottiene un carico equivalente uniformemente distribuito ripartito pari a:

$$\begin{aligned}b1 &= 3.30 + 2 \cdot (1.00 + 0.3) = 5.90 \text{ m} \quad (\text{in senso longitudinale}) \\b2 &= 2.30 + 2 \cdot (1.00 + 0.3) = 4.90 \text{ m} \quad (\text{in senso trasversale})\end{aligned}$$

Si assume  $b1=5.90\text{m}$  e  $b2=3.50\text{m}$  (pari all'ingombro convenzionale di una colonna di carico), da cui si ottiene:

$$q_{rip} = 840 / (5.9 \cdot 3.5) = 40.7 \text{ kN/m}^2$$

#### 6.3.4. Azioni longitudinali di frenamento

Non si considera l'azione del frenamento, perché trascurabile rispetto l'entità delle spinte (passiva, a riposo od attiva) dovute al terreno di rinfiacco.

#### 6.3.5. Azione centrifuga

Non si considera l'azione centrifuga.

#### 6.3.6. Azione del vento

Non si considera l'azione del vento.

#### 6.3.7. Azioni su parapetti e guard-rail

a) Azione applicata al guard-rail:

$$q_{8gr} = 45.0 \text{ kN} \quad (\text{in direzione trasversale})$$
$$q_{8gr} = 30.0 \text{ kN} \quad (\text{in direzione longitudinale})$$

L'azione è applicata a 0.60 m dal piano stradale.

b) Azione applicata ai parapetti:

$$q_{8pa} = 1.3 \text{ kN/m} \quad (\text{in direzione trasversale})$$

L'azione è applicata al corrimano del parapetto.

#### 6.3.8. Spinta delle terre

La spinta delle terre dovuta ai carichi permanenti si sviluppa sulla superficie delle opere a contatto con il terreno. Le caratteristiche del terreno considerate nei calcoli sono quelle introdotte al capitolo 4. della presente relazione, relativamente agli strati di terreno indicati.

L'incremento di spinta con la profondità è regolato dalla nota formula:

$$\sigma = \sigma_o + h \cdot \gamma \cdot k_a$$

con  $k_a$  coefficiente di spinta attiva per i vari strati di terreno considerati.

#### Incremento della spinta per carichi accidentali

La spinta delle terre dovuta a carichi accidentali  $q$  sul terrapieno a monte delle strutture di sostegno si traduce in una pressione orizzontale uniformemente distribuita sul muro pari a:

$$\sigma_q = q \cdot k$$

con  $k$  coefficiente di spinta (attiva o a riposo) per i vari strati di terreno considerati.

#### 6.3.9. Azioni sismiche sulle strutture di sostegno delle terre

L'opera è situata in comune di Basiliano (UD); ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, integrata e modificata dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003, l'area d'intervento è classificata come zona sismica 2, con accelerazione al suolo  $a_g/g$  di 0.25. Il terreno, visto quanto riportato al p.to 4., è di tipo B. Si assume per  $\gamma_1$  un valore pari a 1.3.

In accordo con le vigenti norme sulla progettazione dei ponti stradali, non si considera la presenza di carichi accidentali viaggianti in concomitanza con l'evento sismico.

#### 6.3.10. Incremento sismico delle spinte del terreno

La spinta indotta dal terreno a monte della struttura di sostegno (flessibile) viene calcolato come somma di tre contributi, come di seguito riportato:

$$E_{d1} = \frac{1}{2} \gamma K H^2$$
$$E_{d2} = \pm \frac{1}{2} \gamma K k_v H^2$$
$$E_{d3} = E_{ws}$$

con:

$\gamma$ : peso specifico del terreno, ovvero differenza tra il peso specifico del terreno saturo ed il peso specifico dell'acqua, a seconda delle caratteristiche della falda;

K: coefficiente di spinta, attiva o passiva, del terreno (statico + dinamico);

H: altezza del muro di sostegno;

$k_v$ : coefficiente sismico verticale, pari a:

$$k_v = \frac{1}{2} [S a_g / g] / r$$

r = 1 per opere di sostegno che non ammettono spostamenti;

r = 2 per opere di sostegno che ammettono spostamenti.

$E_{ws}$ : spinta idrostatica dell'acqua a monte.

Nel caso di strutture rigide (quali le strutture scatolari) l'incremento di spinta sismica è espresso dalla relazione:

$$\Delta P_d = a_g \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 / g$$

## 7. ANALISI DELLA STRUTTURA INTERRATA

Per l'analisi delle sollecitazioni nella struttura scatolare costituente lo scatolare si è ricorso all'elaboratore elettronico, utilizzando il codice di calcolo SCAT 9, prodotto dalla ditta Aztec, di cui si riportano i tabulati di input e di output in formato digitale nel CD-ROM allegato.

Per l'analisi della struttura si è considerata una porzione di larghezza unitaria, che è stata schematizzata agli elementi finiti, assimilabile ad un telaio chiuso rettangolare; il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

### 7.1. CONDIZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico semplici, comuni agli stati limite rispetto ai quali verrà eseguita la verifica, considerate nel calcolo sono le seguenti:

- c.c.1 : pesi permanenti  $g_1$
- c.c.2 : spinta del terreno di rinfianco
- c.c.3 : azione accidentale dovuta al carico mobile  $q_{1a}$
- c.c.4 : azione sismica

Il carico/sovraccarico dovuto al passaggio dei carichi mobili è calcolato nell'ipotesi di diffusione a 45° del carico  $q_{1a}$  nello spessore del ricoprimento ed in metà dello spessore della soletta. Si ottiene un carico equivalente uniformemente ripartito pari a 40.7 kN/m<sup>2</sup>.

#### 7.1.1. Combinazioni di carico

Le condizioni di carico di cui al precedente p.to vengono combinate tra loro per ottenere le seguenti combinazioni di carico, che saranno poi considerate nelle verifiche successive.

##### Caso di carico B

- SLE1 c.c.1 + c.c.2
- SLE2 c.c.1 + c.c.2 + c.c.3
- SLU1 1.5 c.c.1 + 1.5 c.c.2
- SLU2 1.5 c.c.1 + 1.5 c.c.2 + 1.5 c.c.3
- SIS1 1.3 c.c.1 + 1.3 c.c.2 + 1.3 c.c. 4

##### Caso di carico C

- SLU1 c.c.1 + c.c.2
- SLU2 c.c.1 + c.c.2 + 1.3 c.c.3
- SIS1 1.3 c.c.1 + 1.3 c.c.2 + 1.3 c.c. 4

La distinzione tra le combinazioni di carico nei due casi è fatta in coerenza con quanto indicato nell'Eurocodice 7: il caso B non prevede alcun coefficiente sul materiale "terreno", ed è utilizzato per le verifiche di resistenza dell'opera, mentre il caso C prevede la riduzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, come indicato nel cap. 4, ed è finalizzato alle verifiche di stabilità/resistenza del terreno.

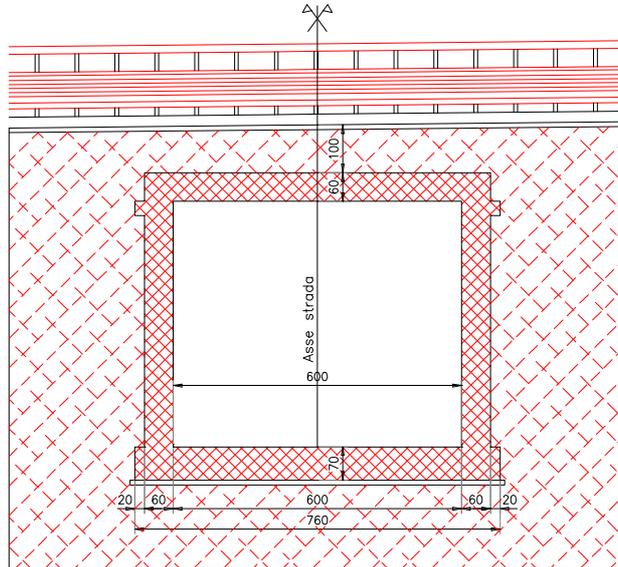
## 7.2. VERIFICA STRUTTURA SCATOLARE

Si riportano nel seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate appartenenti alla struttura scatolare d'estremità.

I carichi indotti dal terreno di ricoprimento (p) e dai carico mobile equivalente (q) sono:

$$p = 18.0 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 40.7 \text{ kN/m}^2$$



### 7.2.1. Verifica delle sezioni strutturali

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate nelle varie combinazioni di carico.

#### Sezione di incastro soletta di fondazione (S1)

$$B = 1.00\text{m} \quad H = 0.70\text{m} \quad A_{s,\text{inf}} = 5\Phi 26 + \Phi 16/40 \quad A_{s,\text{sup}} = 5\Phi 20$$

##### Verifiche in esercizio

$$M_{SD} = 224 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{\text{cls}} = -3.6 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 125 \text{ N/mm}^2$$

##### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD} = 336 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = 690 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 437 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 235 \text{ kN/m}$$

Si dispongono delle barre piegate a 45° ( $\Phi 16/40$ ), disposte con passo  $s = 500\text{mm}$ .

$$\text{Verifica puntone compresso} \quad V_{SD} < V_{RD2} = 2941 \text{ kN}$$

$$\text{Verifica armatura trasversale:} \quad V_{\text{cd}} = 431 \text{ kN}$$

$$V_{\text{wd}} = 291 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Rd2}} = 582 \text{ kN} > V_{SD}$$

##### Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD} = 651 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{\text{cls}} = -10.4 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 364 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{SD} = 420 \text{ kN/m} < V_{RD2} = 582 \text{ kN/m}$$

#### Sezione di mezzera soletta di fondazione (S2)

$$B = 1.00\text{m} \quad H = 0.70\text{m} \quad A_{s,\text{inf}} = 5\Phi 26 \quad A_{s,\text{sup}} = 5\Phi 20 + \Phi 16/40$$

##### Verifiche in esercizio

$$M_{SD} = -234 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{\text{cls}} = -4.1 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 194 \text{ N/mm}^2$$

##### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD} = -350 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = -460 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD} = 9 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 235 \text{ kN/m}$$

##### Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD} = -253 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{\text{cls}} = -4.4 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 209 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{SD}=151 \text{ kN/m} < V_{RD1}=235 \text{ kN/m}$$

### Sezione di incastro parete verticale (S3)

$$B=1.00\text{m} \quad H=0.60\text{m} \quad A_{s,est}=5\Phi 26+5\Phi 20 \quad A_{s,int}=5\Phi 20$$

#### Verifiche in esercizio

$$M_{SD}=224 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}=-4.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=114 \text{ N/mm}^2$$

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD}=336 \text{ kNm/m} \quad M_{RD}=765 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD}=289 \text{ kN/m} > V_{RD1}=220 \text{ kN/m}$$

Si dispongono delle barre piegate a  $45^\circ$  ( $\Phi 16/40$ ), disposte con passo  $s=400\text{mm}$ .

Verifica puntone compresso  $V_{SD} < V_{RDU}=2474 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd}=363 \text{ kN}$

$$V_{wd}=306 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2}=612 \text{ kN} > V_{SD}$$

#### Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD}=664 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}=-12.7 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=337 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{SD}=463 \text{ kN/m} < V_{RD2}=612 \text{ kN/m}$$

### Sezione di mezzera parete verticale (S4)

$$B=1.00\text{m} \quad H=0.60\text{m} \quad A_{s,est}=5\Phi 26 \quad A_{s,int}=5\Phi 20$$

#### Verifiche in esercizio

$$M_{SD}=-70 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}=-1.8 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=91 \text{ N/mm}^2$$

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD}=-86 \text{ kNm/m} \quad M_{RD}=-300 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD}=17 \text{ kN/m} < V_{RD1}=220 \text{ kN/m}$$

#### Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD}=-104 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}=-3.2 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=162 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{SD}=103 \text{ kN/m} < V_{RD1}=220 \text{ kN/m}$$

### Sezione di incastro soletta superiore (S5)

$$B=1.00\text{m} \quad H=0.60\text{m} \quad A_{s,inf}=5\Phi 20 \quad A_{s,sup}=5\Phi 20+5\Phi 16$$

#### Verifiche in esercizio

$$M_{SD}=-200 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}=-4.4 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=160 \text{ N/mm}^2$$

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD}=-300 \text{ kNm/m} \quad M_{RD}=-486 \text{ kNm/m}$$

$$V_{SD}=345 \text{ kN/m} > V_{RD1}=220 \text{ kN/m}$$

Si dispongono delle barre piegate a  $45^\circ$  ( $\Phi 16/40$ ), disposte con passo  $s=400\text{mm}$ .

Verifica puntone compresso  $V_{SD} < V_{RDU}=2474 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd}=363 \text{ kN}$

$$V_{wd}=306 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2}=612 \text{ kN} > V_{SD}$$

#### Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD}=-438 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}=-9.7 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=351 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{SD}=280 \text{ kN/m} < V_{RD2}=612 \text{ kN/m}$$

### Sezione di mezzera soletta superiore (S6)

$$B=1.00\text{m} \quad H=0.60\text{m} \quad A_{s,inf}=5\Phi 20+\Phi 16/40 \quad A_{s,sup}=5\Phi 20$$

#### Verifiche in esercizio

$$M_{SD}=194 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}=-4.7 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=195 \text{ N/mm}^2$$

### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD}=290 \text{ kNm/m} \quad M_{RD}= 387 \text{ kNm/m}$$
$$V_{SD}=/ \text{ kN/m} < V_{RD1}= 220 \text{ kN/m}$$

### Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD}=139 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}= -3.4 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=140 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD}=70 \text{ kN/m} < V_{RD1}= 220 \text{ kN/m}$$

Per questa sezione, essendo l'intradosso della soletta superiore non protetto da guaine e/o rivestimenti, si esegue la verifica a fessurazione.

$$\text{c.c. frequente } (\Psi=0.7) \quad M_{SD}=160 \text{ kNm/m} \quad \omega = 0.18\text{mm} < 0.40\text{mm}$$
$$\text{c.c. quasi permanente } (\Psi=0.2) \quad M_{SD}=103 \text{ kNm/m} \quad \omega = 0.12\text{mm} < 0.20\text{mm}$$

## 7.2.2. Verifica azioni sul terreno

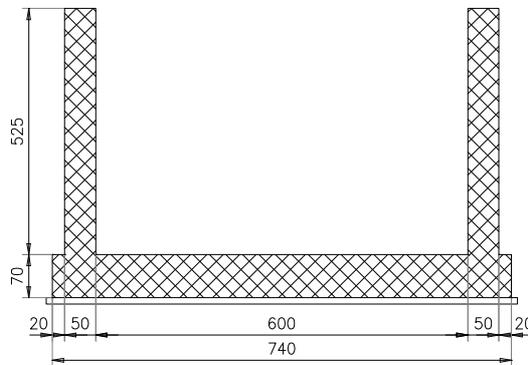
Nelle combinazioni di carico definite nel caso C, la massima pressione sul terreno risulta pari a 152 kPa in condizioni non sismiche, mentre in condizioni sismiche si ottiene una pressione massima di 223 kPa, entrambe inferiori alla capacità portante calcolata al capitolo 4.

## **7.3. VERIFICA STRUTTURA D'USCITA**

Si riportano nel seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate appartenenti alla struttura aperta situata subito all'esterno del sottopasso. L'altezza del paramento varia da un massimo in corrispondenza del sottopasso ( $H_{max}=6.50\text{m}$ ) fino ad un minimo di 2.97m a 5.4m circa dall'uscita del sottopasso, nel qual punto la struttura si va a collegare trasversalmente (attraverso un dente a taglio) all'opera di sostegno appartenente alla tipologia 1.

Si considera nei calcoli seguenti, per tener conto che le pareti verticale restano collegate trasversalmente alle pareti del sottopasso mediante un dente a taglio, un'altezza del paramento di 5.25m ( $\frac{2}{3}$  circa dell'altezza massima).

Non si ipotizza la presenza di sovraccarichi agenti sul rilevato a tergo della struttura.



### 7.3.1. Verifica delle sezioni strutturali

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate nelle varie combinazioni di carico.

#### **Sezione di incastro soletta di fondazione**

$$B= 1.00\text{m} \quad H=0.70\text{m} \quad A_{s,inf}=5\Phi 20+5\Phi 16 \quad A_{s,sup}=5\Phi 20$$

#### Verifiche in esercizio

$$M_{SD}=247 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}=-4.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=168 \text{ N/mm}^2$$

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$M_{SD}=370 \text{ kNm/m} \quad M_{RD}= 565 \text{ kNm/m}$$
$$V_{SD}=196 \text{ kN/m} < V_{RD1}= 235 \text{ kN/m}$$

#### Verifiche in condizioni sismiche

$$M_{SD}=470 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls}= -8.0 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=320 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD}=219 \text{ kN/m} < V_{RD2}= 235 \text{ kN/m}$$

### Sezione di mezzera soletta di fondazione

B= 1.00m      H=0.70m       $A_{s,inf}=5\Phi 20$        $A_{s,sup}=5\Phi 20$

#### Verifiche in esercizio

$M_{SD} = -80 \text{ kNm/m}$        $\sigma_{cls} = -1.7 \text{ N/mm}^2$        $\sigma_s = 88 \text{ N/mm}^2$

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = 119 \text{ kNm/m}$        $M_{RD} = 350 \text{ kNm/m}$   
 $V_{SD} = / \text{ kN/m} < V_{RD1} = 235 \text{ kN/m}$

#### Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = 121 \text{ kNm/m}$        $\sigma_{cls} = -2.5 \text{ N/mm}^2$        $\sigma_s = 133 \text{ N/mm}^2$   
 $V_{SD} = 31 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 235 \text{ kN/m}$

### Sezione di incastro parete verticale

B= 1.00m      H=0.50m       $A_{s,est}=5\Phi 26+5\Phi 20$        $A_{s,int}=5\Phi 16$

#### Verifiche in esercizio

$M_{SD} = 262 \text{ kNm/m}$        $\sigma_{cls} = -7.1 \text{ N/mm}^2$        $\sigma_s = 163 \text{ N/mm}^2$

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

$M_{SD} = 393 \text{ kNm/m}$        $M_{RD} = 615 \text{ kNm/m}$   
 $V_{SD} = 210 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 185 \text{ kN/m}$

Si dispongono delle barre piegate a 45° ( $\Phi 16/40$ ), disposte con passo  $s=400\text{mm}$ .

Verifica puntone compresso       $V_{SD} < V_{RDU} = 2008 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale:       $V_{cd} = 294 \text{ kN}$   
                                                             $V_{wd} = 248 \text{ kN}$   
                                                             $V_{Rd2} = 497 \text{ kN} > V_{SD}$

#### Verifiche in condizioni sismiche

$M_{SD} = 481 \text{ kNm/m}$        $\sigma_{cls} = -13.0 \text{ N/mm}^2$        $\sigma_s = 298 \text{ N/mm}^2$   
 $V_{SD} = 263 \text{ kN/m} < V_{RD2} = 497 \text{ kN/m}$

### 7.3.2. Verifica azioni sul terreno

Nelle combinazioni di carico definite nel caso C, la massima pressione sul terreno risulta pari a 60 kPa in condizioni non sismiche, mentre in condizioni sismiche si ottiene una pressione massima di 78 kPa, entrambe inferiori alla capacità portante calcolata al capitolo 4.

## 8. OPERE DI SOSTEGNO

Si analizzano nel seguito le tre tipologie di opere di sostegno necessarie per permettere alla strada secondaria (ad uso agrario) di raggiungere la quota del sottopasso.

Le opere in oggetto sono suddivise in tre tipologie, così definite:

muro tipo 1: presenta una soletta di fondazione dello spessore di 0.50m, interessante tutta la larghezza della strada, e delle pareti verticali aventi larghezza in sommità costante pari a 0.20m, e larghezza alla base variabile con l'altezza del muro, avendo imposto alla superficie interna del paramento verticale una inclinazione di 15:100. L'altezza di quest'ultimo elemento, misurata dallo spiccatto fondazionale, varia da 3.16m a 2.44m.

muro tipo 2: presenta una soletta di fondazione dello spessore di 0.40m e larghezza di 2.20m; le pareti verticali hanno larghezza in sommità costante pari a 0.20m, e larghezza alla base variabile con l'altezza del muro, avendo imposto alla superficie interna del paramento verticale una inclinazione di 15:100. L'altezza di quest'ultimo elemento, misurata dallo spiccatto fondazionale, varia da 2.00m a 1.50m circa. Si realizza un dente di fondazione avente sezione 0.50x0.30m.

muro tipo 3: presenta una soletta di fondazione dello spessore di 0.40m e larghezza di 1.40m; le pareti verticali hanno larghezza in sommità costante pari a 0.20m, e larghezza alla base variabile con l'altezza del muro, avendo imposto alla superficie interna del paramento verticale una inclinazione di 15:100. L'altezza di quest'ultimo elemento, misurata dallo spiccatto fondazionale, varia da 1.00m a 0.50m circa.

Il terreno di riempimento presenta le caratteristiche geotecniche esposte al cap. 4; le combinazioni delle condizioni di carico descritte al capitolo precedente sono le seguenti:

### Caso di carico B

SLE1 c.c.1 + c.c.2

SLU1 1.5 c.c.1 + 1.5 c.c.2

SIS1 1.0 c.c.1 + 1.0 c.c.2 + 1.0 c.c. 4

### Caso di carico C

SLU1 c.c.1 + c.c.2

SIS1 1.0 c.c.1 + 1.0 c.c.2 + 1.0 c.c. 4

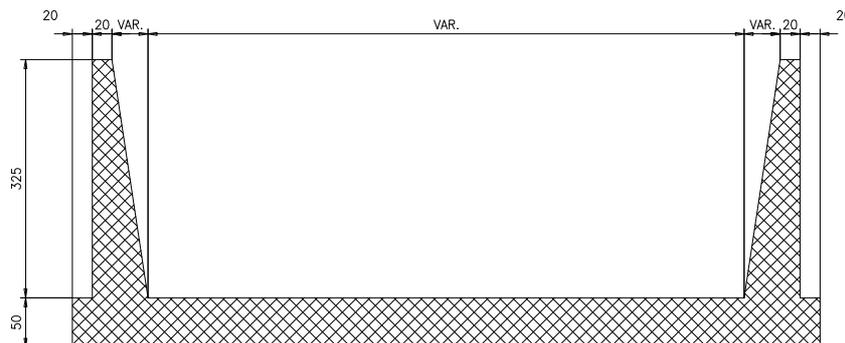
le caratteristiche geotecniche del terreno vengono ridotte nel modo seguente:

$$\tan(\Phi_{dR}) = \tan(\Phi)/1.25 = \tan(30)/1.25 = 0.462 \quad [\Phi_d=24^\circ.6]$$

$$\tan(\Phi_{dT}) = \tan(\Phi)/1.25 = \tan(35)/1.25 = 0.560 \quad [\Phi_d=29^\circ.3]$$

### 8.1. OPERA DI SOSTEGNO TIPO 1

Si riporta nella figura seguente, per semplicità espositiva, la sezione tipo del manufatto oggetto della verifica.



#### 8.1.1. Verifica di resistenza muro tipo 1

La verifica di resistenza del manufatto è svolta considerando le combinazioni di carico riportate all'inizio del presente capitolo.

Si seguono le verifiche del paramento verticale (sezione di incastro) e della soletta di fondazione (all'incastro con la parete verticale).

### 8.1.1.1. Verifica paramento verticale

Si verifica la sezione d'incastro del muro verticale, considerando una fascia di larghezza unitaria; la sezione di verifica ha larghezza  $b=1.00\text{m}$  e spessore (minimo)  $0.45\text{m}$ ; si dispone un'armatura resistente di  $5\Phi 12$  sulla faccia interna, e  $5\Phi 20$  a monte.

- condizioni allo stato limite d'esercizio

$$M_{SD} = 40 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -1.8 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 71 \text{ N/mm}^2$$

- condizioni allo stato limite ultimo

$$M_{SD} = 57 \text{ kNm/m} \quad V_{SD} = 219 \text{ kN/m}$$
$$M_{RD} = 140 \text{ kNm/m} \quad V_{RD1} = 160 \text{ kN/m}$$

- condizioni sismiche

$$M_{SD} = 107 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -4.8 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 189 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD} = 75 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 160 \text{ kN/m}$$

### 8.1.1.2. Verifica soletta di fondazione

La struttura di fondazione è interessata dalle sollecitazioni indotte dalle sottopressioni del terreno e dal peso proprio della struttura. Considerata la tipologia fondazionale adottata, si verifica la sola sezione di incastro con la parete verticale, essendo la maggiormente sollecitata.

La sezione presenta una larghezza di  $1.00\text{m}$ , spessore di  $0.50\text{m}$  e risulta armata con  $5\Phi 16$  superiori e  $5\Phi 20$  inferiori.

condizioni d'esercizio:	$M_{SD} = 36 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -1.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 57 \text{ N/mm}^2$
condizioni allo S.L.U.:	$M_{SD} = 54 \text{ kNm/m}$	$M_{RD} = 240 \text{ kNm/m}$	
condizioni sismiche:	$M_{SD} = 104 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -3.8 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 163 \text{ N/mm}^2$

### 8.1.2. Verifica a stabilità muro tipo 1

La verifica a scorrimento del manufatto risulta automaticamente soddisfatta essendo la struttura pressoché autoequilibrata rispetto le azioni orizzontali.

La pressione massima sul terreno è valutabile in  $32 \text{ kPa}$  nella c.c. C1 e  $52 \text{ kPa}$  nella c.c. C2, entrambi inferiori alla capacità portante calcolata nel cap. 4.

## 8.2. OPERA DI SOSTEGNO TIPO 2

L'opera in oggetto è un muro di sostegno avente soletta di fondazione di spessore costante pari a  $0.40\text{m}$ , larghezza complessiva di  $2.20\text{m}$ , e paramento verticale di altezza variabile, comunque non superiore a  $2.00\text{m}$  circa; lo spessore di quest'ultimo varia da un minimo di  $0.20\text{m}$  in sommità ad un massimo alla base di  $0.50\text{m}$ . Si riportano di seguito le verifiche del manufatto

### 8.2.1. Verifica di resistenza muro tipo 2

La verifica di resistenza del manufatto è svolta considerando le combinazioni di carico riportate all'inizio del presente capitolo. Si seguono le verifiche del paramento verticale (sezione di incastro) e della soletta di fondazione (all'incastro con la parete verticale).

#### 8.2.1.1. Verifica paramento verticale

Si verifica la sezione d'incastro del muro verticale, considerando una fascia di larghezza unitario ( $b=1.00\text{m}$ ) e spessore  $0.35\text{m}$  (minimo); si dispone un'armatura resistente di  $5\Phi 12$  sulla faccia a valle, e  $5\Phi 16$  a monte.

- condizioni allo stato limite d'esercizio

$$M_{SD} = 12 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -0.7 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 34 \text{ N/mm}^2$$

- condizioni allo stato limite ultimo

$$M_{SD} = 18 \text{ kNm/m} \quad V_{SD} = 27 \text{ kN/m}$$

$M_{RD} = 141 \text{ kNm/m}$        $V_{RD1} = 110 \text{ kN/m}$   
 - condizioni sismiche  
 $M_{SD} = 35 \text{ kNm/m}$        $\sigma_{cls} = -2.1 \text{ N/mm}^2$        $\sigma_s = 98 \text{ N/mm}^2$   
 $V_{SD} = 41 \text{ kN/m}$  <  $V_{RD1} = 110 \text{ kN/m}$

### 8.2.1.2. Verifica soletta di fondazione

La struttura di fondazione è interessata dalle sollecitazioni indotte dalle sottopressioni del terreno e dal peso proprio della struttura, nonché dal peso del terreno di riempimento a monte

La sezione presenta una larghezza di 1.00m, spessore di 0.40m e risulta armata con 5 $\Phi$ 12 superiori e 5 $\Phi$ 12 inferiori.

condizioni d'esercizio:	$M_{SD} = 4 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -0.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 23 \text{ N/mm}^2$
condizioni allo S.L.U.:	$M_{SD} = 6.5 \text{ kNm/m}$	$M_{RD} = 70 \text{ kNm/m}$	
	$V_{SD} = 20 \text{ kN/m}$	$V_{RD1} = 130 \text{ kNm/m}$	
condizioni sismiche:	$M_{SD} = -29 \text{ kNm/m}$	$\sigma_{cls} = -2.7 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 167 \text{ N/mm}^2$
	$V_{SD} = 44 \text{ kN/m}$	$V_{RD1} = 130 \text{ kNm/m}$	

### 8.2.2. Verifica a stabilità muro tipo 2

Si riportano di seguito le verifiche a stabilità del manufatto nelle due combinazioni di carico alle quali la struttura è soggetta (C1 e C2).

#### Combinazione di carico C1

Momento stabilizzante: -95 kNm/m

Momento sollecitante: +32 kNm/m

Eccentricità (rispetto la mezzeria del piano fondale): 0.08m

La pressione massima trasmessa al terreno risulta pari a 35 kPa.

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$F_{SD,h} = 40 - 24 = 15 \text{ kN/m}$

Forza resistente orizzontale:

$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot 0.8 \tan(\delta_d) = 28 \text{ kN} > F_{SD,h}$

La spinta passiva offerta dal dente di fondazione è stata computata considerandone un'aliquota del 30%, e utilizzando il coefficiente di spinta passiva determinata con la nota formula di Coulomb; il valore considerato è superiore alla spinta agente sul manufatto, e quindi la verifica a scorrimento è soddisfatta.

#### Combinazione di carico C2

Momento stabilizzante: -99 kNm/m

Momento sollecitante: +66 kNm/m

Eccentricità (rispetto la mezzeria del piano fondale): 0.56m

La pressione massima trasmessa al terreno risulta pari a 78 kPa.

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$F_{SD,h} = 70 - 44 \text{ kN} = 26 \text{ kN}$

Forza resistente orizzontale:

$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot \tan(\delta_d) = 35 \text{ kN} > F_{SD,h}$

La spinta passiva offerta dal dente di fondazione è stata computata considerandone un'aliquota del 100%, e utilizzando il coefficiente di spinta passiva determinata con la formula di Mononobe-Okabe prevista dalla normativa sismica di riferimento.

## 8.3. OPERA DI SOSTEGNO TIPO 3

L'opera in oggetto è un muro di sostegno avente soletta di fondazione di spessore costante pari a 0.30m, larghezza complessiva di 1.40m, e paramento verticale di altezza variabile, comunque non superiore a 1.00m circa; lo spessore di quest'ultimo varia da un minimo di 0.20m in sommità ad un massimo alla base di 0.35m. Si riportano di seguito le verifiche del manufatto

### 8.3.1. Verifica di resistenza muro tipo 3

La verifica di resistenza del manufatto è svolta considerando le combinazioni di carico riportate all'inizio del presente capitolo. Si seguono le verifiche del paramento verticale (sezione di incastro) e della soletta di fondazione (all'incastro con la parete verticale).

#### 8.3.1.1. Verifica paramento verticale

Si verifica la sezione d'incastro del muro verticale, considerando una fascia di larghezza unitario ( $b=1.00\text{m}$ ) e spessore  $0.25\text{m}$  (minimo); si dispone un'armatura resistente di  $5\Phi 8$  sulla faccia a valle, e  $5\Phi 8$  a monte.

- condizioni allo stato limite d'esercizio

$$M_{SD} = 2 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -0.7 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 44 \text{ N/mm}^2$$

- condizioni allo stato limite ultimo

$$M_{SD} = 3 \text{ kNm/m} \quad V_{SD} = 8 \text{ kN/m}$$
$$M_{RD} = 20 \text{ kNm/m} \quad V_{RD1} = 80 \text{ kN/m}$$

- condizioni sismiche

$$M_{SD} = 5 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -1.8 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 108 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD} = 11 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 80 \text{ kN/m}$$

#### 8.3.1.2. Verifica soletta di fondazione

La struttura di fondazione è interessata dalle sollecitazioni indotte dalle sottopressioni del terreno e dal peso proprio della struttura, nonché dal peso del terreno di riempimento a monte

La sezione presenta una larghezza di  $1.00\text{m}$ , spessore di  $0.30\text{m}$  e risulta armata con  $5\Phi 8$  superiori e  $5\Phi 8$  inferiori.

$$\text{condizioni d'esercizio:} \quad M_{SD} = 2 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -0.5 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{condizioni allo S.L.U.:} \quad M_{SD} = 3 \text{ kNm/m} \quad M_{RD} = 25 \text{ kNm/m}$$
$$V_{SD} = 7 \text{ kN/m} \quad V_{RD1} = 95 \text{ kNm/m}$$

$$\text{condizioni sismiche:} \quad M_{SD} = 7 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cls} = -1.7 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 121 \text{ N/mm}^2$$
$$V_{SD} = 19 \text{ kN/m} \quad V_{RD1} = 95 \text{ kNm/m}$$

### 8.3.2. Verifica a stabilità muro tipo 3

Si riportano di seguito le verifiche a stabilità del manufatto nelle due combinazioni di carico alle quali la struttura è soggetta (C1 e C2).

#### Combinazione di carico C1

Momento stabilizzante:  $-25 \text{ kNm/m}$

Momento sollecitante:  $+5 \text{ kNm/m}$

Eccentricità (rispetto la mezzeria del piano fondale):  $0.05\text{m}$

La pressione massima trasmessa al terreno risulta pari a  $28 \text{ kPa}$ .

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$$F_{SD,h} = 12 \text{ kN/m}$$

Forza resistente orizzontale:

$$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot 0.8 \tan(\delta_d) = 14 \text{ kN} > F_{SD,h}$$

#### Combinazione di carico C2

Momento stabilizzante:  $-25 \text{ kNm/m}$

Momento sollecitante:  $+12 \text{ kNm/m}$

Eccentricità (rispetto la mezzeria del piano fondale):  $0.28\text{m}$

La pressione massima trasmessa al terreno risulta pari a  $48 \text{ kPa}$ .

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$$F_{SD,h} = 23 - 7 \text{ kN/m} = 16 \text{ kN/m}$$

Forza resistente orizzontale:

$$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot \tan(\delta_d) = 18 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$$

La spinta passiva offerta dal dente di fondazione è stata computata considerandone un'aliquota del 100%, e utilizzando il coefficiente di spinta passiva determinata con la formula di Mononobe-Okabe prevista dalla normativa sismica di riferimento.

## **9. ELABORATI DI CALCOLO**

Gli elaborati delle analisi eseguite con il calcolatore elettronico sono riportati in formato digitale in allegato separato. In particolare si riportano le relazioni di output dei due modelli strutturali studiati (uno per la struttura scatolare del sottopasso, ed uno per la struttura aperta in uscita).

Nelle relazioni sono riportati i dati di input, i principali risultati in termini di spostamenti e sollecitazioni, nonché una descrizione schematica del metodo di calcolo adottato.