

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA  
TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA**

**OPERE PRINCIPALI – SOTTOVIA E SOTTOPASSI**

SL12 - Nuovo Sottovia e Viabilità al Km 85+690.56

Relazione di calcolo imbocchi

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I V 0 I	0 0	D	2 6	C L	S L 1 2 0 0	0 0 2	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	K. Petrucci	Feb. 2022	M. Severi	Feb. 2022	G. Fadda	Feb. 2022	A. Perego Feb. 2022



File: IV0I00D26CLSL1200002A.doc

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. DESCRIZIONE.....</b>	<b>4</b>
<b>3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
4.1 Calcestruzzo per magrone di sottofondazione .....	6
4.2 Calcestruzzo per strutture scatolari .....	6
4.3 Acciaio ordinario per calcestruzzo armato.....	7
<b>5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI .....</b>	<b>9</b>
5.1 Profondità della falda .....	9
<b>6. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>10</b>
6.1 Pesi propri .....	10
6.2 Permanenti non strutturali .....	10
6.3 Azione del sisma .....	10
6.4 Ritiro del calcestruzzo.....	13
6.5 Variazione termica .....	13
6.6 Spinta statica del terreno .....	13
6.7 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale.....	14
6.8 Incremento di Spinta in condizione sismiche.....	14
<b>7. COMBINAZIONE DEI CARICHI.....</b>	<b>15</b>
<b>8. VERIFICHE STRUTTURALI .....</b>	<b>17</b>
8.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione .....	17
8.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio .....	17
8.3 Verifica agli stati limite d'esercizio .....	19
<b>9. VERIFICHE GEOTECNICHE .....</b>	<b>20</b>

<b>10. ANALISI STRUTTURALE .....</b>	<b>21</b>
10.1 Modellazione strutturale.....	21
10.2 Analisi dei carichi .....	23
10.3 Combinazioni .....	27
10.4 Sollecitazioni.....	30
10.5 Verifiche strutturali .....	34
10.5.1 Riepilogo armature.....	34
10.5.2 Verifica piedritti.....	35
10.5.3 Verifica soletta inferiore .....	38
<b>11. INCIDENZA MURO U.....</b>	<b>43</b>
<b>12. DICHIARAZIONI SECONDO D.M. 17/01/2018 (P.TO 10.2) .....</b>	<b>44</b>
12.1 Tipo di analisi svolte .....	44
12.2 Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo .....	44
12.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati .....	44

## 1. PREMESSA

Nel presente documento, emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi al progetto definitivo del raddoppio della linea Genova – Ventimiglia nella tratta Finale Ligure – Andora, è riportato il calcolo strutturale dei muri di imbocco/sbocco del sottovia SL12 al km 85+690, in prossimità della stazione di Albenga.

L'ubicazione dell'opera lungo la tratta in questione è indicata in Figura 1.

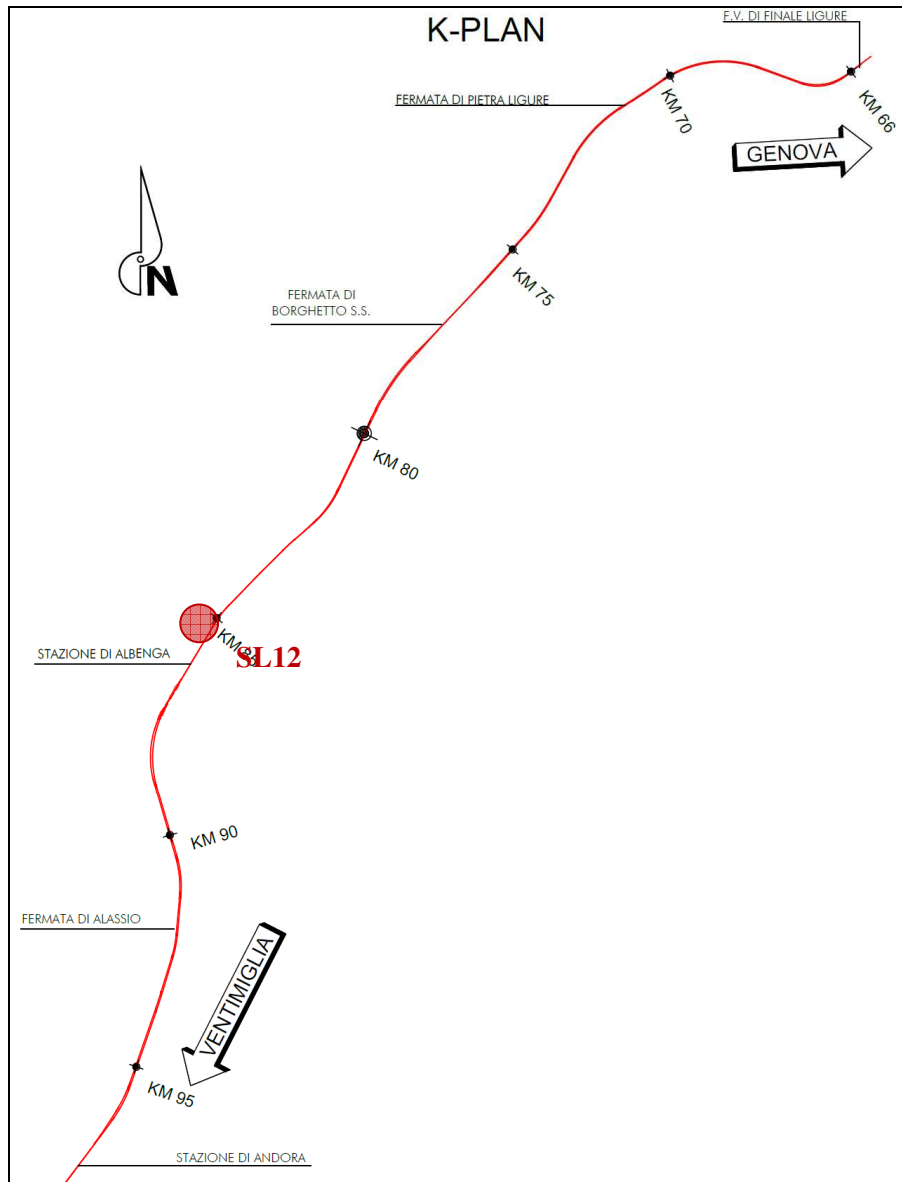


Figura 1: Raddoppio tratta Finale L. - Andora. Inquadramento dell'opera

## 2. DESCRIZIONE

La presente relazione ha per oggetto la verifica della sezione trasversale delle opere di approccio al sottovia SL12 utilizzabile per attraversamenti ferroviari, avente le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Geometria				
Spessore soletta di fondazione	Sf		0.90	m
Spessore piedritti	Sp		0.92	m
Altezza netta	Hint		5.15	m
Larghezza netta	Lint		3.50	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	Lr		0.20	m

Nel caso di muri con altezza fortemente variabile, i valori di calcolo dell'altezza e dello spessore allo spicco dei piedritti sono assunti, in via cautelativa, pari a quelli corrispondenti ai 2/3 della base longitudinale.

Sempre a favore di sicurezza, il presente calcolo si riferisce a tutti i muri ad U ed agli eventuali muri d'ala presenti.

La struttura sarà realizzata in c.a. gettato in opera senza giunti intermedi.

### 3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- Circolare 15 ottobre 1996, n.252 AA.GG./S.T.C.: Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996;
- UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1. Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1993-1-1 “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1. Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1997-1 “Progettazione geotecnica – Parte 1. Regole generali”.
- UNI EN 1998-1: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1998-5: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- UNI EN 206-1:2014: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.
- “Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.”.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 E -- Manuale di progettazione delle Opere Civili RFI - Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture
- RFI DTC SI PS SP IFS 001 E – Capitolato generale tecnico delle Opere Civili RFI – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e acciaio

Riferimenti STI:

– Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.

## 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo per magrone di sottofondazione

MAGRONE - C12/15				
Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore
Resistenza cubica a compressione	$R_{ck}$		N/mm <sup>2</sup>	15
Contenuto minimo cemento			kg/m <sup>3</sup>	150

### 4.2 Calcestruzzo per strutture scatolari

CALCESTRUZZO			
I calcestruzzi impiegati devono essere conformi alla UNI EN 206-1 ed alla UNI 11104 e rispondere alle seguenti prestazioni:			
Campo d'impiego			Scatolari
Classe di esposizione ambientale			XC4
Classe di resistenza calcestruzzo			C32/40
Classe di consistenza			S4
Rapporto acqua cemento massimo	a/c max	[-]	0.50
Tipo di cemento	CEM	[-]	III, IV, V
Contenuto minimo cemento		[kg/m <sup>3</sup> ]	340
Contenuto minimo di aria		[%]	-
Diametro massimo dell'aggregato	$D_{upper}$	[mm]	25
Copriferro nominale	$c_{nom}$	[mm]	50
Resistenza caratteristica cubica a 28gg	$R_{ck}$	[MPa]	40
Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg	$f_{ck}$	[MPa]	33.2
Resistenza cilindrica media	$f_{cm}$	[MPa]	41.2
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	[MPa]	3.1
Resistenza caratteristica a trazione (fratt. 5%)	$f_{ctk}$	[MPa]	2.2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{cfm}$	[MPa]	3.7
Modulo elastico istantaneo (secante a 0.4 $f_{cm}$ )	$E_{cm}$	[MPa]	33643
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	[C <sup>-1</sup> ]	1.0E-05
Coeff. per condizioni di aderenza	$\eta_1$	[-]	1.0
Coeff. Ø barre per aderenza	$\eta_2$	[-]	1.0
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	[MPa]	4.9
Coeff. riduttivo resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	[-]	0.85
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_c$	[-]	1.50
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd}$	[MPa]	18.8
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd}$	[MPa]	1.4
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	$f_{bd}$	[MPa]	3.3

### 4.3 Acciaio ordinario per calcestruzzo armato

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili in barre ad aderenza migliorata rispondente alle seguenti prescrizioni:

Tipo di acciaio			<b>B450C</b>
Tensione caratteristica di snervamento (min.)	$f_{yk}$	[MPa]	450
Tensione caratteristica a carico massimo (min.)	$f_{tk}$	[MPa]	540
Rapporto di sovreresistenza	$k=(f_t/f_y)_k$	[-]	1.20
Massa volumica media	$\rho_s$	[kg/m <sup>3</sup> ]	7850
Modulo elastico	$E_s$	[MPa]	200000
Deformazione caratteristica a carico massimo	$\varepsilon_{uk}=(A_{gt})_k$	[%]	7.50
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	[C <sup>-1</sup> ]	1.2E-05
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s$	[-]	1.15
Resistenza di progetto	$f_{yd}$	[MPa]	391.3
Deformazione di progetto allo snervamento	$\varepsilon_{yd}$	[%]	0.2
Deformazione di progetto a carico massimo	$\varepsilon_{ud}$	[%]	6.75

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 21.01.2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min</sub> ≤C<C <sub>o</sub>	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min</sub> ≤C<C <sub>o</sub>	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min</sub> ≤C<C <sub>o</sub>	C <sub>≥C<sub>o</sub></sub>	C <sub>min</sub> ≤C<C <sub>o</sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Classe di esposizione: XC4

Copriferro di progetto: 50 mm

Condizioni ambientali: Aggressive



L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica RARA per gli SLE dovrà risultare:

- a)  $\delta_f \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- b)  $\delta_f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Con  $\delta_f$  apertura delle fessure e  $w_1$  valore limite dell'apertura delle fessure.

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

## 5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Si prende a riferimento la relazione geotecnica generale, alla quale si rimanda per maggiori dettagli.

Sulla base delle indagini svolte, sintetizzate nei profili geotecnici lungo linea, in corrispondenza della progressiva si evince la seguente stratigrafia:

Unità	Descrizione	Prof. m pc	$\gamma$ kN/mc	$\phi'$ °	$c'$ kPa	cu kPa	E MPa
1	Terreno di riporto	0-1,5	19	24	0	-	5
2	Sabbia limosa con ghiaia Conglomerato poligenico scarsamente cementato alternato a livelli sabbioso-limosi o sabbia limosa ghiaiosa	1,5-6,5	20	33	0	-	20-30
CMV-i		6,5-10	21	35-37	0	-	40

Nel caso in cui il terreno spingente a tergo dei piedritti fosse il rilevato ferroviario si utilizzano i seguenti parametri geotecnici per determinarne l'azione:

$$\phi' = 38^\circ \text{ (angolo di attrito)}$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso specifico)}$$

### 5.1 Profondità della falda

Ai fini dell'analisi dell'opera non si è considerata la presenza della falda idrica in quanto il livello di falda è posto al di sotto del piano di fondazione dell'opera.

## 6. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio e in presenza dell'evento sismico. Tutti i carichi elementari si riferiscono a un concio longitudinale di larghezza unitaria, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

### 6.1 Pesì propri

Il peso dei differenti elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato.

- Soletta superiore;
- Soletta di fondazione;
- Piedritti.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

Calcestruzzo armato:  $\gamma_{c.a.} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Rilevato:  $\gamma_{ri} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

### 6.2 Permanenti non strutturali

Cautelativamente non sono stati considerati i carichi permanenti sulla soletta inferiore.

### 6.3 Azione del sisma

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

- Classe d'uso: III
- Coefficiente d'uso  $C_U = 1.5$
- Vita nominale  $V_N = 75$  anni
- Categoria di suolo: B
- Condizione topografica: T1
- Fattore di struttura  $q = 1$

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta orizzontale e verticale sono riportati :

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE	LATITUDINE	
8.16949	44.05913	

REGIONE	PROVINCIA	COMUNE
Liguria	Genova	

**Elaborazioni grafiche**

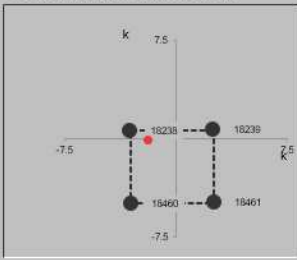
Grafici spettri di risposta →

Variabilità dei parametri →

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri →

**Nodi del reticolo intorno al sito**




Reticolo di riferimento

Controllo sul

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta



superficie ▼

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie    -.-■-.- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Di seguito si riportano i parametri di definizione dell'azione:

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_d$	0.186 g
$F_0$	2.462
$T_C^*$	0.300 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.399
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.140 s
$T_C$	0.420 s
$T_D$	2.342 s

#### 6.4 Ritiro del calcestruzzo

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati in accordo al §2.5.1.6.2 del Manuale di Progettazione, in particolare: “Per tali effetti si riporta il contenuto del §5.2.2.10.2 del DM 17.01.2018. I coefficienti di ritiro e viscosità finali, salvo sperimentazione diretta, sono quelli indicati rispettivamente nei §§ 11.2.10.6 e 11.2.10.7”. Per cui ai fini delle verifiche sono stati impiegati i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC 2018. La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno. Il ritiro è stato applicato mediante una variazione termica equivalente pari a  $10^\circ$ , ed un umidità relativa del 75% a 7 gg.

Il fenomeno del ritiro è stato applicato solo alla soletta di copertura nel caso dello scatolare mentre viene trascurato nel muro.

#### 6.5 Variazione termica

La variazione termica applicata sulla struttura è pari a  $\Delta T = +15^\circ\text{C}$ , con una variazione termica aggiuntiva a farfalla pari a  $\Delta T = +5^\circ\text{C}$  applicata sulla soletta di copertura.

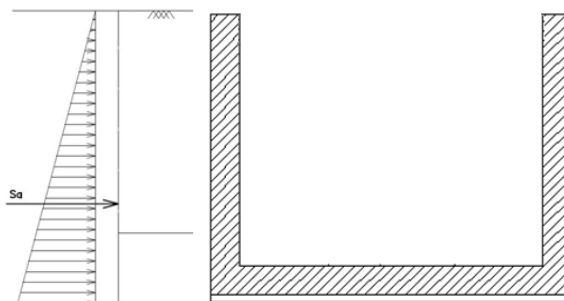
Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} = 0.00001$$

Tale azione si trascura nel caso del muro.

#### 6.6 Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a  $S = 1/2 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$ , applicata ad 1/3 dal basso.



*Figura 2: Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno*

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ .

### 6.7 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale

Nel caso di un sovraccarico uniforme da traffico gravante a tergo dei piedritti, il valore della spinta risultante al metro è pari a  $S=k_0 \cdot q \cdot H$ , con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

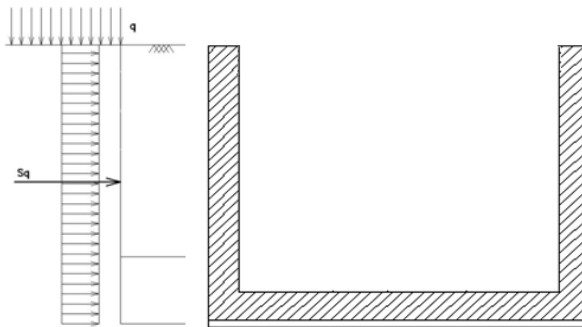


Figura 3: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

### 6.8 Incremento di Spinta in condizione sismiche

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta sismica è calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull'intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad  $H/2$ .

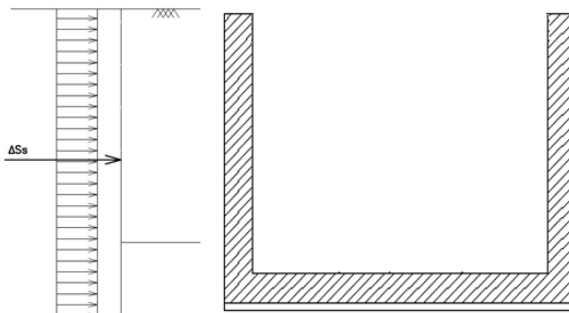


Figura 4: Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

## 7. COMBINAZIONE DEI CARICHI

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione sismica:

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

combinazione eccezionale:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sovrantabili	
	Carichi verticali		Carichi orizzontali		Carichi verticali	
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 5)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Pioni pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tab. 1 – Valutazione dei carichi da traffico



Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione  $\psi$  delle tabelle seguenti.

		Coefficiente	EQU <sup>10</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1} = \gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{r1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{r2}, \gamma_{r3}, \gamma_{r4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tab. 2 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, Eccezionali e Sismica

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 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
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tab. 3 – Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

## 8. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

### 8.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 8.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento i seguenti valori della resistenza di calcolo:

- Resistenza di progetto dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_t \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

- Resistenza di progetto a "taglio trazione":

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

- Resistenza di progetto a "taglio compressione":

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Nelle espressioni precedenti i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

$A_{st}$  è l'area dell'armatura tesa;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

$N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

$s$  è il passo delle staffe;

$\alpha$  è l'angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$  è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $\nu=0.5$ );

$\alpha_c = 1$  coefficiente maggiorativo per membrature non compresse.

### 8.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$$\sigma_c < 0.55 f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.40 f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente;}$$

$$\sigma_s < 0.75 f_{yk} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara).}$$

Nel secondo caso, si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell'apertura delle fessure nella combinazione caratteristica Rara. I valori nominali di riferimento sono:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

## 9. VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche sono state omesse in quanto in corrispondenza dello scatolare il terreno si trova in condizioni meno gravose delle zone limitrofe. Inoltre, lo scavo e la successiva costruzione di una struttura “vuota” sottopongono il terreno a tensioni inferiori a quelli precedentemente presenti.

## 10. ANALISI STRUTTURALE

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del SAP2000, un Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti all'intradosso della soletta di fondazione necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali.

Convenzione assi

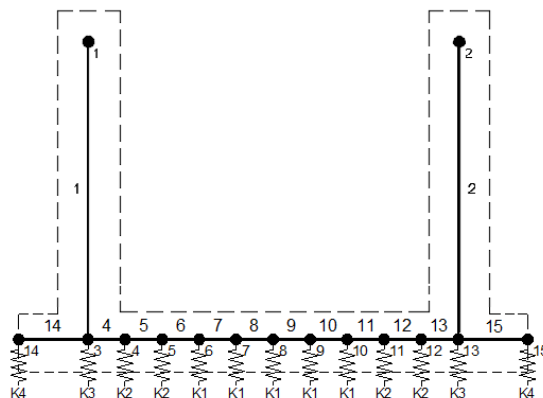
**x** = asse trasversale dello scatolare

**y** = asse longitudinale dello scatolare

**z** = asse verticale dello scatolare

### 10.1 Modellazione strutturale

Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è quello di un telaio ad U. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione vengono inserite molle alla Winkler.



La soletta inferiore viene divisa in elementi per poter schematizzare, tramite molle applicate, l'interazione terreno- struttura.

Per la rigidità delle molle, nell'opera in esame si considera un modulo di reazione verticale  $K_w$  pari a  $1375 \text{ kN/m}^3$ . Tale valore viene valutato tramite la teoria di Bowles, note le dimensioni della fondazione dell'opera e il modulo elastico del terreno di fondazione:

$$k_n = \frac{E}{(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_s}$$

Dove:

E	modulo elastico del terreno
v	coefficiente di Poisson
B	larghezza della fondazione
L	lato maggiore della fondazione
Ct	fattore di forma (Bowles, 1960)
Kw	coefficiente di sottofondo alla Winkler

Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle:

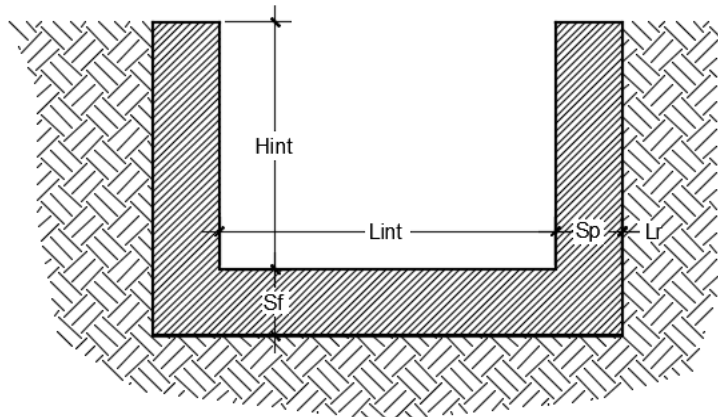
Rigidezze molle				
Modulo elastico del terreno	$E_t$		25.00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu$		0.30	-
Larghezza della fondazione	$B$	$B = L_r + S_p + L_{int} + S_p + L_r$	5.73	m
Lato maggiore della fondazione	$L$		6.00	m
Fattore di forma	$c_t$		0.88	-
Terreno di fondazione - Costante di sottofondo	$K_w$	$K_w = E_t / (1 - \nu^2) * B * c_t$	5463	kN/m <sup>3</sup>
Interasse molle	$i$	$(0.92/2 + 3.50 + 0.92/2) / 10 =$	0.44	m
Molle centrali	$K_1$	$K_1 = K_w * i$	2 412	kN/m
Molle intermedie	$K_2$	$K_2 = 1.50 * K_w * i$	3 618	kN/m
Molle laterali	$K_3$	$K_3 = 2.00 * K_w * (i/2 + S_p/2)$	7 411	kN/m
Molle risolto	$K_4$	$K_4 = 1.50 * K_w * L_r$	1 639	kN/m

La rigidezza delle molle in corrispondenza dei piedritti è stata aumentata, seguendo le indicazioni riportate nella letteratura tecnica, al fine di tenere in conto l'irrigidimento apportato dai piedritti al solettone di fondo.

## 10.2 Analisi dei carichi

### Geometria

Caratteristiche materiali e terreno				
Calcestruzzo armato - Peso specifico	$\gamma$		25	kN/m <sup>3</sup>
Calcestruzzo armato - Tipo			C32/40	
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cubica	$R_{ck}$		40	N/mm <sup>2</sup>
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cilindrica	$f_{ck}$	$0.83 \cdot 40 =$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
Calcestruzzo armato - Modulo elastico	$E$		33600	N/mm <sup>2</sup>
Ballast - Peso specifico	$\gamma_b$		18	kN/m <sup>3</sup>
Terreno del rilevato - Peso specifico	$\gamma$		20	kN/m <sup>3</sup>
Terreno del rilevato - Angolo di attrito	$\varphi$		33	°
Condizioni ambientali per ver. a fessurazione			aggressive	
<b>Geometria</b>				
Spessore soletta di fondazione	$S_f$		0.90	m
Spessore piedritti	$S_p$		0.92	m
Altezza netta	$H_{int}$		5.15	m
Larghezza netta	$L_{int}$		3.50	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	$L_r$		0.20	m



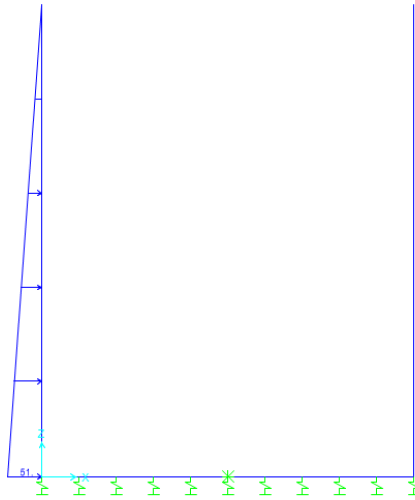
Tab. 4: Geometria del modello



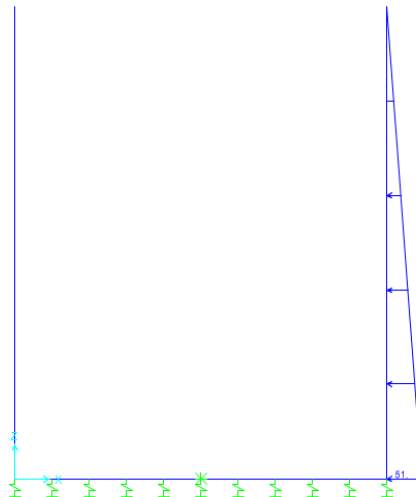
### Azioni elementari applicate

<b>Spinta del terreno (Condizioni <i>SPTSX</i> e <i>SPTDX</i>)</b>			
K0		$1 - \text{sen}(33^\circ) =$	0.455
Spinta alla quota di estradosso sol. sup.	p1	$0.455 \cdot 0.00 =$	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Spinta in asse sol. sup.	p2	$0.455 \cdot (0.00 + 20 \cdot 0.00/2) =$	<b>0.00 kN/m<sup>2</sup></b>
Spinta in asse sol. inf.	p3	$0.455 \cdot [0.00 + 20 \cdot (0.00+5.15+0.90/2)] =$	<b>51.00 kN/m<sup>2</sup></b>
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	p4	$0.455 \cdot [0.00 + 20 \cdot (0.00+5.15+0.90)] =$	55.10 kN/m <sup>2</sup>
Spinta semispessore sol. sup.	F1	$(0.00+0.00)/2 \cdot 0.00/2$	<b>0.00 kN/m</b>
Spinta semispessore sol. inf.	F2	$(51.00+55.10)/2 \cdot 0.90/2$	<b>23.87 kN/m</b>
<b>Sisma orizzontale (Condizione <i>SISMAH</i>)</b>			
Stato limite		Salvaguardia della vita - SLU -	SLV
Vita nominale	$V_N$		75 anni
Classe d'uso			III
Coefficiente $C_U$	$C_U$		1.5
Periodo di riferimento	$V_R$		112.5 anni
Accelerazione orizzontale	$a_g/g$		0.186
Amplificazione spettrale	$F_0$		2.462
Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E	B
Coeff. Amplificazione stratigrafica	$S_s$		1.200
Coeff. Amplificazione topografica	$S_t$		1
Coefficiente S	$S$	$=S_s \cdot S_t$	1.200
accelerazione orizzontale max	$a_{max}/g$	$=a_g/g \cdot S$	0.223
Fattore di struttura	$q$		1.00
Coeff. sismico orizzontale	$k_h$	$=a_{max}/g$	0.223
Coeff. sismico verticale	$k_v$	$= \pm 0.5 \cdot k_h$	0.112
Carico accidentale totale gravante sulla cop.		$1.1 \cdot 1000 / (2.40 \cdot 6.40) \cdot 5.33 + 1.1 \cdot 80 / 2.40 \cdot 5.33 =$	0.0 kN/m
Forza orizz. sulla sol. di cop.	FHs	$0.223 \cdot (0.00 \cdot 25 + 0.00 + 0.2 \cdot 0.0 / 4.42) / 1.00 =$	<b>0.00 kN/m<sup>2</sup></b>
Forza orizz. sui piedritti	FHp	$0.223 \cdot (0.92 \cdot 25) / 1.00 =$	<b>5.11 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>Spinta del terreno in fase sismica (Condizione <i>SPSDX</i>)</b>			
Risultante della spinta sismica	$\Delta S_E$	$= (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot (H_{int} + S_s + S_f + H_b + H_r)^2 = 0.223 \cdot 20 \cdot 6.05^2$	163.4 kN/m
Pressione risultante	$\Delta p_E$	$= \Delta S_E / H = 163.4 / 5.60$	<b>29.18 kN/m<sup>2</sup></b>

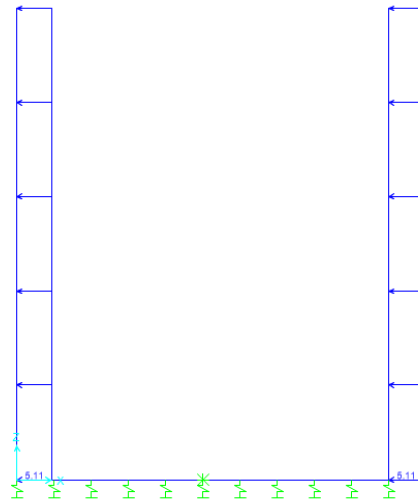
Seguono le schermate di applicazione dei principali carichi al modello:



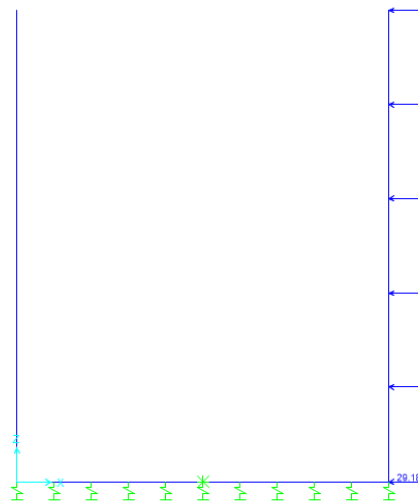
*Figura 5: Condizione SPTSX*



*Figura 6: Condizione SPTDX*



*Figura 7: Condizione SISMAH*



*Figura 8: Condizione SPSDX*



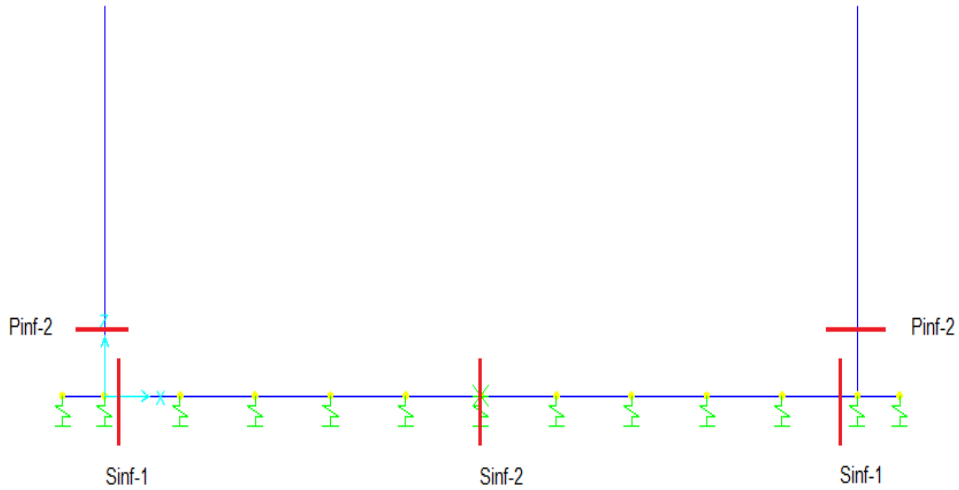
N	PERM	PERM-G2	ACC-M71	ACC-T71	AVV	SPTSX	SPTDX	SPQSx71	SPQDx71	TERM	RITIRO	SISMAH	SISMAV	SPSDX	ACC-SW	SPQSxSW	SPQDxSW
68 68S3-24S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	0	0
69 69S3-25S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.35	1.35	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	1.16	1.16
70 70S3-26S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.00	1.35	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	0	1.16
71 71SSS1--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	1	0.3	1	0	0	0
72 72SSS2--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	1	-0.3	1	0	0	0
73 73SSS3--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	0.3	1	0.3	0	0	0
74 74SSS4--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	0.3	-1	0.3	0	0	0
75 75SSS5--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	1	0.3	1	0	0	0
76 76SSS6--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	1	-0.3	1	0	0	0
77 77SSS7--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	0.3	1	0.3	0	0	0
78 78SSS8--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	0.3	-1	0.3	0	0	0
79 79SSS9S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	1	0.3	1	0.2	0	0.2
80 80SSS10S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	1	-0.3	1	0.2	0	0.2
81 81SSS11S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	0.3	1	0.3	0.2	0	0.2
82 82SSS12S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	0.3	-1	0.3	0.2	0	0.2
83 83SSS13S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	1	0.3	1	0.2	0	0.2
84 84SSS14S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	1	-0.3	1	0.2	0	0.2
85 85SSS15S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	0.3	1	0.3	0.2	0	0.2
86 86SSS16S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	0.3	-1	0.3	0.2	0	0.2
87 87R3-11M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0
88 88R3-11T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0
89 89R3-12M	1	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	0.6	0	0	0	0	0	0	0
90 90R3-12T	1	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	0.6	0	0	0	0	0	0	0
91 91R3-13M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	0.6	0	0	0	0	0	0	0
92 92R3-13T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	0.6	0	0	0	0	0	0	0
93 93R3-14S	1	1	0	0	0.8	0.6	0.6	0	0	0.6	0	0	0	0	0.8	0	0
94 94R3-15S	1	1	0	0	0.8	1	1	0	0	0.6	0	0	0	0	0.8	0.8	0.8
95 95R3-16S	1	1	0	0	0.8	0.6	1	0	0	0.6	0	0	0	0	0.8	0	0.8
96 96R3-21M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
97 97R3-21T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
98 98R3-22M	1	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
99 99R3-22T	1	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
100 100R3-23M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
101 101R3-23T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
102 102R3-24S	1	1	0	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	0.8	0	0
103 103R3-25S	1	1	0	0	0.8	1	1	0	0	-0.6	1	0	0	0	0.8	0.8	0.8
104 104R3-26S	1	1	0	0	0.8	0.6	1	0	0	-0.6	1	0	0	0	0.8	0	0.8
105 105R1T11M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
106 106R1T11T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
107 107R1T12M	1	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	1	0	0	0	0	0	0	0
108 108R1T12T	1	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	1	0	0	0	0	0	0	0
109 109R1T13M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	1	0	0	0	0	0	0	0
110 110R1T13T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	1	0	0	0	0	0	0	0
111 111R1T14S	1	1	0	0	0.8	0.6	0.6	0	0	1	0	0	0	0	0.8	0	0
112 112R1T15S	1	1	0	0	0.8	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.8	0.8	0.8
113 113R1T16S	1	1	0	0	0.8	0.6	1	0	0	1	0	0	0	0	0.8	0	0.8
114 114R1T21M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0	0	0
115 115R1T21T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0	0	0
116 116R1T22M	1	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0
117 117R1T22T	1	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0
118 118R1T23M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0
119 119R1T23T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0
120 120R1T24S	1	1	0	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0	0
121 121R1T25S	1	1	0	0	0.8	1	1	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0.8	0.8
122 122R1T26S	1	1	0	0	0.8	0.6	1	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0	0.8

dove:

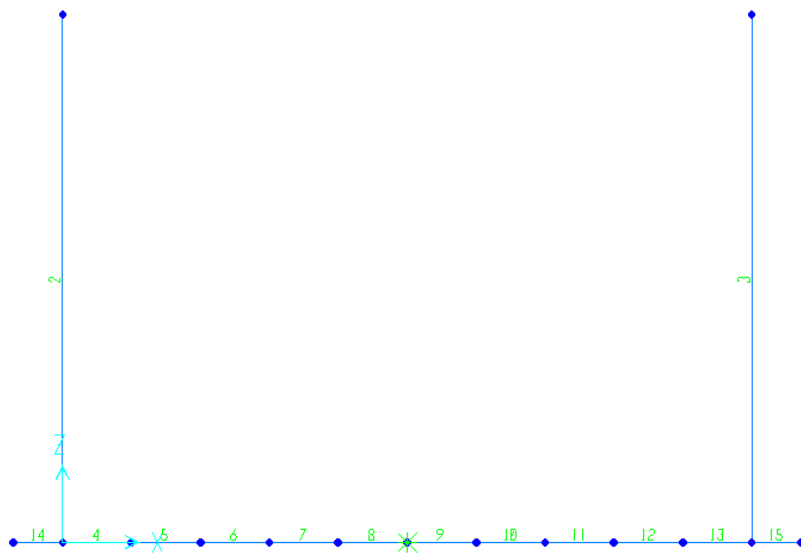
- PERM** : carichi permanenti
- PERM-G2** : carichi permanenti non strutturali
- ACC-M71** : carichi da traffico concentrato LM71 (disposizione per massimizzare il momento)
- ACC-T71** : carichi da traffico concentrato LM71(disposizione per massimizzare il taglio)
- ACC-SW** : carichi da traffico concentrato SW/2
- AVV** : avviamento
- SPTSx** : spinta del terreno sulla parete sx
- SPTDx** : spinta del terreno sulla parete dx
- SPQSx71** : spinta del carico accidentale LM71 sulla parete sx
- SPQDx71** : spinta del carico accidentale LM71 sulla parete dx

**TERM** : termica  
**RITIRO** : ritiro  
**SISMAH** : azione sismica  
**SISDX** : incremento sismico della spinta del terreno  
**SPQSxSW** : spinta del carico accidentale SW/2 sulla parete sx  
**SPQDxSW** : spinta del carico accidentale SW/2 sulla parete dx

## 10.4 Sollecitazioni



*Figura 9: Sezioni di verifica*



*Figura 10: Nomenclatura frame*





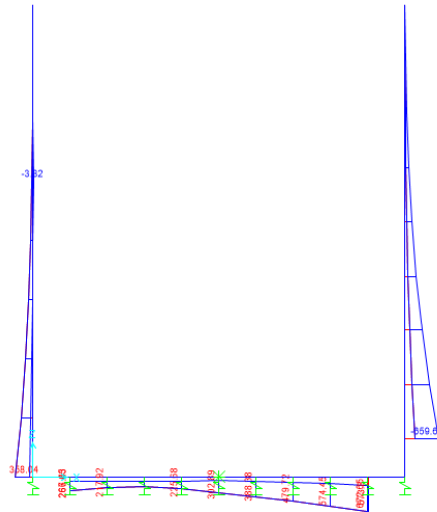


Figura 13: Momento flettente – Inviluppo SLU (kNm)

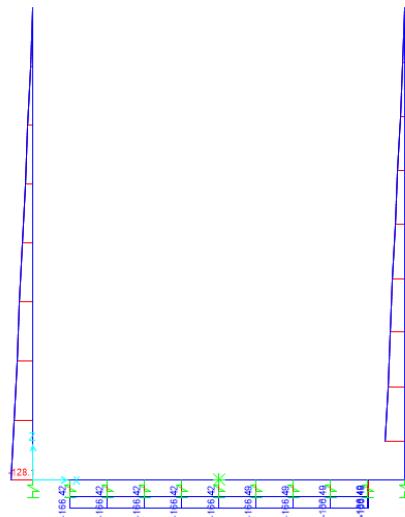


Figura 14: Sforzo normale – Inviluppo SLE Rara (kNm)

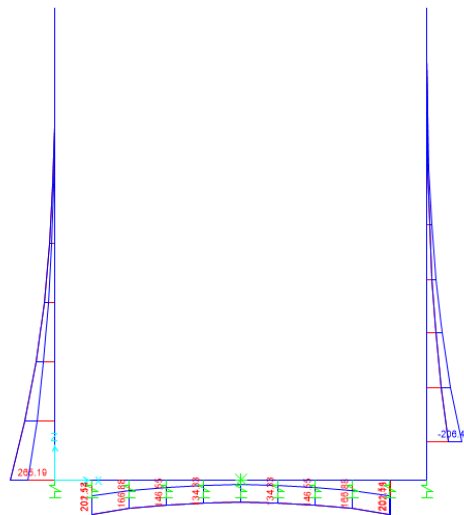


Figura 15: Momento flettente – Involuppo SLE-Rara (KNm)

## 10.5 Verifiche strutturali

### 10.5.1 Riepilogo armature

La tabella seguente mostra le armature di forza adottate nello scatolare con riferimento ad una striscia di 1m.

	Arm. tesa		Arm. comp.	
	1° strato	2° strato	1° strato	2° strato
Piedritto - Spiccato	5 Ø20	5 Ø16	5 Ø20	-
Soletta inferiore - Campata	5 Ø20	-	5 Ø20	-
Soletta inferiore - Appoggio	5 Ø20	5 Ø16	5 Ø20	-

L'armatura a taglio, laddove prevista, è indicata nella corrispondente verifica.

### 10.5.2 Verifica piedritti

- Verifica a pressoflessione spiccato (Pied-Spicce)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s = 205000$ N/mm <sup>2</sup>
	$\epsilon_{yd} = 0.00191$

Calcestruzzo	
Tipo	C32/40
R <sub>ck</sub>	40 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ck</sub>	33.2 N/mm <sup>2</sup>
γ <sub>c</sub>	1.5
f <sub>cd</sub>	22.1 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>cc</sub>	18.8 N/mm <sup>2</sup>

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec.	14	mm

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione h	= 91 cm
Base della sezione b	= 100 cm
Copriferro d'	= 8.4 cm
Altezza utile della sezione d	= 82.6 cm

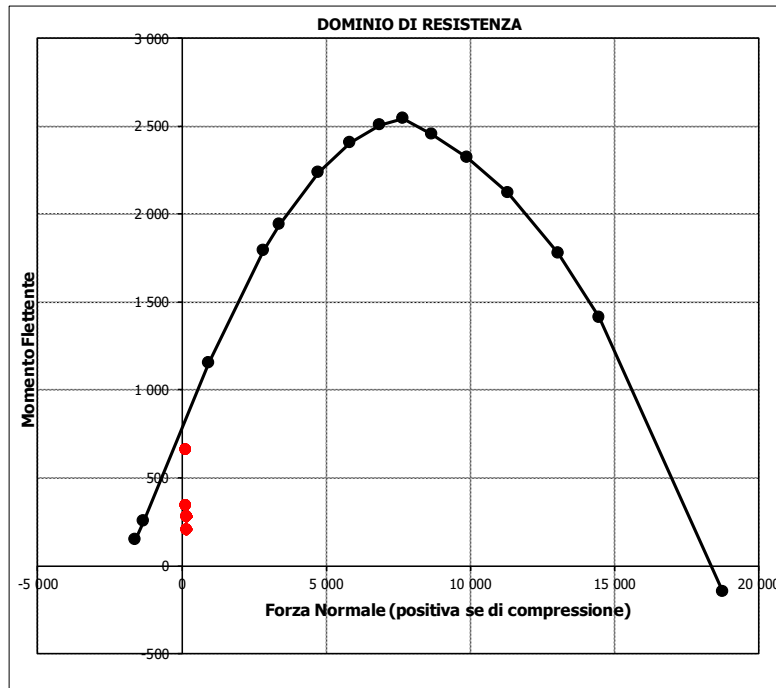
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm <sup>2</sup>
5	16	10.05	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
		<b>25.76</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm <sup>2</sup>
0	0	0.00	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
		<b>15.71</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax)	01S1-11M	159	206
(Nmin)	71SS1--	118	660
(Mmax)	71SS1--	118	660
(Mmin)	01S1-11M	159	206

#### Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd	Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	159	206	44S1T23M	159	279
02S1-11T	159	206	45S1T23T	159	279
03S1-12M	159	278	46S1T24-	159	278
04S1-12T	159	278	47S1T25-	159	279
05S1-13M	159	279	48S1T26S	159	206
06S1-13T	159	279	49S1T27S	159	278
07S1-14-	159	278	50S1T28S	159	279
08S1-15-	159	279	51S1T29S	159	278
09S1-16S	159	206	52S1T30S	159	279
10S1-17S	159	278	53S3-11M	159	206
11S1-18S	159	279	54S3-11T	159	206
12S1-19S	159	278	55S3-12M	159	278
13S1-20S	159	279	56S3-12T	159	278
14S1-21M	159	206	57S3-13M	159	279
15S1-21T	159	206	58S3-13T	159	279
16S1-22M	159	278	59S3-14S	159	206
17S1-22T	159	278	60S3-15S	159	278
18S1-23M	159	279	61S3-16S	159	279
19S1-23T	159	279	62S3-21M	159	206
20S1-24-	159	278	63S3-21T	159	206
21S1-25-	159	279	64S3-22M	159	278
22S1-26S	159	206	65S3-22T	159	278
23S1-27S	159	278	66S3-23M	159	279
24S1-28S	159	279	67S3-23T	159	279
25S1-29S	159	278	68S3-24S	159	206
26S1-30S	159	279	69S3-25S	159	278
27S1T11M	159	206	70S3-26S	159	279
28S1T11T	159	206	71SSS1--	118	660
29S1T12M	159	278	72SSS2--	118	660
30S1T12T	159	278	73SSS3--	118	342
31S1T13M	159	279	74SSS4--	118	342
32S1T13T	159	279	75SSS5--	118	660
33S1T14-	159	278	76SSS6--	118	660
34S1T15-	159	279	77SSS7--	118	342
35S1T16S	159	206	78SSS8--	118	342
36S1T17S	159	278	79SSS9S	118	660
37S1T18S	159	279	80SSS10S	118	660
38S1T19S	159	278	81SSS11S	118	342
39S1T20S	159	279	82SSS12S	118	342
40S1T21M	159	206	83SSS13S	118	660
41S1T21T	159	206	84SSS14S	118	660
42S1T22M	159	278	85SSS15S	118	342
43S1T22T	159	278	86SSS16S	118	342



- Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta nel seguente modo:

1. Verifica della sezione senza armatura al taglio → se  $V_{Ed} < VR_{d1}$  la verifica è soddisfatta;
2. Altrimenti si verifica la sezione con armatura a taglio → se  $V_{Ed} < VR_{d2}$  la verifica è soddisfatta.

**Calcestruzzo**

Tipo	C32/40	
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$\alpha_{cc}$	0.85	
$f_{cd}$	18.8	N/mm <sup>2</sup>

**Acciaio**

$f_{tk}$	540	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1.15	
$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni**

$V_{Ed}$	kN	<b>297</b>
$N_{Ed}$	kN	<b>0</b>

**Piedritto**

**Armatura a taglio**

Diametro	mm	10
Numero barre		5
$A_{sw}$	cm <sup>2</sup>	3.93
Passo s	cm	20
Angolo $\alpha$	°	90

**Armatura longitudinale**

$n_1$		5
$\varnothing_1$	mm	20
$n_2$		5
$\varnothing_2$	mm	16
$A_{sl}$	cm <sup>2</sup>	25.76

**Sezione**

$b_w$	cm	100
H	cm	91
c	cm	8.4
d	cm	82.6
k	N/mm <sup>2</sup>	1.49
$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup>	0.37
$\rho$		0.0031
$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00
$\alpha_c$		1.00

**Resistenza senza armatura a taglio**

$V_{Rd}$	kN	<b>322</b>
$V_{Rd}$	kN	<b>VERIFICATO</b>

- Verifica a fessurazione spiccato (Pied-Spicc)

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	<b>206</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>0</b>	kN

**Materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$R_{ck}$	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	$f_{ck}$	<b>33.2</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm}$	33642.78	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{amm}$	18.3	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	3.5	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.4	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	450.00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s$	205000.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{amm}$	<b>337.5</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	$n$	<b>15</b>	

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>91</b>	cm		
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm		
Armatura compressa (1° strato)	$As_1'$	15.71	cm <sup>2</sup>	5 Ø 20	$c_{s1} = 8.4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$As_2'$	0.00	cm <sup>2</sup>	0 Ø 0	$c_{s2} = 9.4$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$As_2$	10.05	cm <sup>2</sup>	5 Ø 16	$c_{t2} = 10.2$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$As_1$	15.71	cm <sup>2</sup>	5 Ø 20	$c_{t1} = 8.4$ cm

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>2.4</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>108.2</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{samm}$

Eccentricità	e (M)	$\infty$	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	$\infty$	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	20.4	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	9681	cm <sup>2</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	7116282.21	cm <sup>4</sup>	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id*}$	1778615.347	cm <sup>4</sup>	

**Verifica a fessurazione**

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	379	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	-----	------	----------------------------

### 10.5.3 Verifica soletta inferiore

- Verifica a pressoflessione campata (Solinf-Camp)

#### Acciaio

Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540$	N/mm <sup>2</sup>
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$	N/mm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s = 205000$	N/mm <sup>2</sup>
	$\epsilon_{yd} = 0.00191$	

#### Calcestruzzo

Tipo	C32/40
$R_{ck}$	40 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	33.2 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5
$f_{cd}$	22.1 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cc}$	18.8 N/mm <sup>2</sup>

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec.	14	mm

#### Geometria della sezione

Altezza geometrica della sezione	$h = 90$	cm
Base della sezione	$b = 100$	cm
Copriferro	$d' = 8.4$	cm
Altezza utile della sezione	$d = 81.6$	cm

#### Armatura tesa

N° ferri	Diametro	Area
5	20	15.71 cm <sup>2</sup>
0	0	0.00 cm <sup>2</sup>
		<b>15.71 cm<sup>2</sup></b>

#### Armatura compressa

N° ferri	Diametro	Area
5	20	15.71 cm <sup>2</sup>
0	0	0.00 cm <sup>2</sup>
		<b>15.71 cm<sup>2</sup></b>

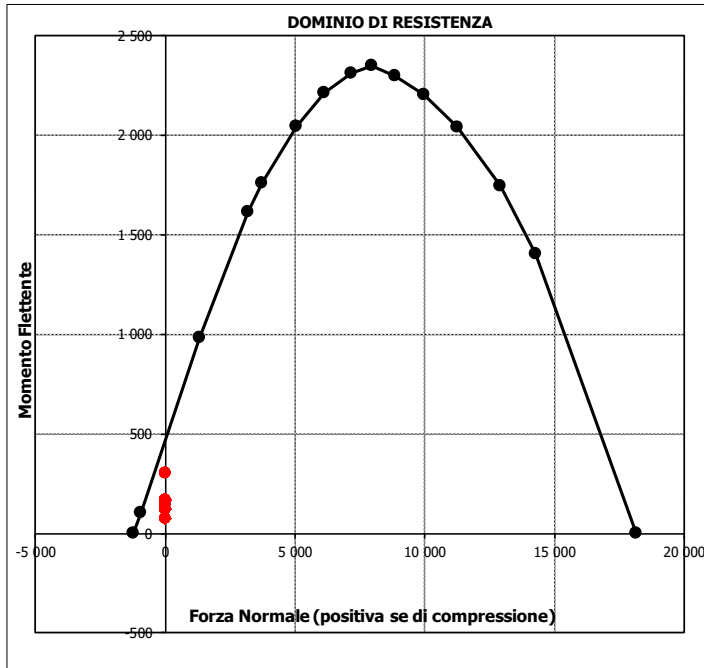
#### Caratteristiche di sollecitazione

Comb. Nsd [kN] Msd [kNm]

(Mmax)	71SSS1--	0	303
(Mmin)	01S1-11M	0	75

#### Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd	Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	0	75	44S1T23M	0	120
02S1-11T	0	75	45S1T23T	0	120
03S1-12M	0	166	46S1T24-	0	166
04S1-12T	0	166	47S1T25-	0	120
05S1-13M	0	120	48S1T26S	0	75
06S1-13T	0	120	49S1T27S	0	166
07S1-14-	0	166	50S1T28S	0	120
08S1-15-	0	120	51S1T29S	0	166
09S1-16S	0	75	52S1T30S	0	120
10S1-17S	0	166	53S3-11M	0	75
11S1-18S	0	120	54S3-11T	0	75
12S1-19S	0	166	55S3-12M	0	166
13S1-20S	0	120	56S3-12T	0	166
14S1-21M	0	75	57S3-13M	0	120
15S1-21T	0	75	58S3-13T	0	120
16S1-22M	0	166	59S3-14S	0	75
17S1-22T	0	166	60S3-15S	0	166
18S1-23M	0	120	61S3-16S	0	120
19S1-23T	0	120	62S3-21M	0	75
20S1-24-	0	166	63S3-21T	0	75
21S1-25-	0	120	64S3-22M	0	166
22S1-26S	0	75	65S3-22T	0	166
23S1-27S	0	166	66S3-23M	0	120
24S1-28S	0	120	67S3-23T	0	120
25S1-29S	0	166	68S3-24S	0	75
26S1-30S	0	120	69S3-25S	0	166
27S1T11M	0	75	70S3-26S	0	120
28S1T11T	0	75	71SSS1--	0	303
29S1T12M	0	166	72SSS2--	0	303
30S1T12T	0	166	73SSS3--	0	145
31S1T13M	0	120	74SSS4--	0	145
32S1T13T	0	120	75SSS5--	0	303
33S1T14-	0	166	76SSS6--	0	303
34S1T15-	0	120	77SSS7--	0	145
35S1T16S	0	75	78SSS8--	0	145
36S1T17S	0	166	79SSS9S	0	303
37S1T18S	0	120	80SSS10S	0	303
38S1T19S	0	166	81SSS11S	0	145
39S1T20S	0	120	82SSS12S	0	145
40S1T21M	0	75	83SSS13S	0	303
41S1T21T	0	75	84SSS14S	0	303
42S1T22M	0	166	85SSS15S	0	145
43S1T22T	0	166	86SSS16S	0	145



• Verifica a pressoflessione appoggio (Solinf-App)

**Acciaio**

Tensione car. di rottura	$f_{tk}$	=	540	N/mm <sup>2</sup>
Tensione car. di snervamento	$f_{yk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s$	=	1.15	
Resistenza di calcolo	$f_{yd}$	=	391	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s$	=	205000	N/mm <sup>2</sup>
	$\epsilon_{yd}$	=	0.00191	

**Calcestruzzo**

Tipo	C32/40
$R_{ck}$	40 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	33.2 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5
$f_{cd}$	22.1 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cc}$	18.8 N/mm <sup>2</sup>

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec.	14	mm

**Geometria della sezione**

Altezza geometrica della sezione	$h$	=	90	cm
Base della sezione	$b$	=	100	cm
Copriferro	$d'$	=	8.4	cm
Altezza utile della sezione	$d$	=	81.6	cm

**Armatura tesa**

N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm <sup>2</sup>
5	16	10.05	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
			<b>25.76 cm<sup>2</sup></b>

**Armatura compressa**

N° ferri	Diametro	Area	
5	20	15.71	cm <sup>2</sup>
0	0	0.00	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
			<b>15.71 cm<sup>2</sup></b>

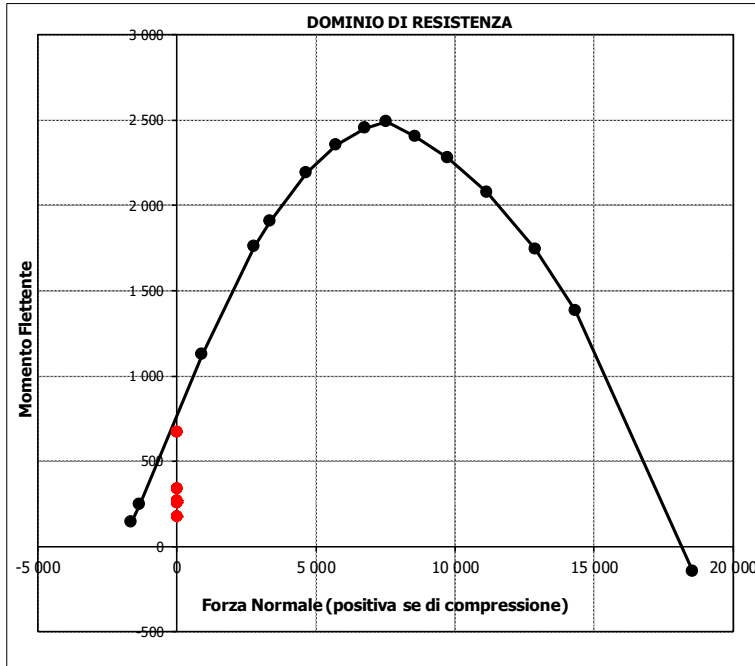
**Caratteristiche di sollecitazione**

Comb. Nsd [kN] Msd [kNm]

(Mmax)	71SSS1--	0	674
(Mmin)	01S1-11M	0	175

**Caratteristiche di sollecitazione**

Comb.	Nsd	Msd	Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	0	175	44S1T23M	0	260
02S1-11T	0	175	45S1T23T	0	260
03S1-12M	0	267	46S1T24-	0	267
04S1-12T	0	267	47S1T25-	0	260
05S1-13M	0	260	48S1T26S	0	175
06S1-13T	0	260	49S1T27S	0	267
07S1-14-	0	267	50S1T28S	0	260
08S1-15-	0	260	51S1T29S	0	267
09S1-16S	0	175	52S1T30S	0	260
10S1-17S	0	267	53S3-11M	0	175
11S1-18S	0	260	54S3-11T	0	175
12S1-19S	0	267	55S3-12M	0	267
13S1-20S	0	260	56S3-12T	0	267
14S1-21M	0	175	57S3-13M	0	260
15S1-21T	0	175	58S3-13T	0	260
16S1-22M	0	267	59S3-14S	0	175
17S1-22T	0	267	60S3-15S	0	267
18S1-23M	0	260	61S3-16S	0	260
19S1-23T	0	260	62S3-21M	0	175
20S1-24-	0	267	63S3-21T	0	175
21S1-25-	0	260	64S3-22M	0	267
22S1-26S	0	175	65S3-22T	0	267
23S1-27S	0	267	66S3-23M	0	260
24S1-28S	0	260	67S3-23T	0	260
25S1-29S	0	267	68S3-24S	0	175
26S1-30S	0	260	69S3-25S	0	267
27S1T11M	0	175	70S3-26S	0	260
28S1T11T	0	175	71SSS1--	0	674
29S1T12M	0	267	72SSS2--	0	674
30S1T12T	0	267	73SSS3--	0	337
31S1T13M	0	260	74SSS4--	0	337
32S1T13T	0	260	75SSS5--	0	674
33S1T14-	0	267	76SSS6--	0	674
34S1T15-	0	260	77SSS7--	0	337
35S1T16S	0	175	78SSS8--	0	337
36S1T17S	0	267	79SSS9S	0	674
37S1T18S	0	260	80SSS10S	0	674
38S1T19S	0	267	81SSS11S	0	337
39S1T20S	0	260	82SSS12S	0	337
40S1T21M	0	175	83SSS13S	0	674
41S1T21T	0	175	84SSS14S	0	674
42S1T22M	0	267	85SSS15S	0	337
43S1T22T	0	267	86SSS16S	0	337





- Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta nel seguente modo:

1. Verifica della sezione senza armatura al taglio → se  $V_{Ed} < VR_{d1}$  la verifica è soddisfatta;
2. Altrimenti si verifica la sezione con armatura a taglio → se  $V_{Ed} < VR_{d2}$  la verifica è soddisfatta.

**Calcestruzzo**

Tipo	C32/40	
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$\alpha_{cc}$	0.85	
$f_{cd}$	18.8	N/mm <sup>2</sup>

**Acciaio**

$f_{tk}$	540	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1.15	
$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni**

$V_{Ed}$	kN	<b>227</b>
$N_{Ed}$	kN	<b>0</b>

**Soletta inf**

**Armatura a taglio**

Diametro	mm	10
Numero barre		5
$A_{sw}$	cm <sup>2</sup>	3.93
Passo s	cm	20
Angolo $\alpha$	°	90

**Armatura longitudinale**

$n_1$		5
$\varnothing_1$	mm	20
$n_2$		5
$\varnothing_2$	mm	16
$A_{sl}$	cm <sup>2</sup>	25.76

**Sezione**

$b_w$	cm	100
H	cm	90
c	cm	8.4
d	cm	81.6
k	N/mm <sup>2</sup>	1.50
$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup>	0.37
$\rho$		0.0032
$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00
$\alpha_c$		1.00

**Resistenza senza armatura a taglio**

$V_{Rd}$	kN	<b>320</b>
$V_{Rd}$	kN	<b>VERIFICATO</b>

- Verifica a fessurazione campata (Solinf-Camp)

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	<b>130</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>0</b>	kN

**Materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$R_{ck}$	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	$f_{ck}$	<b>33.2</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm}$	33642.78	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{camm}$	18.3	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	3.5	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.4	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	450.00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s$	205000.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>337.5</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>90</b>	cm		
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm		
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	15.71	cm <sup>2</sup>	5 Ø 20	$C_{s1} = 8.4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup>	0 Ø 0	$C_{s2} = 9.4$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup>	0 Ø 0	$C_{t2} = 9.4$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	15.71	cm <sup>2</sup>	5 Ø 20	$C_{t1} = 8.4$ cm

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>1.8</b>	N/mm <sup>2</sup>	<	$\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>109.4</b>	N/mm <sup>2</sup>	<	$\sigma_{samm}$

Eccentricità	e (M)	$\infty$	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	$\infty$	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	16.4	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	9440	cm <sup>2</sup>		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	6706252.778	cm <sup>4</sup>		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id}^*$	1163738.404	cm <sup>4</sup>		

**Verifica a fessurazione**

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	361	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	-----	------	----------------------------

• Verifica a fessurazione appoggio (Solinf-App)

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	<b>202</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>0</b>	kN

**Materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$R_{ck}$	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	$f_{ck}$	<b>33.2</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm}$	33642.78	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{camm}$	18.3	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	3.5	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.4	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	450.00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s$	205000.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>337.5</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>90</b>	cm
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	15.71	cm <sup>2</sup>
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup>
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	10.05	cm <sup>2</sup>
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	15.71	cm <sup>2</sup>
			<b>5</b> Ø <b>20</b> $c_{s1} =$ <b>8.4</b> cm
			<b>0</b> Ø <b>0</b> $c_{s2} =$ <b>9.4</b> cm
			<b>5</b> Ø <b>16</b> $c_{t2} =$ <b>10.2</b> cm
			<b>5</b> Ø <b>20</b> $c_{t1} =$ <b>8.4</b> cm

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>2.4</b>	N/mm <sup>2</sup>	<	$\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>107.3</b>	N/mm <sup>2</sup>	<	$\sigma_{samm}$

Eccentricità	e (M)	$\infty$	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	$\infty$	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	<b>20.3</b>	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	9581	cm <sup>2</sup>		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	6888873.308	cm <sup>4</sup>		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id*}$	1731455.586	cm <sup>4</sup>		

**Verifica a fessurazione**

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	371	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	-----	------	----------------------------

## 11. INCIDENZA MURO U

I valori delle incidenze di armatura lenta sono indicati nella seguente tabella:

Piedritti	<b>70 kg/mc</b>
Soletta inferiore	<b>70 kg/mc</b>

Come previsto dall' Eurocodice (UNI EN 1992-1-1) per le piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale.

Pertanto nel calcolo è stata considerata un' armatura longitudinale diffusa  $\varnothing 16/20$  ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature e spille.

## 12. DICHIARAZIONI SECONDO D.M. 17/01/2018 (P.TO 10.2)

### 12.1 Tipo di analisi svolte

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni).

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

### 12.2 Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo

Titolo: SAP2000 Ultimate  
Versione: 21.0.2  
Produttore: CSI Computers and Structures, Inc.

### 12.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a valutazione che ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali.

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.