



## PROLUNGAMENTO DELLA S.S. n° 9 "TANGENZIALE NORD di REGGIO EMILIA" NEL TRATTO DA S. PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE

### PROGETTO DEFINITIVO

**COORDINAMENTO GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

 **COMUNE DI REGGIO EMILIA**  
ing. David Zilioli - Dirig. U.diP. Area Nord

**IL PROGETTISTA:**

dott. ing. Andrea Burchi  
Ordine Ingegneri di Bologna n° 7927A



**GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

  
**SITECO**  
ing. Andrea Burchi

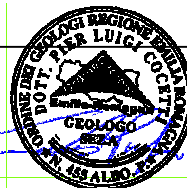
**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

dott. ing. Rodolfo Biondi  
Ordine Ingegneri di Modena n° 1256



**IL GEOLOGO:**

dott. geol. Pier Luigi Cocetti  
Ordine Geologi della Regione Emilia Romagna n° 455



**PROGETTISTA**

dott. ing. Andrea Burchi  
Ordine Ingegneri di Bologna n° 7927A  


VISTO: IL RESPONSABILE  
DEL PROCEDIMENTO

ing. Angela Maria Carbone

VISTO: IL RESPONSABILE  
UNITA' DEL COORDINAMENTO

ing. Nicola Dinnella

PROTOCOLLO

DATA

## 15\_OPERE STRUTTURALI ST07 – SOTTOVIA CICLABILE VIA FERRARONI RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.

COBO27    D    1101

NOME FILE

15.69 T00ST07STRRE01A.DWG

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. T00ST07STRRE01

A

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
C					
B					
A	EMISSIONE	settembre 2013	ing. S. Venturelli	ing. A. Frascari	ing. A. Burchi

1	DESCRIZIONE GENERALE.....	3
2	NORMATIVA E RIFERIMENTI .....	5
2.1	Opere in c.a. e strutture metalliche .....	5
2.2	Altri documenti .....	6
3	CRITERI DI CALCOLO.....	7
3.1	Criteri e definizione dell'azione sismica .....	7
3.2	Combinazioni di carico .....	10
3.2.1	Combinazioni per la verifica allo SLU .....	10
3.2.2	Combinazioni per la verifica allo SLE .....	11
3.2.3	Combinazioni per la condizione sismica .....	11
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	12
4.1	Conglomerato cementizio per sottofondazioni.....	12
4.2	Conglomerato cementizio per fondazioni .....	12
4.3	Conglomerato cementizio per elevazioni .....	12
4.4	Acciaio per cemento armato .....	13
5	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	14
5.1	Copriferro minimo e copriferro nominale.....	15
6	PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE .....	16
7	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	18
7.1	Programmi di calcolo utilizzato .....	19
7.2	Modellazione adottata.....	19
7.3	Condizioni di carico elementari .....	21
7.3.1	Peso proprio e carichi permanenti portati .....	21
7.3.2	Spinta del terreno nelle verifiche strutturali.....	22
7.3.3	Carico dell'acqua .....	22
7.3.4	Carichi mobili verticali sulla soletta superiore .....	23
7.3.5	Spinta del sovraccarico sul rilevato .....	24
7.3.6	Frenatura.....	26
7.3.7	Azioni termiche .....	27
7.3.8	Azione sismica .....	27
7.4	Calcolo delle sollecitazioni .....	29
7.5	Schemi di carico.....	31
7.6	Risultati .....	38
8	VERIFICHE STRUTTURALI .....	40
8.1	Soletta superiore .....	40
8.2	Piedritti .....	43
8.3	Soletta inferiore .....	46
8.4	Verifiche geotecniche .....	49
8.5	Verifica a galleggiamento.....	51

---

<b>9</b>	<b>VERIFICHE MURI AD U .....</b>	<b>53</b>
9.1	Caratteristiche geometriche.....	53
9.2	Modellizzazione .....	55
9.3	Risultati .....	56
9.4	Verifiche strutturali .....	57
9.5	Verifica a galleggiamento.....	62

## 1 DESCRIZIONE GENERALE

La presente relazione riguarda il sottovia ciclabile via Ferraroni, con dimensioni in retto di 5,00x4,50m, previsto nell'ambito dei lavori inerenti il "Prolungamento della S.S. n°9 Tangenziale Nord di Reggio Emilia nel tratto da S. Prospero Strinati a Corte Tegge", in corrispondenza della pk. km 2 + 948.85.

Lo scatolare nasce con la funzione di dare continuità ciclabile e pedonale al sottovia ferroviario esistente di via Ferraroni, che verrebbe ostacolato dalla nuova viabilità, in direzione nord-ovest.

Longitudinalmente, l'opera scatolare si sviluppa per una lunghezza di 36,00 m, come è possibile vedere dalla seguente immagine, e sarà suddivisa in conci di lunghezza inferiore ai 20 metri, al fine di evitare la nascita di fenomeni tensionali longitudinali.

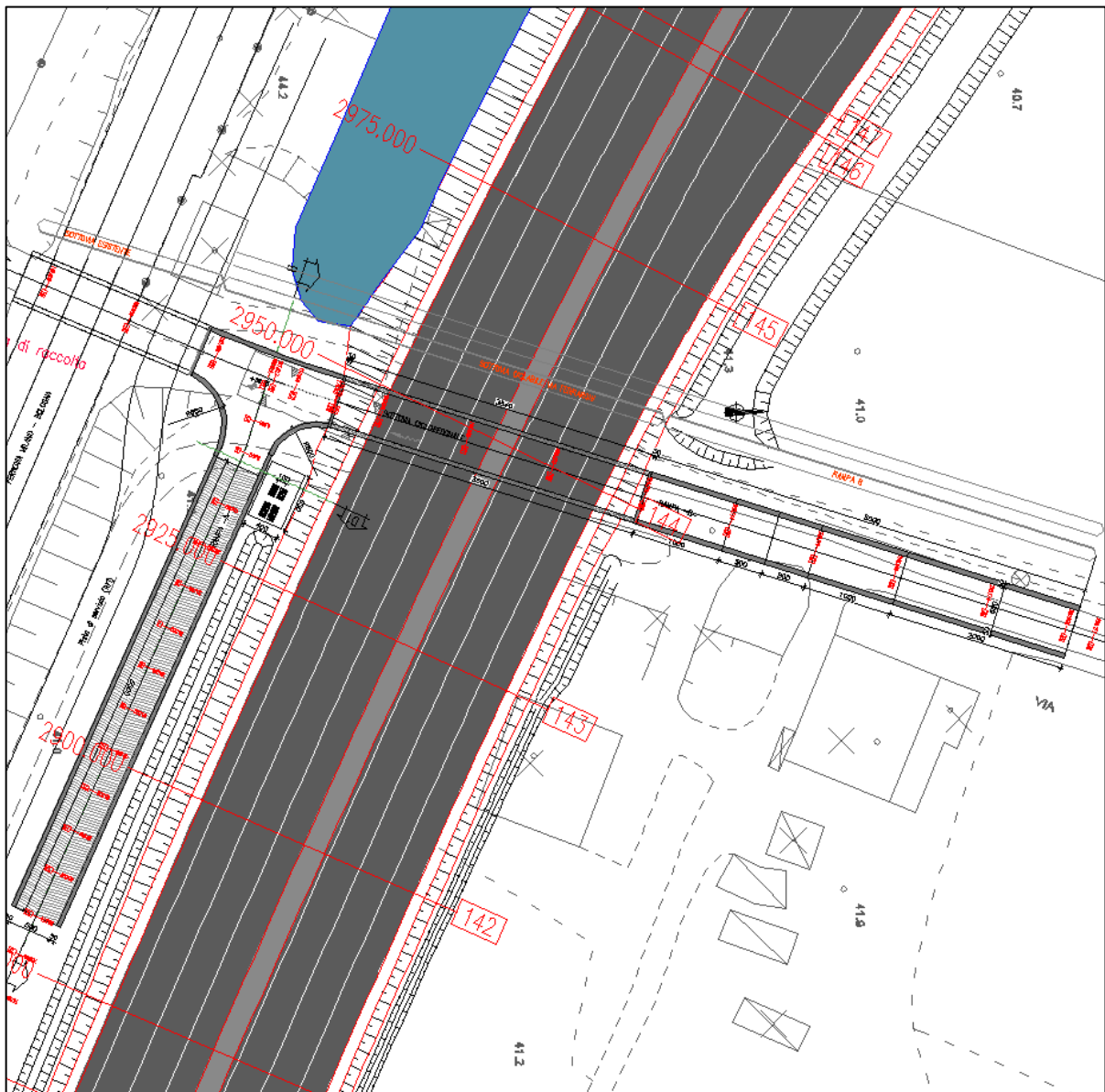


Figura 1 – Planimetria di progetto

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con l'aggiunta delle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti stradali D.M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma così come riportato nei capitoli successivi.

Il dimensionamento è il risultato dello studio effettuato su una struttura piana che descrive una striscia larga 1,00m.

## 2 NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

### 2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche

- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 "Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: "Criteri generali di progettazione strutturale";
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: "Carico da traffico sui ponti";
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: "Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: "Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi";
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: "Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti";
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

## **2.2 Altri documenti**

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo

### 3 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

#### 3.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

A riguardo del calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara) (EC2 § 7.2). Tale combinazione, in accordo al punto § 7.10.6.1., consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.



**RELAZIONE DI CALCOLO**

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  espresso in anni, vale:

$$T_R(\text{SLV}) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{VR})} = 1898 \text{anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ .

$a_g \rightarrow$  accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0 \rightarrow$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^* \rightarrow$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S \rightarrow$  coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ ).

Per i valori delle caratteristiche sismiche ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ ) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, si assumono i valori:

- $a_g = 0,243g$  ;
- $F_0 = 2,434$  ;
- $T_c^* = 0,314s$ .

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (NT § 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "B".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(\text{SLV})=1,4-0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g=1,16 \leq 1,2$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione

$$a_{\max}(\text{SLV})=S \cdot a_g=S_s \cdot a_g = 1,16 \cdot 0,243g=0,282g$$

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$ , assume il valore:

$$\beta_m=1$$

Pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

$$(SLV) \quad k_h=\beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}=0,282 \quad k_v=\pm 0,5 \cdot k_h=0,141$$

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NT § 7.11.6.2.1 e EC8-5 § 7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

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

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto  $h_{\text{scat}}/2$ , con "h<sub>tot</sub>" altezza dal piano stradale alla fondazione dello scatolare e h<sub>scat</sub> l'altezza dello scatolare.

Essendo "ΔP<sub>d</sub>" la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

### 3.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NT.

#### 3.2.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 3.I e 3.II per i parametri geotecnici e le azioni.

1. combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR
2. combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO (carico limite)

Tabella 3.I - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1	1,25
Resistenza non drenata	$c'_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1	1

Tabella 3.II - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO $\gamma_F$	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanente	favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1	1
	sfavorevole		1,1	1,35	1
Permanente non strutturali	favorevole	$\gamma_{G2}$	0 (0,9)	0	0
	sfavorevole		1,5 (1,1)	1,35	1
Variabili da traffico	favorevole	$\gamma_Q$	0	0	0
	sfavorevole		1,35	1,35	1,15
Variabili	favorevole	$\gamma_{Qi}$	0	0	0
	sfavorevole		1,5	1,5	1,30

Tabella 3.III - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per la resistenza del sistema

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$
Scorrimento	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_{R=1}$	$\gamma_{R=1}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$$

### 3.2.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente}) \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Quasi permanente}) \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara}) \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

### 3.2.3 Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

$$\text{STR}) \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI e § 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0,2$  (condizione cautelativa).

Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si può assumere  $\psi_{2i} = 0$ .

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

### 4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	-
Classe di consistenza	S4 / S5
Copriferro minimo	4.0 cm

### 4.2 Conglomerato cementizio per fondazioni

Classe	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15,867 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,766 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,936 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,2911 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4

### 4.3 Conglomerato cementizio per elevazioni

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,117 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,411 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4
Classe di consistenza	S4

#### 4.4 Acciaio per cemento armato

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

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

## 5 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

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

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Fondazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Elevazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4-XD1-XF1

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 5.I: Descrizione delle condizioni ambientali

Le fondazioni dei muri si trovano in condizioni ambientali *Ordinarie*, le elevazioni in condizioni *Aggressive*.

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 5.II: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

In **grigio chiaro** sono indicate gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche delle fondazioni in **grigio scuro** sono indicati quelli per le elevazioni.

## 5.1 Copriferro minimo e copriferro nominale

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

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

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 40mm, pertanto  $c_{nom}=45$  mm, **valore valido per tutte le parti di struttura.**



## 6 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno ai fini del calcolo delle strutture sono ricavati dalla Relazione Geotecnica Generale, rif. T00GE00GETRE01A e dalle tavole del profilo geotecnico longitudinale.

I parametri geotecnici necessari al calcolo sono:

### PARAMETRI MECCANICI CARATTERISTICI

#### PROVE DI RIFERIMENTO: SONDAGGIO S-D (ROSSO)

STRATO (m)	CAMPIONE			ANALISI DI LABORATORIO										NSPT IN FORO				
	SIGLA	H <sub>camp</sub> (m)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	ATTERBERG			C <sub>u</sub> (kPa)	C <sub>um</sub>   C <sub>uk</sub> (kPa)	C' (kPa)	C' <sub>m</sub>   C' <sub>k</sub> (kPa)	φ' (°)	φ' <sub>m</sub>   φ' <sub>k</sub> (°)	STRATO (m)	H <sub>NSPT</sub> (m)	N <sub>spt</sub> Nominale	N <sub>spt</sub> MEDIO	φ' <sub>m</sub>   φ' <sub>k</sub> (°)	
1	0.0 3.8	SD-C1	2.80	19.5	56	27	29	31.0	31.0	28	9.0	9.0	8	24.8	-	-	-	-
2	3.8 10.0	SD-C2 SD-C3	5.30 7.70	19.5 18.8	49	27	22	56.0	53.0	49	12.0 46.0	29.0	27	26.1 22.4	-	-	-	-
3	10.0 12.9	SD-C4	10.10	17.7	56	28	28	40.0	40.0	37	6.0	6.0	6	24.8	-	-	-	-
4	12.9 17.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	17.1 19.1	SD-C5	17.50	19.0	51	26	25	43.7	43.7	40	-	-	-	-	-	-	-	-
6	19.1 23.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	23.7 30.5	SD-C6	23.90	19.7	64	28	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	30.5 39.5	SD-C7 SD-C8	30.70 35.20	18.5 19.1	68	30	38	82.8	73.9	68	-	-	-	-	-	-	-	-
9	39.5 40.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	39.7	99	99.0	45.0	41.3

#### LEGENDA PARAMETRI

φ' <sub>k</sub>	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
φ' <sub>dM1</sub>	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
φ' <sub>dM2</sub>	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
E' <sub>25</sub>	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno;
E <sub>UR</sub>	Modulo elastico secante in ricarico;
K <sub>OK</sub>	Valore caratteristico del coefficiente di spinta a riposo;
K <sub>OM1</sub>	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K <sub>OM2</sub>	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K <sub>AK</sub>	Valore caratteristico del coefficiente di spinta attiva;
K <sub>AM1</sub>	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K <sub>AM2</sub>	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K <sub>PK</sub>	Valore caratteristico del coefficiente di spinta passiva;
K <sub>PM1</sub>	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K <sub>PM2</sub>	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
γ <sub>n</sub>	Peso di volume naturale;
γ'	Peso di volume sommerso;
k	Permeabilità;

La falda è assunta a quota 38,87 m slm, secondo quanto riportato successivamente.

Per completezza si riporta anche la stratigrafia in corrispondenza dell'opera oggetto di verifica desunta dalla Relazione Geotecnica Generale, rif. T00GE00GETRE01A.

PARAMETRI DI COMPRESSIBILITA' DA PROVE EDOMETRICHE

PROVE DI RIFERIMENTO: SONDAGGIO S-D (ROSSO)

STRATO (m)	CAMPIONE			MODULO EDOMETRICO PER GLI INTERVALLI TENSIONALI SIGNIFICATIVI											
	CODICE	H <sub>camp</sub> (m)	γ (kN/m³)	σ <sub>vo</sub> (kPa)	σ <sub>p</sub> (kPa)	OCR	Ed (kPa)	Ed <sub>m</sub>   Ed <sub>k</sub> (kPa)	σ <sub>vo</sub> +Δσ <sub>v</sub> /2 kPa	Ed (kPa)	Ed <sub>m</sub>   Ed <sub>k</sub> (kPa)	σ <sub>vo</sub> +Δσ <sub>v</sub> kPa	Ed (kPa)	Ed <sub>m</sub>   Ed <sub>k</sub> (kPa)	
1	0.0 3.8	SD-C1 -	2.80 -	19.5 -	54.6 -	160.2 -	2.9 -	4641 -	4641   4503	126.5 -	4611 -	4611   4474	198.5 -	5375 -	5375   5215
2	3.8	SD-C2	5.30	19.5	78.4	240.5	3.1	4477	4299   4171	149.9	5096	5072   4921	221.5	5463	5762   5591
	10.0	SD-C3	7.70	18.8	95.8	265.6	2.8	4120	-	166.5	5047	-	237.2	6061	-
3	10.0	SD-C4	10.10	17.7	105.8	69.5	0.7	1705	1705   1654	175.2	2495	2495   2421	244.6	3363	3363   3263
	12.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	12.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	17.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	17.1	SD-C5	17.50	19.0	185.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	19.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	19.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	23.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	23.7	SD-C6	23.90	19.7	259.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	30.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	30.5	SD-C7	30.70	18.5	289.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	39.5	SD-C8	35.20	19.1	348.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	39.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	40.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

STRATIGRAFIA AREA DI INDAGINE

PROVE DI RIFERIMENTO: SONDAGGIO S-D (ROSSO)

H Falda (m) = 2.8

STRATO (m)			DESCRIZIONE LITOLOGIA DELLO STRATO	CAMPIONE		Nspt
				Codice	Profondità(m)	Profondità(m)
1	0.0	3.8	Limo Argilloso debolmente sabbioso	SD-C1	2.80	-
2	3.8	10.0	Argilla debolmente limosa	SD-C2	5.30	-
				SD-C3	7.70	-
3	10.0	12.9	Argilla debolmente limosa, da 11.90 limo sabbioso	SD-C4	10.10	-
				-	-	-
4	12.9	17.1	Ghiaia grossolana in abbondante matrice sabbiosa	-	-	-
5	17.1	19.1	Argilla debolmente limosa di colore grigio	SD-C5	17.50	-
				-	-	-
6	19.1	23.7	Ghiaia grossolana in abbondante matrice sabbiosa	-	-	-
				-	-	-
7	23.7	30.5	Alternanze di argille limose e sabbie	SD-C6	23.90	-
				-	-	-
8	30.5	39.5	Argilla debolmente limosa di colore grigio	SD-C7	30.70	-
				SD-C8	35.20	-
9	39.5	40.0	Ghiaia media in matrice sabbiosa e limosa	-	-	39.7
				-	-	-

Modulo di deformazione

Il valore della costante di sottofondo è stato ottenuto mediante una formulazione approssimata.

$$k_s = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)} = \frac{4503}{1(1-0.3^2)} = 4948 \text{ kN/m}^3 = 0,49 \text{ kg/cm}^3$$

Si è assunta la costante di sottofondo del terreno di fondazione pari a  $K_s = 4900 \text{ kN/m}^3$ .

## 7 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il tombino scatolare presenta sezione corrente di forma quadrata ed è realizzato da una soletta di fondazione su cui si innestano i piedritti, costituiti da setti continui in cemento armato a spessore costante e sui quali si realizzerà la soletta di copertura, costituita da una piastra in calcestruzzo armato gettata in opera, anch'essa a spessore costante.

La geometria è quella riportata nella Fig. 2

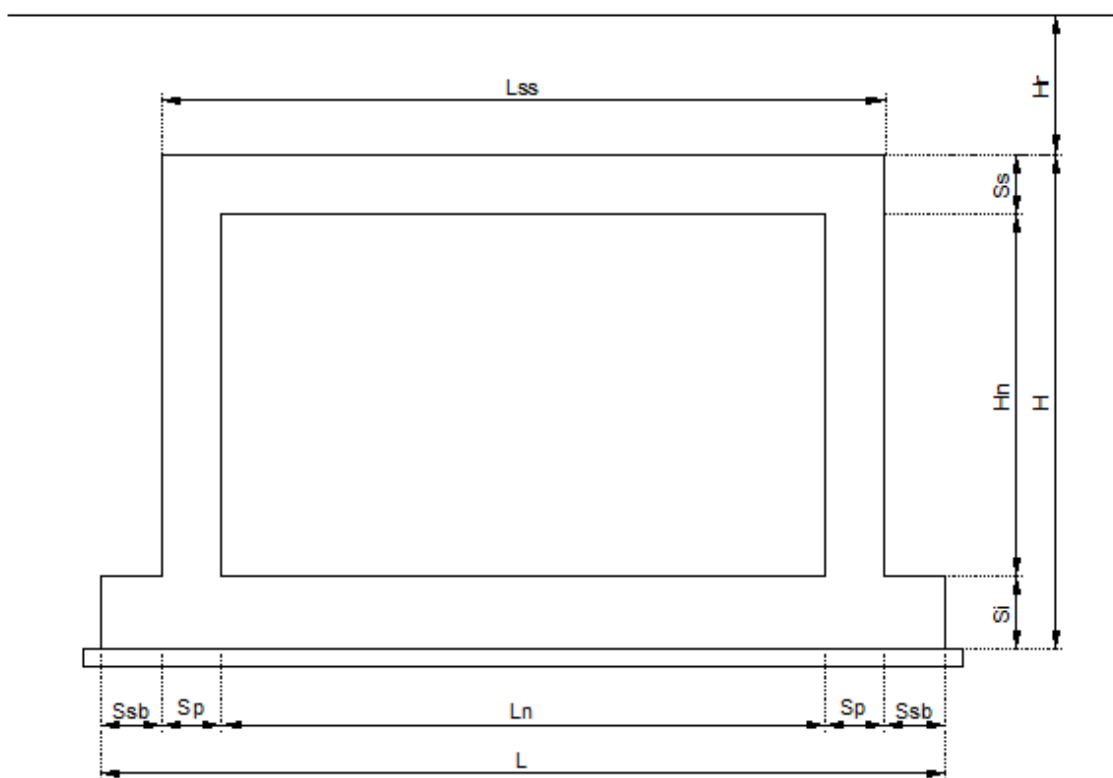


Figura 2 – Sezione trasversale scatolare

$$L_n = 5,00 \text{ m}$$

$$L = 6,40 \text{ m}$$

$$L_{ss} = 6,00 \text{ m}$$

$$S_s = 0,50 \text{ m}$$

$$S_i = 0,60 \text{ m}$$

$$S_p = 0,50 \text{ m}$$

$$S_{sb} = 0,20 \text{ m}$$

$$H_r = 0,60 \text{ m}$$

$$H_n = 4,50 \text{ m}$$

$$H = 5,60 \text{ m}$$

## 7.1 Programmi di calcolo utilizzato

Il calcolo della struttura in esame viene condotto con il programma SAP 2000 Advanced 14.0.0, prodotto da Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA.

## 7.2 Modellazione adottata

Per la mesh del calcolo (si rimanda alle Figg. 2 e 3) si è assunto lo schema statico di telaio chiuso. La mesh è composta da 4 aste e da 4 nodi; l'output dell'indagine elettronica viene raccolto nell'allegato.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

La costante di sottofondo del terreno di fondazione, come determinata nella Relazione Geotecnica al rif.T00GE00GETRE01A, è pari a:

$$K_{s_{vert}} = 4900 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{s_{orizz}} = (1/3) K_{s_{vert}} = 1633 \text{ kN/m}^3$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_s$  cm per la soletta superiore
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_i$  cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_p$  cm per i piedritti

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle Figg.3 e 4.

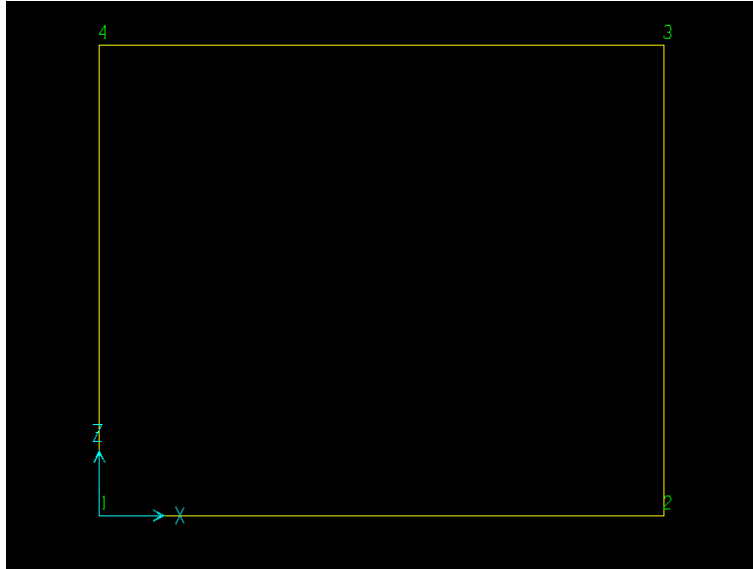


Figura 3 – Numerazione dei nodi

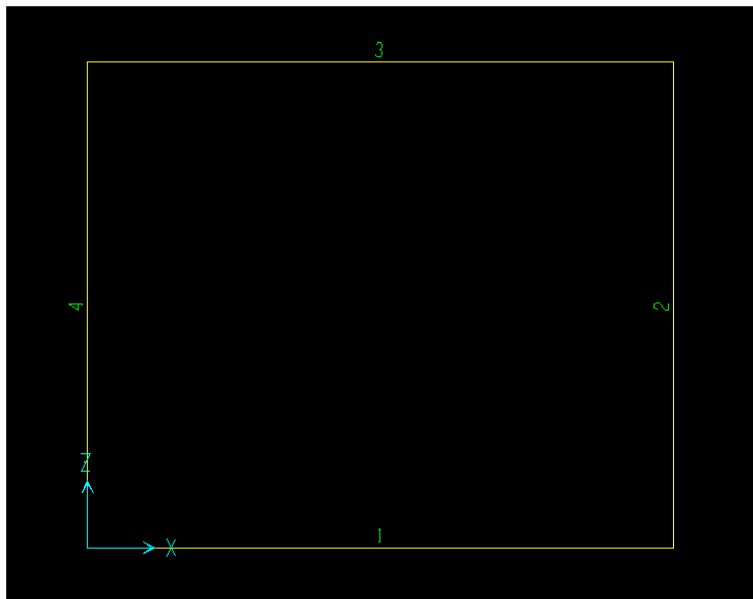


Figura 4 – Numerazione delle aste

### 7.3 Condizioni di carico elementari

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

Vengono prese in considerazione n° Condizioni Elementari di carico (CDC1÷ CDC 17), di seguito determinate.

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente. I principali parametri geometrici, come illustrato in Fig.1, risultano essere i seguenti:

- spessore totale medio del ricoprimento (piano stradale-estradosso soletta):  $H_r = 0,60$  m
- larghezza utile dello scatolare:  $L_n = 5,00$  m
- altezza interna del sottopasso  $H_n = 4,50$  m
- spessore della soletta superiore:  $S_s = 0,50$  m
- spessore dei piedritti:  $S_p = 0,50$  m
- spessore della fondazione:  $S_j = 0,60$  m

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m<sup>3</sup>
- rilevato 20 kN/m<sup>3</sup>
- sovrastruttura stradale 20 kN/m<sup>3</sup>
- materiale di reinterro 20 kN/m<sup>3</sup>

#### 7.3.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

##### Soletta superiore

- peso proprio	0,50 * 25	12,50kN/m <sup>2</sup>
- peso sovrastruttura stradale	0,60 * 20	12,00kN/m <sup>2</sup>
		-----
	totale	<b>24,50kN/m<sup>2</sup></b>

##### Soletta inferiore

- peso proprio	0,60 * 25	<b>15,00kN/m<sup>2</sup></b>
----------------	-----------	------------------------------

##### Sbalzi

- peso proprio	0,60 * 25 * (0,20)	3kN/m <sup>2</sup>
- peso sovrastruttura stradale	(5,9* 20) *(0,20)	23,60kN/m <sup>2</sup>
		-----
	totale	<b>26,60kN/m<sup>2</sup></b>

##### Piedritti

- peso proprio	0,50 *25	<b>12,50kN/m<sup>2</sup></b>
----------------	----------	------------------------------

Tali carichi vengono considerati nella Condizione Elementare CDC 1.

### 7.3.2 Spinta del terreno nelle verifiche strutturali

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$ ;
- angolo di attrito  $\phi=25^\circ$ ;

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva  $\lambda_a = 0,406$  ed un coefficiente di spinta a riposo  $\lambda_o = 0,577$ .

Vengono presi in considerazione i due coefficienti di spinta: il primo massimizza nelle varie combinazioni di carico il momento in mezzeria, mentre il secondo all'incastro.

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

$$p_h = \lambda_a \gamma_t z$$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Le pressioni del terreno relative alla spinta a riposo, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$P_{\min} = [20 * 0,85] * 0,577 = \mathbf{9,81 \text{ kN/m}^2}$$

$$P_{\max} = P_{\min} + [20 * 6,2] * 0,577 = \mathbf{71,55 \text{ kN/m}^2}$$

Tali spinte vengono considerate nella Condizione Elementare (CDC 4) su entrambi i piedritti.

Le pressioni del terreno relative alla spinta attiva, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$P_{\min} = [20 * 0,85] * 0,406 = \mathbf{6,91 \text{ kN/m}^2}$$

$$P_{\max} = P_{\min} + [20 * 6,2] * 0,406 = \mathbf{57,26 \text{ kN/m}^2}$$

Tali spinte vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

- a) agenti su entrambi i piedritti (spinta attiva) (CDC 2)
- b) agenti sul piedritto sinistro (spinta a riposo) e sul piedritto destro (spinta attiva) (CDC 3)

La condizione di carico CDC3, serve a mettere in conto possibili situazioni (anche temporanee) di disomogeneità nei costipamenti o altre condizioni che possano generare situazioni di spinte asimmetriche sull'opera.

Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

### 7.3.3 Carico dell'acqua

La falda si attesta a -3.00 m rispetto il piano campagna, pertanto in corrispondenza della sezione di analisi la quota di falda è posta a + 38,87 m s.l.m., s metri al di sopra dell'intradosso della soletta inferiore (CDC17).

Le pressioni massime assumeranno i seguenti valori:

$$P_{v,\max} = [10 * 2,00] = \mathbf{20 \text{ kN/m}^2}$$

$$P_{h,\max} = [10 * 2,00] * 0,577 = \mathbf{11,54 \text{ kN/m}^2}$$

### 7.3.4 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore

Con riferimento alle norme vigenti (vedi paragrafo 5.1.3 del D.M. 14-01-2008, paragrafo 4.3 e 4.4 di EN 1991-2\_2005) come azioni variabili da traffico gravante sulla soletta superiore si assume lo schema di carico 1. Il carico di normativa applicato è il  $Q_{1,k}$ , ossia il mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem), con interasse di 1,20m lungo il senso di marcia e di larghezza 2,40m (comprese le dimensioni delle impronte) e ove possibile, il carico ripartito  $q_{1,k}$  da 9kN/m<sup>2</sup>.

Tale carico viene posizionato ortogonalmente all'asse del sottopasso e considerato ripartito, sia in direzione longitudinale che trasversale, con un angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale, e 45° sino al piano medio della soletta superiore.

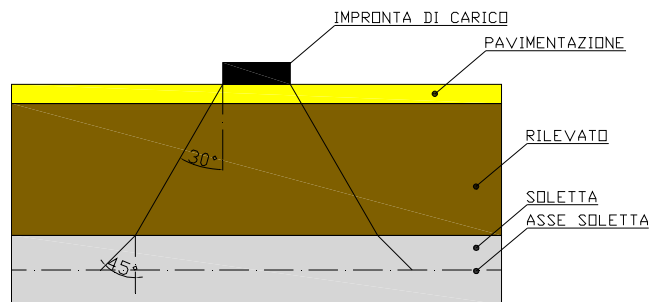


Figura 5 – Diffusione impronta di carico

In direzione trasversale, quale base collaborante viene considerato un valore pari alla larghezza di ingombro dello schema di carico uguale a 2,40m aumentata dello spessore di diffusione del carico.

Limitando la diffusione del carico lato seconda colonna di carico a 0,30m (come in Fig.6) la larghezza di diffusione trasversale diventa:

$$B_T = 2,40 + 0,3 + (0,60 \cdot \text{tg}30^\circ + 0,50/2) = \mathbf{3,30m}$$

Ingombro longitudinale:

$$L_L = 1,60 + 2 \cdot (0,60 \cdot \text{tg}30^\circ + 0,50/2) = \mathbf{2,80m}$$

Carico medio uniforme:

$$Q_{1k,dis} = 600 / (3,30 \cdot 2,80) = \mathbf{64,94kN/m^2}$$

Carico ripartito:

$$q_{1k,dis} = \mathbf{9 \text{ kN/m}^2}$$



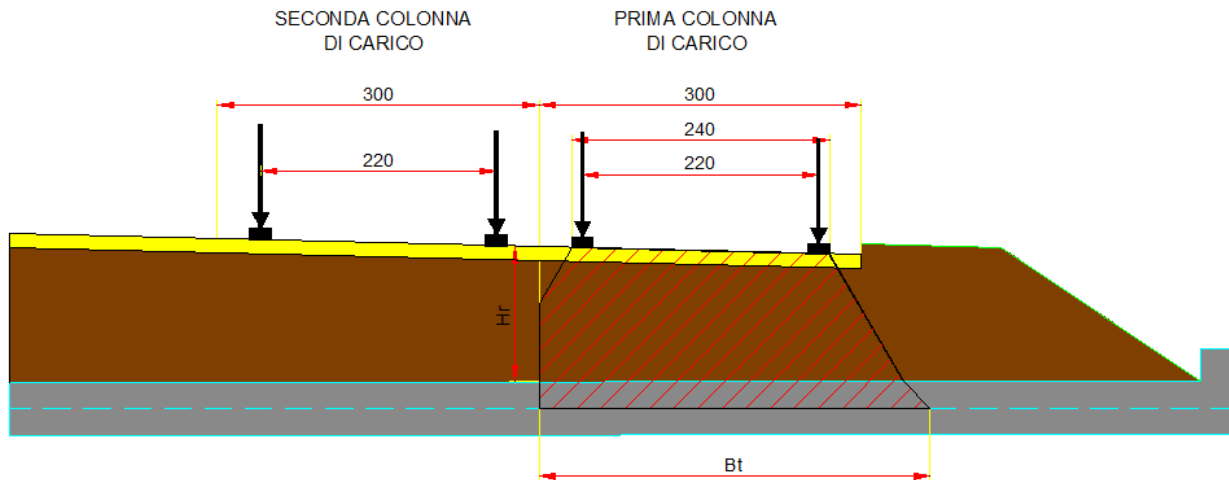


Figura 6 – Diffusione trasversale del carico mobile

Tali carichi vengono considerati nella Condizione Elementare CDC 5-6.

La CDC 5 prevede un carico  $Q_{1k,dis}$  centrato sulla soletta superiore.

La CDC 6 prevede un carico  $Q_{1k,dis}$  eccentrico (a filo piedritto) sulla soletta superiore.

### 7.3.5 Spinta del sovraccarico sul rilevato

In accordo con quanto riportato nella circolare n°17 al §5.1.3.3.7.1, il sovraccarico da considerare sul terrapieno adiacente la parete dello scatolare, è quello generato dallo schema di carico 1, dove il carico tandem è sostituito da un carico uniformemente distribuito.

Il carico tandem trasformato in carico uniformemente distribuito assume il valore  $600/(3*2,2)=90,91\text{kN/m}^2$ .

Il carico uniformemente distribuito  $q_{ik}=9\text{ kN/m}^2$  viene sommato al carico tandem distribuito.

Mettendo in conto il ricoprimento con rilevato della struttura, il quale contribuisce a diffondere il carico fino al piano di estradosso soletta, il carico distribuito da utilizzare per il calcolo delle spinte agenti sulle pareti dello scatolare risulta  $600/((3+0,60*\text{tg}30^\circ)*(2,2+2*0,60*\text{tg}30^\circ))=61,92\text{ kN/m}^2$

Schema di carico utilizzato a ridosso del rilevato (direzione asse corsia)

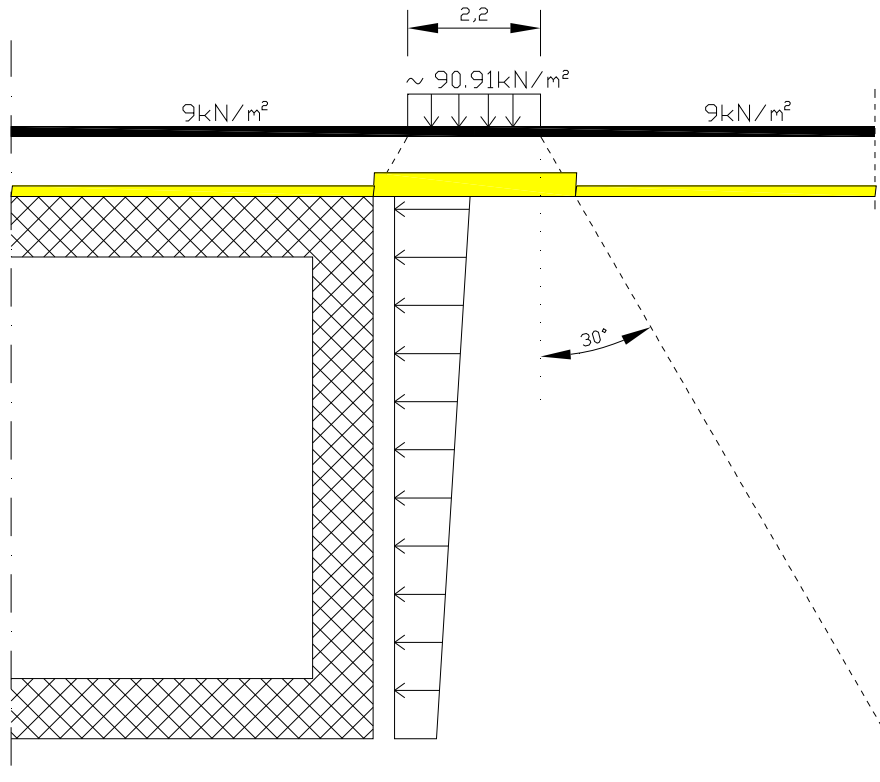
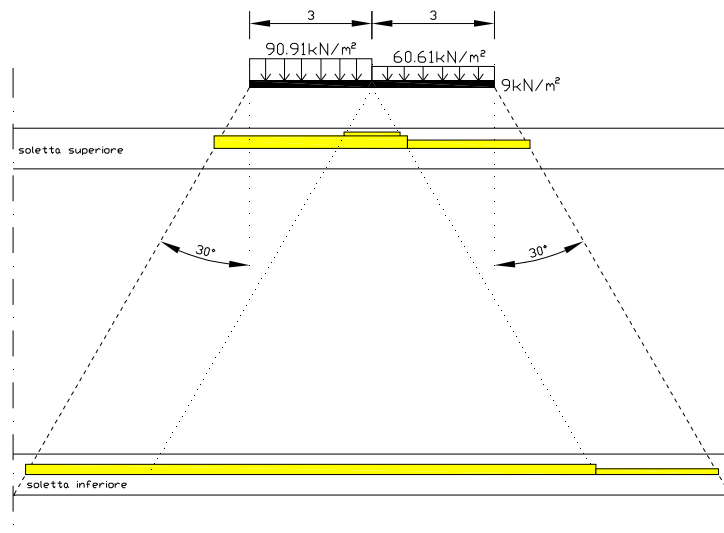
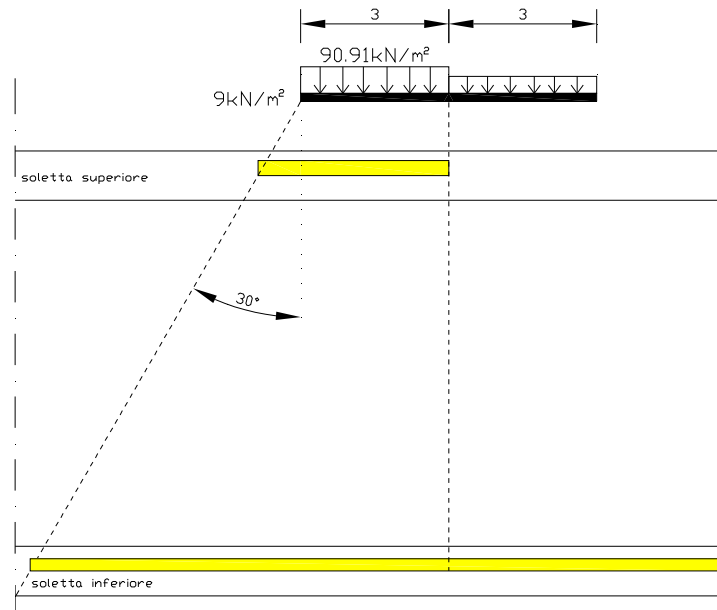


Figura 7 – Spinta del sovraccarico sul rilevato

Utilizzando due colonne di carico, e la ripartizione trasversale del carico di superficie distribuito, si ottiene quanto riportato nell'immagine seguente:



Per il calcolo delle azioni agenti sulle pareti dello scatolare, si considera il carico distribuito dovuto alla colonna di carico 1, limitando la diffusione del carico sul lato della seconda colonna di carico come schema seguente:



Tale distribuzione di carico fornisce alle pareti una spinta variabile lungo l'altezza, con intensità nei nodi superiore e inferiore pari a (asse solette):

$$\begin{aligned} \sigma_{1v,sup} &= 600 / ((3 + 0,60 \cdot \text{tg}30^\circ + 0,25 \cdot \text{tg}30^\circ) \cdot (2,20 + 2 \cdot 0,60 \cdot \text{tg}30^\circ + 0,25 \cdot \text{tg}30^\circ)) &= 56,55 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{2v,sup} &= (9 \cdot 3) / (3 + 0,6 \cdot \text{tg}30^\circ) &= 8,06 \text{ kN/m}^2 \\ q'_{acc,sup} &= (\sigma_{1v,sup} + \sigma_{2v,sup}) \cdot 0,577 &= 37,28 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{1v,inf} &= 600 / ((3 + 6,2 \cdot \text{tg}30^\circ) \cdot (2,2 + 2 \cdot 0,6 \cdot \text{tg}30^\circ + 5,6 \cdot \text{tg}30^\circ)) &= 14,48 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{2v,inf} &= (9 \cdot 3) / (3 + 6,20 \cdot \text{tg}30^\circ) &= 4,11 \text{ kN/m}^2 \\ q'_{acc,inf} &= (\sigma_{1v,inf} + \sigma_{2v,inf}) \cdot 0,577 &= 10,73 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tali spinte vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

- a) agenti sul piedritto sinistro (CDC 7)
- b) agenti sul piedritto destro (CDC 8)
- c) agenti su ambo i piedritti (CDC 9)

### 7.3.6 Frenatura

In accordo con il § 5.1.3.5 del D.M. 14-01-2008 e § 4.4.1 di UNI EN 1991-2:2005 il carico frenante di normativa ( $q_3$ ) è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1, il quale viene ripartito sulla lunghezza collaborante (L) e sulla larghezza della corsia  $w_l$  (CDC 10-11):

$$\text{Carico frenante} \quad q_3 = 0,60 \cdot 2 \cdot Q_{1k} + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 9 \cdot 2,5 \cdot 2,80 = 367 \text{ kN}$$

**RELAZIONE DI CALCOLO**

L'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla larghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico ( $L_{dt}$ ), con la seguente relazione:

$$q_{3,dis} = 367 / (5,50 * 3,30) = 20,22 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico viene considerato nelle seguenti Condizioni Elementari:

- a) agente verso sinistra (CDC 10)
- b) agente verso destra (CDC 11)

**7.3.7 Azioni termiche**

In accordo con il § 3.5 del D.M. 14-01-2008 sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata una variazione termica uniforme di  $\pm 15^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore (CDC 12) ed un salto termico di  $5^\circ\text{C}$ , analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore (CDC 13-14).

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 * 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

**7.3.8 Azione sismica**

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

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

$$F_h = P * k_h$$

$$k_h = \beta_m * \frac{a_{max}}{g}$$

(SLV)  $k_h = \beta_m * \frac{a_{max}}{g} = 0,243$   $k_v = \pm 0,5 * k_h = 0,141$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici.

Si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte e rientrando così tra le opere che si muovono con il terreno; queste categorie di opere non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta P$  per la condizione a riposo viene valutato:

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

Ai fini delle azioni verticali

- sulla soletta superiore si ha:
 

Permanente	12,00	kN/m <sup>2</sup>
------------	-------	-------------------

RELAZIONE DI CALCOLO

Soletta	12,50	kN/m <sup>2</sup>
Inerzia soletta+permanente (P*k <sub>v</sub> )	<b>6,27</b>	kN/m <sup>2</sup>

- sui piedritti si ha:

$$P \cdot k_v = 0,50 \cdot 25 \cdot 0,141 = \mathbf{1,762 \text{ kN/m}}$$

Ai fini delle azioni orizzontali :

- Spinta inerziale sulla soletta superiore:

$$P \cdot k_h = (12,00 + 12,50) \cdot 0,243 = \mathbf{10,81 \text{ kN/m}}$$

- Spinta inerziale sui piedritti:

$$P \cdot k_h = 0,50 \cdot 25 \cdot 0,243 = \mathbf{3,04 \text{ kN/m}}$$

- Sovrappinta sismica :

$$S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot} = 1,20 \cdot 0,243 \cdot 19 \cdot 6,2 = \mathbf{34,35 \text{ kN/m}}$$

Tali carichi vengono considerate nelle seguenti Condizioni Elementari:

- |                                |          |
|--------------------------------|----------|
| a) azioni sismiche orizzontali | (CDC 15) |
| b) azioni sismiche verticali   | (CDC 16) |

## 7.4 Calcolo delle sollecitazioni

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

CD	Tipo	Descrizione
1	Gk	Peso proprio e carichi permanenti portati
2	Gk	Spinta delle terre attiva sui piedritti
3	Gk	Spinta delle terre riposo sx attiva dx
4	Gk	Spinta delle terre riposo
5	Qk	Carico mobile centrato
6	Qk	Carico mobile a filo piedritto
7	Qk	Spinta sovraccarico accidentale piedritto sinistro
8	Qk	Spinta sovraccarico accidentale piedritto destro
9	Qk	Spinta sovraccarico accidentale piedritto dx - sx
10	Qk	Frenatura sinistra
11	Qk	Frenatura destra
12	Qk	Variazione termica uniforme +15°
13	Qk	Variazione termica a farfalla +5°
14	Qk	Variazione termica a farfalla -5°
15	Qk	Sisma orizzontale
16	Qk	Sisma verticale
17	Qk	Carico acqua interna

Al fine di determinare le combinazioni come da norma (§3.2), si definisce la classificazione delle azioni e le combinazioni allo SLU e SLE.

Classificazione delle azioni agenti sulla struttura.

<b>a</b>	PERMANENTI + PORTATI
<b>b</b>	SPINTE
<b>c</b>	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA
<b>d</b>	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO
<b>e</b>	FRENATURA
<b>f</b>	FORZA CENTRIFUGA
<b>g</b>	ACQUA DI FALDA
<b>h</b>	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE
<b>i</b>	ACCIDENTALI DIVERSI
<b>j</b>	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI
<b>k</b>	AZIONI SISMICHE VERTICALI

RELAZIONE DI CALCOLO

<b>I</b>	<b>VARIAZIONI TERMICHE/ RITIRO:</b> (num. variabile; viene considerata solo la peggiore col suo segno più gravoso)
----------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Le precedenti combinazioni elementari di calcolo (CMB) sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE (combinazione 1 (A1+M1+R1)), come da seguente prospetto.

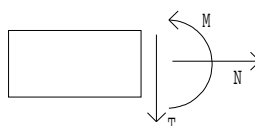
stradali		PERMANENTI +PORTATI + BALLAST CON COEFF. 1.5:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE:	ACCIDENTALI DIVERSI:	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI	AZIONI SISMICHE VERTICALI	VARIAZIONI TERMICHE/ RITIRO	RITIRO
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	l
gruppo 1	SLU.1	1 - 1.35	1 - 1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.900	0.000	0.000	0.000	0.000	1.200	0 - 1.20
	SLU.2	1 - 1.35	1 - 1.35	1.350	1.350	0.000	0.000	1.500	1.125	1.125	0.000	0.000	0.720	0 - 1.20
	SLU.3	1 - 1.35	1 - 1.35	1.013	1.013	0.000	0.000	0.900	1.013	1.500	0.000	0.000	0.720	0 - 1.20
gruppo 2a	SLU.4	1 - 1.35	1 - 1.35	1.013	1.013	1.350	0.000	0.900	1.125	1.125	0.000	0.000	0.720	0 - 1.20
gruppo 2b	SLU.5	1 - 1.35	1 - 1.35	1.013	1.013	0.000	1.350	0.900	1.125	1.125	0.000	0.000	0.720	0 - 1.20
sisma	SISMA	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0 - 1.00
SLE	FR1	1.000	1.000	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00
	FR2	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00
	QP	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	RAR	1.000	1.000	1.000	1.000	0.750	0.750	0.600	0.750	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la Combinazione Elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni, così come precedentemente esposto e riassunto nella seguente tabella:

stradali		PERMANENTI +PORTATI + BALLAST CON COEFF. 1.5:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE:	ACCIDENTALI DIVERSI:	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI	AZIONI SISMICHE VERTICALI	VARIAZIONI TERMICHE	RITIRO
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	l
gruppo 1	SLU.1	1 - 1.35	1 - 1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	1.5*0.6	0.000	0.000	0.000	0.000	1.200	0 - 1.20
	SLU.2	1 - 1.35	1 - 1.35	1*1.35	1*1.35	0.000	0.000	1.500	1.5*0.75	1.5*0.75	0.000	0.000	1.2*0.6	0 - 1.20
	SLU.3	1 - 1.35	1 - 1.35	0.75*1.35	0.75*1.35	0.000	0.000	1.5*0.6	1.35*0.75	1.500	0.000	0.000	1.2*0.6	0 - 1.20
gruppo 2a	SLU.4	1 - 1.35	1 - 1.35	0.75*1.35	0.75*1.35	1.350	0.000	1.5*0.6	1.5*0.75	1.5*0.75	0.000	0.000	1.2*0.6	0 - 1.20
gruppo 2b	SLU.5	1 - 1.35	1 - 1.35	0.75*1.35	0.75*1.35	0.000	1.350	1.5*0.6	1.5*0.75	1.5*0.75	0.000	0.000	1.2*0.6	0 - 1.20
sisma	SISMA	1.000	1.000	0.2*0	0.2*0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0 - 1.00
SLE	FR1	1.000	1.000	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00
	FR2	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00
	QP	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	RAR	1.000	1.000	1.000	1.000	0.750	0.750	0.600	0.750	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00

Per un esame più dettagliato dei risultati del calcolo elettronico si rimanda agli output allegati.

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



Nelle verifiche di seguito riportate le combinazioni di calcolo considerate sono le seguenti.

## 7.5 Schemi di carico

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 1

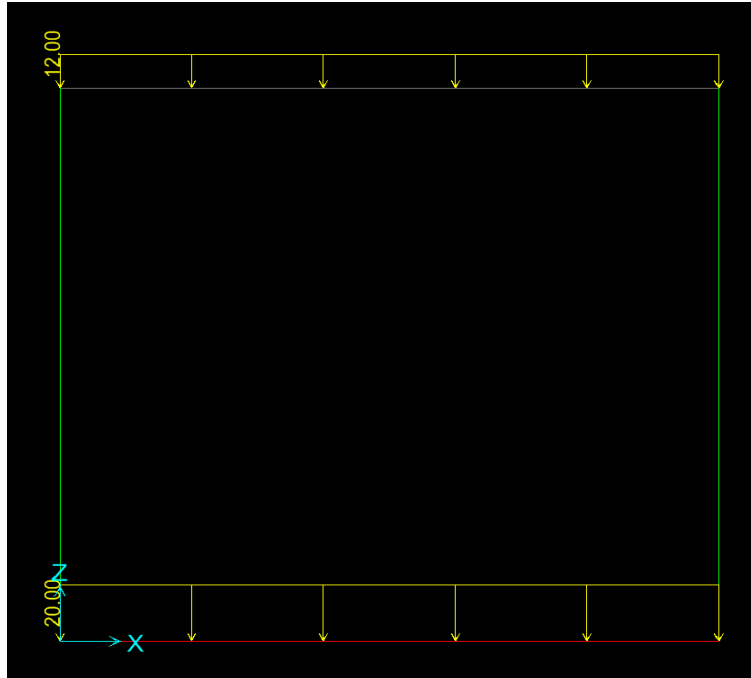


Figura 8 – CARICHI PERMANENTI PORTATI

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 2

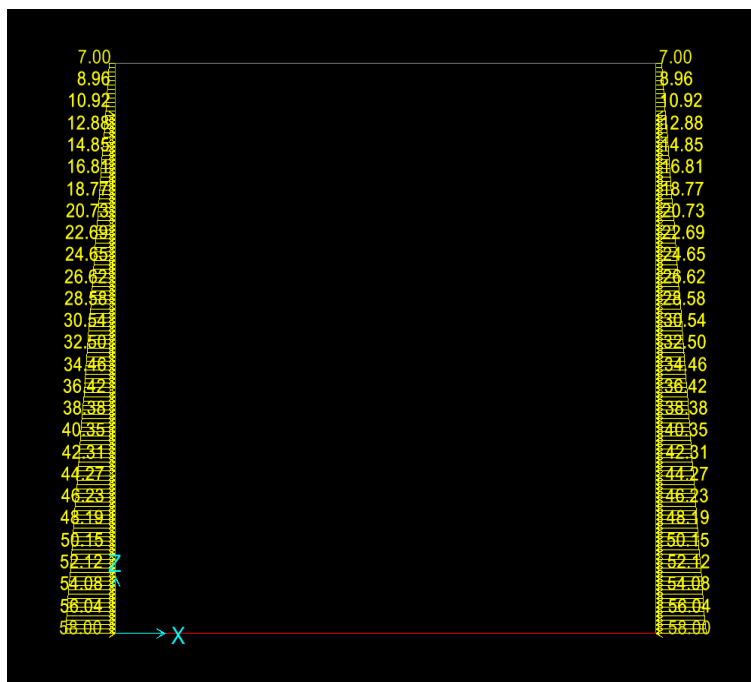


Figura 9 – SPINTA DELLE TERRE IN ASSENZA DI FALDA: spinta attiva





SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 6

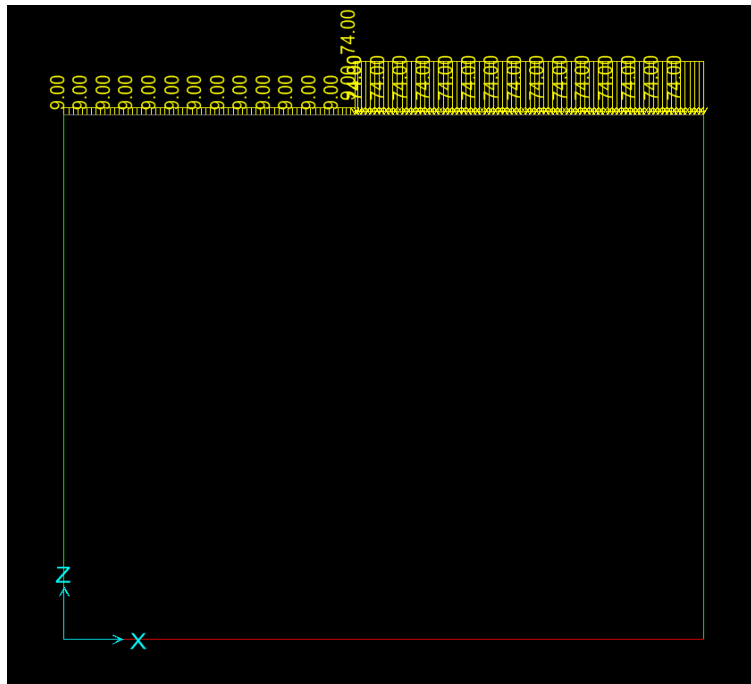


Figura 12 – Q1k A FILO PIEDRITTO

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 7

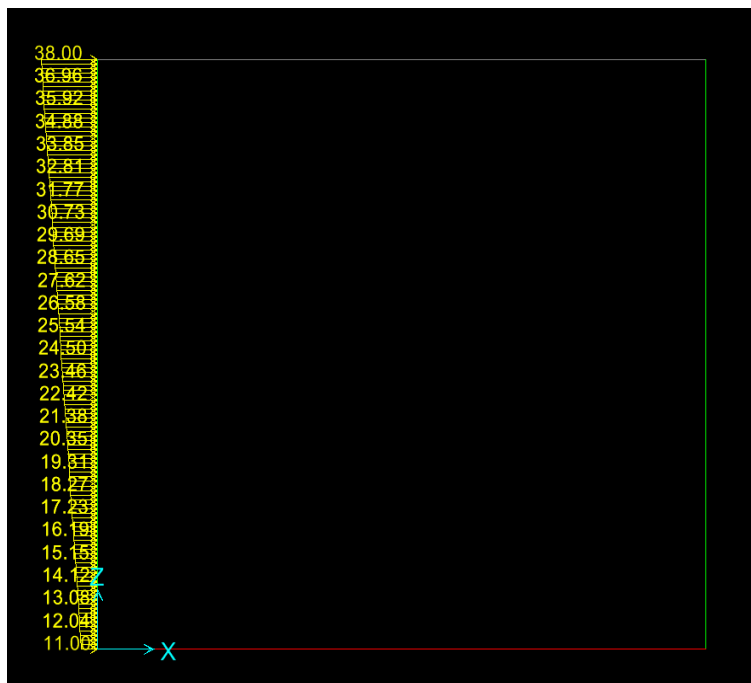


Figura 13 – Sovraccarico rilevato a sx

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 8

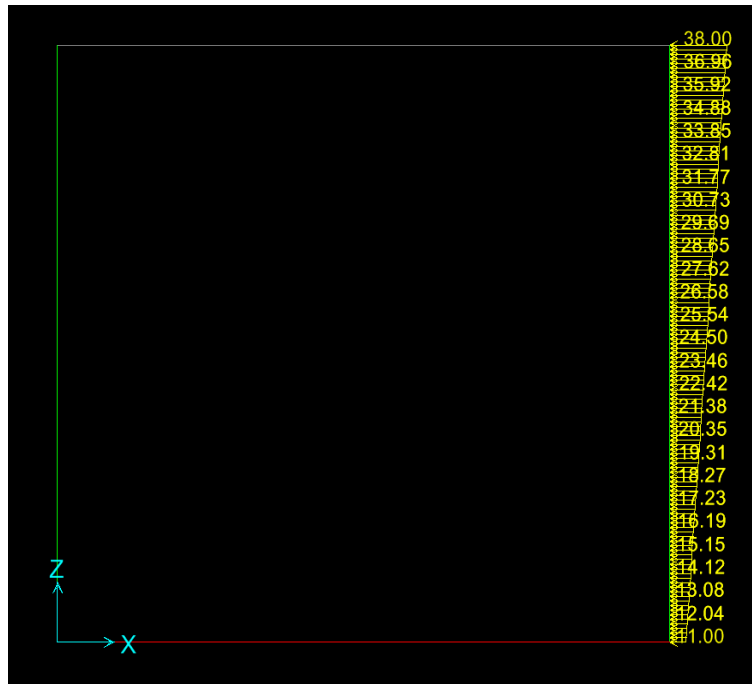


Figura 14 – Sovraccarico rilevato dx

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 9

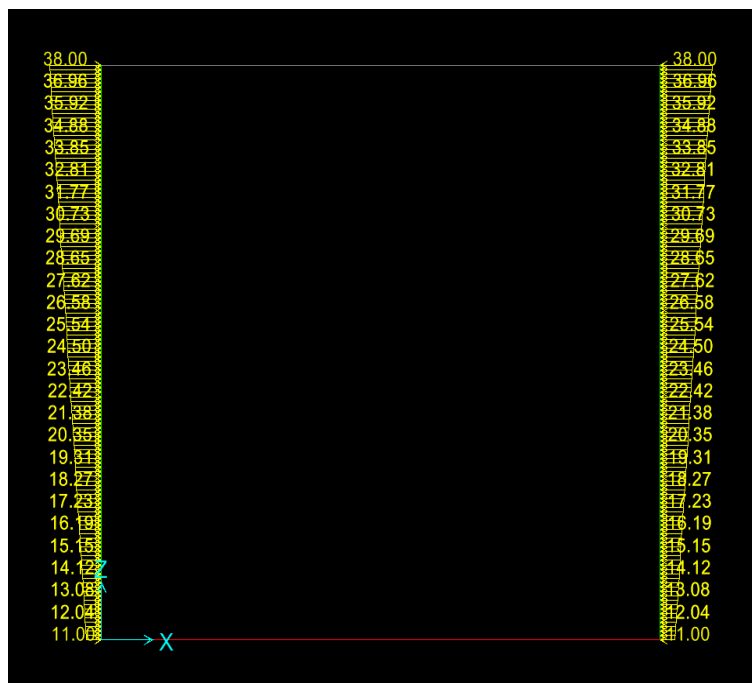


Figura 15 – Spinta sovraccarico accidentale su entrambi i piedritti



SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 15

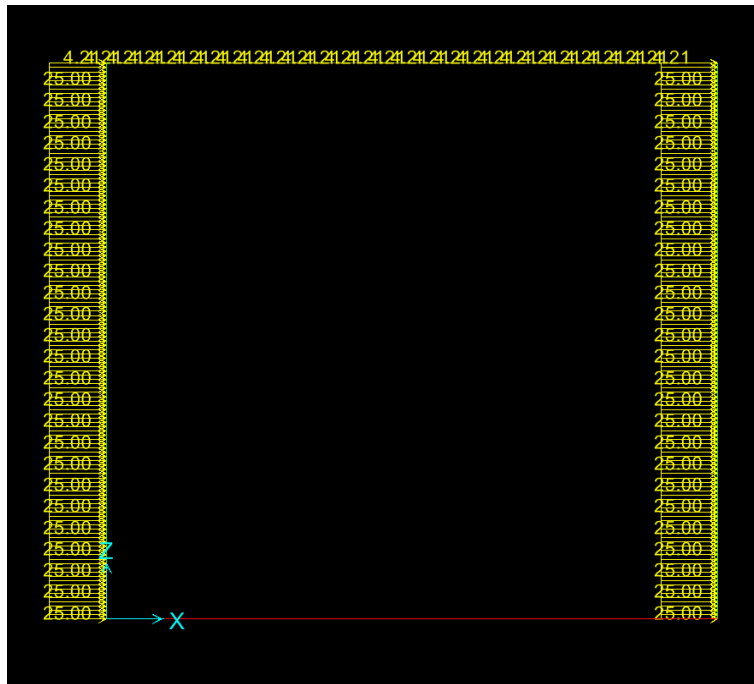


Figura 18 – SISMA ORIZZONTALE

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 16

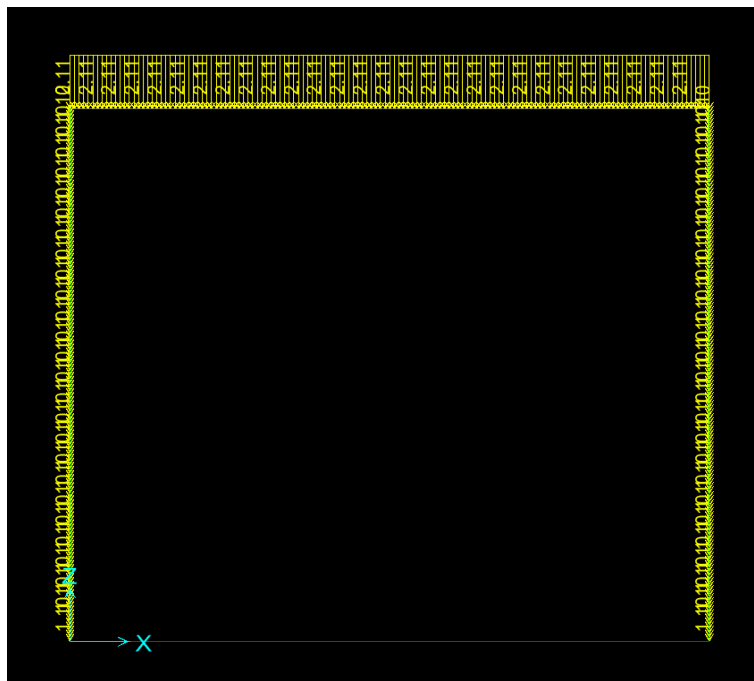


Figura 19 – SISMA VERTICALE

SCHEMA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO CDC 17

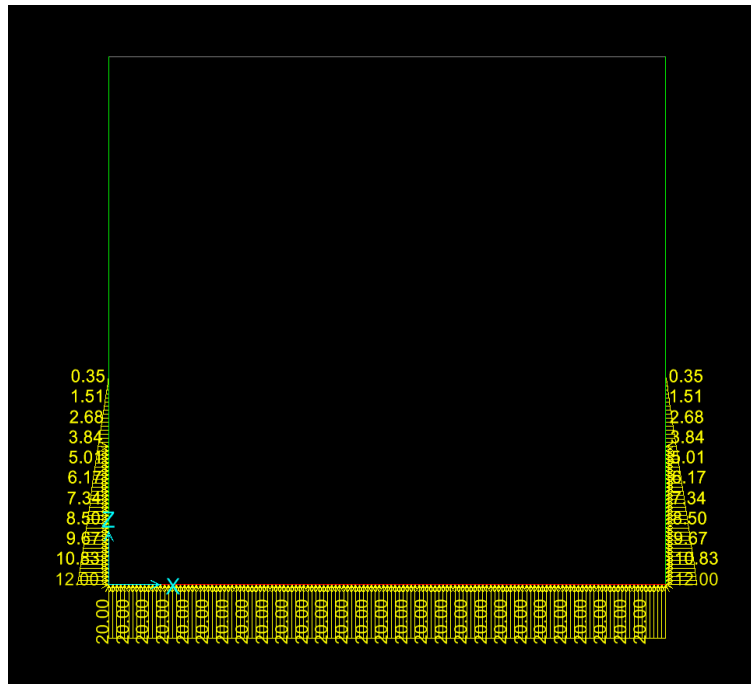
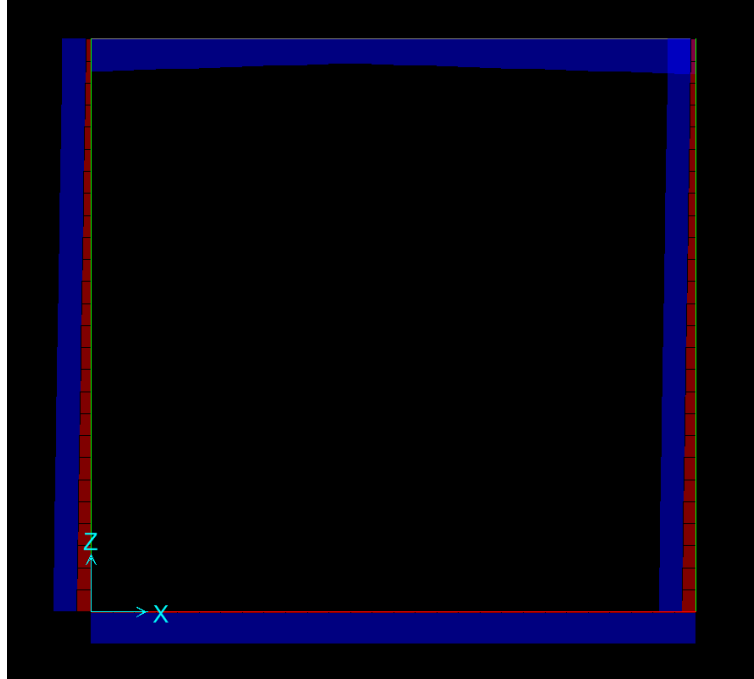


Figura 20 – CARICO ACQUA DI FALDA

## 7.6 Risultati

### DIAGRAMMA DELLO SFORZO NORMALE (ENV-SLU)



### DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE (ENV-SLU)

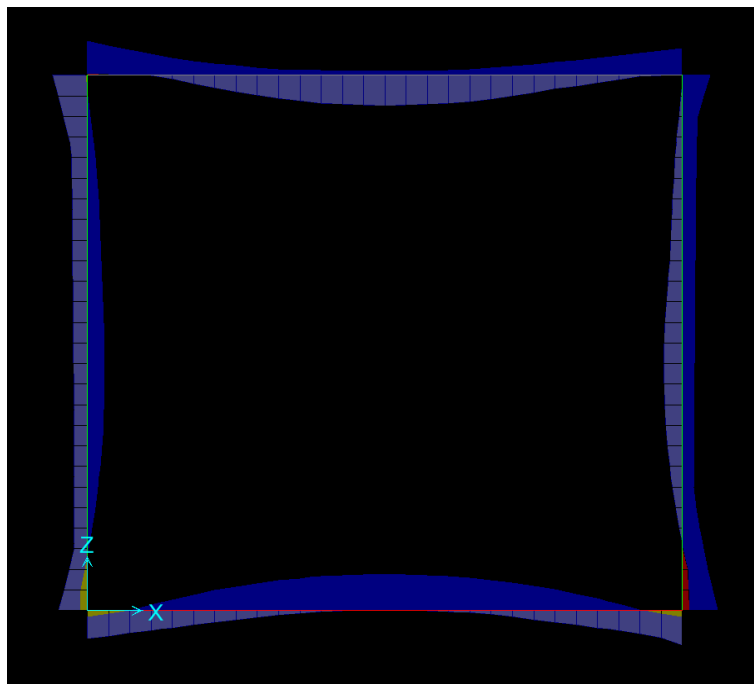


DIAGRAMMA DEL TAGLIO (ENV-SLU)

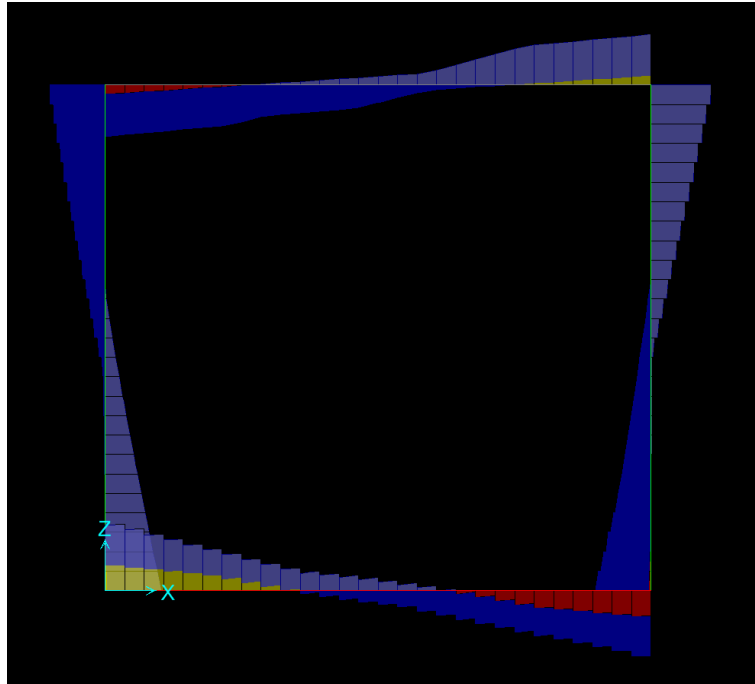
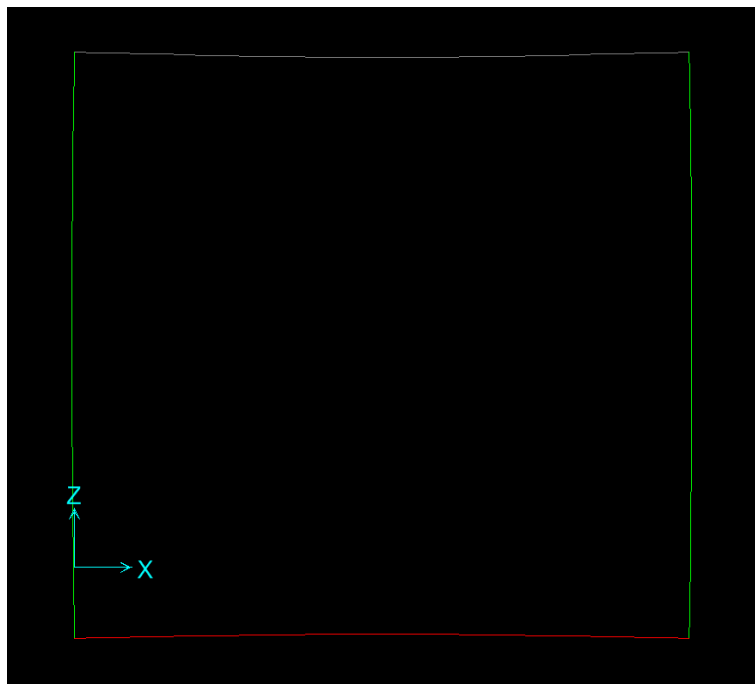


DIAGRAMMA DELLE DEFORMAZIONI (STR1-Effetto amplificato)





## 8 VERIFICHE STRUTTURALI

### 8.1 Soletta superiore

Le sollecitazioni dimensionanti per la sezione in esame (100cmx50cm) sono le seguenti, non viene riportata l'involuppo SIS in quanto non dimensionante.

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
ENV-SLU	300	-311	250
ENV-SLE QP	70	-71	75

Armatura prevista:

- 1+1  $\Phi$ 18/10
- Staffe: 1 $\Phi$ 10 a 2 b.con passo 20 cm, saranno estese per 1,00 m da ogni nodo di estremità della trave
- Armatura longitudinale minima: 1+1  $\Phi$ 14/20

#### Verifica a pressoflessione

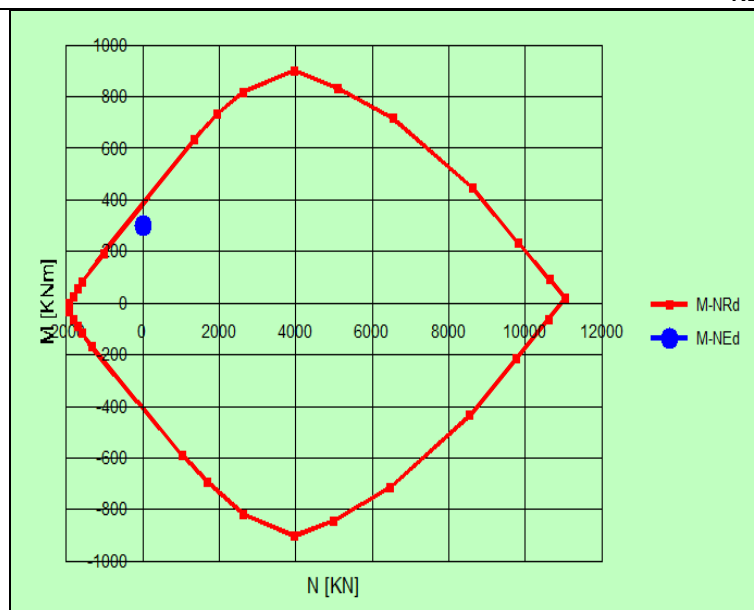
La verifica a pressoflessione viene eseguita con l'ausilio del software VCA Slu 7.7, sviluppato dal Prof. Gelfi. Le schermate contenenti i risultati di verifica sono qui riportate, inoltre, a favore di sicurezza, non si è considerato il contributo dello sforzo normale.

The screenshot shows the VCA Slu 7.7 software interface with the following data:

- File:** Verifica C.A. S.L.U. - File: ST07\_SS
- Titolo:** [Empty]
- N° figure elementari:** 1 | **N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25.45	6.2
2	25.45	42
- Sollecitazioni (S.L.U.):**
  - $N_{Ed}$ : 0 kN
  - $M_{xEd}$ : 300 kNm
  - $M_{yEd}$ : 0 kNm
- P.to applicazione N:** Centro
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+
- Metodo di flessione:** Retta
- Materiali:**
  - B450C:  $\epsilon_{su}$  67.5‰,  $f_{yd}$  391.3 N/mm²,  $E_s$  200.000 N/mm²,  $E_s/E_c$  15,  $\epsilon_{syd}$  1.957‰,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²
  - C32/40:  $\epsilon_{c2}$  2‰,  $\epsilon_{cu}$  3.5‰,  $f_{cd}$  18.13,  $\sigma_{c,adm}$  12.25,  $\tau_{co}$  0.7333,  $\tau_{c1}$  2.114
- Results:**
  - $M_{xRd}$ : 389.7 kNm
  - $\sigma_c$ : -18.13 N/mm²
  - $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²
  - $\epsilon_c$ : 3.5‰
  - $\epsilon_s$ : 19.47‰
  - d: 42 cm
  - x: 6.4, x/d: 0.1524
  - $\delta$ : 0.7



La sezione è verificata.

#### Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione è stata eseguita con un foglio di calcolo Excel, basato sulle NTC 2008, i cui risultati sono riportati nel tabulato seguente.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	70	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	133.42	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$s_s$	71.94	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	122.194363	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	122194.363	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$r_{p,eff}$	0.02082	[-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$a_e$	6.00	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000033	[-]
		0.000216	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$f_{eq}$	18.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5	[-]
	$k_3$	3.4	[-]
	$k_4$	0.425	[-]

RELAZIONE DI CALCOLO

Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	299.94	[mm]
		299.94	[mm]
Ampiezza delle fessure	$W_k$	0.0647	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	$W_{max}$	0.3	[mm]

La sezione risulta verificata.

Verifica a taglio

La verifica a taglio secondo le NTC 2008 viene eseguita mediante l'ausilio di un foglio di calcolo Excel di comprovata affidabilità ed i cui principali risultati sono riportati nella seguente tabella.

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	424	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	2543.4	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	424000	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.6868	≤	2
$\rho_1 =$	0.005998585	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.4338		
$V_{Rd,c} =$	229.80	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	183.91	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	424	mm	altezza utile
$z =$	381.6	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	157	mm <sup>2</sup>	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	200	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	293.06	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	1248.34	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.307	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

La sezione è verificata.

## 8.2 Piedritti

Le sollecitazioni per la sezione considerata (100cmx50cm) sono per involucro dimensionante:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
ENV-SLU	295	-344	300
ENV-SLE QP	115	-135	140

Armatura:

- 1Φ18/10 lato esterno
- 1Φ16/10 lato interno
- Staffe: 1Φ10 a 2b. con passo 20 cm, estese per 1,50 metri da ogni estremità
- Armatura longitudinale: 1+1Φ12/20

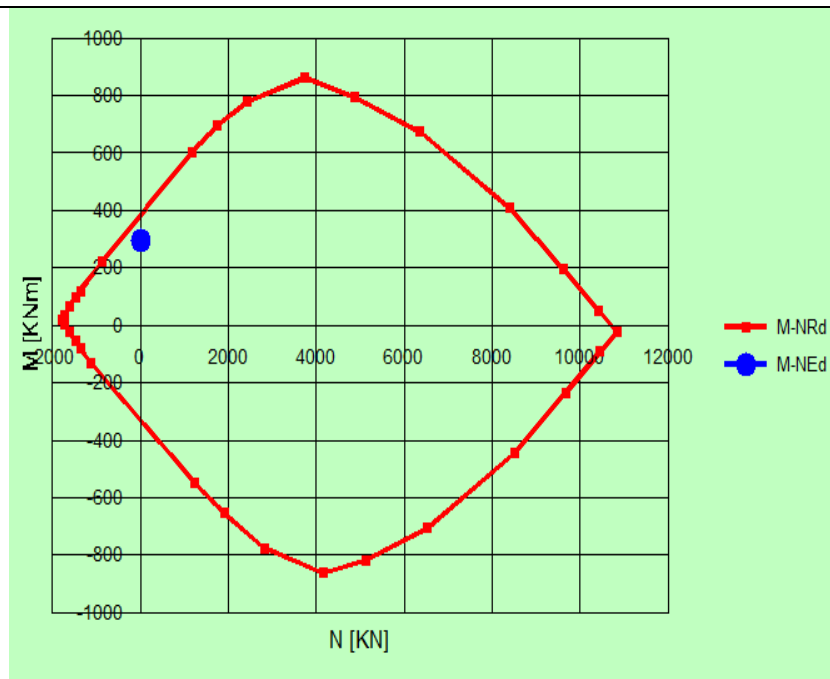
### Verifica a pressoflessione

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** Empty text field.
- N° figure elementari:** 1, **N° strati barre:** 2.
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	6.2
2	25.45	42
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. N<sub>Ed</sub>: 0, M<sub>xEd</sub>: 295, M<sub>yEd</sub>: 0.
- P.to applicazione N:** Centro.
- Materiali:** B450C (E<sub>su</sub>: 67.5%, f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm², E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm², E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 1.5, ε<sub>syd</sub>: 1.957%, C<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm²) and C32/40 (ε<sub>c2</sub>: 2%, ε<sub>cu</sub>: 3.5%, f<sub>cd</sub>: 18.13, f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8, C<sub>c,adm</sub>: 12.25, τ<sub>co</sub>: 0.7333, τ<sub>c1</sub>: 2.114).
- Calcolo:** Metodo di calcolo: S.L.U.+, Tipo flessione: Retta.
- Risultati:** M<sub>xRd</sub>: 389.8 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>: 19.35%, d: 42 cm, x: 6.432, x/d: 0.1531, δ: 0.7.



La sezione è verificata.

### Verifica a fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	115	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	123.52	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$s_s$	148.18	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3.0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125.492428	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	125492.428	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$r_{p,eff}$	0.01602	[-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$a_e$	6.00	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$e_{sm} - e_{cm}$	0.000327	[-]
		0.000445	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$f_{eq}$	16.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5	[-]
	$k_3$	3.4	[-]
	$k_4$	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	322.77	[mm]
		322.77	[mm]
Ampiezza delle fessure	$w_k$	0.1435	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	$w_{max}$	0.3	[mm]

La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	424	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	2009.6	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	424000	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.6868	≤	2
$r_1 =$	0.004739623	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.4338		
$V_{Rd,c} =$	212.44	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	183.91	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	424	mm	altezza utile
$z =$	381.6	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	157	mm <sup>2</sup>	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	200	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5232		
$f_{cd} =$	18.13	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	293.06	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	1248.34	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.307	≤	4.74368	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

La sezione è verificata.

### 8.3 Soletta inferiore

Le sollecitazioni per la sezione considerata (100cmx60cm) sono per l'involuppo dimensionante:

COMB	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
ENV-SLU	345	-286	305
ENV-SLE QP	127	-138	118

Armatura:

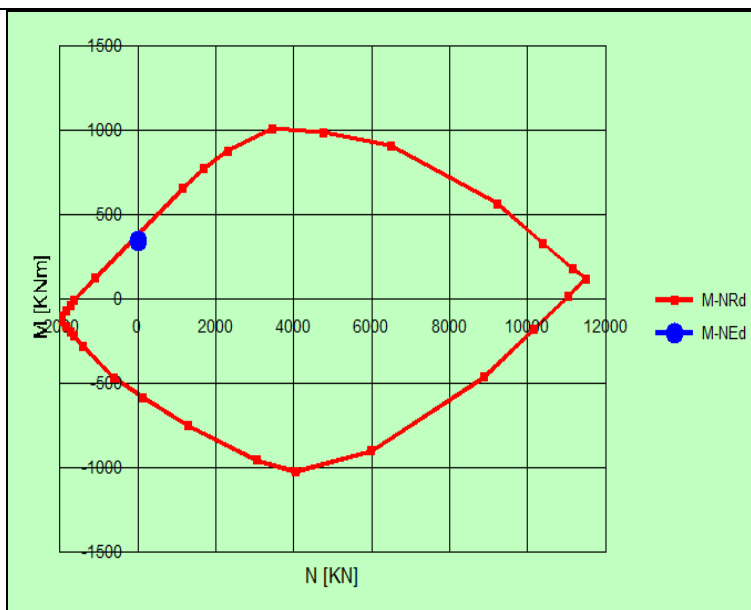
- 1+1Φ18/10
- Staffe 1Φ10 a 2b. con passo 20 cm, estese per 1,50 metri da entrambe le estremità
- Armatura longitudinale: 1+1Φ14/20

#### Verifica a pressoflessione

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** Verifica C.A. S.L.U. - File: ST07\_SI
- N° figure elementari:** 1, Zoom
- N° strati barre:** 2, Zoom
- Table of section data:**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	25.45	6.2
			2	25.45	42
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. N<sub>Ed</sub> 0 kN, M<sub>xEd</sub> 345 kNm, M<sub>yEd</sub> 0 kNm.
- P.to applicazione N:** Centro.
- Materiali:** B450C, C28/35. Properties:  $\epsilon_{su}$  67.5%,  $\epsilon_{c2}$  2%,  $f_{yd}$  391.3 N/mm²,  $\epsilon_{cu}$  3.5%,  $E_s$  200.000 N/mm²,  $f_{cd}$  15.87,  $E_s/E_c$  15,  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8,  $\epsilon_{syd}$  1.957%,  $\sigma_{c,adm}$  11,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²,  $\tau_{co}$  0.6667,  $\tau_{cl}$  1.971.
- Calculated values:** M<sub>xRd</sub> 385.9 kNm,  $\sigma_c$  -15.87 N/mm²,  $\sigma_s$  391.3 N/mm²,  $\epsilon_c$  3.5%,  $\epsilon_s$  18.43%, d 42 cm, x 6.703, x/d 0.1596,  $\delta$  0.7.
- Method of calculation:** S.L.U., Metodo n.
- Typo flessione:** Retta.
- N° rett.** 100
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, Col. modello, Precompresso.



La sezione è verificata.

### Verifica a fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	130	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	150.89	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$s_s$	106.91	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	149.704408	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	149704.408	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$r_{p,eff}$	0.01700	[-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$a_e$	6.19	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$e_{sm} - e_{cm}$	0.000175	[-]
		0.000321	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$f_{eq}$	18.00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5	[-]
	$k_3$	3.4	[-]
	$k_4$	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	390.82	[mm]
Ampiezza delle fessure	$w_k$	0.1253	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	$w_{max}$	0.3	[mm]



La verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	28	Mpa	
$d =$	520	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	2543.4	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	520000	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.6202	≤	2
$r_1 =$	0.004891154	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.1733
$V_{min} =$	0.3819		
$V_{Rd,c} =$	241.88	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	198.61	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	520	mm	altezza utile
$z =$	468	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	157	mm <sup>2</sup>	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	200	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5328		
$f_{cd} =$	15.87	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	359.42	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	1364.19	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.307	≤	4.22688	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

La verifica è soddisfatta.

## 8.4 Verifiche geotecniche

Essendo lo scatolare una struttura rigida, le azioni orizzontali comportano dal lato sfavorevole una rapida diminuzione di spinta (da regime di  $K_0$  a regime di  $K_a$ ) che avviene per piccoli spostamenti, mentre dal lato resistente la spinta aumenta tendendo a  $K_p$  per cui, in definitiva, la struttura risulta autoequilibrata in direzione orizzontale. Ciò è particolarmente significativo nel caso in esame, considerando che per il terreno di reinterro il rapporto tra  $K_p$  e  $K_a$  è molto elevato (circa 10).

Poiché le verifiche di capacità portante sono eseguite allo stato limite ultimo (a cui corrispondono per definizione "grandi" spostamenti) si ritiene di poter considerare l'azione resistente massima in regime di spinta passiva.

Si tratta quindi di verificare che, per la combinazione di carico più gravosa, la massima spinta agente sia inferiore a quella resistente assicurando così l'equilibrio della struttura.

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$  ;

- angolo di attrito  $\phi=25^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva  $\lambda_a = 0,406$  ed un coefficiente di spinta passiva  $\lambda_p = 2,464$

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con  $p_h = \lambda \gamma_t z$  e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali.

Azione resistente massima:

$$p_{\min} = [20 * 0,60] * 2,464 = \mathbf{29,57 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{\max} = p_{\min} + [20 * 5,60] * 2,464 = \mathbf{305,54 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{res}} = p_{\min} * 5,60 + [p_{\max} - p_{\min}] * 5,60/2 = 29,57 * 5,60 + (305,54 - 29,57) * 5,60/2 = \mathbf{938,32 \text{ kN}}$$

Azione agente massima spinta del terreno:

$$p_{\min} = [20 * 0,60] * 0,406 = \mathbf{4,872 \text{ kN/m}^2}$$

$$p_{\max} = p_{\min} + [20 * 5,60] * 0,406 = \mathbf{50,35 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{agente\_terr}} = p_{\min} * 5,60 + [p_{\max} - p_{\min}] * 5,60/2 = 4,872 * 5,60 + (50,35 - 4,872) * 5,60/2 = \mathbf{154,62 \text{ kN}}$$

Azione agente massima sovraccarico a tergo:

$$p_{\text{acc}} = 90,91 * 0,406 = \mathbf{36,91 \text{ kN/m}^2}$$

da cui:

$$F_{\text{agente\_acc}} = p_{\text{acc}} * 5,6 = 36,91 * 5,6 = \mathbf{206,69 \text{ kN}}$$

$$F_{\text{tot}} = 362 \text{ kN} \ll 938 \text{ kN}$$

Dai calcoli sopra riportati si evince che la resistenza massima del terreno è largamente maggiore rispetto alle azioni agenti, per cui si ritiene la struttura equilibrata.

RELAZIONE DI CALCOLO

Ne consegue che per le verifiche di capacità portante si può ritenere nulla la risultante delle forze orizzontali e considerare unicamente l'azione verticale.

Per analizzare i carichi gravanti sul terreno si fa affidamento al diagramma delle reazioni nodali proposto nella Figura 20. A favore di sicurezza viene considerata una condizione di involuppo agli SLU.

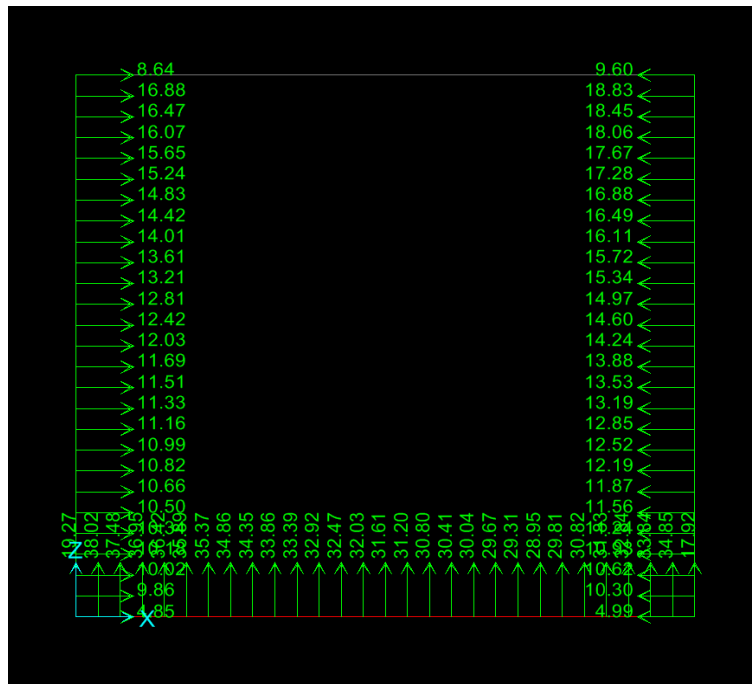


Figura 21 – Reazioni nodali (ENV-SLU)

La sollecitazione massima puntuale gravante sul terreno è pari a 38,02 kN, dalla quale deriva per il principio di azione-reazione, il massimo carico trasmesso dal nodo al suolo e quindi la pressione massima.

$$p_{\max} = \frac{R}{B \cdot i} = \frac{39}{1 \cdot 0,2} \approx 195 \frac{kN}{m^2} = 1,95 \frac{kg}{cm^2}$$

Considerando uno sviluppo di un metro di fondazione, con applicazione del carico massimo avviene il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale. A tal riguardo si fa riferimento al software di calcolo CARL 6.0 di Aztec Informatica. Le analisi sono state svolte secondo diverse metodologie, tra le quali la più restrittiva risulta essere quella di Terzaghi.

Capacità portante 81103 Kg  
 Qult (Kg/cmq) 8.11  
 Qamm (Kg/cmq) 3.24  
 Nc = 21.746 Nq = 10.231 Nga = 9.534  
 Fattori di forma  
 sc = 1.300 sq = 1.000 sga = 0.800  
 Fattori di capacità portante corretti  
 Nc' = 28.270 Nq' = 10.231 Nga' = 7.627

Considerata la pressione massima in condizione ENV-SLU è possibile affermare come la verifica sia superata.

Per il calcolo dei cedimenti si fa affidamento al modello di trave alla Winkler, secondo il quale

$$w = \frac{q}{k}$$

Pertanto, considerato come carico agente (su 1 m) quello relativo alla condizione ENV-SLE Frequente:

$$q=122 \text{ kN}$$

$$k_v=4900 \text{ kN/m/m}$$

$$w_{\text{ass}}=0,025 \text{ m}$$

I cedimenti ammissibili dalle strutture (Sowers, 1962) per strutture intelaiate devono essere compresi tra 2 e 10 cm. Considerato il cedimento massimo come applicato soltanto ad un estremo di trave di fondazione, su 1 metro di sviluppo, si ottiene un cedimento differenziale del 2% inferiore al 3% limite per strutture a setti e pareti in c.a.

## 8.5 Verifica a galleggiamento

La falda nell'area di progetto risulta essere posta 3 metri al di sotto del piano, pertanto nella sezione verificata risulta un carico idrico pari a 2 metri rispetto l'intradosso della soletta inferiore, che genera una pressione verticale pari a

$$P_v=2,00 \times 10=20 \text{ kN/m}^2$$

La verifica viene effettuata attraverso un foglio di calcolo Excel i cui risultati sono qui riportati.

$g_w =$	10	$\text{kN/m}^3$	peso specifico volume d'acqua
$h_{W1} =$	2	m	altezza del battente idraulico in fase di costruzione
$h_{W2} =$	2	m	altezza del battente idraulico in fase di esercizio
$g_{CLS} =$	25	$\text{kN/m}^3$	peso specifico struttura in c.a.
$g_{TERR} =$	20	$\text{kN/m}^3$	peso specifico volume di terreno sopra al tappo di fondo
$B =$	6	m	larghezza base scatolare
$H =$	5.6	m	altezza totale scatolare
$b =$	5	m	larghezza netta scatolare
$h =$	4.5	m	altezza netta scatolare
$b_{sb} =$	0	m	larghezza sbalzo
$h_{sb} =$	0	m	altezza sbalzo
$h_R =$	0.6	m	altezza ricoprimento
$h_{ZAV} =$	0	m	altezza zavorra
$P_{\text{scat}} =$	277.5	kN	peso struttura scatolare

COMUNE DI REGGIO EMILIA  
 PROLUNGAMENTO DELLA S.S. N°9 "TANGENZIALE NORD DI REGGIO EMILIA"  
 NEL TRATTO DA SAN PROSPERO STRINATI A CORTE TEGGE  
 PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

$P_{\text{sbalzi}} =$	0	kN	peso sbalzi							
$P_{\text{zavorra}} =$	0	kN	peso zavorra							
$P_{\text{terr}} =$	0	kN	peso del terreno sugli sbalzi							
$P_{\text{ricop}} =$	72	kN	peso del terreno sulla soletta di copertura							
$L =$	6	m	larghezza superficie di base							
$B =$	1	m	lunghezza superficie di base							
$A =$	6	m <sup>2</sup>	area di base							
$1,1 \cdot F_W$	$\leq$	$0,9 \cdot P_{\text{scat}}$	+	$0,9 \cdot P_{\text{sbalzi}}$	+	$0,9 \cdot P_{\text{zavorra}}$				
132.00	$\leq$	249.75	+	0.00	+	0.00				
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]				
$1,1 \cdot F_W$	$\leq$	$0,9 \cdot P_{\text{scat}}$	+	$0,9 \cdot P_{\text{sbalzi}}$	+	$0,9 \cdot P_{\text{zavorra}}$	+	$0,9 \cdot P_{\text{terr}}$	+	$0,9 \cdot P_{\text{ricop}}$
132.00	$\leq$	249.75	+	0.00	+	0.00	+	0.00	+	64.80
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]

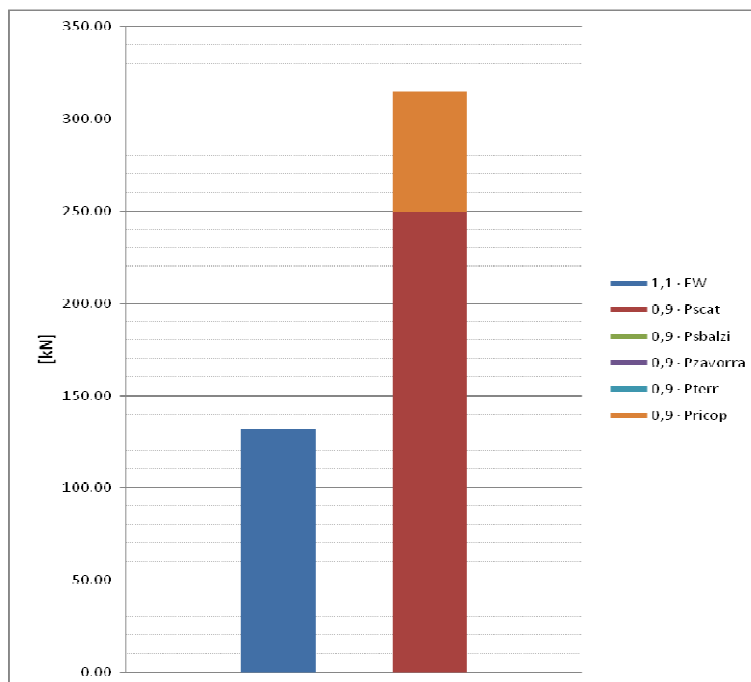


Figura 22 – Istogramma di raffronto delle forze coinvolte nella verifica a galleggiamento

## 9 VERIFICHE MURI AD U

### 9.1 Caratteristiche geometriche

Il manufatto di sottovia ST07 è composto da due importanti rampe di accesso, denominate A e B, nonché da un elemento in c.a. di raccordo al sottopasso ferroviario esistente.

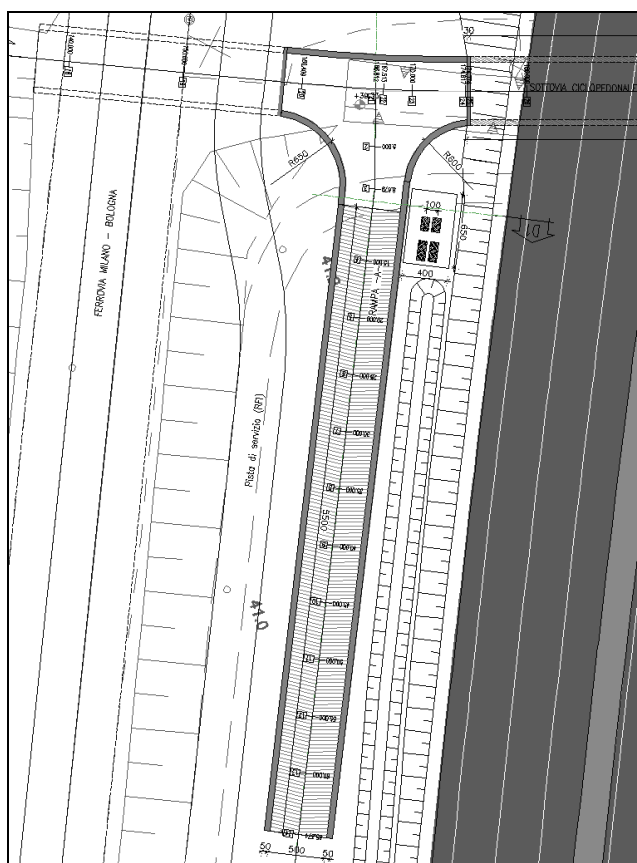


Figura 23 – Planimetria RAMPA A e raccordo a sottovia esistente

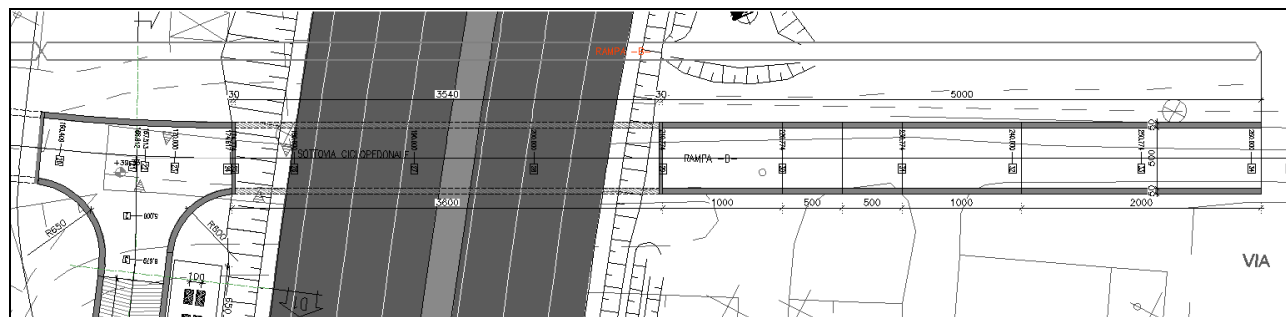


Figura 24 – Planimetria RAMPA B, sottovia di progetto e raccordo all'esistente

Le rampe di accesso hanno andamento altimetrico decrescente, seguendo il profilo della ciclabile viene raggiunta una quota minima della viabilità all'interno del sottovia ST07 pari a 38.77 m slm, per poi risalire fino a congiungersi al profilo del sottovia esistente di via Ferraroni a quota 39.808 m slm.

Al fine di sostenere le scarpate e proteggere la viabilità ciclopedonale sono previsti muri ad U in c.a. con il profilo altimetrico qui riportato.

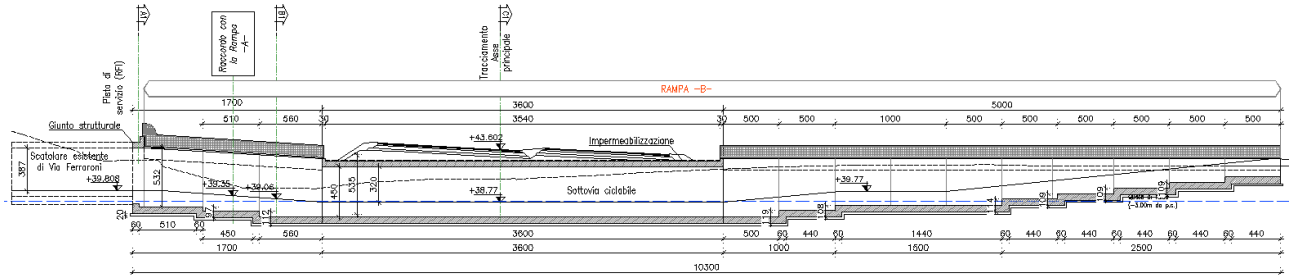


Figura 25 – Profilo longitudinale RAMPA B, sottovia di progetto e raccordo all'esistente

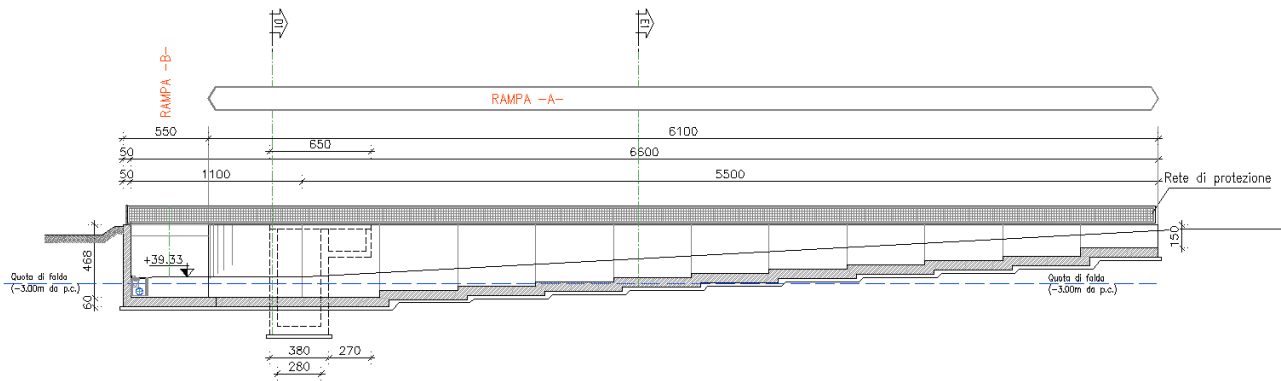


Figura 26 – Profilo longitudinale RAMPA A

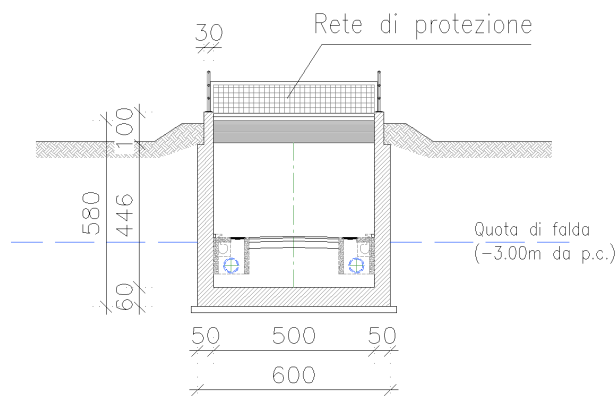


Figura 27 – Sezione B1-B1 muri ad U

Nella figura precedente viene mostrata una sezione indicativa dei muri ad U, la quale verrà modellizzata e verificata in corrispondenza della massima altezza dei piedritti.

Caratteristiche geometriche:

- Larghezza interna netta = 5,00 m
- Altezza interna = variabile da 1,50 m a 5,45 m

- Spessore soletta inferiore = 0,60 m
- Spessore piedritti = 0,50 m
- Spessore calcestruzzo magro di sottofondazione = 0,20 m
- Altezza quota di falda = - 3,00 m rispetto piano campagna

Le caratteristiche dei materiali e del terreno sono quelle già riportate nei capitoli precedenti.

## 9.2 Modellizzazione

La struttura verrà modellizzata ed analizzata mediante l'impiego del software di simulazione agli elementi finiti SCAT 10.0 di Aztec Informatica.

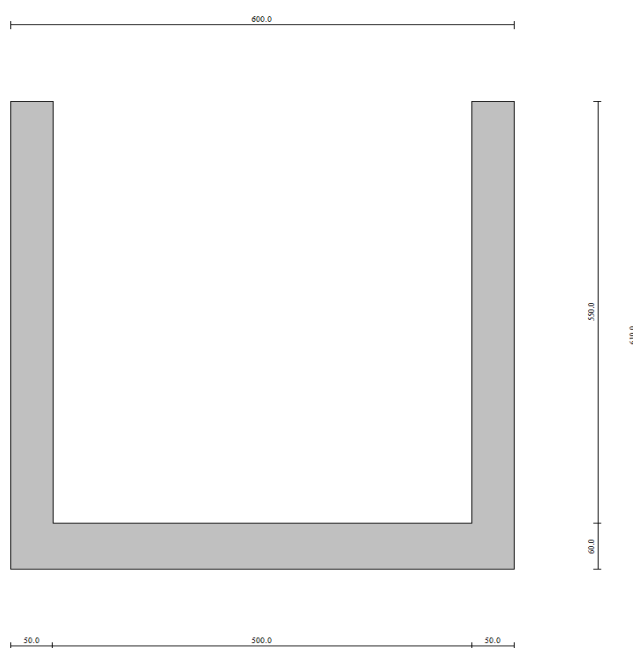


Figura 28 – Sezione B1-B1 muri ad U

I carichi di progetto agenti sono quelli del terreno e dell'acqua di falda, viene trascurato a scopo cautelativo il carico interno del pacchetto stradale. Il terreno ai lati non è soggetto a carichi variabili in quanto la viabilità più prossima è posta a 9 metri circa, si considerano esauriti gli effetti di spinta sui piedritti.

I carichi sismici rispecchiano quanto indicato nei paragrafi relativi all'opera principale di ST07 e sono stati implementati nel software.



### 9.3 Risultati

I principali risultati vengono riportati di seguito in forma grafica.

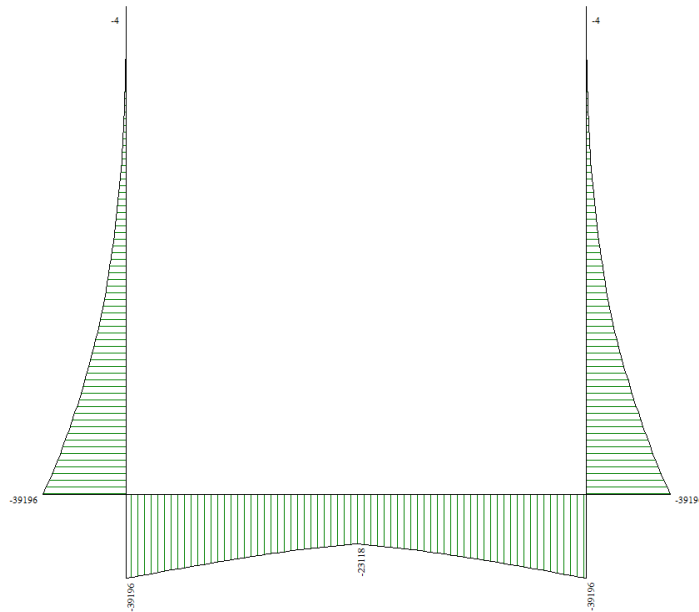


Figura 29 – Diagramma momento flettente (ENV-SLU)

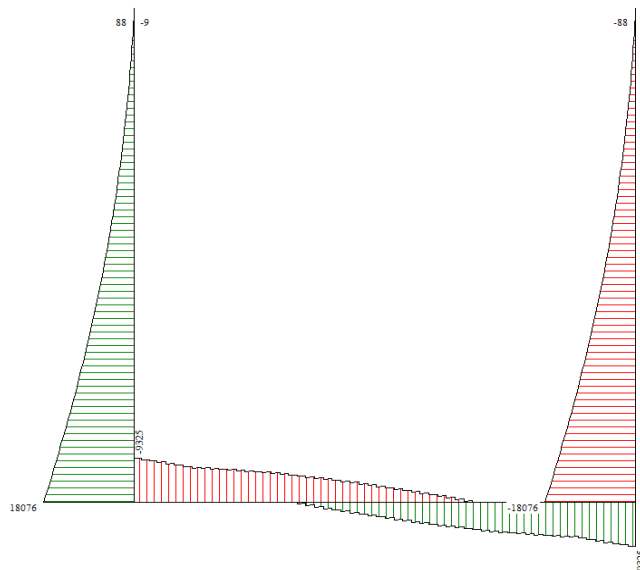


Figura 30 – Diagramma taglio (ENV-SLU)

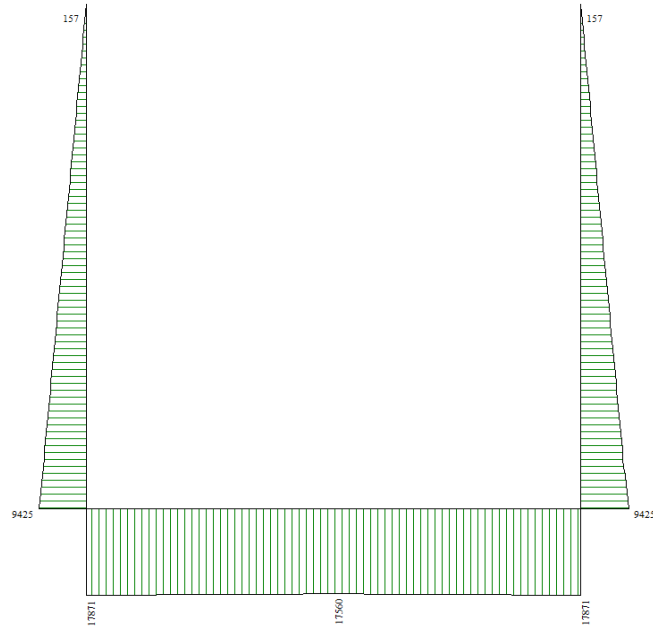


Figura 31 – Diagramma Sforzo Normale (ENV-SLU)

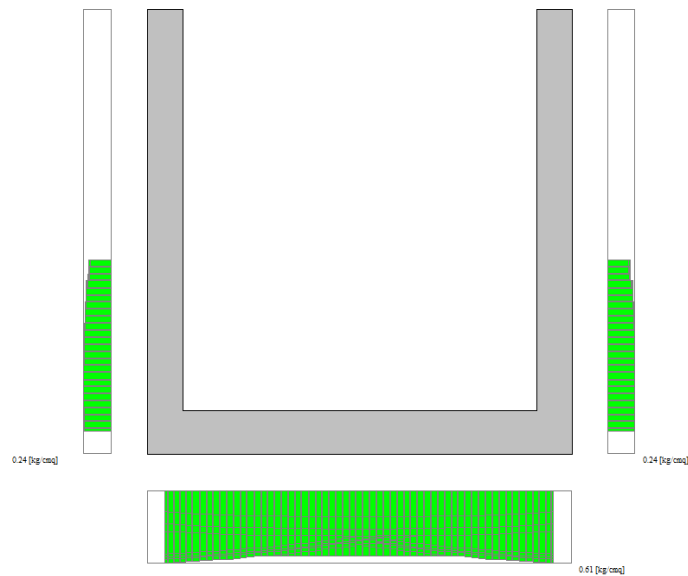


Figura 32 – Diagramma pressioni sul terreno (ENV-SLU)

#### 9.4 Verifiche strutturali

Armatura piedritti (spessore 50 cm):

- 1 $\Phi$ 18/10 lato esterno
- 1 $\Phi$ 18/20 lato interno

- Spilli 6Φ8/mq
- 1+1Φ14/20 longitudinale

Armatura soletta inferiore (spessore 60 cm):

- 1+1Φ20/15
- Spilli 6Φ8/mq
- 1+1Φ16/20 longitudinale

Di seguito vengono inseriti i risultati, in forma sintetica dei tabulati di verifica.

#### INVILUPPO SPOSTAMENTI NODALI

##### Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	$u_{Xmin}$ [cm]	$u_{Xmax}$ [cm]	$u_{Ymin}$ [cm]	$u_{Ymax}$ [cm]
0.25	-0.4808	0.4864	0.1332	1.2409
1.65	-0.4823	0.4850	0.4448	1.1243
3.00	-0.4836	0.4836	0.4634	1.1312
4.35	-0.4850	0.4823	0.4448	1.1243
5.67	-0.4864	0.4808	0.1332	1.2409

##### Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	$u_{Xmin}$ [cm]	$u_{Xmax}$ [cm]	$u_{Ymin}$ [cm]	$u_{Ymax}$ [cm]
0.30	-0.4808	0.4864	0.1332	1.2409
3.20	-0.4060	1.8082	0.1343	1.2421
6.10	-0.2568	3.3764	0.1347	1.2424

##### Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	$u_{Xmin}$ [cm]	$u_{Xmax}$ [cm]	$u_{Ymin}$ [cm]	$u_{Ymax}$ [cm]
0.30	-0.4864	0.4808	0.1332	1.2409
3.20	-1.8082	0.4060	0.1343	1.2421
6.10	-3.3764	0.2568	0.1347	1.2424

#### INVILUPPO SOLLECITAZIONI NODALI

##### Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	$M_{min}$ [kgm]	$M_{max}$ [kgm]	$V_{min}$ [kg]	$V_{max}$ [kg]	$N_{min}$ [kg]	$N_{max}$ [kg]
0.25	-39196	-19655	-9325	-6737	10430	17871
1.65	-29642	-11929	-6275	-1009	10430	17712
3.00	-23118	-9439	-3010	3432	10430	17560
4.35	-29642	-11929	1509	6587	10430	17712
5.75	-39196	-19655	6737	9325	10430	17871

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]	V <sub>min</sub> [kg]	V <sub>max</sub> [kg]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]
0.30	-39196	-19655	10433	18076	6977	9425
3.20	-6504	-1817	2184	5613	3489	4712
6.10	0	0	0	0	0	0

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M <sub>min</sub> [kgm]	M <sub>max</sub> [kgm]	V <sub>min</sub> [kg]	V <sub>max</sub> [kg]	N <sub>min</sub> [kg]	N <sub>max</sub> [kg]
0.30	-39196	-19655	-18076	-10433	6977	9425
3.20	-6504	-1817	-5613	-2184	3489	4713
6.10	0	0	0	0	0	0

INVILUPPO PRESSIONI TERRENO

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	$\sigma_{tmin}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{tmax}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
0.25	0.07	0.61
1.65	0.22	0.55
3.00	0.23	0.55
4.35	0.22	0.55
5.75	0.07	0.61

INVILUPPO VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 60.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.25	21.99	21.99	1.27
1.65	21.99	21.99	1.56
3.00	21.99	21.99	2.16
4.35	21.99	21.99	1.55
5.75	21.99	21.99	1.27

X	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.25	25974	0	0	0.00
1.65	25974	0	0	0.00
3.00	25974	0	0	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

4.35	25974	0	0	0.00
5.75	25974	0	0	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 50.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.30	0.00	25.45	1.09
3.20	12.72	25.45	5.08
6.10	0.00	0.00	1000.00

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.30	24288	0	0	0.00
3.20	23644	0	0	0.00
6.10	20080	0	0	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 50.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.30	0.00	25.45	1.09
3.20	12.72	25.45	5.08
6.10	0.00	0.00	1000.00

Y	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	A <sub>sw</sub>
0.30	24288	0	0	0.00
3.20	23644	0	0	0.00
6.10	20080	0	0	0.00

INVILUPPO VERIFICHE STATO LIMITE ESERCIZIO (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 60.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.25	21.99	21.99	43.85	1577.58	476.45
1.65	21.99	21.99	27.58	887.85	308.22
3.00	21.99	21.99	22.29	666.25	253.22
4.35	21.99	21.99	27.58	887.85	308.22

---

5.75	21.99	21.99	43.85	1577.58	476.45
------	-------	-------	-------	---------	--------

X	$\sigma_c$	$A_{sw}$
0.25	-1.5	0.00
1.65	-0.8	0.00
3.00	0.0	0.00
4.35	0.8	0.00
5.75	1.5	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 50.00 cm

Y	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.30	0.00	25.45	67.48	0.00	1849.22
3.20	12.72	25.45	6.97	79.18	151.41
6.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Y	$\sigma_c$	$A_{sw}$
0.30	3.0	0.00
3.20	0.6	0.00
6.10	0.0	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 50.00 cm

Y	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.30	0.00	25.45	67.48	0.00	1849.22
3.20	12.72	25.45	6.97	79.18	151.41
6.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Y	$\sigma_c$	$A_{sw}$
0.30	-3.0	0.00
3.20	-0.6	0.00
6.10	0.0	0.00

## 9.5 Verifica a galleggiamento

I dati di falda considerati sono i medesimi del sottovia ST07.

La verifica viene effettuata attraverso un foglio di calcolo Excel i cui risultati sono qui riportati.

$g_W =$	10	$\text{kN/m}^3$	peso specifico volume d'acqua							
$h_{W1} =$	2	m	altezza del battente idraulico in fase di costruzione							
$h_{W2} =$	2	m	altezza del battente idraulico in fase di esercizio							
$g_{CLS} =$	25	$\text{kN/m}^3$	peso specifico struttura in c.a.							
$g_{TERR} =$	20	$\text{kN/m}^3$	peso specifico volume di terreno sopra al tappo di fondo							
$B =$	6	m	larghezza base scatolare							
$H =$	6.1	m	altezza totale scatolare							
$b =$	5	m	larghezza netta scatolare							
$h =$	5.5	m	altezza netta scatolare							
$b_{sb} =$	0	m	larghezza sbalzo							
$h_{sb} =$	0	m	altezza sbalzo							
$h_R =$	0	m	altezza ricoprimento							
$h_{ZAV} =$	0	m	altezza zavorra							
$P_{scat} =$	227.5	kN	peso struttura scatolare							
$P_{sbalzi} =$	0	kN	peso sbalzi							
$P_{zavorra} =$	0	kN	peso zavorra							
$P_{terr} =$	0	kN	peso del terreno sugli sbalzi							
$P_{ricop} =$	0	kN	peso del terreno sulla soletta di copertura							
$L =$	6	m	larghezza superficie di base							
$B =$	1	m	lunghezza superficie di base							
$A =$	6	$\text{m}^2$	area di base							
$1,1 \cdot F_W$	$\leq$	$0,9 \cdot P_{scat}$	$+$	$0,9 \cdot P_{sbalzi}$	$+$	$0,9 \cdot P_{zavorra}$				
132.00	$\leq$	204.75	$+$	0.00	$+$	0.00				
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]				
$1,1 \cdot F_W$	$\leq$	$0,9 \cdot P_{scat}$	$+$	$0,9 \cdot P_{sbalzi}$	$+$	$0,9 \cdot P_{zavorra}$	$+$	$0,9 \cdot P_{terr}$	$+$	$0,9 \cdot P_{ricop}$
132.00	$\leq$	204.75	$+$	0.00	$+$	0.00	$+$	0.00	$+$	0.00
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]

La verifica è soddisfatta.