

Collegamento tra l'A4 (Torino–Milano) in località Santhià, Biella, Gattinara e l'A26 (Genova Voltri–Gravellona) in località Ghemme. Lotto 1

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD.

**PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

**I PROGETTISTI:**

*ing. Vincenzo Marzi*  
*Ordine Ing. di Bari n.3594*  
*ing. Achille Devitofranceschi*  
*Ordine Ing. di Roma n.19116*

**IL GEOLOGO:**

*geol. Serena Majetta*  
*Ordine Geol. del Lazio n.928*

**RESPONSABILE DEL SIA**

*arch. Giovanni Magarò*  
*Ordine Arch. di Roma n.16183*

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**

*geom. Fabio Quondam*

**VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :**

*ing. Nicolò Canepa*

PROTOCOLLO

DATA

Tombino Km 26150  
Relazione di calcolo Tombino

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.

DPT007    D    1701

CODICE ELAB. T00 TM04 STR RE01

A

—

C

B

A

emissione

18/5/2018

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme

TOMBINO SCATOLARE TM04 KM 26+150  
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
1.1. Descrizione dell'opera	4
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>7</b>
3.1. Calcestruzzo	7
3.2. Acciaio da cemento armato	8
<b>4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE.....</b>	<b>9</b>
4.1. Terreni di ricoprimento	9
4.2. Terreni di fondazione	9
<b>5. CRITERI DI CALCOLO .....</b>	<b>10</b>
5.1. Software di calcolo	10
5.2. Modellazione	10
5.3. Verifiche SLU	10
5.3.1. Verifiche a pressoflessione.....	10
5.3.2. Verifiche a taglio .....	11
5.4. Verifiche SLE	13
<b>6. ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>14</b>
6.1. Peso proprio	14
6.2. Spinta delle terre in condizioni statiche	14
6.3. Spinta dell'acqua	15

6.4.	Spinta delle terre in condizioni sismiche	15
6.5.	Inerzia delle masse strutturali in condizioni sismiche	17
6.6.	Carichi da traffico	17
6.6.1.	Carichi agenti sulla soletta di copertura .....	17
6.6.2.	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali .....	20
6.6.3.	Azione della frenatura .....	20
<b>7.</b>	<b>COMBINAZIONE DELLE AZIONI .....</b>	<b>22</b>
7.1.1.	Definizione dei coefficienti di partecipazione.....	22
<b>8.</b>	<b>VERIFICHE SLU .....</b>	<b>25</b>
8.1.	Verifiche a pressoflessione	25
8.1.1.	Soletta superiore.....	25
8.1.2.	Piedritti.....	27
8.1.3.	Soletta inferiore .....	29
8.2.	Verifiche a taglio	31
8.2.1.	Soletta superiore.....	31
8.2.2.	Piedritti.....	32
8.2.3.	Soletta inferiore .....	33
8.2.4.	Risultati delle verifiche a taglio.....	34
<b>9.</b>	<b>VERIFICHE SLE .....</b>	<b>35</b>
9.1.1.	Soletta superiore.....	35
9.1.2.	Piedritti.....	37
9.1.3.	Soletta inferiore .....	39
9.1.4.	Verifiche delle tensioni di esercizio .....	41
9.1.5.	Verifiche di apertura delle fessure .....	42
<b>10.</b>	<b>MURI D'ALA .....</b>	<b>43</b>
<b>11.</b>	<b>ALLEGATI .....</b>	<b>44</b>

## 1. PREMESSA

La presente relazione riporta i calcoli e le verifiche del tombino scatolare TM04 al km 26+150 nell'ambito del Progetto Definitivo del collegamento viario Masserano-Ghemme «Pedemontana Piemontese» tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).

La struttura è progettata coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente.

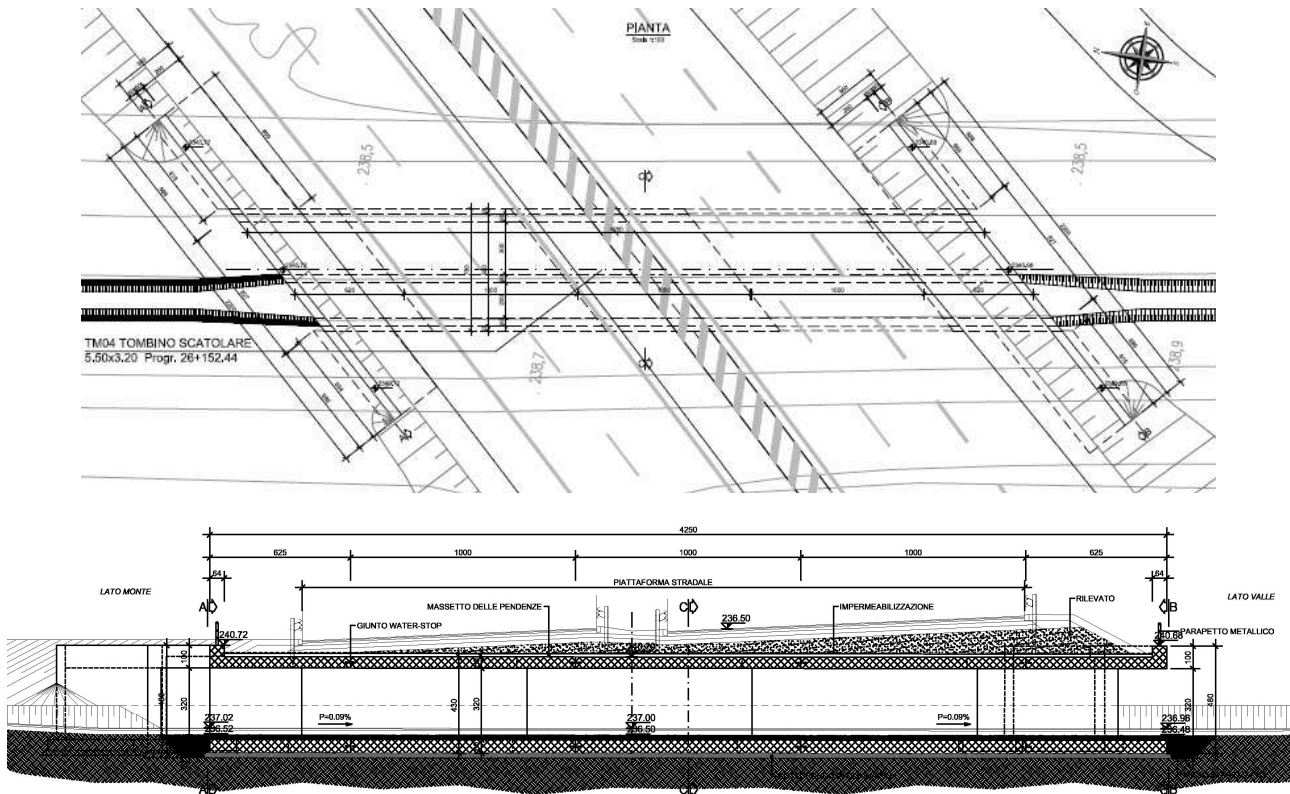


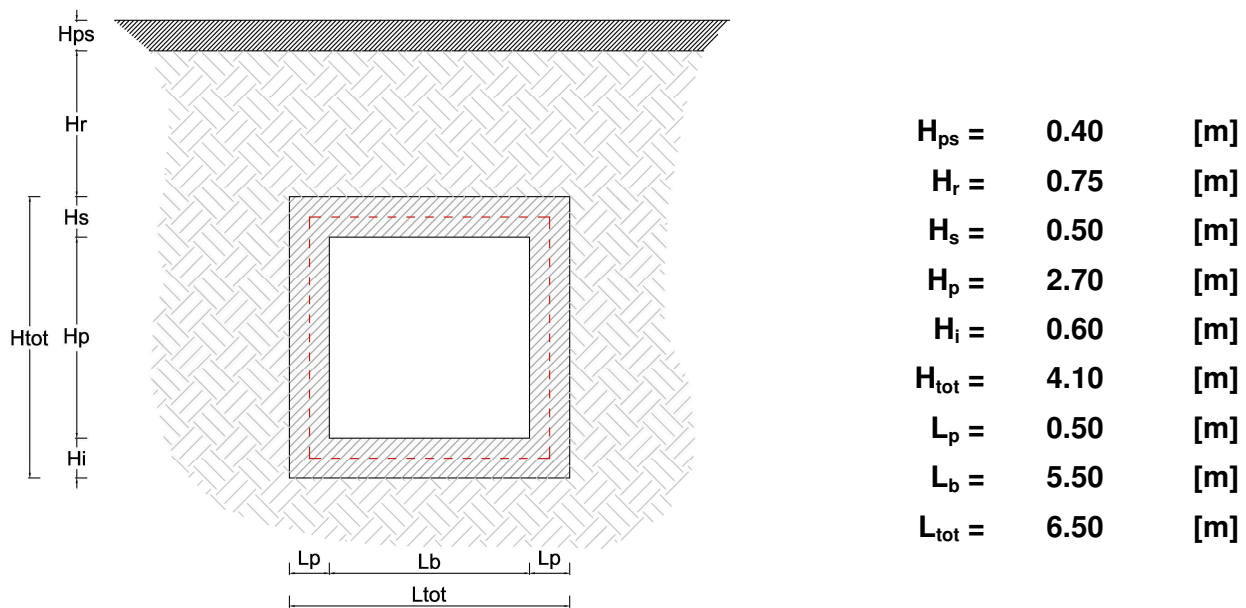
Figura 1 TM04, pianta e sezione longitudinale

### 1.1. Descrizione dell'opera

Il tombino scatolare è posto al km. 26+150, ha dimensioni interne pari a 5.5 x 2.7 m ed è realizzato in cemento armato gettato in opera (Figura 2). La soletta superiore ha uno spessore di 0.50 m, i piedritti hanno uno spessore di 0.50 m e la soletta inferiore di 0.60 m.

La distanza massima tra il piano viario e l'estradosso della soletta inferiore è pari a 1.15 m.

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
 tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
 Collegamento viario Masserano-Ghemme  
 Progetto Definitivo



**Figura 2 – Dimensioni caratteristiche del manufatto**

## **2.       NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative e in particolare alle seguenti norme e circolari:

- Legge n. 1086 del 5 novembre 1971: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Circolare M.LL.PP. n. 617 del 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 14/01/2008”.
- Eurocodice 8: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica” Marzo 2005.

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono di seguito riportate:

- Calcestruzzo di classe C12/15 ( $R_{ck}$  15 N/mm<sup>2</sup>) per sottofondazione.
- Calcestruzzo di classe C32/40 ( $R_{ck}$  37 N/mm<sup>2</sup>) per fondazione.
- Calcestruzzo di classe C32/40 ( $R_{ck}$  37 N/mm<sup>2</sup>) per elevazione.
- Acciaio B450C per armature metalliche.

#### 3.1. Calcestruzzo

CLASSE CONGLOMERATO			C 32/40
Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>40</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Classe di esposizione		<b>XC4</b>	
Classe di consistenza		<b>S4</b>	
Rapporto a/c		<b>0.55</b>	
Dosaggio cemento		<b>320</b>	[kg/mc]
Diametro massimo aggregati		<b>30</b>	[mm]
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	<b>33.20</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	<b>41.20</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	<b>22.13</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	<b>18.81</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} [R_{ck} < 50/60]$	<b>3.10</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	<b>2.17</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	<b>3.72</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	<b>1.45</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	<b>33643</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]

Trattandosi di strutture a permanente contatto con il terreno si adotta un **copriferro di 5 cm.**



### 3.2. Acciaio da cemento armato

<i>TIPO DI ACCIAIO</i>			<b>B450C</b>
<i>Resistenza caratteristica a rottura</i>	$f_{tk}$	<b>540</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
<i>Resistenza caratteristica a snervamento</i>	$f_{yk}$	<b>450</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
<i>Modulo elastico</i>	$E_s$	<b>210000</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
<i>Resistenza di calcolo</i>	$f_{yd} = f_{yk}/1.15$	<b>391.3</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]

## 4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Nei paragrafi seguenti sono riportati i parametri geotecnici di riferimento utilizzati nel dimensionamento delle opere in oggetto.

### 4.1. Terreni di ricoprimento

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	$\gamma$	18.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	$\phi$	34.00	[°]
Coesione	c	0.00	[kPa]
Coefficiente di spinta a riposo	$K_o^{(*)}$	0.46	[-]

(\*) calcolata avvalendosi della formulazione di Jaky (1944)  $K_o=1-\text{sen}(\phi)$

Per il rinfilanco si adottano i medesimi parametri fisico-meccanici.

### 4.2. Terreni di fondazione

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	$\gamma$	18.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	$\phi$	28.00	[°]
Coesione	c	0.00	[kPa]
Molle Winkler	k	40000.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Modulo di elasticità	E	15.00	[MPa]

La falda è assunta a profondità tale da non interferire con il volume significativo interessato dall'opera in progetto.

## 5. CRITERI DI CALCOLO

### 5.1. Software di calcolo

Per l'analisi del manufatto è stato utilizzato un foglio di calcolo, sviluppato in ambiente VBA-Excel, per il calcolo di strutture scatolari. Il calcolo dei domini N-M impiegati nelle verifiche a pressoflessione, invece, sono stati condotti con l'ausilio del programma VCA-Slu del prof. Piero Gelfi.

L'affidabilità dei codici è stata verificata grazie al positivo riscontro con codici di calcolo commerciali e calcolo manuale per semplici configurazioni.

Per determinare le caratteristiche sismiche del sito di progetto è stato impiegato l'applicativo "GeoStru-Parametri Sismici".

### 5.2. Modellazione

Le analisi sono state condotte su una striscia unitaria di struttura mediante un modello di calcolo bidimensionale in condizioni di deformazione piana.

La struttura è definita sulla base degli assi baricentrici degli elementi. La fondazione, invece, è rappresentata con schema di trave su letto di molle (alla Winkler) non reagenti a trazione. Il valore della costante di sottofondo adottato nel calcolo è riportato nel paragrafo 4.2.

### 5.3. Verifiche SLU

#### 5.3.1. Verifiche a pressoflessione

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Il calcolo dei domini è stato svolto sotto le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ( $\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$ );

- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico–perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ( $\sigma_{\max} = f_{yk} / 1.15$ )

### 5.3.2. Verifiche a taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi sprovvisti di specifica armatura è calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo (NTC08 - 4.1.2.1.3.1). Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
- $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- $d$  è l'altezza utile della sezione [mm];
- $\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione [mm].

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio (NTC08 - 4.1.2.1.3.2).

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a “taglio trazione” è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

con:

- $d$  è l'altezza utile della sezione;
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione;
- $\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione della sezione;
- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;
- $S$  è interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd}=0.5f_{cd}$ );
- $\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo par ad 1 per membrature non compresse.

#### 5.4. Verifiche SLE

Le verifiche di stato limite di esercizio sono state eseguite secondo le prescrizioni contenute al 4.1.2.2 delle NTC08.

Per le verifiche di **fessurazione** si è assunto:

- classe di esposizione (funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006): XC2;
- condizioni ambientali ordinarie;
- armature poco sensibili.

Secondo la tabella 4.1.IV delle NTC08 le verifiche di fessurazione sono da eseguire sulle combinazioni "frequente" e "quasi permanente". A vantaggio di sicurezza tali verifiche sono state condotte sulla combinazione "rara".

I valori limite di apertura delle fessure valgono:

$$w_2 = 0.2 \text{ mm}; \quad w_3 = 0.3 \text{ mm}$$

La verifica si ritiene soddisfatta se  $w_d \leq \min(w_2; w_3)$  dove  $w_d$ , valore di calcolo di apertura delle fessure, è valutato secondo le indicazioni al 4.1.2.2.4.6 delle NTC08.

La **verifica delle tensioni in esercizio** nel calcestruzzo e nell'acciaio, in accordo con il 4.1.2.2.5.1 ed il 4.1.2.2.5.2 delle NTC08, è stata eseguita considerando i seguenti limiti tensionali a vantaggio di sicurezza in combinazione rara:

$$\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck}$$

$$\sigma_a < 0.8 f_{yk}$$

## 6. ANALISI DEI CARICHI

Gli schemi di carico dello scatolare sono qualitativamente sintetizzati nella Figura 3. Nei paragrafi che seguono sono analizzati singolarmente i carichi.

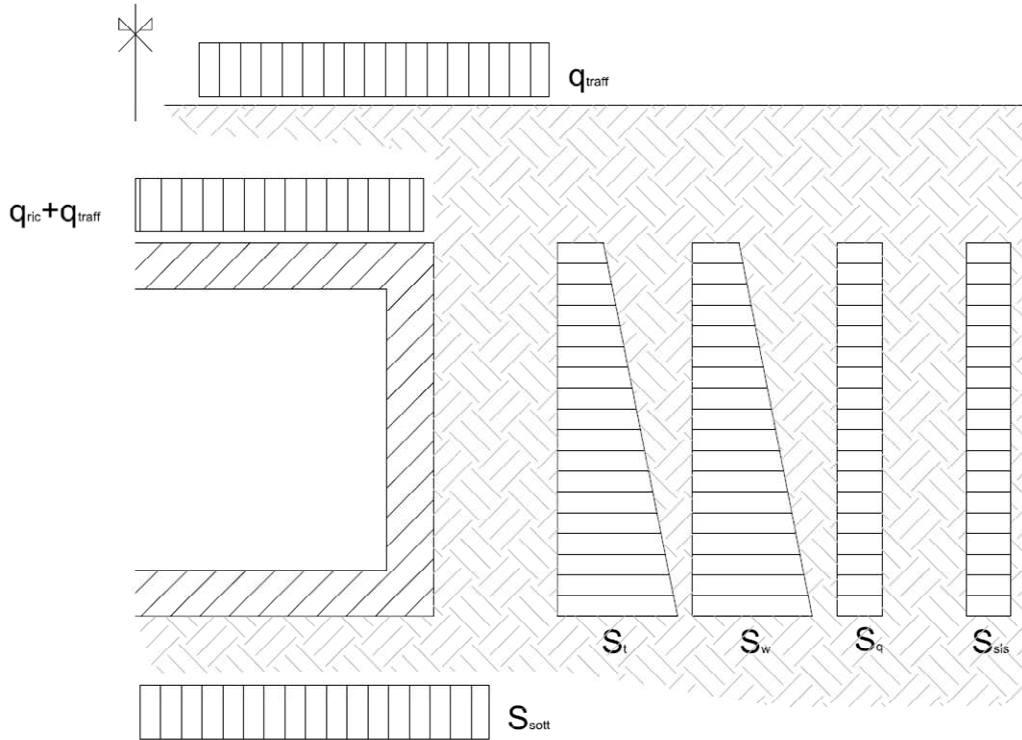


Figura 3 – Schematizzazione dei carichi agenti sull'opera

### 6.1. Peso proprio

Il peso proprio del manufatto è calcolato in automatico dal codice di calcolo assumendo per il calcestruzzo  $\gamma_{ca} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

### 6.2. Spinta delle terre in condizioni statiche

La spinta orizzontale del terreno ( $S_t$ ) è valutata mediante l'espressione:

$$\sigma_h(z) = \gamma' z K_o$$

con

- $z$  = profondità misurata dal piano campagna
- $K_o$  = coefficiente di spinta a riposo;  $K_o = 1 - \tan^2 \phi$

risulta pertanto una spinta del terreno con distribuzione triangolare con valore nullo al piano campagna e massimo alla base della platea.

### 6.3. Spinta dell'acqua

La spinta orizzontale dell'acqua ( $S_w$ ) sulle pareti laterali non risulta presente vista la profondità della falda per il progetto dell'opera in esame.

### 6.4. Spinta delle terre in condizioni sismiche

Per l'analisi in condizioni sismiche si fa riferimento al metodo pseudo statico. L'incremento di sollecitazione della spinta delle terre per effetto dell'eccitazione sismica, nelle due sezioni caratteristiche indagate, dipende sostanzialmente dal meccanismo di collasso geotecnico derivante dagli spostamenti ammissibili del sistema parete-terreno.

In presenza di sisma la struttura scatolare tende ad avere un comportamento "rigido" (muro che non può subire spostamenti). L'incremento di spinta sismica delle terre ( $S_{sis}$ ), da sommare alla spinta statica, applicata a metà della parete considerata, è dato dall'espressione proposta da WOOD:

$$S_{sis} = a_g/g \cdot g \cdot S \cdot H_{sc}$$

essendo:

- $S_{sis}$  = incremento di spinta sismica applicata a  $H_{sc}/2$ ;
- $H_{sc}$  = altezza di calcolo della struttura;
- $g$  = peso di volume saturo del terreno;
- $a_g/g$  accelerazione orizzontale su suolo rigido;
- $S = S_s S_T$  coefficiente di amplificazione stratigrafica/topografica.

I coefficienti di intensità sismica sono dati dalle espressioni (NTC08 7.11.6.2.1):

$$k_h = \beta_m a_{max}/g$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

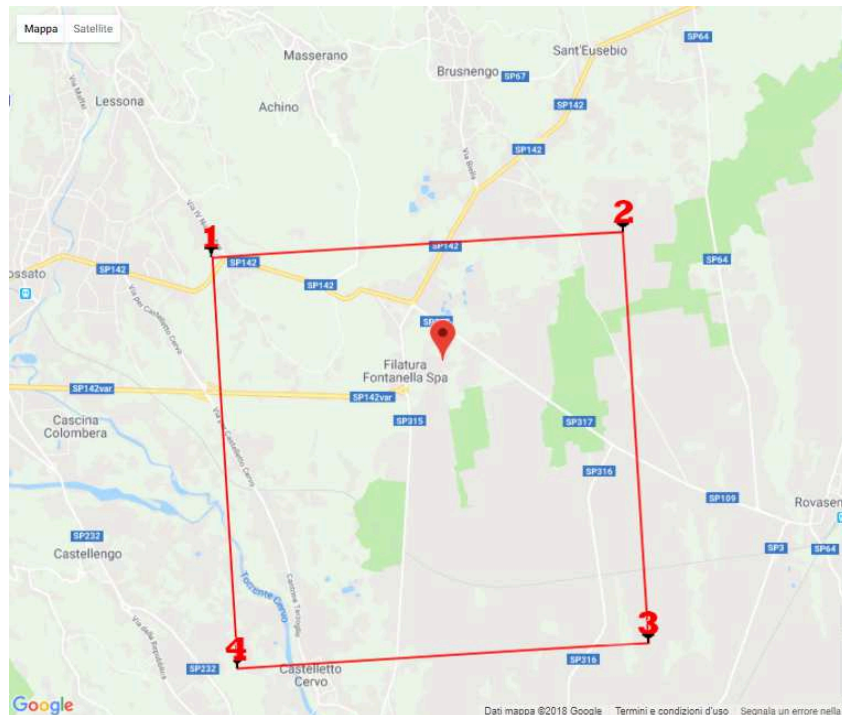
con:

- $a_{max} = S_s S_T a_g$ ;
- $\beta_m$  coefficiente riportato in normativa (tabella 7.11.II).  $\beta_m = 1$  per muri che non subiscono spostamenti.

Si riportano di seguito i parametri adottati per l'analisi sismica (in condizioni di SLV) dell'opera ricavati a partire dall'individuazione secondo normativa vigente della zona sismica nella quale ricade l'intervento. Le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni delle unità geotecniche sono compatibili con la categoria B; le caratteristiche topografiche rispondono alla categoria T1, secondo NTC08.



Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo



### Stati limite

- Classe Edificio
- IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti...
- Vita Nominale: 50
- Interpolazione: Media ponderata

**CU = 2**

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	Tc' [s]
Operatività (SLO)	60	0.020	2.583	0.173
Danno (SLD)	101	0.025	2.616	0.211
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.046	2.673	0.305
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.054	2.768	0.322
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

### Coefficienti sismici

- Tipo: Muri di sostegno NTC 2008
- Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.
- H (m): 1
- us (m): 0.1
- Cat. Sottosuolo: B
- Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,56	1,50	1,40	1,38
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

- Acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.024	0.030	0.056	0.065
kv	0.012	0.015	0.028	0.033
Am <sub>max</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	0.240	0.294	0.546	0.638
Beta	1.000	1.000	1.000	1.000

Figura 4 – Valutazione dei coefficienti sismici e dei parametri di pericolosità sismica per il sito in esame

## 6.5. Inerzia delle masse strutturali in condizioni sismiche

L'inerzia delle masse strutturali è stata considerata tramite l'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dal sisma. Tale approccio consiste nell'applicazione di una forza pari al prodotto tra il coefficiente sismico precedentemente calcolato e la massa del generico elemento strutturale.

## 6.6. Carichi da traffico

### 6.6.1. Carichi agenti sulla soletta di copertura

Il carico accidentale da traffico agente sulla soletta di copertura è stato valutato secondo lo schema n.1 proposto dal D.M. 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni al paragrafo 5.1.3.3.5 e riportato nell'immagine seguente:

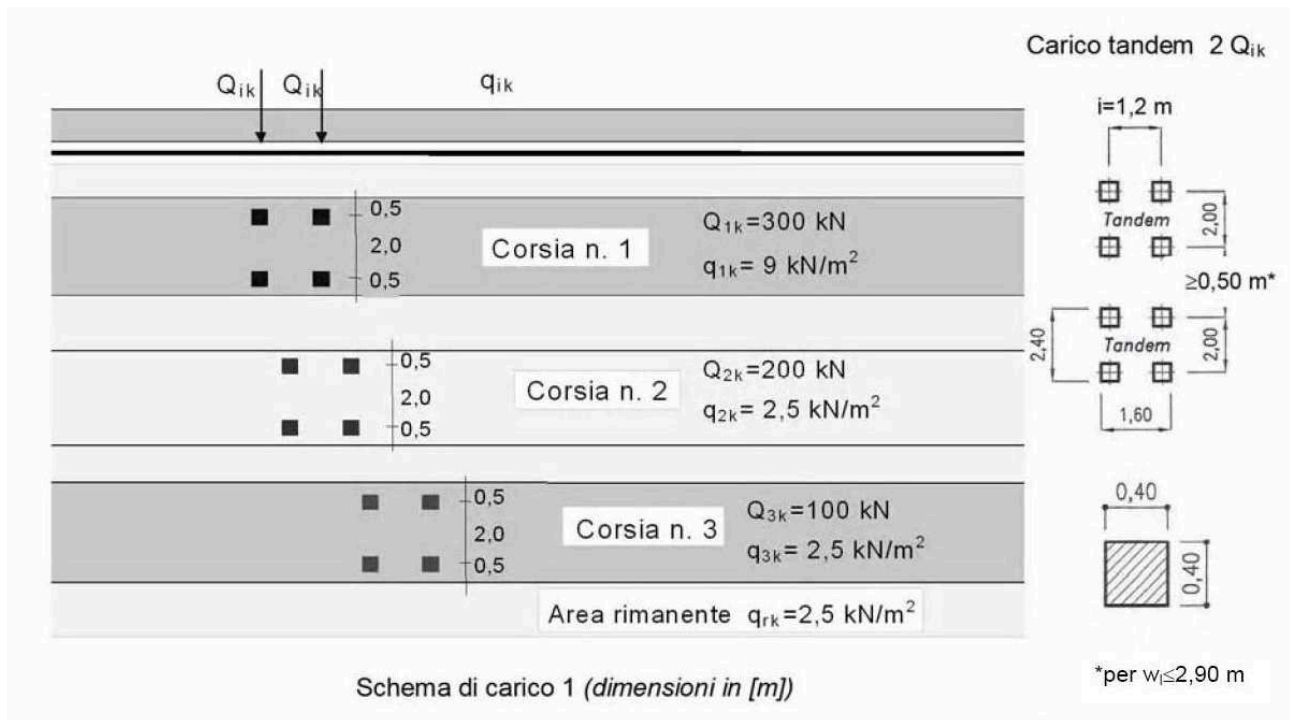


Figura 5 - Carichi da traffico secondo NTC2008

A favore di sicurezza, si associa a tutto il solettone, i carichi relativi alla 1a colonna di carico:

- $Q_{1a} = 2 \times 300 \text{ kN}$  disposti come nell'immagine precedente
- $q_{1a} = 9,00 \text{ kN/m}^2$ ,

con larghezza di ingombro convenzionale pari a 3,00 m.

L'azione del sovraccarico concentrato, determinata per una striscia di larghezza unitaria, risulta costituita da 2 carichi concentrati di intensità pari a  $Q_{1a}=[(300\text{kN}/3.00\text{m}) \times 1.00\text{m}]=100\text{kN}$  ad interasse di 1.20m (vedi Figura 9).

L'area di diffusione del relativo carico concentrato si ricava considerando i seguenti angoli di diffusione:

STRATI DI DIFFUSIONE DEL CARICO	SPESSORE	ANGOLO DI DIFFUSIONE DEL CARICO
Pavimentazione	0,40 [m]	45 [°]
Terreno di ricoprimento	0,75 [m]	30 [°]
Soletta di copertura in CA	0,50 [m]	45 [°]

Secondo lo schema riportato nelle normative cogenti (v. Figura 6).

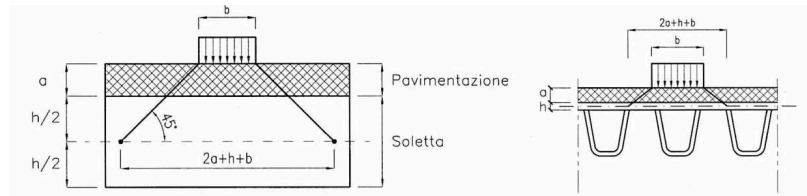
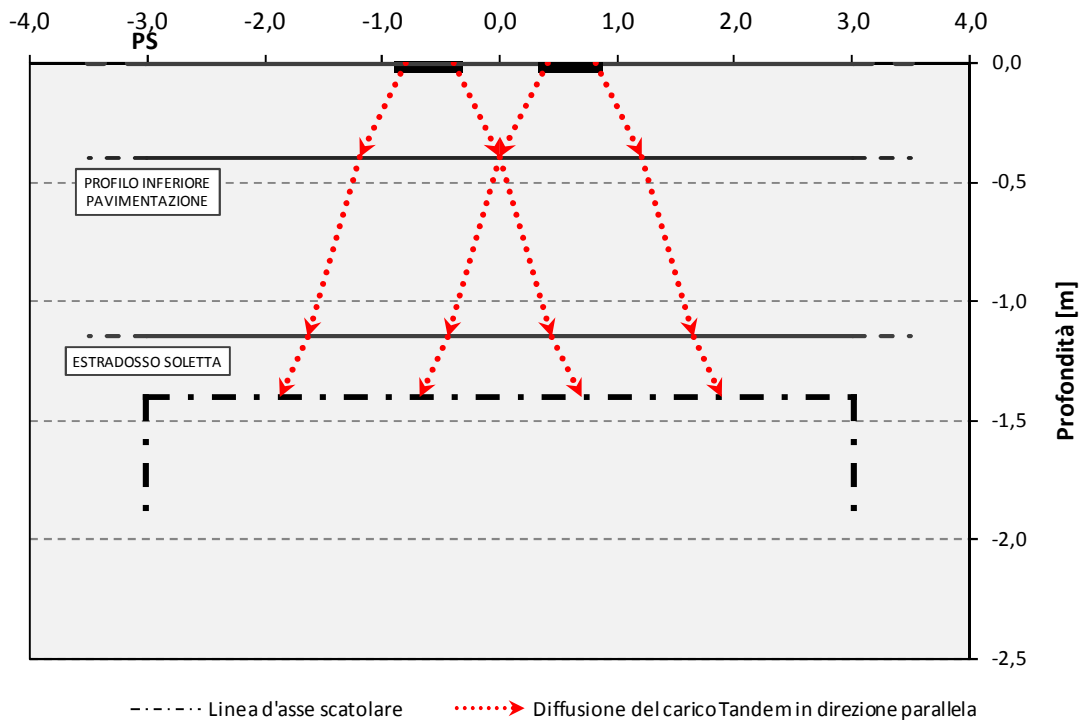


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

Figura 6 – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

Conseguentemente il carico risulta diffuso come illustrato in Figura 7.



--- Linea d'asse scatolare      .....> Diffusione del carico Tandem in direzione parallela

Figura 7 – Diffusione dei carichi concentrati in direzione parallela al traffico per lo schema di carico 1

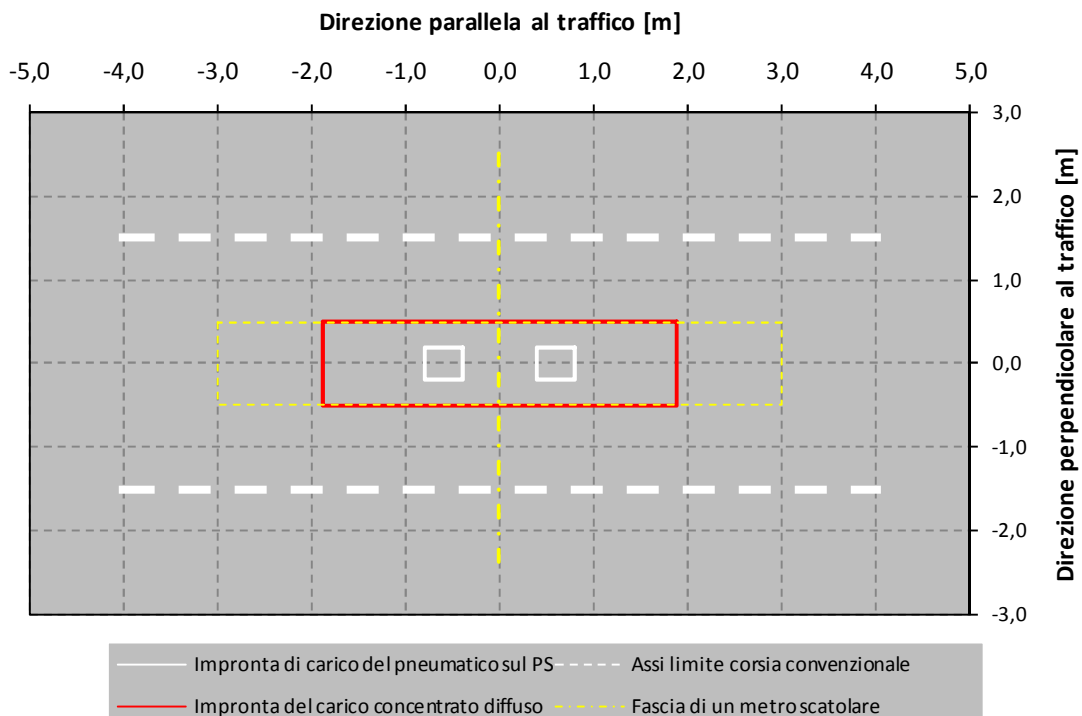
Per la valutazione dell'area di diffusione su cui ripartire il carico concentrato si assume, a vantaggio di sicurezza (v. Figura 6 e Figura 9):

- una larghezza di ripartizione trasversale massima pari alla larghezza della striscia di carico di 1m;
- una lunghezza di ripartizione longitudinale massima pari alla lunghezza longitudinale dell'opera.

VALUTAZIONE DELLA DIFFUSIONE DEI CARICHI MOBILI CONCENTRATI STRADALI		
Dimensione dell'area di impronta del carico concentrato	b	0,40 [m]
Interasse carico concentrato in direzione parallela al traffico	$i_x$	1,20 [m]
Interasse carico concentrato in direzione perpendicolare al traffico	$i_y$	2,00 [m]
Larghezza corsia convenzionale	$L_{corsia}$	3,00 [m]
Carico distribuito (schema di carico 1)	$q_{1k}$	9,00 [kPa]
Carico tandem (schema di carico 1)	$Q_{1k}$	300,00 [kN ]
<b>Modello di calcolo</b>		<b>PIANO</b>
Dimensione dell'area di diffusione in direzione parallela al traffico		3,77 [m]
Dimensione dell'area di diffusione in direzione perpendicolare al traffico		1,00 [m]
Dim. dell'impronta di carico applicato in direzione parallela al traffico(*)		3,77 [m]
Dim. dell'impronta di carico applicato in direzione perpendicolare al traffico(*)		1,00 [m]
Carico concentrato stradale agente sul piano stradale (PS)		200,00 [kN]
Carico concentrato stradale diffuso fino alla linea media della soletta superiore		53,11 [kPa]

**Figura 8 - Carichi da traffico agenti sulla soletta**

(\*) dimensioni dell'impronta di carico assunte a vantaggio di sicurezza.



**Figura 9 - Area di impronta del carico concentrato stradale per schema di carico 1 (modello di calcolo in stato di deformazione piana)**

### 6.6.2. Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali

La spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{cq} = q \cdot k_0 \cdot H$$

dove:

- $q$  è l'entità del sovraccarico accidentale agente (peso della pavimentazione e del terreno di ricoprimento); sono stati considerati due differenti carichi accidentali da traffico:
  - carico concentrato,  $Q_1$  come da normativa, diffuso fino al piano medio della soletta di copertura
  - carico distribuito su corsia
- $k_0$  è il coefficiente di spinta del terreno
- $H$  è l'altezza complessiva dello strato di terreno

Il coefficiente di spinta è assunto pari a quello delle condizioni a riposo ( $k_0$ ).

### 6.6.3. Azione della frenatura

L'azione della frenatura è stata considerata nel modello solo se persiste la seguente condizione:

$$\Delta H \leq L_{\text{corsia\_convenzionale}}$$

Con:

- $\Delta H$ : distanza tra l'estradosso della pavimentazione stradale e l'estradosso della soletta superiore;
- $L_{\text{corsia\_convenzionale}}$ : larghezza corsia convenzionale assunta pari a 3 metri.

L'azione della frenatura è stata valutata mediante la seguente relazione (espressione 5.1.4 di cui al capitolo 5.1.3.5 del D.M. 14/01/2008) valida per i ponti di 1° categoria:

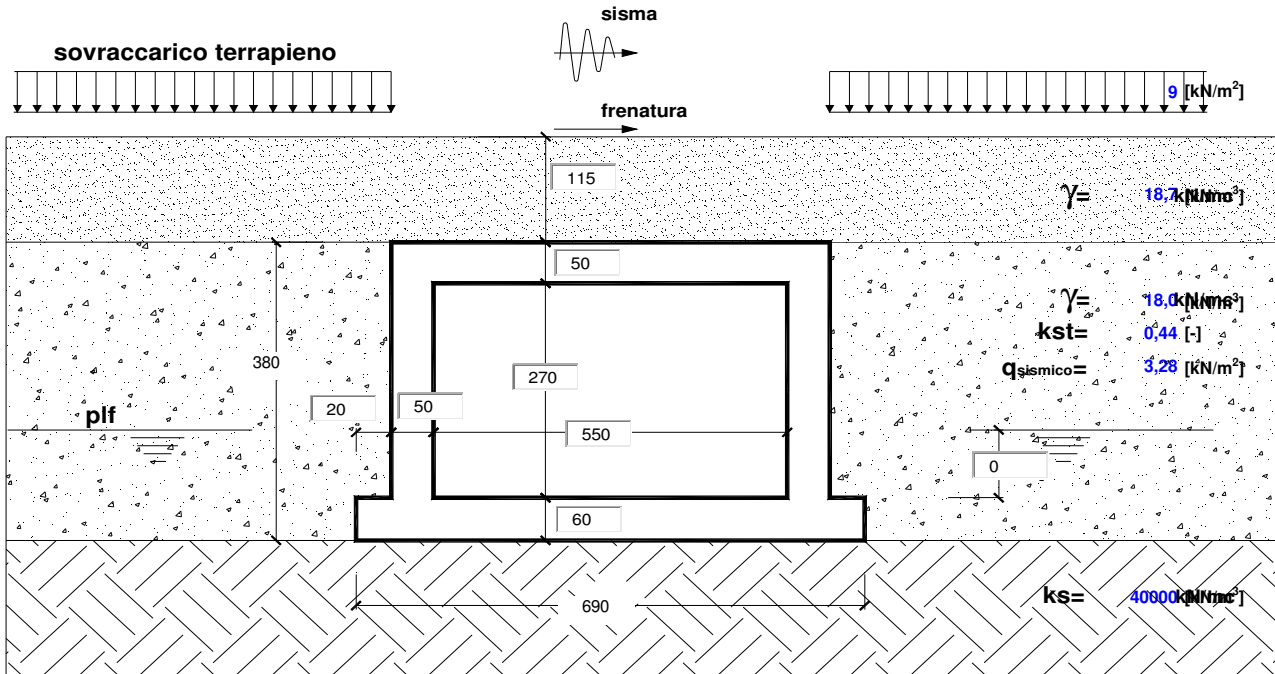
$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Il carico dovuto alla frenatura viene ripartito su una fascia di larghezza pari alla lunghezza longitudinale dell'opera. Tale azione, in asse alla soletta e relativa alla lunghezza convenzionale della corsia (3 metri), vale in modulo:

$$F_{fr} = 376.20 \text{ kN}$$

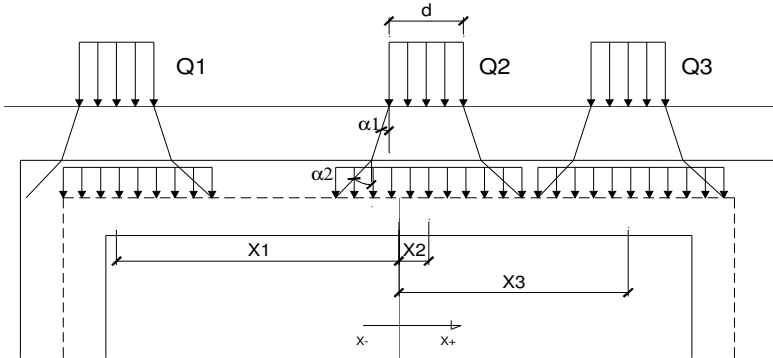
Sulla base delle azioni definite si riporta, in sintesi, il modello di calcolo adottato per il dimensionamento e verifica del manufatto considerato.

**OPERA**      **TM04**



(dimensioni in cm)

modulo elastico cls       $E$  **3,00E+07** [kN/m²]       $\gamma_{cls}$       **25** [kN/m³]  
acc. sismica or.       $k_h$       **0,06** [-]       $\gamma_w$       **10** [kN/m³]



**SOVRACCARICHI**

CONDIZIONI DI CARICO		A	B
angolo di diffusione nel ricoprimento	$\alpha_1$ [°]	0	0
angolo di diffusione nella soletta	$\alpha_2$ [°]	0	0
impronta del carico	$d$ [m]	3,77	3,77
area influenza long.	$l$ [m]	1,00	1,00
Carico 1	$Q_1$ [kN]	0	0
	$X_1$ [m]	0	0
Carico 2	$Q_2$ [kN]	200	0
	$X_2$ [m]	0	0
Carico 3	$Q_3$ [kN]	0	0
	$X_3$ [m]	0	0
Carico distribuito	[kN/m]	0	9

## 7. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono, in accordo con le NTC08, le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Con:

- $G_1$ , peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- $G_2$ , peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $P$ , pretensione e precompressione (assente in questo progetto);
- $Q$ , azioni variabili sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo
- $E$ , azioni sismiche derivanti dai terremoti.

### 7.1.1. Definizione dei coefficienti di partecipazione

I valori dei coefficienti correttivi introdotti sono riportati nelle tabelle; per la struttura in esame sono stati considerati i coefficienti amplificativi riportati in normativa nel capitolo relativo ai ponti (cap. 5 - Tab. 5.1.V).

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.					
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna					
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali					

Figura 10 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento $q_s$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_s$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Figura 11 - Coefficienti per le azioni variabili per ponti stradali



Ai sensi di quanto previsto dal NTC 2008 le combinazioni di carico sono state sviluppate secondo la Tab. 5.1.IV.A qui di seguito riportata:

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti di 3ª categoria  
(\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
(\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Di conseguenza, si riportano le combinazioni delle azioni implementate nel programma di calcolo, rispettivamente per le verifiche SLU e SLE.

condizioni di carico	combinazioni di carico									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
peso proprio + perm.	1,35	1,35	1,35	1,35	1	1	1	1,35	1,35	1
falda + spinta terreno	1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1
sovraccarico A	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	1,0125	1,0125	0
sovraccarico B	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0,54	0,54	0
sovraccarico terreno sn	1,35	1,35	0	0	1,35	1,35	0	0,54	0,54	0
sovraccarico terreno dx	1,35	0	1,35	0	1,35	0	1,35	0,54	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	1,35	1,35	0
sisma	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

Figura 12 - Combinazione delle azioni agenti sull'opera in progetto per le verifiche SLU

condizioni di carico	1	2	3
peso proprio + perm.	1	1	1
falda + spinta terreno	1	1	1
sovraccarico A	1	0,75	0
sovraccarico B	1	0,4	0
sovraccarico terreno sn	1	0,4	0
sovraccarico terreno dx	1	0,4	0
frenatura	1	0,75	0
sisma	0	0	0

Figura 13 - Combinazione delle azioni agenti sull'opera in progetto per le verifiche SLE (rara, frequente, quasi permanente)

## 8. VERIFICHE SLU

Le sollecitazioni agenti considerate si riferiscono all'involuppo delle sollecitazioni SLU-SLV. Nell'allegato si riportano gli andamenti delle caratteristiche di sollecitazione per ciascun elemento strutturale e per ciascuna combinazione di carico.

### 8.1. Verifiche a pressoflessione

#### 8.1.1. Soletta superiore

La soletta superiore è armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:

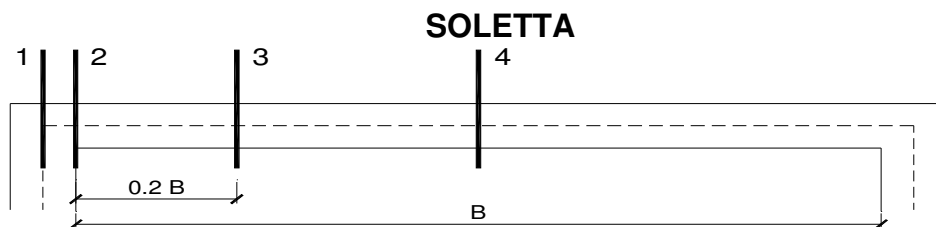


Figura 14 - Sezioni verificate sulla soletta superiore

Si riportano le sollecitazioni agenti, da involuppo SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M	N
	[kNm/m]	[kN/m]
1	-333,4	69,3
2	-260,8	69,3
3 min	0,0	0,0
3 max	162,8	69,3
4	291,9	66,7

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø22/20 superiori
- Ø22/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x40.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
 tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
 Collegamento viario Masserano-Ghemme  
 Progetto Definitivo

Verifica C.A. S.L.U. - File: Scatolari\_piedritto

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	19,01	5
			2	19,01	45

Tipologia sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con centro N.

Sollecitazioni:  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipologia rottura:  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviate

Materiali:  
 B450C C32/40  
 E<sub>su</sub> 67,5 ‰ E<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 E<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
 τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> 319 kNm  
 σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 E<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 27,87 ‰  
 d 45 cm  
 x 5,021 x/d 0,1116  
 δ 0,7

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Figura 15 - Dimensioni e armatura della soletta

Le azioni sollecitanti sono state confrontate con i valori resistenti:

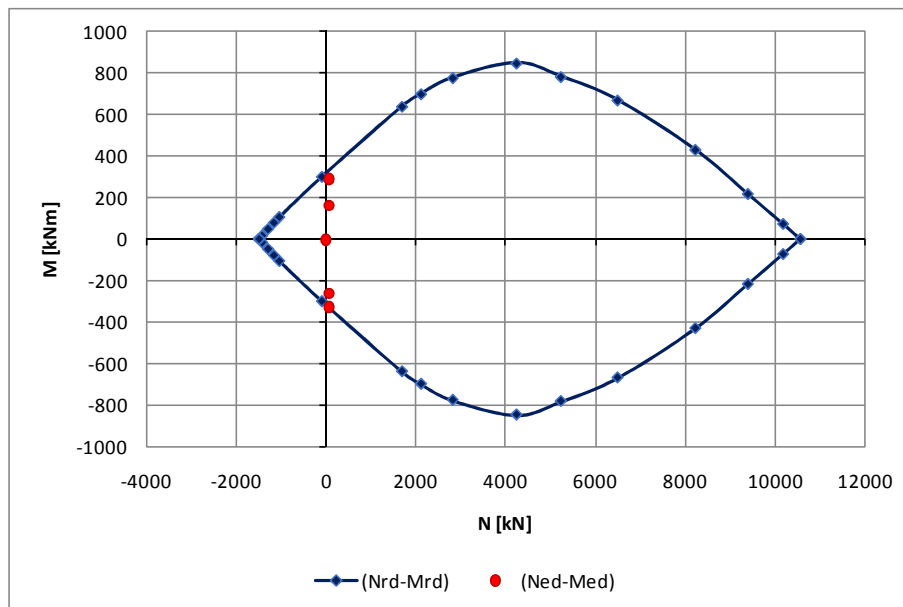
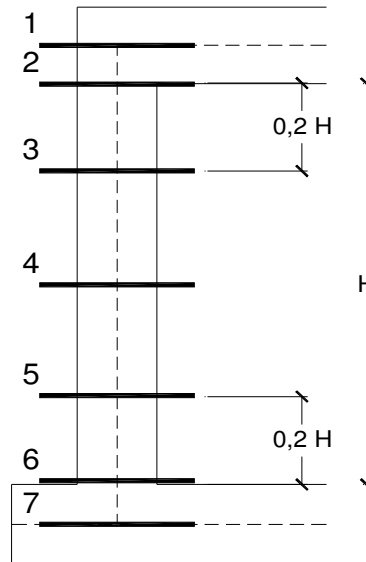


Figura 16 – Dominio ultimo della sezione

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

### 8.1.2. Piedritti

I piedritti sono armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:



**Figura 17 - Sezioni verificate sui piedritti**

Si riportano le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M	N
	[kNm/m]	[kN/m]
1	-333,4	296,9
2	-295,5	301,2
3 min	-217,6	310,3
3 max	0,0	0,0
4 min	-171,6	331,6
4 max	0,0	0,0
5 min	-186,4	250,8
5 max	0,0	0,0
6	-241,0	259,9
7	-277,5	265,0

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø22/20 superiori
- Ø22/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x40.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
 tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
 Collegamento viario Masserano-Ghemme  
 Progetto Definitivo

Verifica C.A. S.L.U. - File: Scatolari\_piedritto

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	19,01	5
			2	19,01	45

Tipologia sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

Materiali:  
 B450C C32/40  
 E<sub>su</sub> 67,5 ‰ E<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 E<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
 τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> 319 kN m  
 σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 E<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 27,87 ‰  
 d 45 cm  
 x 5,021 x/d 0,1116  
 δ 0,7

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Figura 18 - Dimensioni e armatura dei piedritti

Le azioni sollecitanti sono state confrontate con i valori resistenti:

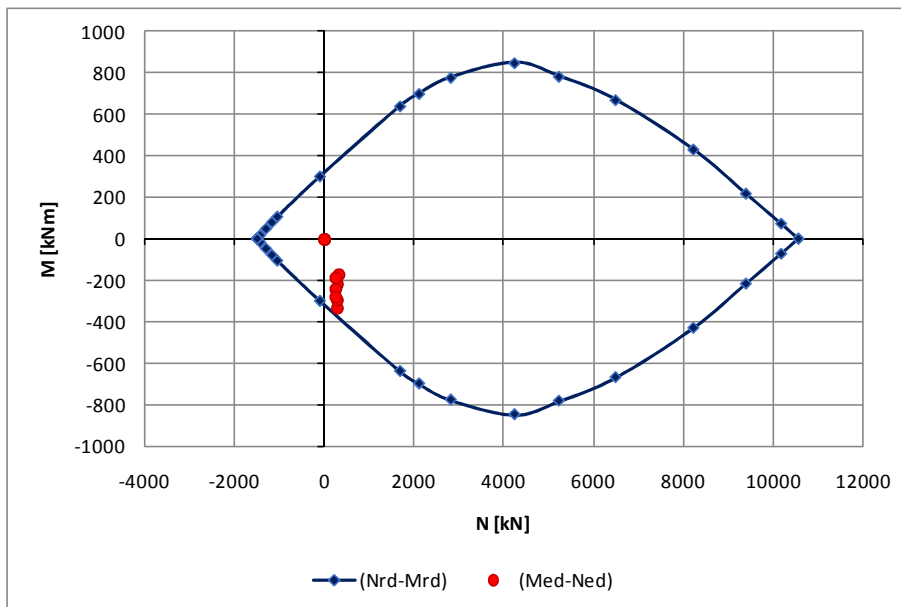
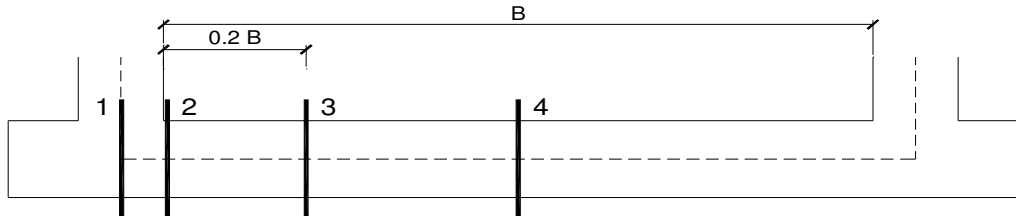


Figura 19 – Dominio ultimo della sezione

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

### 8.1.3. Soletta inferiore

La soletta inferiore è armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo e le verifiche sono eseguite in corrispondenza delle seguenti sezioni:



**Figura 20 - Sezioni verificate sulla soletta inferiore**

Si riportano le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, corrispondenti alle sezioni considerate:

sez.	M	N
	[kNm/m]	[kN/m]
1	-275,8	114,4
2	-212,4	114,4
3 min	0,0	0,0
3 max	237,4	-3,5
4	272,2	12,4

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 60 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø22/20 superiori
- Ø22/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x40.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
 tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
 Collegamento viario Masserano-Ghemme  
 Progetto Definitivo

Verifica C.A. S.L.U. - File: Scatolari\_piedritto

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: \_\_\_\_\_

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	19,01	5
			2	19,01	55

Tipologia sezione:  Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con l'asse N (Normale) e l'asse xN (ascissa).

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:  Retta  Deviata

Materiali: B450C C32/40

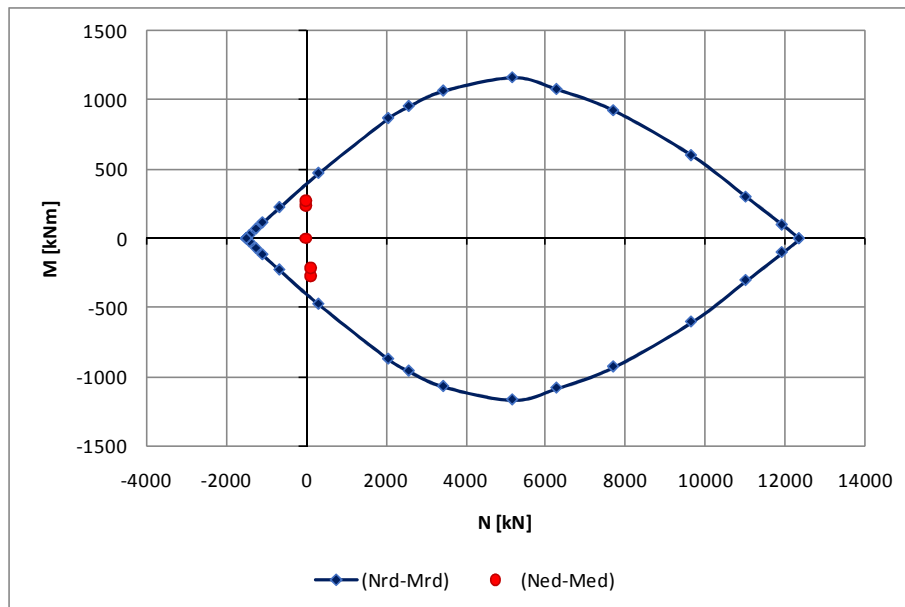
ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
 τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> 393,4 kNm  
 σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 34,85 ‰  
 d 55 cm  
 x 5,02 x/d 0,09128  
 δ 0,7

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Figura 21 - Dimensioni e armatura della soletta inferiore

Le azioni sollecitanti sono state confrontate con i valori resistenti:



Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

## 8.2. Verifiche a taglio

### 8.2.1. Soletta superiore

Poiché la soletta superiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, nelle sezioni indicate:

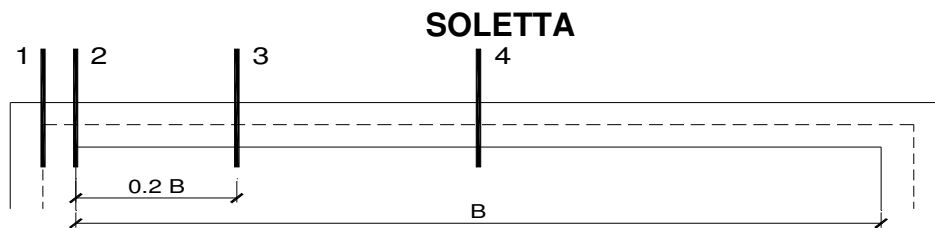


Figura 22 - Sezioni sulla soletta superiore

Sez.	$V_{Ed}$
(-)	(kN/m)
1	312,4
2	297,9
3	217,2
4	44,0

Figura 23 – Sollecitazioni taglianti da involucro SLU-SLV

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- $\varnothing 22/20$  superiori
- $\varnothing 22/20$  inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura  $\varnothing 12/15 \times 40$ .

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

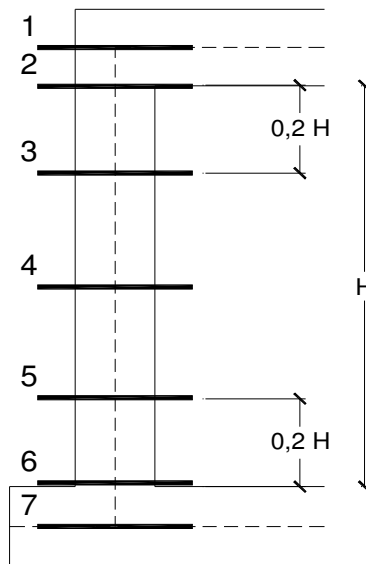
Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.



### 8.2.2. Piedritti

Poiché i piedritti dell'opera risultano armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche a taglio sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da involucro SLU-SLV, nelle sezioni indicate:



**Figura 24 - Sezioni verificate sui piedritti**

Sez.	$V_{Ed}$
(-)	(kN/m)
1	155,5
2	150,7
3	138,3
4	115,4
5	89,0
6	114,0
7	129,2

**Figura 25 - Sollecitazioni taglianti da involucro SLU-SLV**

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø22/20 superiori
- Ø22/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x40.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.

### 8.2.3. Soletta inferiore

Poiché la soletta inferiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano tuttavia le sollecitazioni agenti, da inviluppo SLU-SLV, nelle sezioni indicate:

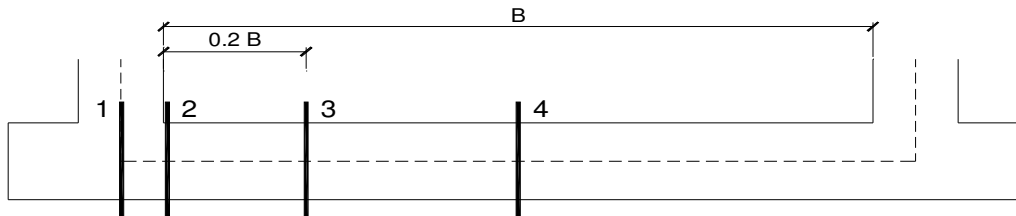


Figura 26 - Sezioni verificate sulla soletta inferiore

Sez.	$V_{Ed}$
(-)	(kN/m)
1	297,0
2	302,0
3	184,3
4	112,7

Figura 27 - Sollecitazioni taglianti da inviluppo SLU-SLV

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 60 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø22/20 superiori
- Ø22/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x40.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riporta nel paragrafo 8.2.4 il risultato della verifica.

## 8.2.4. Risultati delle verifiche a taglio

### VERIFICA NEI CONFRONTI DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI (DM 14/01/2008)

#### 1 - Introduzione

Si riportano i risultati della verifica nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi con armature trasversali resistenti al taglio.

I risultati sono riportati in tabella, dove:

- B:** Base sezione
- H:** Altezza sezione
- c:** Copriferro
- A<sub>Long,inf</sub>:** Armatura longitudinale inferiore
- A<sub>Long,sup</sub>:** Armatura longitudinale superiore
- A<sub>Trasv</sub>:** Armatura trasversale
- V<sub>Ed</sub>:** Taglio massimo agente sulla sezione
- V<sub>Rd</sub>:** Taglio resistente con armature trasversali

#### 2 - Dati generali

##### Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS	<b>C32/40</b>
- Acciaio per armature ordinarie	<b>B450C</b>

A vantaggio di sicurezza sono stati assunti i seguenti valori per:

- Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	<b>θ</b>	<b>45</b> [°]
- Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	<b>α</b>	<b>90</b> [°]
- Sforzo normale agente sulla sezione	<b>N<sub>Ed</sub></b>	<b>0</b> [kN]

#### 3 - Risultati

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA				V <sub>Ed</sub> [kN]	V <sub>Rd</sub> [kN]	Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>Long,inf</sub>	A <sub>Long,sup</sub>	A <sub>Trasv</sub>	n° bracci			
Soletta	100	50	5	φ 22/20	φ 22/20	φ 12/20	3	312,40	358,47	OK
Piedritto	100	50	5	φ 22/20	φ 22/20	φ 12/20	3	155,50	358,47	OK
Fondazione	100	60	5	φ 22/20	φ 22/20	φ 12/20	3	302,00	438,13	OK

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

## 9. VERIFICHE SLE

Ai fini della verifica, si riportano, per le sezioni indicate, i valori delle tensioni di esercizio relative alle seguenti combinazioni:

- Combinazione rara;
- Combinazione quasi permanente;

Ed i valori delle aperture delle fessure corrispondenti alle seguenti combinazioni:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente.

### 9.1.1. Soletta superiore

Poiché la soletta superiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, le verifiche SLE sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:

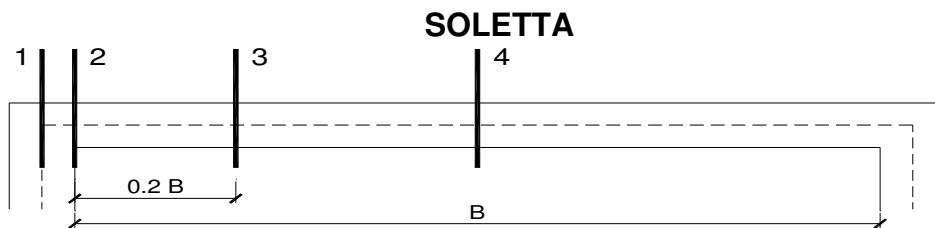


Figura 28 - Sezioni sulla soletta superiore

sez.	M	N	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-280,6	63,1	19	19	8,99	346,50
2	-216,8	63,1	19	19	6,97	264,15
3 min	0,0	0,0	19	19	0,00	0,00
3 max	135,1	63,1	19	19	4,37	158,70
4	216,5	63,1	19	19	6,96	263,72

Figura 29 – Tensioni di esercizio per la combinazione rara

sez.	M	N	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-73,7	33,2	19	19	2,38	86,88
2	-49,2	33,2	19	19	1,61	55,38
3 min	0,0	0,0	19	19	0,00	0,00
3 max	33,0	33,2	19	19	1,09	34,54
4	79,3	33,2	19	19	2,56	94,17

**Figura 30 - Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente**

sez.	M	N	i	$\phi$	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-222,0	52,5	20	22	19	19	7,12	273,47	0,256
2	-170,3	52,5	20	22	19	19	5,48	206,75	0,193
3 min	0,0	0,0	20	22	19	19	0,00		
3 max	106,6	52,5	20	22	19	19	3,45	124,58	0,115
4	174,1	52,5	20	22	19	19	5,60	211,69	0,197

**Figura 31 - Apertura delle fessure per la combinazione frequente**

sez.	M	N	i	$\phi$	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-73,7	33,2	20	22	19	19	2,38	86,88	0,081
2	-49,2	33,2	20	22	19	19	1,61	55,38	0,051
3 min	0,0	0,0	20	22	19	19	0,00		
3 max	33,0	33,2	20	22	19	19	1,09	34,54	0,031
4	79,3	33,2	20	22	19	19	2,56	94,17	0,087

**Figura 32 - Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente**

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø22/20 superiori
- Ø22/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x40.

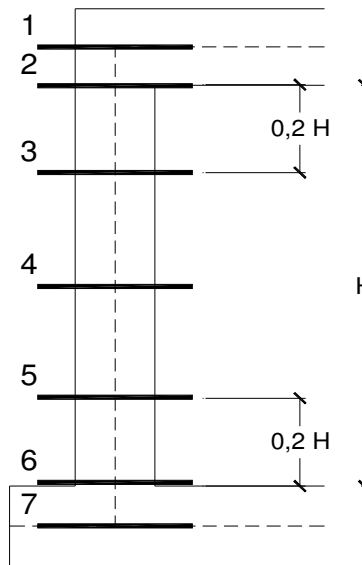
Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 9.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 9.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

### 9.1.2. Piedritti

Poiché i piedritti dell'opera risultano armati in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il loro sviluppo, le verifiche SLE sono eseguite in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:



**Figura 33 - Sezioni verificate sui piedritti**

sez.	M	N	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-280,6	260,7	19	19	9,22	298,50
2	-249,7	263,8	19	19	8,23	257,98
3 min	-186,7	270,5	19	19	6,21	175,73
3 max	0,0	0,0	19	19	0,00	0,00
4 min	-130,0	277,3	19	19	4,36	102,42
4 max	0,0	0,0	19	19	0,00	0,00
5 min	-153,0	227,5	19	19	5,09	142,72
5 max	0,0	0,0	19	19	0,00	0,00
6	-190,6	234,2	19	19	6,31	189,16
7	-216,3	238,0	19	19	7,14	221,20

**Figura 34 - Tensioni di esercizio per la combinazione rara**

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

sez.	M	N	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-73,7	102,0	19	19	2,45	70,46
2	-65,8	105,1	19	19	2,19	59,63
3 min	-51,7	111,9	19	19	1,74	40,35
3 max	0,0	0,0	19	19	0,00	0,00
4 min	-42,8	118,6	19	19	1,44	27,94
4 max	0,0	0,0	19	19	0,00	0,00
5 min	-45,5	132,1	19	19	1,53	28,51
5 max	0,0	0,0	19	19	0,00	0,00
6	-59,6	138,9	19	19	2,00	44,41
7	-71,8	142,6	19	19	2,41	58,81

Figura 35 - Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente

sez.	M	N	i	$\phi$	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-222,0	211,6	20	22	19	19	7,30	234,73	0,214
2	-197,6	214,7	20	22	19	19	6,52	202,60	0,184
3 min	-148,1	221,4	20	22	19	19	4,93	137,78	0,123
3 max	0,0	0,0	20	22	19	19	0,00		
4 min	-104,3	228,2	20	22	19	19	3,50	80,89	0,070
4 max	0,0	0,0	20	22	19	19	0,00		
5 min	-122,9	194,2	20	22	19	19	4,10	111,88	0,100
5 max	0,0	0,0	20	22	19	19	0,00		
6	-154,3	201,0	20	22	19	19	5,12	150,39	0,135
7	-176,2	204,7	20	22	19	19	5,83	177,63	0,161

Figura 36 - Apertura delle fessure per la combinazione frequente

sez.	M	N	i	$\phi$	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-73,7	102,0	20	22	19	19	2,45	70,43	0,063
2	-65,8	105,1	20	22	19	19	2,19	59,61	0,053
3 min	-51,7	111,9	20	22	19	19	1,73	40,33	0,035
3 max	0,0	0,0	20	22	19	19	0,00		
4 min	-42,8	118,6	20	22	19	19	1,44	27,92	0,024
4 max	0,0	0,0	20	22	19	19	0,00		
5 min	-45,5	132,1	20	22	19	19	1,53	28,50	0,024
5 max	0,0	0,0	20	22	19	19	0,00		
6	-59,6	138,9	20	22	19	19	2,00	44,39	0,038
7	-71,8	142,6	20	22	19	19	2,41	58,78	0,052

Figura 37 - Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 50 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø22/20 superiori
- Ø22/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/20x40.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 9.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 9.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

### 9.1.3. Soletta inferiore

Poiché la soletta inferiore dell'opera risulta armata in maniera costante, doppia e simmetrica lungo tutto il suo sviluppo, la verifica a taglio viene eseguita in corrispondenza della sezione maggiormente sollecitata.

Si riportano, per ciascuna combinazione, i valori delle tensioni di esercizio e delle aperture delle fessure per le sezioni indicate:

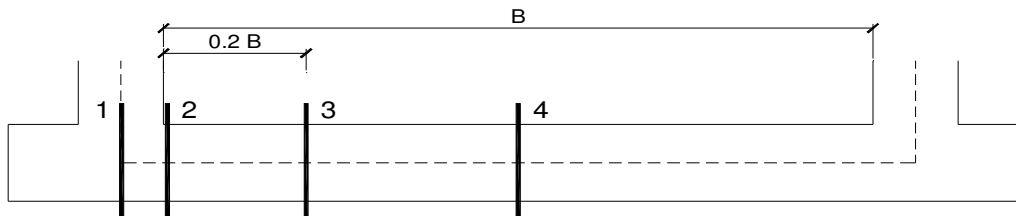


Figura 38 - Sezioni verificate sulla soletta inferiore

sez.	M	N	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-216,6	81,1	19	19	5,08	206,42
2	-161,5	81,1	19	19	3,81	148,96
3 min	0,0	0,0	19	19	0,00	0,00
3 max	192,8	-2,8	19	19	-4,44	-200,78
4	221,2	13,8	19	19	5,11	227,85

Figura 39 - Tensioni di esercizio per la combinazione rara



sez.	M	N	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$
	[kNm/m]	[kN/m]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]
1	-72,8	45,9	19	19	1,73	64,93
2	-42,0	45,9	19	19	1,01	32,85
3 min	0,0	0,0	19	19	0,00	0,00
3 max	54,4	45,8	19	19	1,30	45,78
4	102,9	45,7	19	19	2,42	96,32

**Figura 40 - Tensioni di esercizio per la combinazione quasi permanente**

sez.	M	N	i	$\phi$	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-176,5	71,0	20	22	19	19	4,15	166,99	0,166
2	-129,5	71,0	20	22	19	19	3,06	117,91	0,117
3 min	0,0	0,0	20	22	19	19	0,00		
3 max	154,3	8,0	20	22	19	19	3,56	159,24	0,161
4	183,0	20,5	20	22	19	19	4,24	186,06	0,188

**Figura 41 - Apertura delle fessure per la combinazione frequente**

sez.	M	N	i	$\phi$	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk
	[kNm/m]	[kN/m]	[cm]	[mm]	[cmq/m]	[cmq/m]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]
1	-72,8	45,9	20	22	19	19	1,73	64,90	0,064
2	-42,0	45,9	20	22	19	19	1,01	32,83	0,032
3 min	0,0	0,0	20	22	19	19	0,00		
3 max	54,4	45,8	20	22	19	19	1,30	45,75	0,045
4	102,9	45,7	20	22	19	19	2,42	96,27	0,096

**Figura 42 - Apertura delle fessure per la combinazione quasi permanente**

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 60 cm.

L'armatura longitudinale di calcolo (a flessione) è prevista come segue:

- Ø22/20 superiori
- Ø22/20 inferiori

Per l'armatura a taglio sono previste delle spille di legatura Ø12/15x40.

Il copriferro di calcolo è assunto pari a 50 mm.

Si riportano nel paragrafo 9.1.4 il risultato della verifiche delle tensioni di esercizio, e nel paragrafo 9.1.5 il risultato delle verifiche di apertura delle fessure.

### 9.1.4. Verifiche delle tensioni di esercizio

#### VERIFICHE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO (DM 14/01/2008)

##### 1 - Introduzione

Per la combinazione di azioni prescelta, si confrontano le massime tensioni, sia nel calcestruzzo ( $\sigma_{c,max}$ ) sia nelle armature ( $\sigma_{s,max}$ ), per ciascun elemento strutturale, con i valori di tensione massimi consentiti ( $\sigma_{c,lim}$ ,  $\sigma_{s,lim}$ ). La verifica risulta soddisfatta se:

$$\sigma_{c,max} \leq \sigma_{c,lim}$$

$$\sigma_{s,max} \leq \sigma_{s,lim}$$

I risultati sono riportati in tabella, dove:

- B:** Base sezione
- H:** Altezza sezione
- c:** Copriferro
- A<sub>Long,inf</sub>:** Armatura longitudinale inferiore
- A<sub>Long,sup</sub>:** Armatura longitudinale superiore
- N<sub>Ed</sub>:** Sforzo normale agente da calcolo
- M<sub>Ed</sub>:** Momento flettente agente da calcolo
- $\sigma_{c,lim}$ :** Valore limite della tensione di esercizio del CLS
- $\sigma_{c,max}$ :** Valore massimo di calcolo della tensione di esercizio del CLS
- $\sigma_{s,lim}$ :** Valore limite della tensione di esercizio dell'acciaio
- $\sigma_{s,max}$ :** Valore massimo di calcolo della tensione di esercizio dell'acciaio

##### 2 - Dati generali

###### Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS	<b>C32/40</b>	$f_{ck}$	<b>32,00 [Mpa]</b>
- Acciaio per armature ordinarie	<b>B450C</b>	$f_{yk}$	<b>450,00 [Mpa]</b>

##### 3 - Risultati

- Combinazione delle azioni	<b>Rara</b>
- Tensione limite del CLS per la combinazione di azione prescelta	<b>0,6 <math>f_{ck}</math></b>
- Tensione limite dell'acciaio per la combinazione di azione prescelta	<b>0,80 <math>f_{yk}</math></b>

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI		$\sigma_c$	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_s$	$\sigma_{s,max}$	Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>Long,inf</sub>	A <sub>Long,sup</sub>	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed</sub> [kNm]					
Soletta	100	50	5	φ 22/20	φ 22/20	63,10	280,60	8,99	19,20	346,50	360,00	<b>OK</b>
Parete	100	50	5	φ 22/20	φ 22/20	260,70	280,60	9,22	19,20	298,50	360,00	<b>OK</b>
Fondazione	100	60	5	φ 22/20	φ 22/20	13,80	221,20	5,11	19,20	227,85	360,00	<b>OK</b>

- Combinazione delle azioni	<b>Quasi permanente</b>
- Tensione limite del CLS per la combinazione di azione prescelta	<b>0,45 <math>f_{ck}</math></b>
- Tensione limite dell'acciaio per la combinazione di azione prescelta	<b>0,80 <math>f_{yk}</math></b>

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI		$\sigma_c$	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_s$	$\sigma_{s,max}$	Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>Long,inf</sub>	A <sub>Long,sup</sub>	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed</sub> [kNm]					
Soletta	100	50	5	φ 22/20	φ 22/20	33,20	79,30	2,56	14,40	94,17	360,00	<b>OK</b>
Parete	100	50	5	φ 22/20	φ 22/20	102,00	73,70	2,45	14,40	70,46	360,00	<b>OK</b>
Fondazione	100	60	5	φ 22/20	φ 22/20	45,70	102,90	2,42	14,40	96,32	360,00	<b>OK</b>

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

### 9.1.5. Verifiche di apertura delle fessure

#### VERIFICA DI FESSURAZIONE (DM 14/01/2008)

##### 1 - Introduzione

Per la combinazione di azioni prescelta, si confronta il valore massimo dell'apertura della fessura ( $w_d$ ), per ciascun elemento strutturale, con il valore nominale ( $w_k$ ). La verifica risulta soddisfatta se:

$$w_d \leq w_k$$

I risultati sono riportati in tabella, dove:

- B:** Base sezione
- H:** Altezza sezione
- c:** Copriferro
- A<sub>Long,inf</sub>:** Armatura longitudinale inferiore
- A<sub>Long,sup</sub>:** Armatura longitudinale superiore
- N<sub>ed</sub>:** Sforzo normale agente da calcolo
- M<sub>ed</sub>:** Momento flettente agente da calcolo
- w<sub>k</sub>:** Valore nominale dell'apertura delle fessure
- w<sub>d</sub>:** Valore di calcolo dell'apertura delle fessure

##### 2 - Dati generali

- Classe di esposizione
- Condizioni ambientali
- Tipologia di armatura

<b>XC4</b>
<b>Aggressive</b>
<b>Poco sensibili</b>

##### Materiali utilizzati:

- Classe di resistenza CLS
- Acciaio per armature ordinarie

<b>C32/40</b>
<b>B450C</b>

##### 3 - Risultati

- Combinazione delle azioni
- Apertura limite per la combinazione di azioni e condizione ambientali prescelti

<b>Frequente</b>
<b>0,30 mm</b>

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI		w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>2</sub> [mm]	Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>Long,inf</sub>	A <sub>Long,sup</sub>	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed</sub> [kNm]			
Soletta	100	50	5	φ 22/20	φ 22/20	52,50	222,00	0,26	0,30	<b>OK</b>
Parete	100	50	5	φ 22/20	φ 22/20	211,60	222,00	0,21	0,30	<b>OK</b>
Fondazione	100	60	5	φ 22/20	φ 22/20	20,50	183,00	0,19	0,30	<b>OK</b>

- Combinazione delle azioni
- Apertura limite per la combinazione di azioni e condizione ambientali prescelti

<b>Quasi permanente</b>
<b>0,20 mm</b>

Elemento strutturale	DATI GEOMETRICI			DATI ARMATURA		AZIONI		w <sub>d</sub> [mm]	w <sub>2</sub> [mm]	Esito verifica
	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>Long,inf</sub>	A <sub>Long,sup</sub>	N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed</sub> [kNm]			
Soletta	100	50	5	φ 22/20	φ 22/20	33,20	79,30	0,09	0,20	<b>OK</b>
Parete	100	50	5	φ 22/20	φ 22/20	102,00	73,70	0,06	0,20	<b>OK</b>
Fondazione	100	60	5	φ 22/20	φ 22/20	45,70	102,90	0,10	0,20	<b>OK</b>

Le verifiche, pertanto, risultano soddisfatte.

## 10. MURI D'ALA

Per il progetto e la verifica dei muri d'ala in ingresso e in uscita dall'opera, si fa riferimento al capitolo 4 dell'elaborato "T00TM01STRRE01A – Tombino Km 26676 – Relazione di calcolo", cui sono allegate le verifiche dei muri d'ala, divisi per classi d'altezza.

**Nel caso specifico vengono previsti sia in ingresso sia in uscita muri di tipologia H5.**

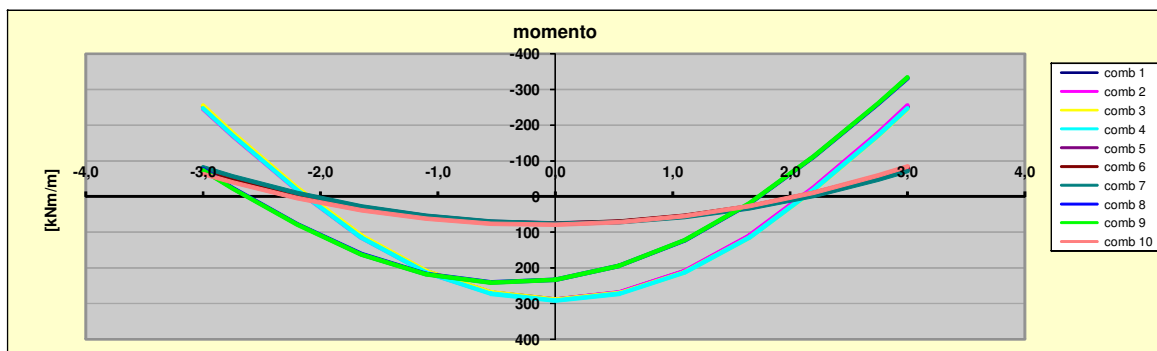
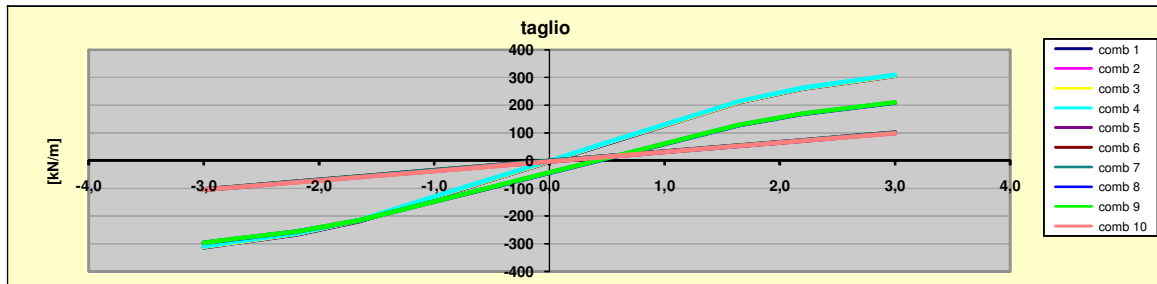
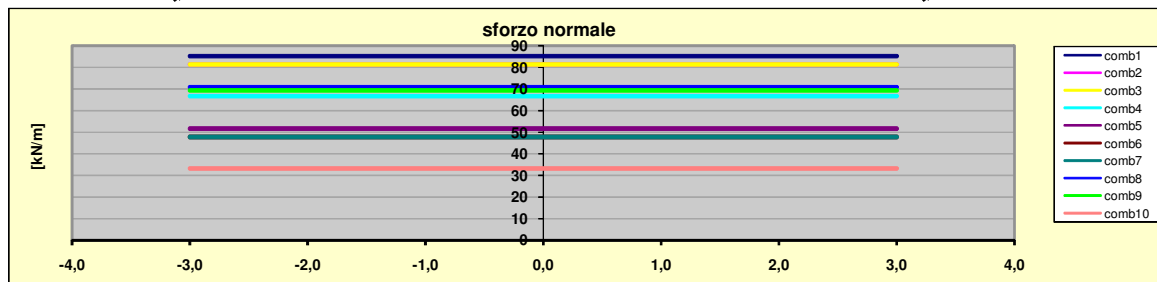
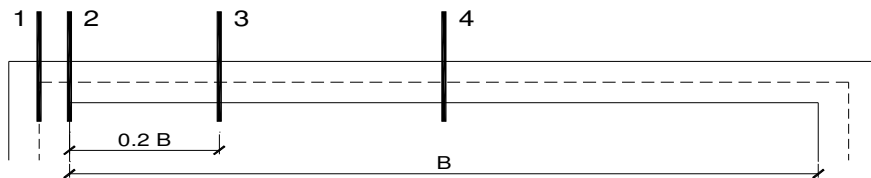
## 11. ALLEGATI

Si riportano negli allegati, per ciascun elemento strutturale, le caratteristiche di sollecitazione per le diverse combinazioni di carico allo stato limite ultimo (SLU) e allo stato limite di esercizio (SLE).

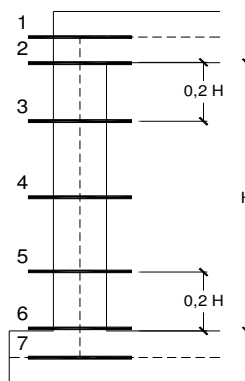
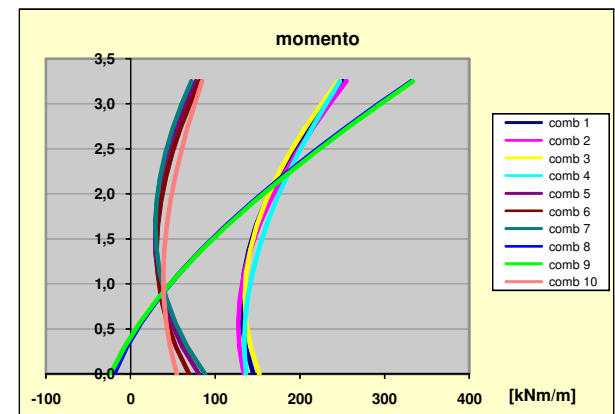
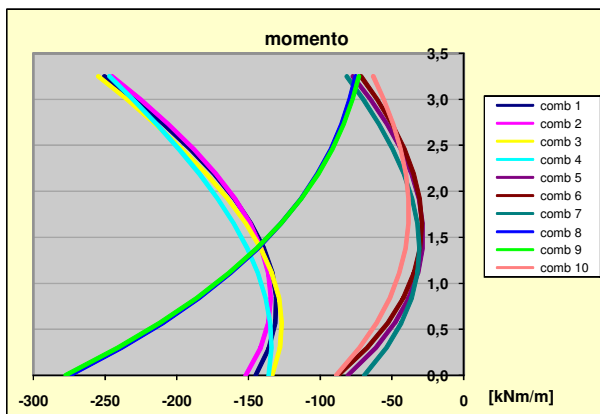
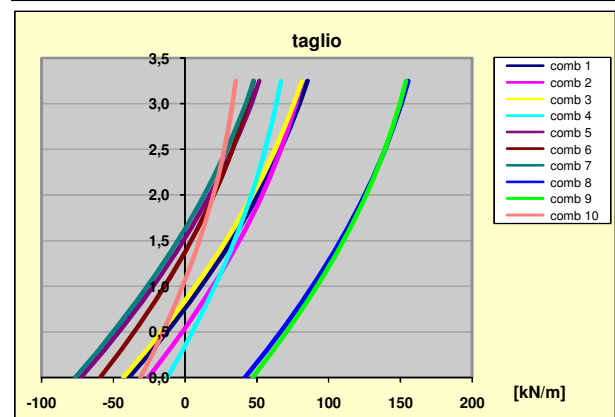
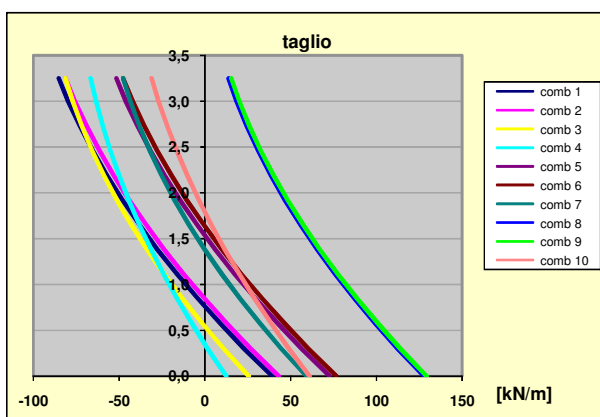
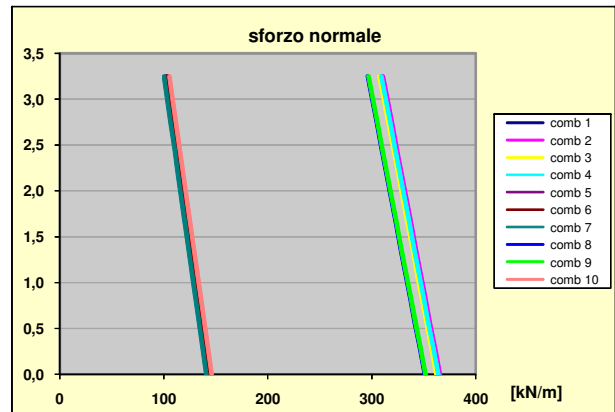
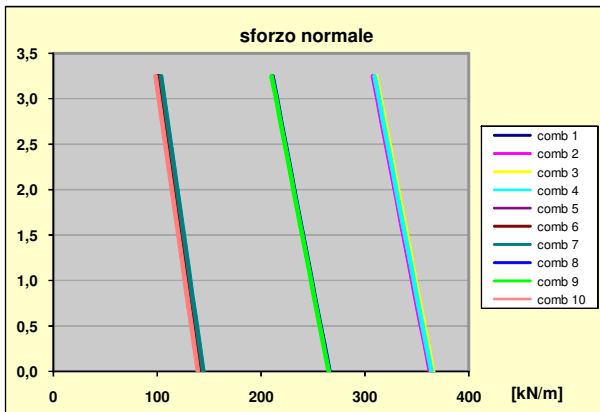
Per la lettura dei successivi grafici, si richiamano nella seguente tabella le combinazioni di carico analizzate allo SLU.

		combinazioni di carico									
condizioni di carico		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
peso proprio + perm.		1,35	1,35	1,35	1,35	1	1	1	1,35	1,35	1
falda + spinta terreno		1,35	1,35	1,35	1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1
sovraccarico A		1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	1,0125	1,0125	0
sovraccarico B		1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0,54	0,54	0
sovraccarico terreno sn		1,35	1,35	0	0	1,35	1,35	0	0,54	0,54	0
sovraccarico terreno dx		1,35	0	1,35	0	1,35	0	1,35	0,54	0	0
frenatura		0	0	0	0	0	0	0	1,35	1,35	0
sisma		0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

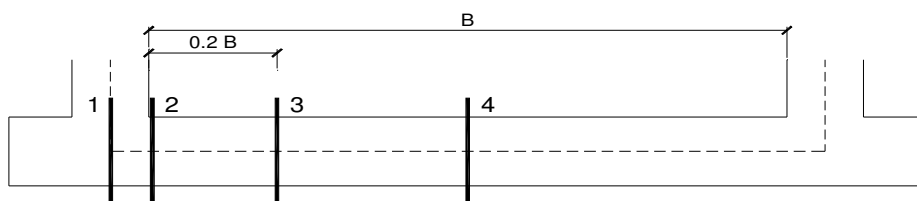
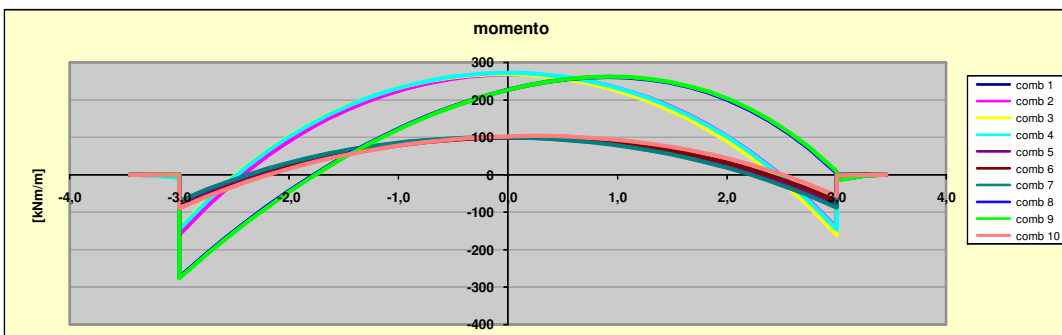
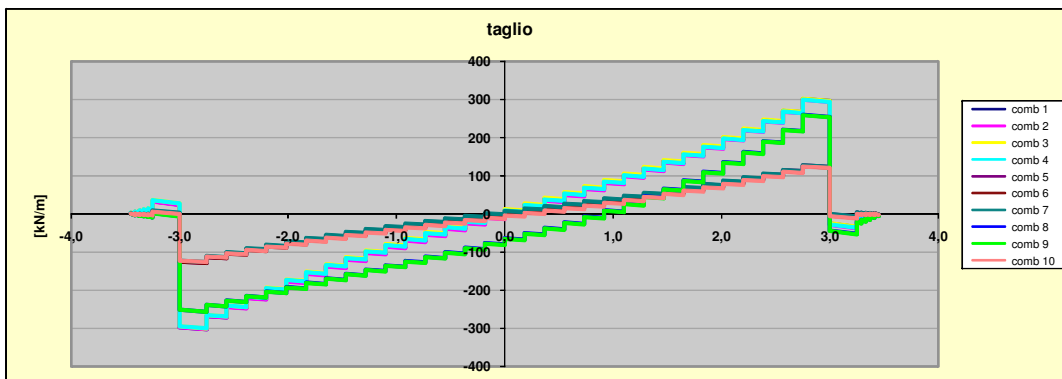
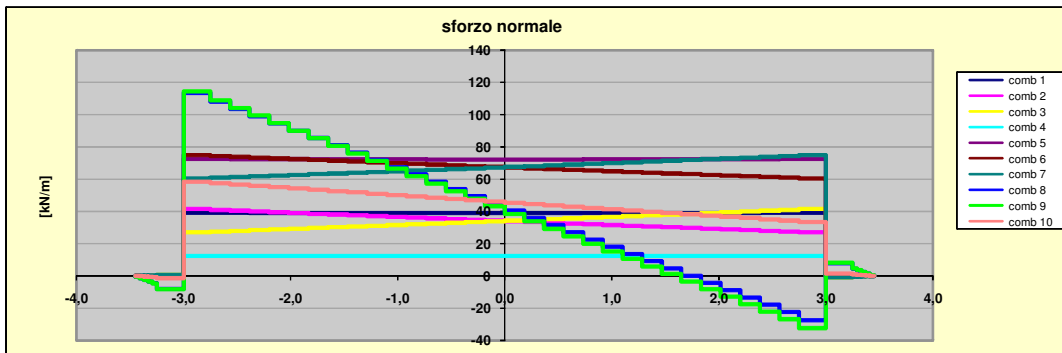
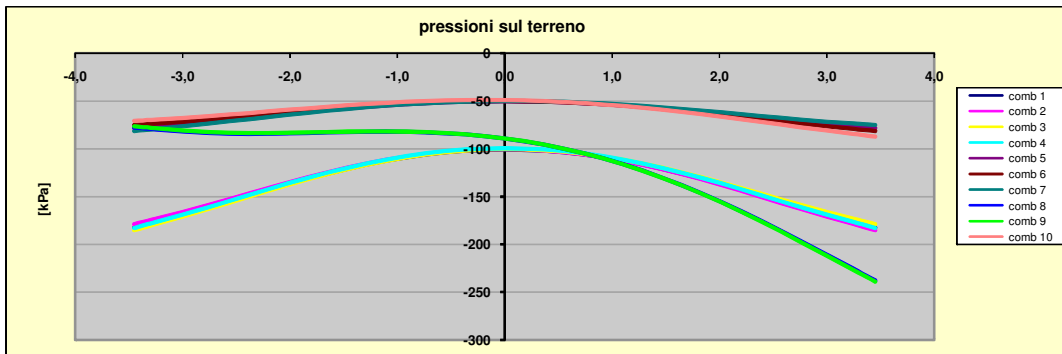
### SOLETTA



## PARETI



## FONDAZIONE

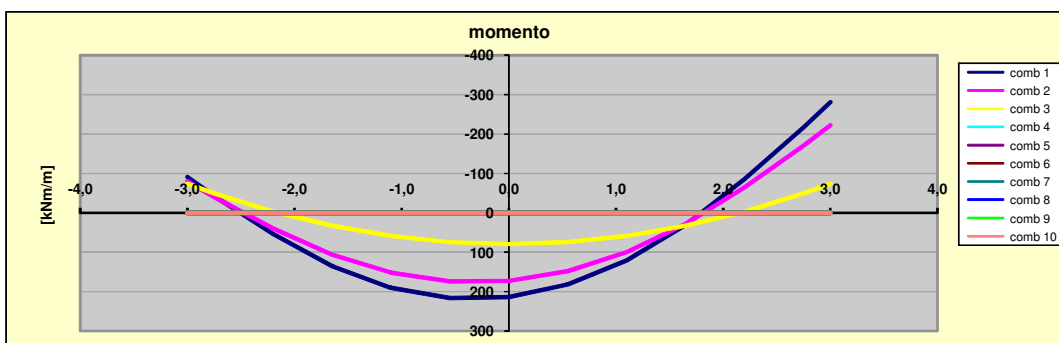
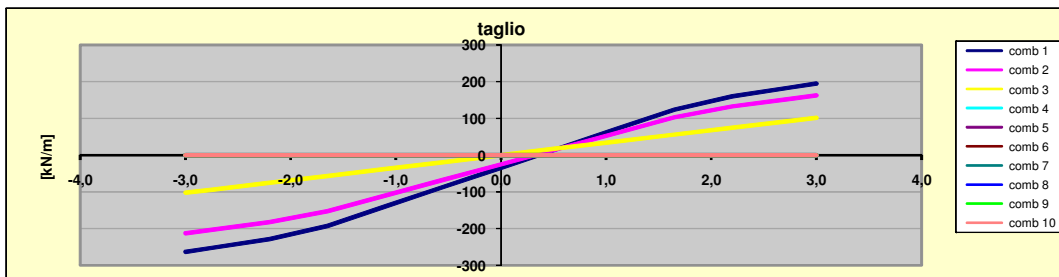
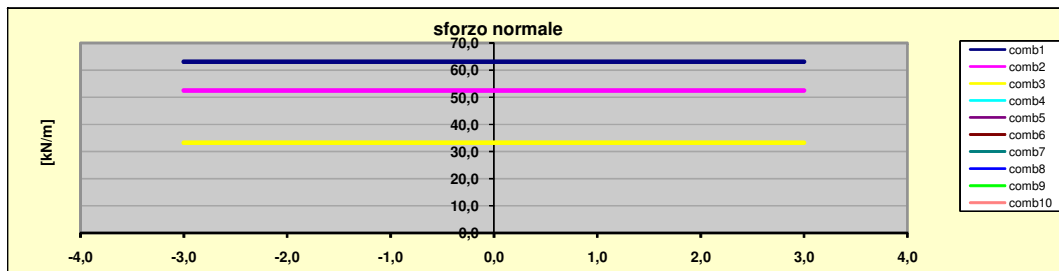
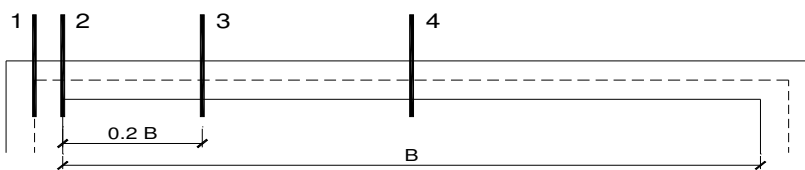


Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

Per la lettura dei successivi grafici, si richiamano nella seguente tabella le combinazioni di carico analizzate allo SLE nel seguente ordine: rara, frequente e quasi permanente.

condizioni di carico	1	2	3
peso proprio + perm.	1	1	1
falda + spinta terreno	1	1	1
sovraccarico A	1	0,75	0
sovraccarico B	1	0,4	0
sovraccarico terreno sn	1	0,4	0
sovraccarico terreno dx	1	0,4	0
frenatura	1	0,75	0
sisma	0	0	0

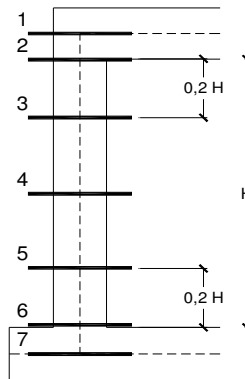
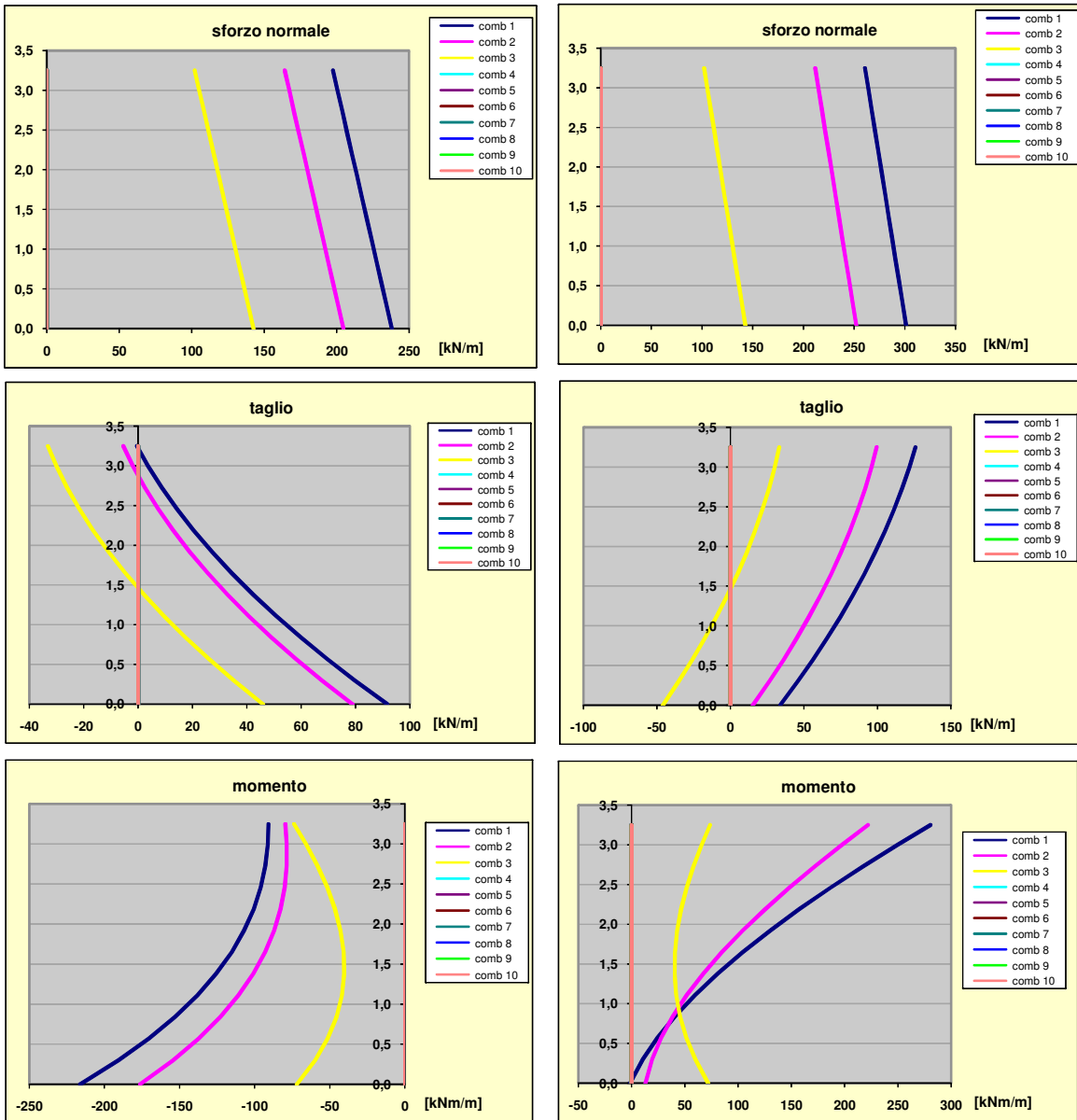
### SOLETTA





Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
 tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
 Collegamento viario Masserano-Ghemme  
 Progetto Definitivo

**PARETI**



### FONDAZIONE

