

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.**

CUP: J14H20000440001

**U.O. COORDINAMENTO TERRITORIALE NORD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA  
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA  
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST**

**NUOVO SOTTOPASSO DI VIA CARNIA**

**SL03 - SOTTOPASSO VIA ALBERE NORD  
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E PIEDRITTI**

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I N 1 0 1 0 D 2 6 C L S L 0 3 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Cucino	Set 2021	M.Rigo	Set 2021	C. Mazzocchi	Set 2021	A. Perego Set 2021



File:IN1010D26CLSL0300001A

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
2.2	ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO.....	6
3	CARATTERISTICHE MATERIALI.....	7
3.1	CALCESTRUZZO.....	7
3.1.1	<i>Magrone</i> .....	7
3.1.2	<i>Calcestruzzo per soletta di fondazione, piedritti e soletta di copertura</i> .....	7
3.2	ACCIAIO.....	8
3.2.1	<i>Acciaio di armatura per c.a.</i> .....	8
3.2.2	<i>Pali</i> .....	8
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	9
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	11
6	MODELLO DI CALCOLO.....	12
6.1	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	13
7	ANALISI DEI CARICHI.....	14
7.1	PESO PROPRIO (PP).....	14
7.2	SOVRACCARICO PERMANENTE (PERM).....	14
7.2.1	<i>Ballast e armamento (G2)</i> .....	15
	AZIONI SOLLECITANTI ESERCITATE DAI CARICHI FERROVIARI.....	16
7.3	AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA .....	19
7.3.1	<i>Azioni termiche uniformi (TU)</i> .....	20
7.3.2	<i>Azioni termiche differenziali (TF)</i> .....	21
7.3.3	<i>Ritiro</i> .....	22

7.4	PERMANENTI PORTATI: SPINTA DEL TERRENO (SPINTA SINISTRO / SOLETTO).....	24
7.5	SOVRASPINTA ACCIDENTALE (CARICO FERROVIAIO QSQ.DX-QSQ.SX ).....	25
7.6	AZIONI SISMICHE .....	26
7.6.1	<i>Carichi Sismici</i> .....	33
<b>8</b>	<b>CARICHI ORIZZONTALI SU RINGHIERE O PARAPETTI SULLA TESTA DEI MURI .....</b>	<b>34</b>
8.1.1	<i>Carico orizzontale dei pedoni</i> .....	34
8.1.2	<i>Carico del vento</i> .....	34
8.1.3	<i>Concomitanza delle azioni aerodinamiche / vento / pedoni</i> .....	37
9	VERIFICA AL MARTELLAMENTO.....	38
10	VERIFICHE SLD E SLO.....	38
11	COMBINAZIONI DI CARICO.....	39
12	RISULTATI DELLE ANALISI .....	47

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la progettazione definitiva di opere strutturali relative all'Ingresso Ovest al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona.

L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'intersezione con l'Autostrada del Brennero A22 e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Nuova, per una estensione di circa 10km. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Brescia Est – Verona.

Il progetto prevede la rilocazione della Linea Storica leggermente più a nord al fine di lasciare spazio all'inserimento dei binari della Linea AV/AC. Viene anche prevista la realizzazione di una ulteriore linea denominata "indipendente merci" per il collegamento con la Linea Brennero.

Sono previsti interventi di potenziamento e riconfigurazione della stazione di Verona Porta Nuova e realizzazione di una nuova Sottostazione Elettrica con conseguenti interventi tecnologici per la gestione delle modifiche.

Il progetto comprende tutte le opere atte a consentire l'allaccio e l'interfaccia con le linee storiche esistenti e la risoluzione delle interferenze tra la parte di progetto stesso e l'esistente (viabilità, idrografia, ecc).

In particolare, il presente report illustra le verifiche strutturali della sezione contrassegnata di SL03.



**Figura - 1 Fig. 1 – Individuazione area d'intervento**

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E PIEDRITTI	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL 03 00 001</b>	REV. <b>A</b>

## 2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normativa di riferimento

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono effettuate in accordo con le prescrizioni di seguito elencate è conformi alle normative vigenti:

- ✓ Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni»
- ✓ Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 11 febbraio 2019, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»
- ✓ Manuale di progettazione RFI Opere Civili RFI DTC SIM AI FS 001 E e relative parti e sezioni.
- ✓ Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- ✓ 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
- ✓ UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- ✓ UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.
- ✓ UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

## 2.2 Elaborati di progetto di riferimento

RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA	IN10	10	D	26	RG	SL0300	001
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E PIEDRITTI	IN10	10	D	26	CL	SL0300	001
RELAZIONE DI CALCOLO PLINTI E PALI DI FONDAZIONE	IN10	10	D	26	CL	SL0300	002
RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICA FUNZIONALITÀ TRATTO SOTTOPASSO ESISTENTE	IN10	10	D	26	CL	SL0300	003
RELAZIONE DI CALCOLO MURI D'ALA	IN10	10	D	26	CL	SL0300	004
PLANIMETRIA DI PROGETTO SU CARTOGRAFIA	IN10	10	D	26	P9	SL0300	001
PLANIMETRIA DI PROGETTO SU ORTOFOTO	IN10	10	D	26	P9	SL0300	002
PIANTA SCAVI	IN10	10	D	26	P9	SL0300	003
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	IN10	10	D	26	PA	SL0300	001
CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONI	IN10	10	D	26	PA	SL0300	002
SEZIONI LONGITUDINALI E TRASVERSALI	IN10	10	D	26	BA	SL0300	001
FASI COSTRUTTIVE	IN10	10	D	26	PB	SL0300	001
FASI COSTRUTTIVE	IN10	10	D	26	BB	SL0300	002
PARTICOLARI, DETTAGLIO ZONE DI TRANSIZIONE E FINITURE	IN10	10	D	26	BZ	SL0300	001
RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI	IN10	10	D	26	CL	SL0300	005
OPERE PROVVISORIALI	IN10	10	D	26	BZ	SL0300	002

### 3 CARATTERISTICHE MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo

##### 3.1.1 Magrone

Classe di resistenza = C12/15

##### 3.1.2 Calcestruzzo per soletta di fondazione, piedritti e soletta di copertura

$\gamma_c$  = peso specifico = 25.00 kN/m<sup>3</sup>

Classe di resistenza = C30/37

$R_{ck}$  = resistenza cubica = 37.00 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83  $R_{ck}$  = 30.0 N/mm<sup>2</sup>

$f_{cm}$  = resistenza cilindrica media =  $f_{ck} + 8$  = 38.0 N/mm<sup>2</sup>

$f_{cd}$  = resistenza di calcolo a compressione =  $\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$  = 0.85 \* 30/1.5 = 17.0 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  = resistenza a trazione media = 0.30 \*  $f_{ck}^{(2/3)}$  = 2.90 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 \*  $f_{ctm}$  = 3.63 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctk}$  = resistenza a traz. per flessione caratt. = 0.70 \*  $f_{ctm}$  = 2.12 N/mm<sup>2</sup>

$E_{cm}$  = modulo elast. tra 0 e 0.40  $f_{cm}$  = 22000 \*  $(f_{cm}/10)^{0.3}$  = 33345 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_c$  = Resistenza a compressione (Comb. Rara) = 0.6 \*  $f_{ck}$  = 18.0 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_c$  = Resistenza a compressione (Comb. Quasi Permanente) = 0.45 \*  $f_{ck}$  = 13.5 N/mm<sup>2</sup>

## 3.2 Acciaio

### 3.2.1 Acciaio di armatura per c.a.

Tipo = B 450 C

$\gamma_a$  = peso specifico = 78.50 kN/m<sup>3</sup>

$f_{y \text{ nom}}$  = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm<sup>2</sup>

$f_{t \text{ nom}}$  = tensione nominale di rottura = 540 N/mm<sup>2</sup>

$f_{yk \text{ min}}$  = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm<sup>2</sup>

$f_{tk \text{ min}}$  = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm<sup>2</sup>

$(f_t/f_y)_{k \text{ min}}$  = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.15

$(f_t/f_y)_{k \text{ max}}$  = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.35

$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$  = massimo rapporto tra i valori nominali = 1.25

$(A_{gt})_k$  = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7.5 %

$\varphi_{\text{min}}$  = minimo diametro consentito delle barre = 6 mm

$\varphi_{\text{max}}$  = massimo diametro consentito delle barre = 40 mm

E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm<sup>2</sup>

$\alpha_T$  = coefficiente di dilatazione termica = 0.00001 °C<sup>-1</sup>

### 3.2.2 Pali

$\gamma_c$  = peso specifico = 25.00 kN/m<sup>3</sup>

Classe di resistenza = C25/30

$R_{ck}$  = resistenza cubica = 30.00 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83  $R_{ck}$  = 25.0 N/mm<sup>2</sup>

$f_{cm}$  = resistenza cilindrica media =  $f_{ck} + 8$  = 33.0 N/mm<sup>2</sup>

$f_{cd}$  = resistenza di calcolo a compressione =  $\alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$  = 0.85 \* 25/1.5 = 14.2 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctm}$  = resistenza a trazione media = 0.30 \*  $f_{ck}^{2/3}$  = 2.56 N/mm<sup>2</sup>

$f_{cfm}$  = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 \*  $f_{ctm}$  = 3.07 N/mm<sup>2</sup>

$f_{ctk}$  = resistenza a traz. per flessione caratt. = 0.70 \*  $f_{cfm}$  = 2.15 N/mm<sup>2</sup>

$E_{cm}$  = modulo elast. tra 0 e 0.40 $f_{cm}$  = 22000 \*  $(f_{cm}/10)^{0.3}$  = 31475 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_c$  = Resistenza a compressione (Comb. Rara) = 0.6 \*  $f_{ck}$  = 15.0 N/mm<sup>2</sup>

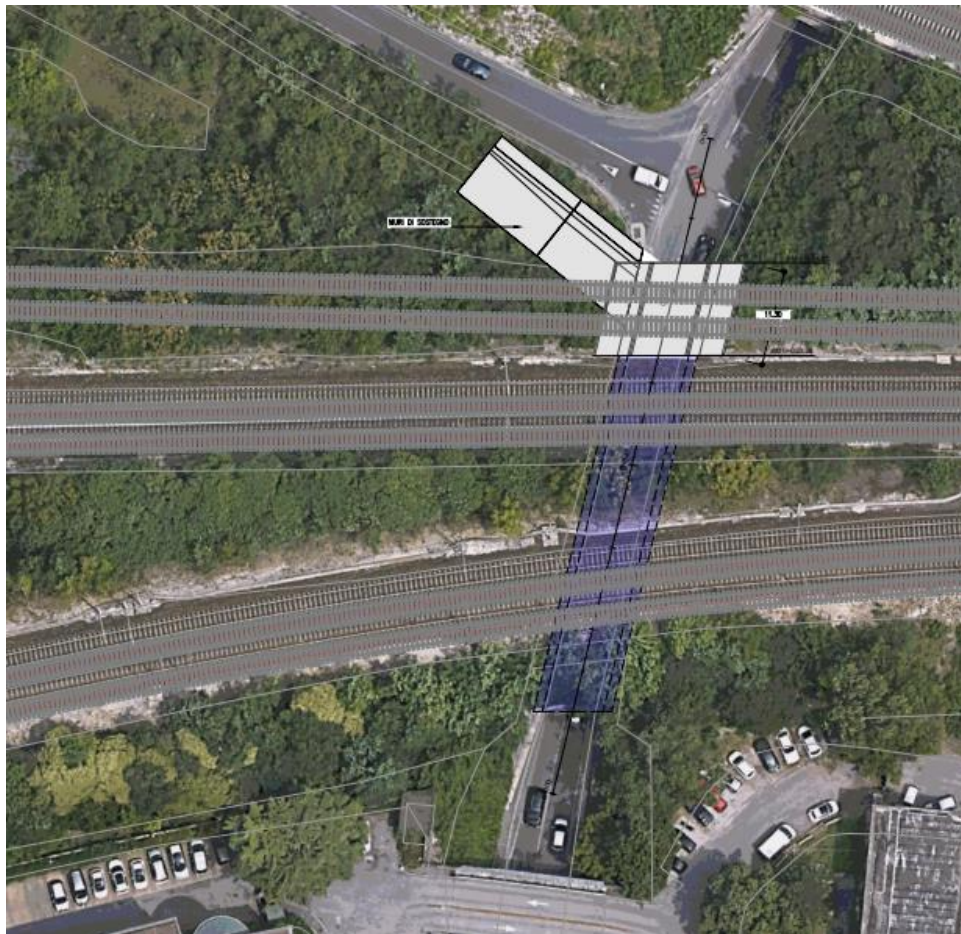
$\sigma_c$  = Resistenza a compressione (Comb. Quasi Permanente) = 0.45 \*  $f_{ck}$  = 11.25 N/mm<sup>2</sup>



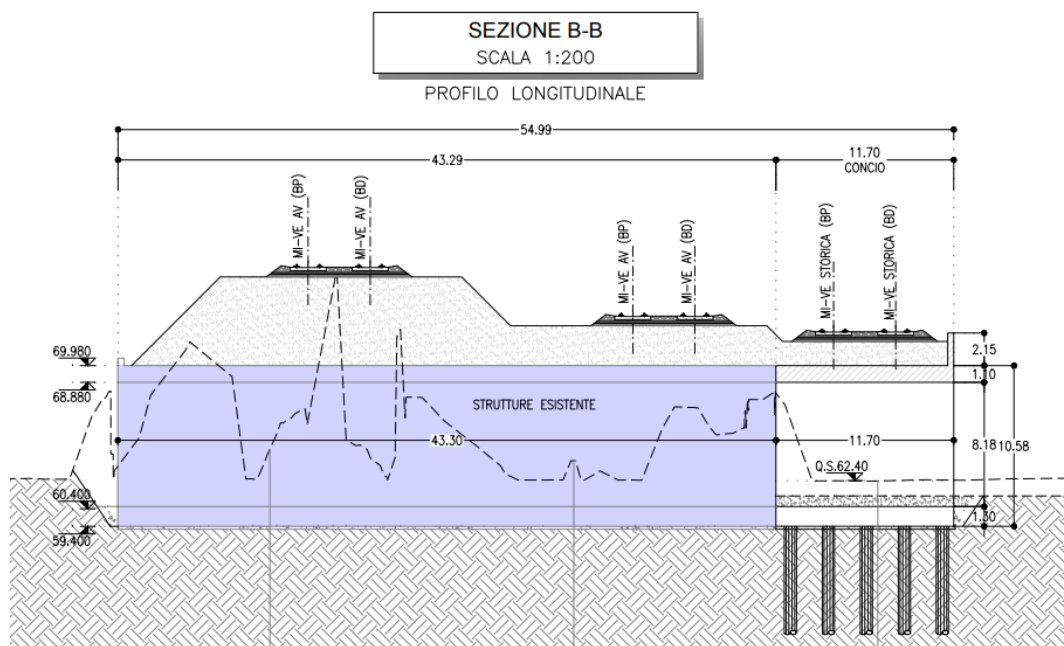
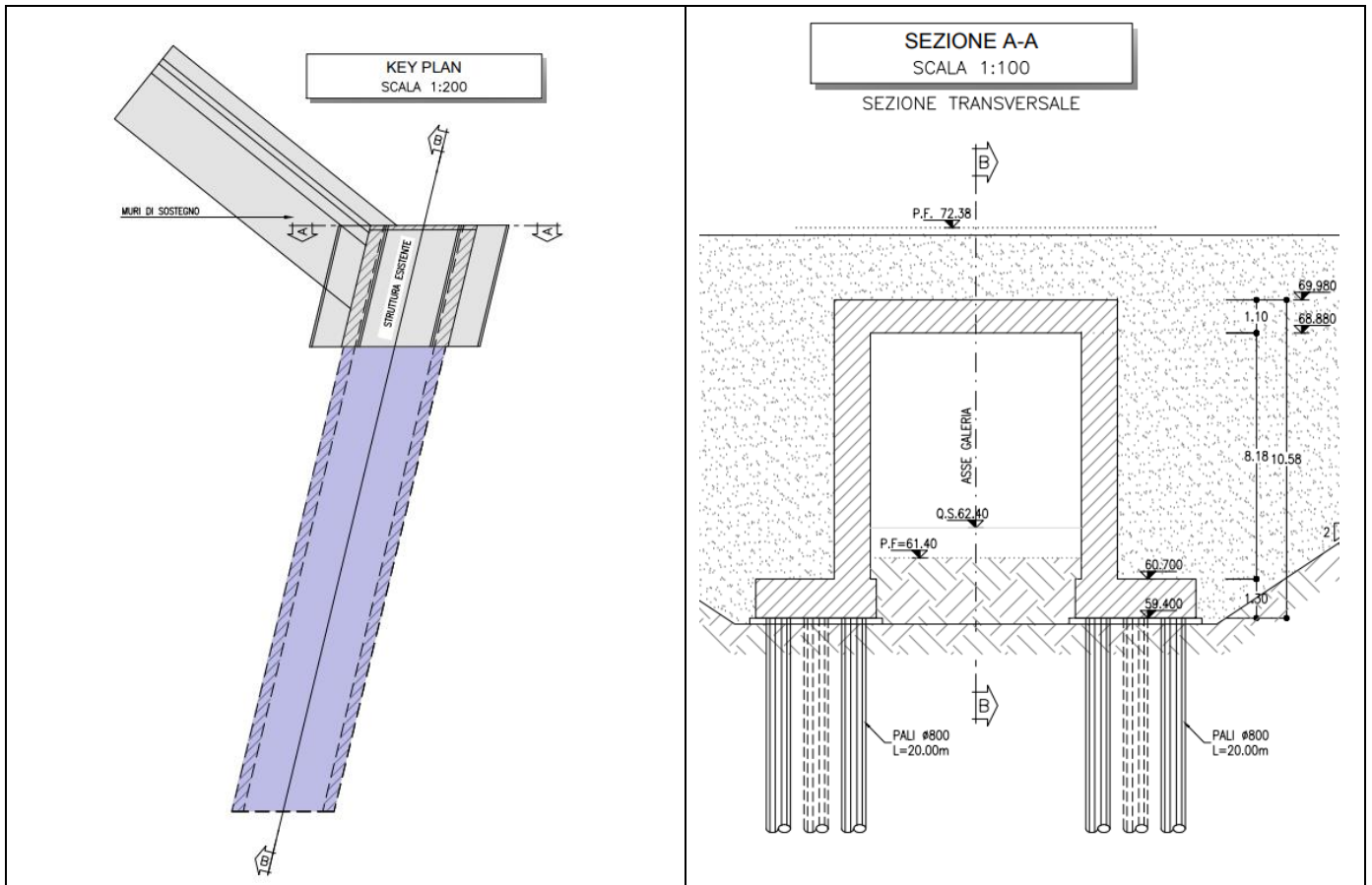
#### 4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera oggetto della presente relazione è uno scatolare realizzato interamente in cmeneto armato gettato in opera, caratterizzato da un vano.

L'altezza netta interna dello scatolare è 8.18m. Lo spessore della soletta superiore è 1.10m, dei piedritti è pari a 1.20m e del solettone di fondo è pari a 1.30m. Il manufatto è gettato in uno concio di dimensioni in pianta pari a 54.99x9.40 metri ed ha un'altezza complessiva di 10.58 m; il calcolo è stato effettuato considerando una sezione di profondità unitaria.



**Figura - 2 Planimetria generale**



**Figura - 3 Planimetria, Sezione Trasversale e Profilo Longitudinale**

## 5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento geotecnico dell'opera si riporta l'estratto dell'elaborato Relazione Geotecnica da cui si riportano i dati geotecnici fondamentali di interesse.

Tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo:

Profondità da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione	Peso di volume $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ (°)	C' (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)
0.00	34.00	Sabbia limosa/ limo sabbioso	19.00	GP	41	0.00	81

*Tabella 1 – Caratteristiche meccaniche del terreno*

## 6 MODELLO DI CALCOLO

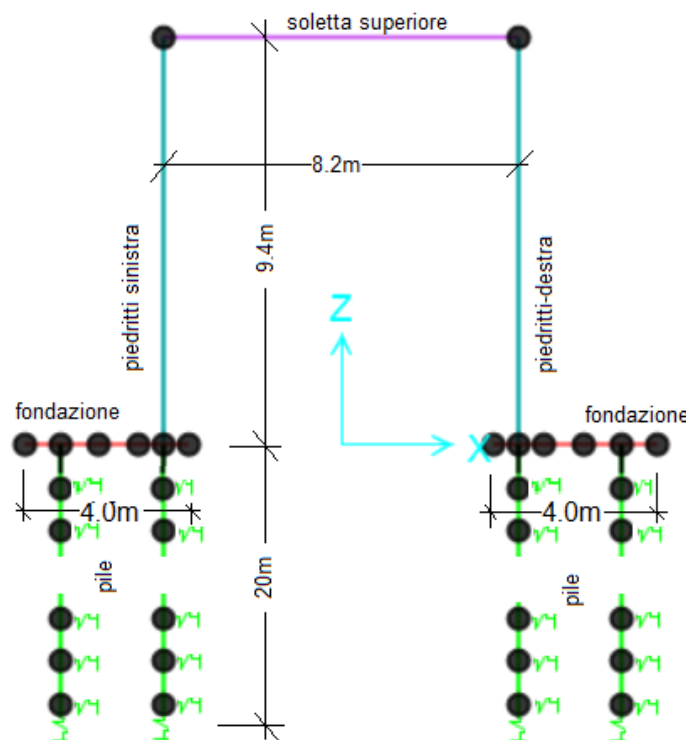
La struttura viene schematizzata con un modello di calcolo a telaio chiuso su un letto di molle alla Winkler mediante un'analisi elastico-lineare svolta con il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v.20.1 (Computers and Structures®). Gli elementi frame che schematizzano il telaio piano hanno una sezione rettangolare di larghezza 1.0m ed altezza pari a:

- soletta superiore  $h = 1.10\text{m}$
- piedritti destra / sinistra  $h = 1.20\text{ m}$
- fondazione  $h = 1.30\text{ m}$

Il modulo elastico del materiale assegnato agli elementi asta è assunto:

- Struttura in elevazione  $E = 33346\text{ N/mm}^2$  :  $\text{cls } R_{ck} = 37\text{N/mm}^2$

Nelle successive figure si riporta lo schema di calcolo adottato con la numerazione dei nodi (Figura 4) .



**Figura - 4 Modellazione unilaterale dello scatolare**

## 6.1 Interazione terreno-struttura

L'interazione terreno-struttura viene modellata con molle elastiche alla Winkler (face support) la cui rigidezza viene determinata, adottando la formulazione di Vesic, in funzione dei parametri geotecnici del terreno forniti nella relazione specifica.

Nel modello sono applicate le seguenti molle:

- Face support uniformemente distribuite, applicate agli shell della fondazione,
- Molle orizzontali concentrate in corrispondenza dei nodi della fondazione, con la funzione di simulare l'attrito tra terreno e fondazione (rigidezza della molla paria ad un decimo della rigidezza verticale);
- Face support uniformemente distribuite, applicate agli shell dei piedritti.

$$K_h = n_h \cdot x$$

$k_h$  → Costante di sottofondo

$n_h$  → Gradiente costante di sottofondo - Matlock e Reese

Densità Relativa (%)	Classificazione sabbia
0 - 15	Sabbia molto sciolta
15 - 35	Sabbia sciolta
35 - 65	Sabbia mediamente densa
65 - 85	Sabbia densa
85 - 100	Sabbia molto densata

Densità sabbia	Sciolta	Mediamente densa	Densa
$n_h$ Terreno secco/umido (kN/m <sup>3</sup> )	1800 - 2200	5500 - 7000	15000 - 18000
$n_h$ Terreno sotto falda (kN/m <sup>3</sup> )	1000 - 1400	3500 - 4500	9000 - 12000

Formazione	Profondità	Densità relativa	Classificazione sabbia	Gradiente costante di sottofondo *	Costante di sottofondo (Orizzontale)	Costante di sottofondo (Verticale)
	z	Dr	-	$n_h$	$k_h$	$k_v$
	[m]	[%]	-	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]
	0 - 34	76÷95	Densa-Molto densa	16500	16500	33000

\* Rapporto tra la costante di sottofondo e la profondità da piano campagna

## 7 ANALISI DEI CARICHI

### 7.1 Peso proprio (PP)

Il peso proprio è stato considerato ponendo il peso per unità di volume del calcestruzzo armato pari a  $\gamma = 25.0$  kN/m<sup>3</sup>.

### 7.2 Sovraccarico permanente (PERM)

Sul solettone fondazione si considera uno spessore medio del massetto delle pendenze e finiture  $s_b = 0.70$ m con peso per unità di volume  $\gamma_b = 20.00$ kN/m<sup>3</sup>

Spessore del massetto  $h_{\text{massetto}} = 0.7$ m;  $\gamma_{\text{massetto}} = 20$  kN/m<sup>3</sup>

$G2_{\text{sov.perm.}} = 0.7\text{m} \times 20.00\text{kN/m}^3 \times 1.0\text{m} = 14.0$  kN/m

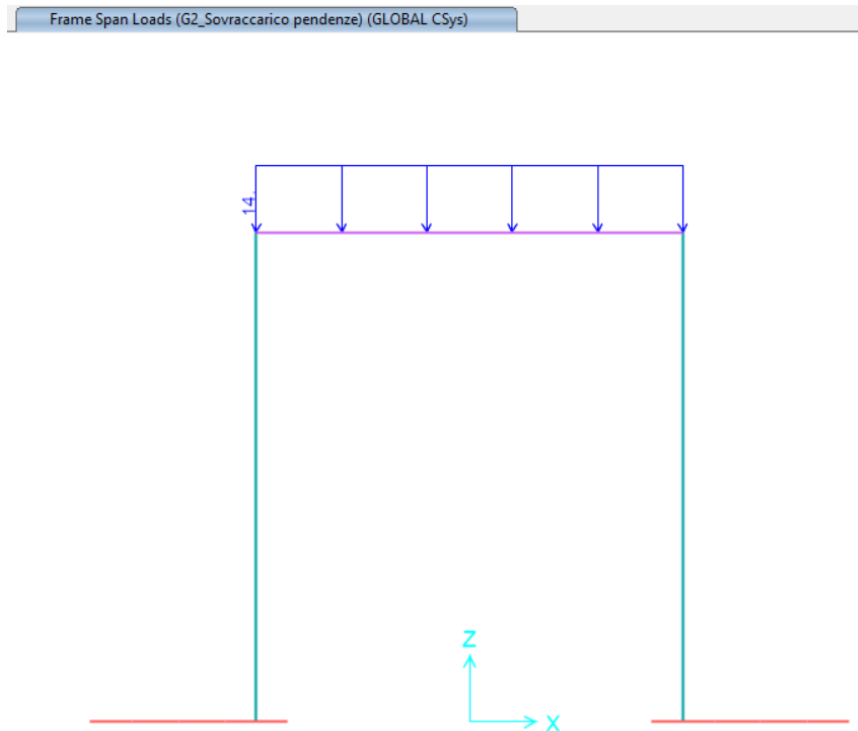


Figura - 5 Sovraccarico permanente

### 7.2.1 Ballast e armamento (G2)

Sul solettone superiore si considera uno spessore di ballast e armamento de linea ferroviaria pari a 0.80 m con peso di unità di volume  $\gamma_{\text{pav\_str}} = 18.00\text{kN/m}^3$  distribuito su tutta larghezza dela soletta fondazione .

$$G2_{\text{balast}} = 0.8\text{m} \times 1.0\text{m} \times 18.00\text{kN/m}^3 = 14.4 \text{ kN/m}$$

Frame Span Loads (G2\_Ballast) (GLOBAL CSys)

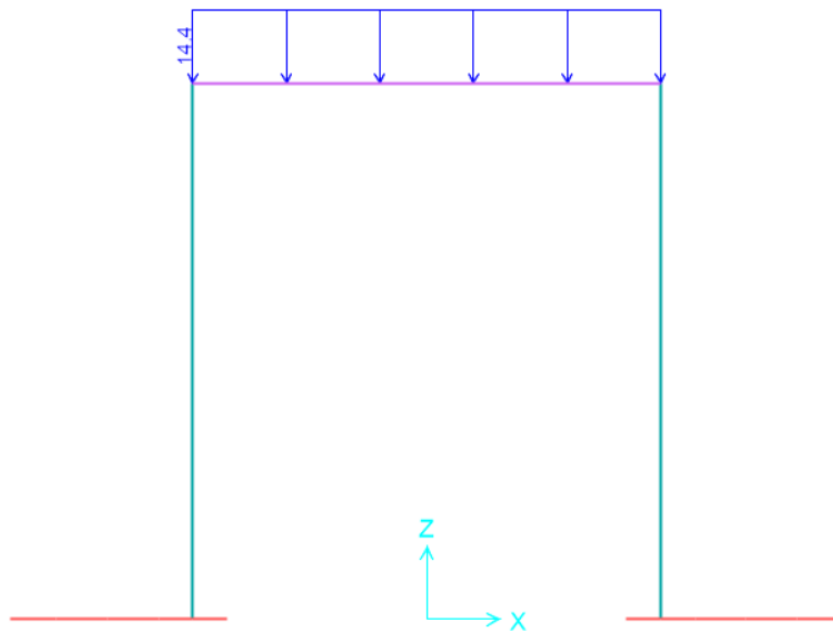


Figura - 6 G2\_Ballast armamento

**Azioni sollecitanti esercitate dai carichi ferroviari**

Il carico verticale ferroviario è definito per mezzo di diversi modelli di carico: in particolare sono forniti due treni di carico distinti, il primo rappresentativo del traffico normale LM71, il secondo rappresentativo del traffico pesante SW2.

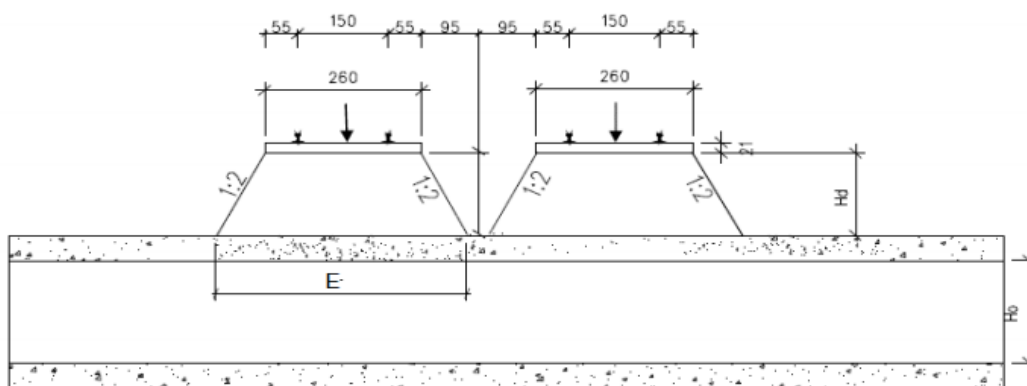
Coefficiente di adattamento  $\alpha$

I valori dei suddetti carichi relativi alla configurazione LM71 e SW2 dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento, variabile in ragione della tipologia dell'Infrastruttura (ferrovia ordinaria, ferrovia leggera metropolitana), viene di seguito riportata la tabella con la variabilità del coefficiente in base al tipo di linea o categoria di linea.

Tipi di linea o categorie di linea STI	Valore minimo del fattore alfa ( $\alpha$ )
IV	1.1
V	1.0
VI	1.1
VII-P	0.83
VII-F, VII-M	0.91

**Tabella 2 – Coefficiente di adattamento**

Per completezza di informazioni viene di seguito riportata la tabella attinente alla categorie di linea STI per il sottosistema Infrastruttura del sistema ferroviario convenzionale:



**Figura - 7 Diffusione del carico ferroviario**



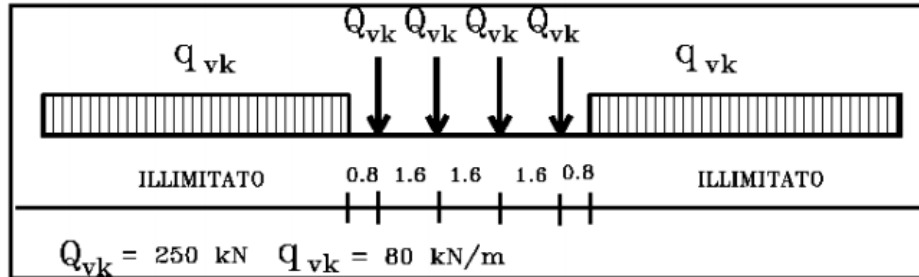


Figura - 8 Modello di carico LM71

$H_d \approx 1.5 \text{ m}$

$L_{net} = 7 \text{ m}$

$\Phi_1 = 1.4$

$\Phi_2 = [2.16 / (L_{clear}^{0.5} - 0.2)] + 0.73 = 1.61$

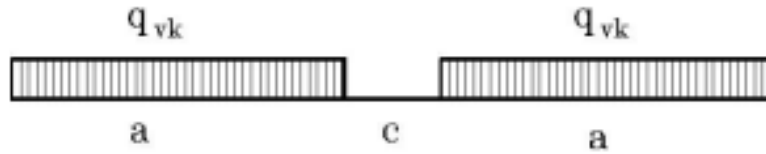
diffondere il carico del treno =  $80 \times 1.4 \times 1.61 = 180.3 \text{ kN/m}$

carico del treno singolo =  $250 \times 1.4 \times 1.61 = 563.5 \text{ kN}$

$E = 4.1 \text{ m}$

$A = 4.1 \times 1.6 = 6.56 \text{ m}$

Carico LM71  $\rightarrow W_{trn}(\text{singolo}) = 563.5 / 6.56 = 85.9 \text{ kN/m}^2$



Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figura - 9 Modello di carico SW

$E = 4.1\text{m}$

Carico SW  $\rightarrow$  diffusione del carico del treno =  $180.3 / 4.1 = 44.0 \text{ kN/m}^2$

Frame Span Loads (Q\_trn1) (GLOBAL CSys)

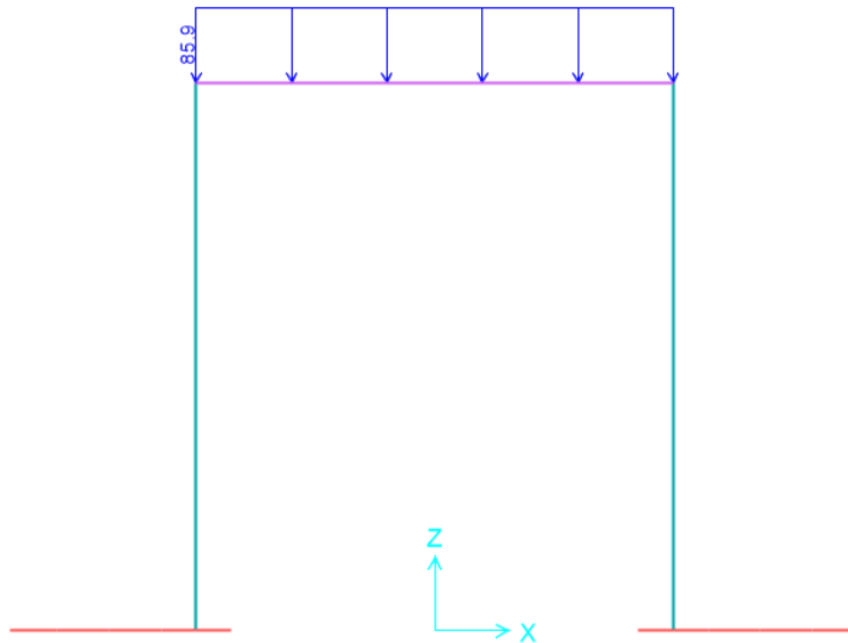


Figura - 10 Qtrn1- Carico del treno

### 7.3 Azioni di avviamento e frenatura

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

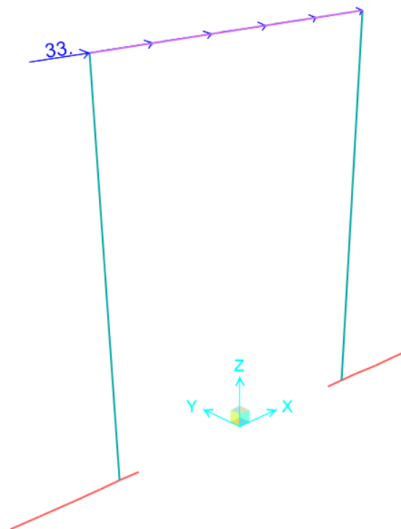
avviamento:  $Q_{1a,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN}$  per modelli di carico LM 71

$Q_{1a,k} = 33 \text{ kN/m} \times 9.4\text{m} = 310\text{kN} \leq 1000 \text{ kN}$

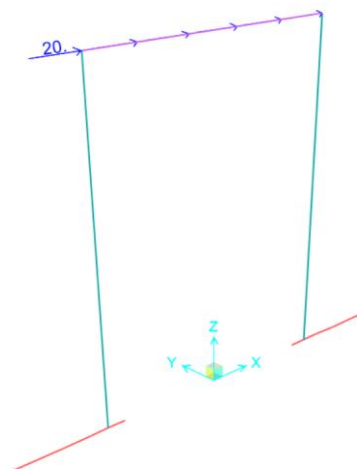
frenatura:  $Q_{1b,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN}$  per modelli di carico LM 71

$Q_{1b,k} = 20 \text{ kN/m} \times 9.4\text{m} = 188 \text{ kN} \leq 6000 \text{ kN}$

Frame Distributed Loads (Q<sub>1a,k</sub>)

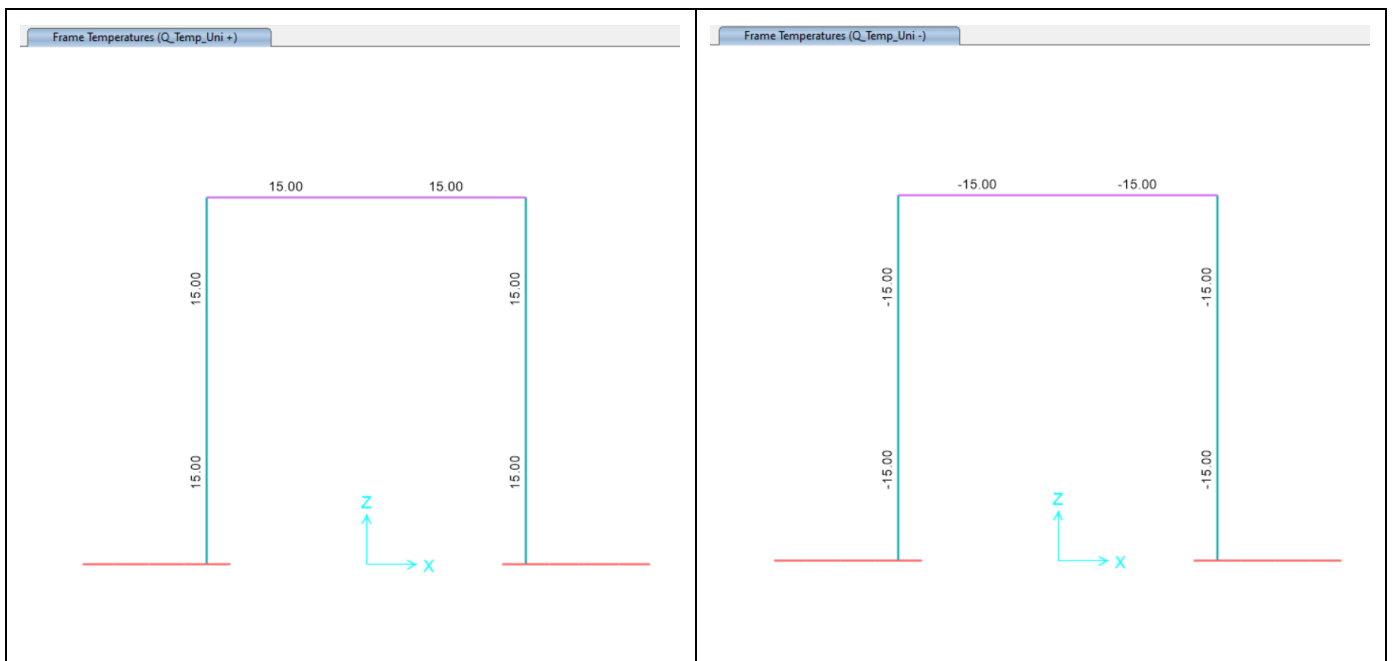


Frame Distributed Loads (Q<sub>1b,k</sub>)



### 7.3.1 Azioni termiche uniformi (TU)

Si considera una variazione termica uniforme  $\Delta T = 15.0^{\circ}\text{C}$  sugli elementi della struttura in elevazione, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .



**Figura - 11 Q\_Temp\_Uni +/-: Forza termiche uniformi**

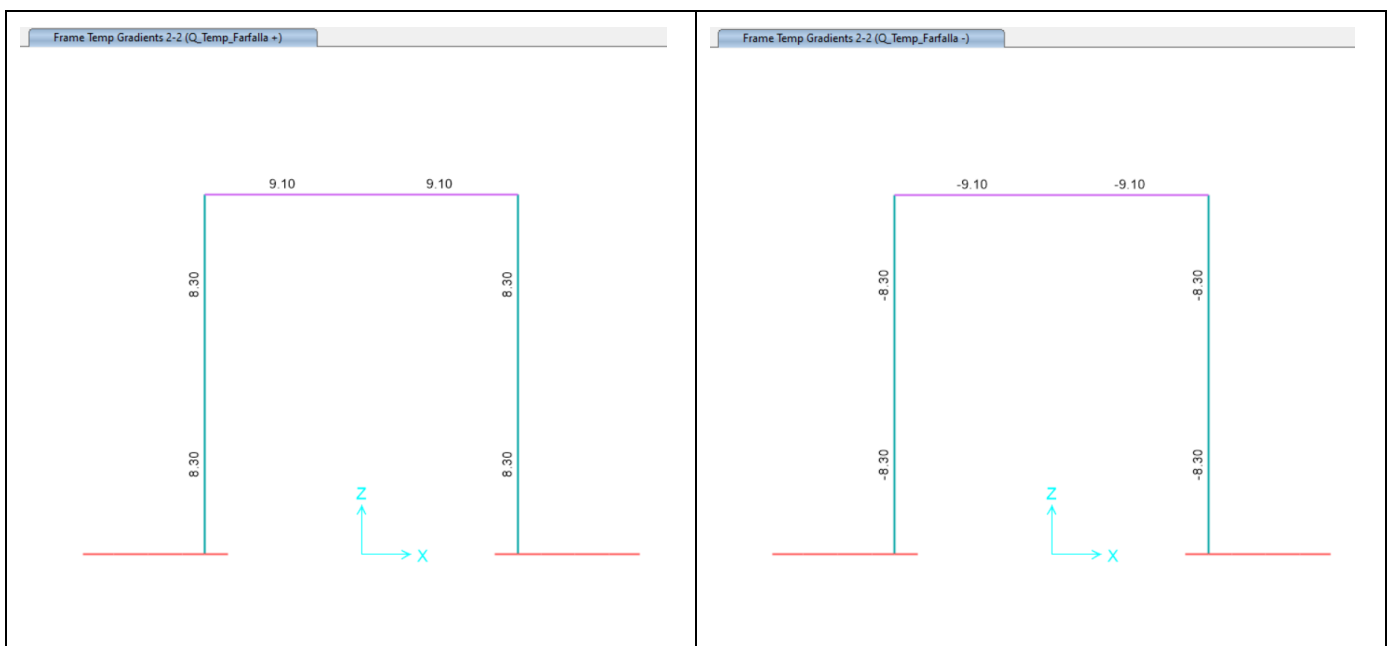
### 7.3.2 Azioni termiche differenziali (TF)

Si considera una variazione termica differenziale  $\Delta T = 5.0^{\circ}\text{C}$  su tutti gli elementi della struttura in elevazione, adottando per il coefficiente di dilatazione termica un valore  $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ .

Q\_Temp\_Farfalla:

Soletta :  $(\pm \Delta t \times 2) / h = 5.0^{\circ}\text{C} \times 2 / 1.1\text{m} = \pm 9.1^{\circ}\text{C}$

Piedritti :  $5.0^{\circ}\text{C} \times 2 / 1.2\text{m} = \pm 8.3^{\circ}\text{C}$



**Figura - 12 Q\_Temp\_Farfalla+/-: Forza termiche differenziali**

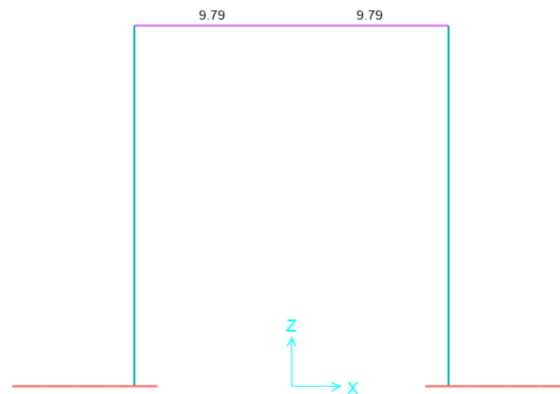
### 7.3.3 Ritiro

Si considera una variazione termica uniforme equivalente  $\Delta T = -9.79^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni nell'EUROCODICE 2-UNI EN1992-1-1 Novembre 2005 e D.M.17-01-2018.

Coefficiente di viscosità		
$j(t,t_0)=j_0*\beta_c(t,t_0)$	2.5023	creep coefficient
$j_0=j_{RH}*\beta(f_{cm})*\beta(t_0)=$	2.5428	nominal creep coefficient
$j_{RH}$	1.1953	per $f_{cm}>35$ Mpa
$j_{RH}$		per $f_{cm}\leq 35$ Mpa
RH	75	[%]
$\beta(f_{cm})$	2.6563	
$\beta(t_0)$	0.8008	
$h_0$	1000	[mm]
$A_c$	10000	[cm <sup>2</sup> ]
$u$	200	[cm]
$\beta_c(t,t_0)$	0.9841	
$t$	25550	[days]
$t_0$	2	[days]
$t-t_0$	25548	[days]
$\beta_H$	1959.00	per $f_{cm}>35$ Mpa
$\beta_H$		per $f_{cm}\leq 35$ Mpa
$a_1$	0.9108	
$a_2$	0.9736	
$a_3$	0.9354	
$f_{cm}$	37.00	[MPa]
$f_{ck}$	30.00	[MPa]

DEFORMAZIONE TOTALE DA RITIRO		
$e_{cs}=e_{cd}+e_{ca}=\$	0.000342923	deformazione totale da ritiro
$e_{cd}=\$	0.000287923	deformazione da ritiro per essiccamento
$e_{ca}=\$	5.5E-05	deformazione da ritiro autogeno
DEFORMAZIONE DA RITIRO PER ESSICCAMENTO		
$e_{cd\infty}=k_H*e_{cd0}=\$	0.000302178	
$e_{cd0}=\$	0.000431684	appendix B for $e_{cd0}$
$a_{ds1}=\$	6	CLS class R
$a_{ds2}=\$	0.11	CLS class R
$b_{RH}=\$	0.8961	
$RH_0=\$	100	[%]
$f_{cm0}=\$	10	[MPa]
$b_{ds}(t,ts)=$	0.952824553	
t	25550	
ts	2	
DEFORMAZIONE DA RITIRO AUTOGENO		
$b_{as}(t)=$	1	
t	25550	
$e_{ca}(\infty)=$	0.000055	coefficiente di dilatazione termica
$\Delta T_{rit}=\$	9.79	

Frame Temperatures (Q\_Ritiro)



**Figura - 13 Q\_Ritiro**

#### 7.4 Permanenti portati: spinta del terreno (Spinta Sinistro / Soletto)

Le spinte del terreno di rinfilanco vengono calcolate assumendo alternativamente uno scenario di spinta non equilibrata sui due piedritti con spinta a riposo sul piedritto destro e spinta a riposo ridotta a 0.80 sul piedritto sinistro. Il caso opposto non viene considerato a causa della natura simmetrica della struttura.

I caratteristici del terreno sono:

- peso di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$ ;

- angolo di attrito  $\phi' = 39^\circ$ ;

- coesione efficace  $c' = 0$

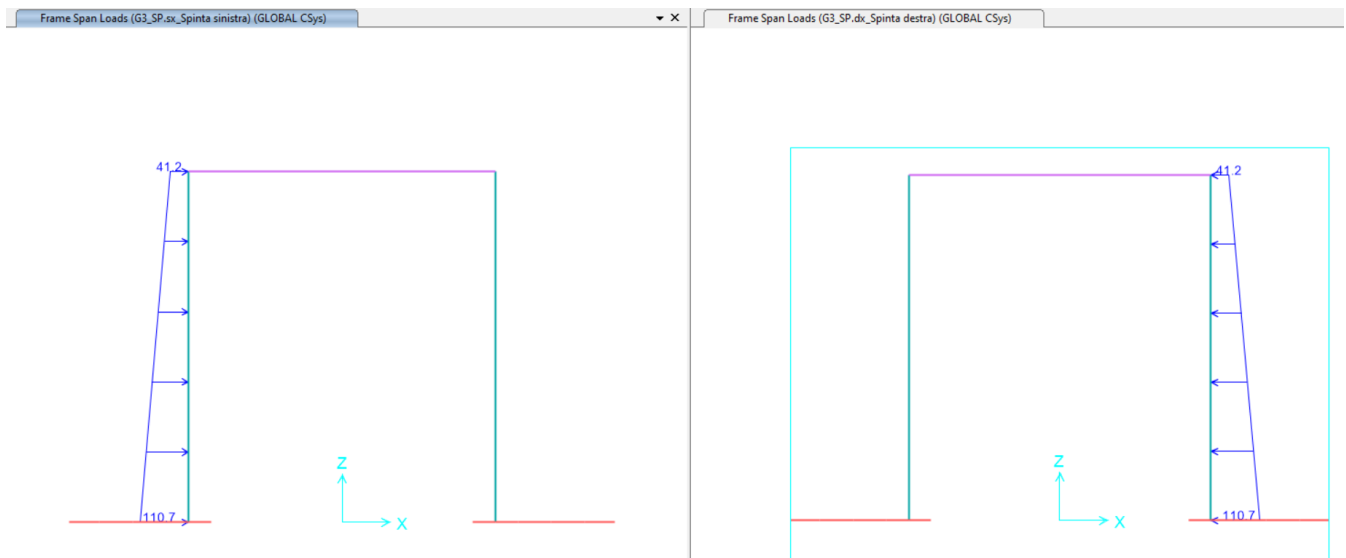
$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin(39^\circ) = 0.371$$

$$\text{Spinta sinistra in asse a soletta sup. : } P_1 = H_1 \times K_0 \times \gamma = 5.8\text{m} \times 0.371 \times 19\text{kN/m}^3 \times 1\text{m} = 41.2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Spinta sinistra in asse a soletta inf. : } P_2 = H_2 \times K_0 \times \gamma = 15.7\text{m} \times 0.371 \times 19\text{kN/m}^3 \times 1\text{m} = 110.7 \text{ kN/m}$$

$$\text{Spinta verticale : } P_3 = H_2 \times K_0 \times \gamma = 5.8\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1\text{m} = 111.0 \text{ kN/m}$$

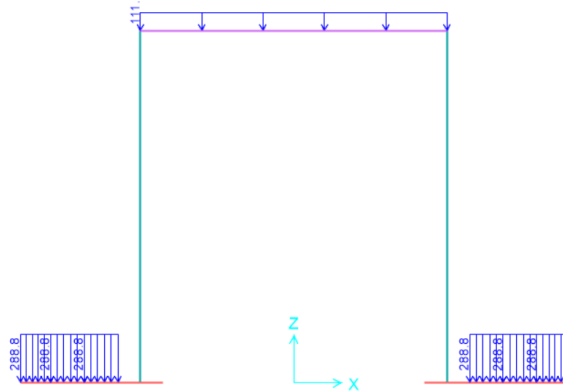
$$\text{Spinta verticale : } P_4 = H_2 \times K_0 \times \gamma = 15.2\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 1\text{m} = 288.8 \text{ kN/m}$$



**Figura - 14 Spinta Sinistra e – Spinta Destra (permanenti)**



Frame Distributed Loads (G3\_P.cop\_Spinta verticale)



**Figura - 15 Spinta Verticale (permanenti)**

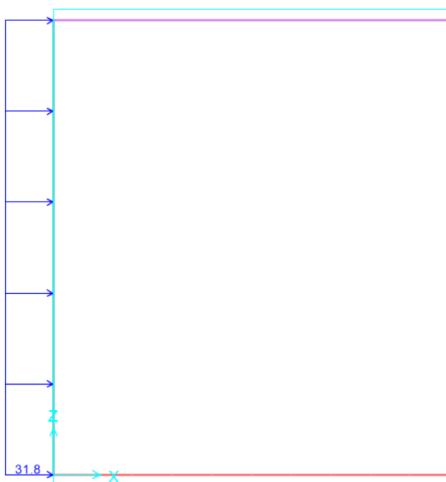
### 7.5 Sovrappinta accidentale (carico ferroviario QSQ.dx-QSQ.sx)

La sovrappinta dovuta al passaggio ferroviario in superficie è stata presa in considerazione sul piedritto.

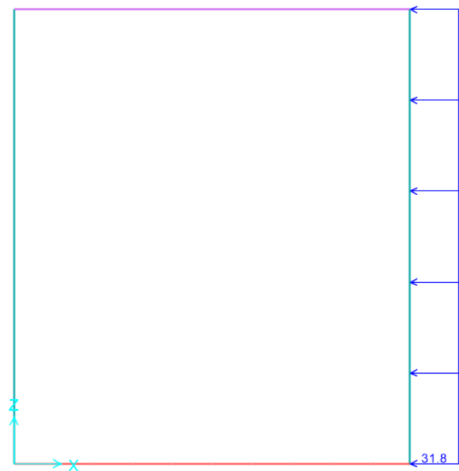
$$W_{trn}(\text{diffondere-sovraccarico}) = 85.9 \times (1 - \sin\theta) = 31.8 \text{ kN/m}$$

$$QSQ.dx = QSQ.sx = 31.8 \text{ kN/m}$$

Frame Span Loads (Q\_SQ.sx) (GLOBAL Csys)



Frame Span Loads (Q\_SQ.dx) (GLOBAL Csys)



**Figura - 16 Spinta Sinistro e – Spinta Destra (accidentale)**

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E PIEDRITTI</b>	<b>COMMESSA</b> IN10	<b>LOTTO</b> 10	<b>CODIFICA</b> D26CL	<b>DOCUMENTO</b> SL 03 00 001	<b>REV.</b> A

## 7.6 Azioni sismiche

In condizioni sismiche, il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso specifico 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.

Per la definizione dell'azione sismica si assumono i seguenti parametri di base:

- Categoria di suolo: **B**
- Categoria topografica: **T1**
- Vita nominale: **VN = 75 anni;**
- Classe d'uso : **IV;**
- Coeff. d'uso:  **$c_u = 2.0$**
- Periodo di riferimento per l'azione sismica:  **$VR = VN \times c_u = 150$  anni**

I parametri che definiscono l'azione sismica, calcolati mediante il documento excel Spettri-NTC.ver.1.0.3.xls fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, vengono di seguito riportati:

*Individuazione della pericolosità sismica del sito*

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

---

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

---

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta ▶

Variabilità dei parametri ▶

---

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri ▶

---

**Nodi del reticolo intorno al sito**



**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta



Interpolazione

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

*Scelta della strategia di progettazione*

## 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 progetto

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

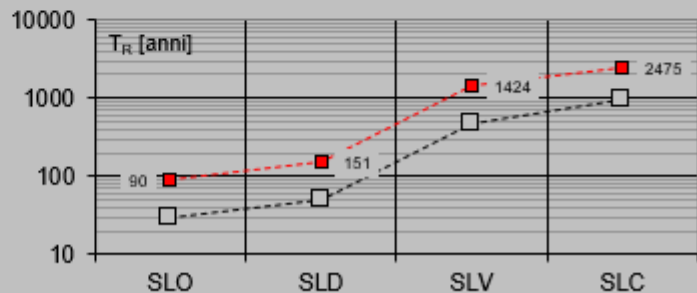
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	{ SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="90"/>
	{ SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="151"/>
Stati limite ultimi - SLU	{ SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1424"/>
	{ SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

### 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

*Determinazione dell'azione di progetto SLV*

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

### Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV**

### Risposta sismica

Categoria di sottosuolo **B**

$S_S =$

$C_C =$

Categoria topografica **T1**

$h/H =$

$S_T =$

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

### Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%)

$\eta =$

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_o$

Regol. in altezza **si**

### Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$

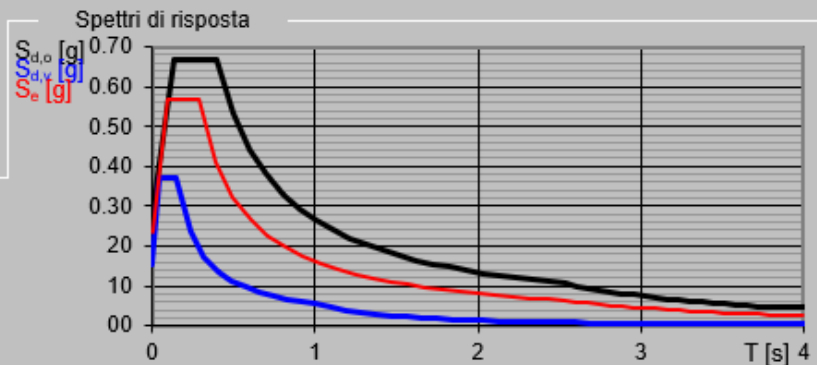
$\eta = 1/q =$

### Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )



INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

***Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale e' verticale per lo stato SLV***

SLV-Orizzontale  
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV	
$a_g$	0.233	g
$F_0$	2.434	
$T_c^*$	0.284	s
$S_g$	1.173	
$C_c$	1.415	
$S_T$	1.000	
q	1.000	

Parametri dipendenti

S	1.173	
$\eta$	1.000	
$T_c$	0.401	s
$T_B$	0.134	s
$T_D$	2.534	s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_g(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	0.000	0.274
$T_B$	0.134	0.068
$T_c$	0.401	0.068
	0.503	0.532
	0.804	0.442
	0.706	0.379
	0.807	0.331
	0.909	0.294
	1.011	0.265
	1.112	0.240
	1.214	0.220
	1.315	0.203
	1.417	0.189
	1.518	0.178
	1.620	0.165
	1.721	0.155
	1.823	0.147
	1.925	0.139
	2.028	0.132
	2.128	0.126
	2.229	0.120
	2.331	0.115
	2.432	0.110
$T_D$	2.534	0.108
	2.604	0.100
	2.674	0.095
	2.743	0.090
	2.813	0.088
	2.883	0.082
	2.953	0.078
	3.023	0.074
	3.092	0.071
	3.162	0.068
	3.232	0.065
	3.302	0.062
	3.372	0.060
	3.441	0.057
	3.511	0.055
	3.581	0.053
	3.651	0.051
	3.721	0.049
	3.791	0.047
	3.860	0.047
	3.930	0.047
	4.000	0.047

SLV-Verticale

Parametri indipendenti		
STATO LIMITE	SLV	
$a_{gv}$	0.152	g
$S_g$	1.000	
$S_T$	1.000	
q	1.000	
$T_B$	0.050	s
$T_c$	0.150	s
$T_A$	1.000	s

Parametri dipendenti		
$F_v$	1.588	
S	1.000	
$\eta$	1.000	

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_v(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_v(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_v(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_v(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	0.000	0.152
$T_B$	0.050	0.371
$T_c$	0.150	0.371
	0.235	0.237
	0.320	0.174
	0.405	0.137
	0.490	0.113
	0.575	0.097
	0.660	0.084
	0.745	0.075
	0.830	0.067
	0.915	0.061
$T_D$	1.000	0.058
	1.094	0.048
	1.188	0.039
	1.281	0.034
	1.375	0.029
	1.469	0.026
	1.563	0.023
	1.656	0.020
	1.750	0.018
	1.844	0.016
	1.938	0.015
	2.031	0.013
	2.125	0.012
	2.219	0.011
	2.313	0.010
	2.406	0.010
	2.500	0.009
	2.594	0.008
	2.688	0.008
	2.781	0.007
	2.875	0.007
	2.969	0.006
	3.063	0.006
	3.156	0.006
	3.250	0.005
	3.344	0.005
	3.438	0.005
	3.531	0.004
	3.625	0.004
	3.719	0.004
	3.813	0.004
	3.906	0.004
	4.000	0.003

***Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale e' verticale per lo stato SLD***

SLD-Orizzontale		
Parametri indipendenti		
STATO LIMITE	SLD	
$a_g$	0.097	g
$F_D$	2.418	
$T_c^*$	0.266	s
$S_g$	1.200	
$C_c$	1.434	
$S_T$	1.000	
q	1.000	

Parametri dipendenti		
S	1.200	
$\eta$	1.000	
$T_c$	0.381	s
$T_B$	0.127	s
$T_D$	1.988	s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+1)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_s(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	0.000	0.116
$T_B$	0.127	0.281
$T_c$	0.381	0.281
	0.458	0.234
	0.534	0.201
	0.611	0.176
	0.687	0.156
	0.784	0.140
	0.840	0.128
	0.917	0.117
	0.993	0.108
	1.070	0.100
	1.146	0.093
	1.223	0.088
	1.299	0.082
$T_D$	1.376	0.078
	1.452	0.074
	1.529	0.070
	1.605	0.067
	1.682	0.064
	1.758	0.061
	1.835	0.058
	1.911	0.056
	1.988	0.054
	2.063	0.049
	2.179	0.045
	2.275	0.041
	2.371	0.038
	2.467	0.035
	2.563	0.032
	2.658	0.030
	2.754	0.028
	2.850	0.026
	2.946	0.025
	3.042	0.023
	3.138	0.022
	3.233	0.020
	3.329	0.019
	3.425	0.018
	3.521	0.017
	3.617	0.016
	3.713	0.015
	3.808	0.015
	3.904	0.014
	4.000	0.013

SLD-Verticale		
Parametri indipendenti		
STATO LIMITE	SLD	
$a_{gv}$	0.041	g
$S_g$	1.000	
$S_T$	1.000	
q	1.000	
$T_B$	0.050	s
$T_c$	0.150	s
$T_A$	1.000	s

Parametri dipendenti		
$F_v$	1.016	
S	1.000	
$\eta$	1.000	

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_g \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

**Punti dello spettro di risposta**

	0.000	0.041
$T_B$	0.050	0.098
$T_c$	0.150	0.098
	0.235	0.083
	0.320	0.046
	0.405	0.036
	0.490	0.030
	0.575	0.026
	0.660	0.022
	0.745	0.020
	0.830	0.018
	0.915	0.016
$T_D$	1.000	0.015
	1.094	0.012
	1.188	0.010
	1.281	0.009
	1.375	0.008
	1.469	0.007
	1.563	0.006
	1.656	0.005
	1.750	0.005
	1.844	0.004
	1.938	0.004
	2.031	0.004
	2.125	0.003
	2.219	0.003
	2.313	0.003
	2.406	0.003
	2.500	0.002
	2.594	0.002
	2.688	0.002
	2.781	0.002
	2.875	0.002
	2.969	0.002
	3.063	0.002
	3.156	0.001
	3.250	0.001
	3.344	0.001
	3.438	0.001
	3.531	0.001
	3.625	0.001
	3.719	0.001
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.001

Per il calcolo in condizioni sismiche si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ . Le forze sismiche sono pertanto:

- Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h W$
- Forza sismica verticale  $F_v = k_v W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$  sono posti pari all'accelerazione massima degli spettri di progetto relativi allo stato limite considerato (SLV, SLD).

$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$	<b>Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito</b>		$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$  $k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$
	<b>Categoria di sottosuolo</b>		
	<b>A</b>	<b>B, C, D, E</b>	
	$\beta_s$	$\beta_s$	
	$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
	$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
	$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20
Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti: $\beta_s=1.0$			

$$a_{max} = 0.233 \times 1.174g = 0.274g \quad ; \quad k_h = 1.0 \times 0.274g / g = 0.274 \quad ; \quad k_v = \pm 0.5 \times 0.273 = 0.138$$

Stato limite	$k_h$	$k_v$
SLD	0.117	0.059
SLV	0.274	0.138
sld / slv	0.429	0.429

**Tabella 3 – Coefficienti sismici**

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

$$G1 + G2 + \psi 2j Qkj$$

Nel caso specifico per i carichi dovuti al transito dei veicoli stradali si assume  $\psi 2j = 0$ .

I carichi gravitazionali coinvolti dall'azione sismica sono:

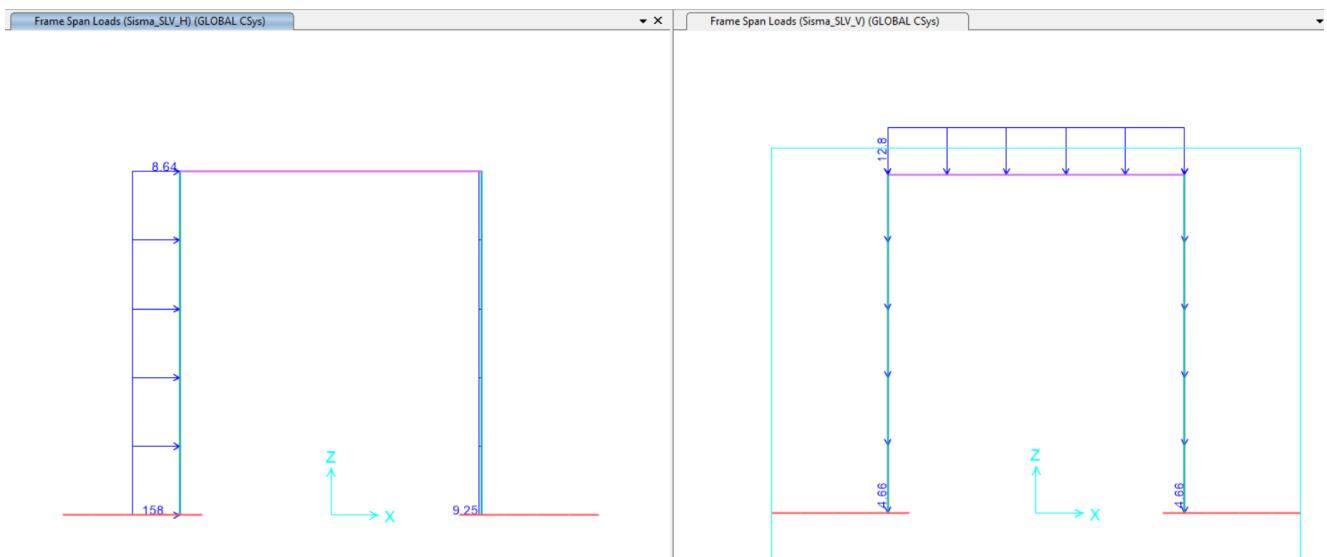


### 7.6.1 Carichi Sismici

EQ - Calculation							
Stato Sismico		Id	Op				
SLD		0.117	0.059				
SLV		0.274	0.138				
sld / slv		0.427	0.428				
Carichi sismici							
Sollela			Piedritti				
Larghezza	9.40 m	Larghezza di Modello	8.2 m	Larghezza	10.58 m	Larghezza di Modello	9.4 m
Spessore	1.10 m			Spessore	1.20 m		
$\gamma_{conc}$	25.00 kN/m <sup>3</sup>			$\gamma_{conc}$	25.00 kN/m <sup>3</sup>		
<b>Forze d'inerzia orizzontali (Sisma H)</b>				<b>Forze d'inerzia orizzontali (Sisma H)</b>			
SLD	3.69 kN/m			SLD	3.95 kN/m		
SLV	8.64 kN/m			SLV	9.25 kN/m		
<b>Forze d'inerzia verticale (Sisma V)</b>				<b>1.1.1 Forze d'inerzia verticale (Sisma V)</b>			
SLD	1.86 kN/m			SLD	1.99 kN/m	$f_v = k_v \cdot W$	
SLV	4.35 kN/m			SLV	4.66 kN/m	$f_v = k_v \cdot W$	
Spinta Del Terreno in Fase Sismica							
$R_{fill}$	19.00 kN/m <sup>3</sup>			**** Fill Load start joint is right wall side therefore maximum seismic fill load is applied right wall.			
Fill Height	5.8						
Orizzontali				Verticale			
SLD	63.4511	$(\gamma_{fill} \cdot H_{total}^2 / H_{residua}) \cdot kH_{SLD}$		SLD	3.5915	$(\gamma_{fill} \cdot H_{total}^2 / H_{residua}) \cdot kV_{SLD}$	
SLV	148.595	$(\gamma_{fill} \cdot H_{total}^2 / H_{residua}) \cdot kH_{SLV}$		SLV	8.4004	$(\gamma_{fill} \cdot H_{total}^2 / H_{residua}) \cdot kV_{SLV}$	
Sisma SLD_H		Sisma SLD_V		Sisma SLV_H		Sisma SLV_V	
Right Wall	67.40 kN/m	Right Wall	1.99 kN/m	Right Wall	157.85 kN/m	Right Wall	4.66 kN/m
Left Wall	3.95 kN/m	Left Wall	1.99 kN/m	Left Wall	9.25 kN/m	Left Wall	4.66 kN/m
Top Slab	3.69 kN/m	Top Slab	5.45 kN/m	Top Slab	8.64 kN/m	Top Slab	12.75 kN/m

**Tabella 4 – Carichi sismici**

Le forze d'inerzia orizzontali relative allo SLV sono applicate come un carico  $f_h$  uniformemente distribuito lungo lo sviluppo dell'elemento agente da sinistra verso destra.



**Figura - 17 Sisma SLV\_H e Sisma SLV\_V – Forze inerziali orizzontali**

## 8 CARICHI ORIZZONTALI SU RINGHIERE O PARAPETTI SULLA TESTA DEI MURI

### 8.1.1 Carico orizzontale dei pedoni

Nel caso in cui venga considerata una folla di pedoni che provoca una forza orizzontale sulla rete protettiva si adotta il maggiore tra i valori previsti seconda NTC08:

- al punto 3.1.4 delle NTC08 secondo tabella dei carichi 3.1.II per la categoria F per i parapetti o partizioni nelle zone pedonali carico di 1.00 kN/m ad un'altezza di 120cm dal piano calpestio;
- al punto 5.1.3.10 delle NTC08 carico di 1.50 kN/m ad un'altezza di 110cm dal piano calpestio.
- le barriere acustiche carico di 0.75kN/m<sup>2</sup> ad un'altezza di 750cm dal piano calpestio

### 8.1.2 Carico del vento

Si determina sotto la pressione del vento di progetto ponendosi nel comune di Nodo di Verona in un territorio privo di ostacoli e considerando un tempo di ritorno dell'azione ambientale di  $T_R=100$ anni

**CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO**

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	25	1000	0.01
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			90
$T_R$ (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b$ ( $T_R = 50$ [m/s])			25.000
$\alpha_R$ ( $T_R$ )			1.03924
$v_b$ ( $T_R$ ) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25.981



$p$  (pressione del vento [N/mq]) =  $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$   
 $q_b$  (pressione cinetica di riferimento [N/mq])  
 $c_e$  (coefficiente di esposizione)  
 $c_p$  (coefficiente di forma)  
 $c_d$  (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

$q_b$ [N/mq]	421.88
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

	ZONE 1,2,3,4,5					
	costa		500m		750m	
	mare	2 km	10 km	30 km		
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

	ZONA 6				
	costa		500m		
	mare	2 km	10 km	30 km	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

	ZONE 7,8		
	costa		
	mare	1,5 km	0,5 km
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

	ZONA 9	
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

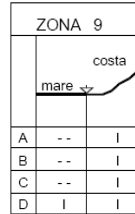
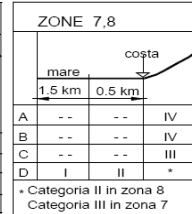
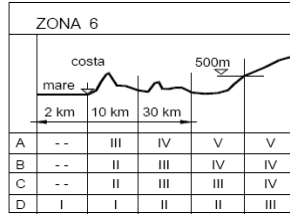
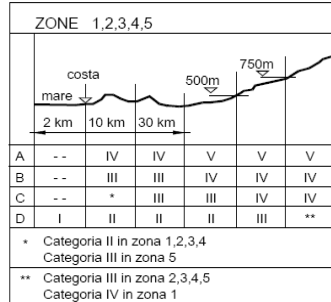
Zona	Classe di rugosità	$a_s$ [m]
1	C	90

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Cat. Esposiz.	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]	$c_t$
II	0.19	0.05	4	1

Categoria di esposizione



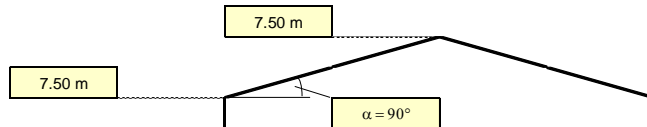
Zona	Classe di rugosità	a <sub>s</sub> [m]
1	C	90

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k <sub>r</sub>	z <sub>0</sub> [m]	z <sub>min</sub> [m]	c <sub>t</sub>
II	0.19	0.05	4	1

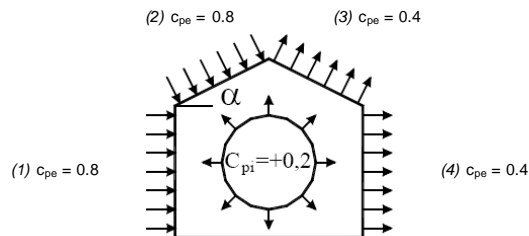
z [m]	c <sub>e</sub>
z ≤ 4	1.801
z = 7.5	2.173
z = 7.5	2.173



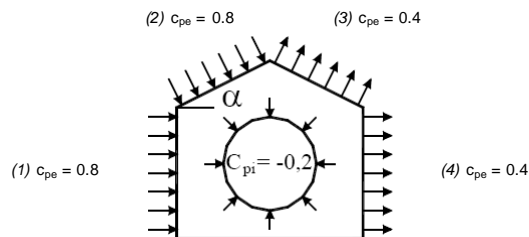
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.550
(2)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.550
(3)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.550
(4)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.550

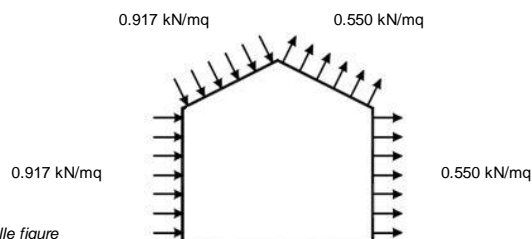


(1)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	1.00	0.917
(2)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	1.00	0.917
(3)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.20	0.183
(4)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.20	0.183



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.917
(2)	0.917
(3)	0.550
(4)	0.550



**N.B.** Se p (o c<sub>pe</sub>) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

**Tabella 8.1 – Calcolo della pressione del vento.**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E PIEDRITTI	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL 03 00 001</b>	REV. <b>A</b>

Per il solo calcolo del coefficiente di pressione  $c_p$  si devono distinguere 2 situazioni:

- vento applicato al muro in cemento armato (porosità 0%, coefficiente di solidità  $\phi=100\%$ ) a cui corrisponde il coefficiente di pressione  $c_p = 2.1$  (valore cautelativo per pareti libere e parapetti quali muri di linea che garantiscono una collaborazione longitudinale, secondo CNR-DT 207/2008 e UNI EN 1991-4:2005) a cui corrisponde una pressione pari a:

$$q_{\text{parete,k}} = 2.1 \times 0.92 = 1.93 \text{ kN/mq};$$

- vento applicato alla rete protettiva/ringhiera di sommità (ove presente); in questo caso, assumendo un coefficiente di solidità (rapporto tra area piena e area lorda) pari a  $\phi=40\%$  si ottiene un coefficiente di pressione pari a  $c_p = 1.6$  (coerentemente con quanto riportato in C3.3.10.4.1 della Circolare applicativa delle NTC2008 ,ma anche in CNR-DT 207/2008 e UNI EN 1991-4:2005) a cui corrisponde una pressione pari a:

$$q_{\text{rete,k}} = 1.6 \times 0.92 = 1.47 \text{ kN/mq (da applicarsi solo sulla superficie netta di rete protettiva } = 0.40A_{\text{lorda}}).$$

### 8.1.3 Concomitanza delle azioni aerodinamiche / vento / pedoni

Per quanto riguarda l'eventuale presenza della rete protettiva (o ringhiera), come indicato nelle NTC2018 l'azione aerodinamica connessa al passaggio dei convogli ferroviari deve essere sempre considerata concomitante con l'azione del vento (con i rispettivi coefficienti di partecipazione), ma non con il carico orizzontale connesso alla presenza dei pedoni.

La somma dei valori caratteristici dell'azione del vento e dell'azione aerodinamica porta ad ottenere un valore caratteristico da applicare all'area lorda di rete protettiva/ringhiera (assumendo  $\phi=40\%$ ) pari a:

$$q_{h,k} = 0.40 ( q_{1,k} + q_{\text{rete,k}} ) = 0.40 \times 1.87 = 0.75 \text{ kN/mq (mq di area lorda)}.$$

$$P_{h,k} = 0.75 \times h = 0.75 \times 7.5 = 5.6 \text{ kN}$$

$$M_{h,k} = P_{h,k} \times h/2 = 5.6 \text{ kN} \times 7.5/2 = 21 \text{ kN.m}$$

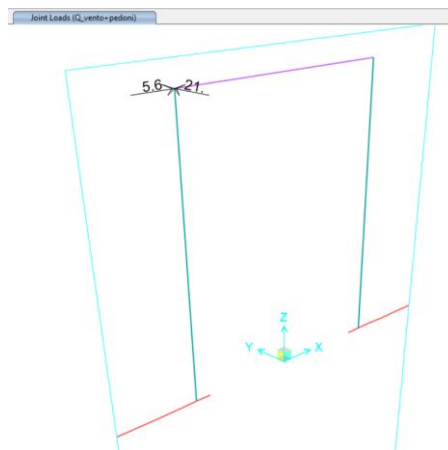


Fig. 38 –  $Q_{\text{vento+pedoni}}$ : Forza e momenti

## 9 VERIFICA AL MARTELLAMENTO

Tutte le strutture che costituiscono la galleria artificiale sono posizionate in continuità tra le parti. Il giunto strutturale presente tra i singoli tratti è un giunto necessario per consentire il ritiro della struttura ma non permette spostamenti relativi tra le due strutture contigue. Di fatto tale giunto garantisce per i due tratti un comportamento indipendente solo trasversalmente. Dal punto di vista longitudinale, infatti, vista l'enorme rigidità strutturale in tale direzione, gli spostamenti relativi possono essere trascurati.

Per tali ragioni le verifiche al martellamento possono ritenersi soddisfatte.

## 10 VERIFICHE SLD E SLO

Con riferimento alle verifiche allo Stato Limite di Danno ed allo Stato Limite di Operatività (SLD e SLO) si mette in evidenza che sono verifiche di deformabilità relativa (verifiche sugli spostamenti relativi di interpiano). Nel caso in esame, le strutture sono interamente interrato e in caso di sisma subiscono un moto traslazionale di tipo rigido, con spostamenti di interpiano quindi trascurabili. Pertanto, le verifiche SLD e SLO non sono significative e non vengono riportate e si ritengono implicitamente verificate.

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E PIEDRITTI	COMMESSA <b>IN10</b>	LOTTO <b>10</b>	CODIFICA <b>D26CL</b>	DOCUMENTO <b>SL 03 00 001</b>	REV. <b>A</b>

## 11 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 nei capitoli 2 e 5 del DM 17/01/2018.

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

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

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

Le verifiche della fondazione possono essere condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V delle NTC per i parametri geotecnici e le azioni.

- combinazione 1 → (A1+M1+R1) → generalmente dimensionante per STR
- combinazione 2 → (A2+M2+R2) → generalmente dimensionante per GEO (carico limite)

**Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	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	$\gamma_{e1}$	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	$\gamma_{e2}$ , $\gamma_{e3}$ , $\gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Figura - 18 Estretto NTC2018**
**Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

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
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

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio tecnico centrale del Consiglio superiore dei lavori pubblici, sentito lo stesso Consiglio.

**Figura - 19 Estretto NTC2018**



**Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte**

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71 "+ SW/0)	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71 "+ SW/0)	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71 "+ SW/0)	-	1,0 (LM 71 "+ SW/0)
	Primo	1,0 (LM 71 "+ SW/0)	0,75 (LM 71 "+ SW/0)	1,0 SW/2
≥3	secondo	1,0 (LM 71 "+ SW/0)	0,75 (LM 71 "+ SW/0)	1,0 (LM 71 "+ SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71 "+ SW/0)	-

<sup>(1)</sup> LM71 "+ SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

<sup>(2)</sup> Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

**Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

**Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni**

	Azioni	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2)</sup> <sup>(3)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

<sup>(3)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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

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

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

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

$$\text{Rara}) \Rightarrow G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad \text{controllo tensioni cls / acc}$$

$$\text{Frequente}) \Rightarrow G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \text{controllo apertura fessure}$$

$$\text{Quasi permanente}) \Rightarrow G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad \text{controllo tensioni cls}$$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite da prendere in considerazione sono le seguenti:

$$\text{STR}) \Rightarrow E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d = \Phi_k)$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d = \tan^{-1}(\tan \Phi_k / \gamma_\phi))$$

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

$$G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

 I valori del coefficiente  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0.2$  solo quando rilevanti.

 Nel caso in esame si è posto  $\psi_2 = 0$ .

Le condizioni elementari di carico, riportate nella tabella sottostante, sono state combinate in modo da determinare gli effetti più gravosi per la struttura.

G1_DEAD	Dead
G2_Sovraccarico pendenze	Dead
G2_Ballast	Dead
G3_SP.dx_Spinta destra	Super Dead
G3_SP.sx_Spinta sinistra	Super Dead
G3_P.cop_Spinta verticale	Super Dead
Q_trn1	Live
Q_SQ.sx	Live
Q_SQ.dx	Live
Q_lak	Live
Q_lbk	Live
Q_Temp_Uni +	Temperature
Q_Temp_Uni -	Temperature
Q_Temp_Farfalla +	Temperature
Q_Temp_Farfalla -	Temperature
Q_Ritiro	Temperature
Sisma_SLD_H	Quake
Sisma_SLD_V	Quake
Sisma_SLV_V	Quake
Sisma_SLV_H	Quake

**Tabella 5 - Condizioni elementari di carico definite nel modello di calcolo**

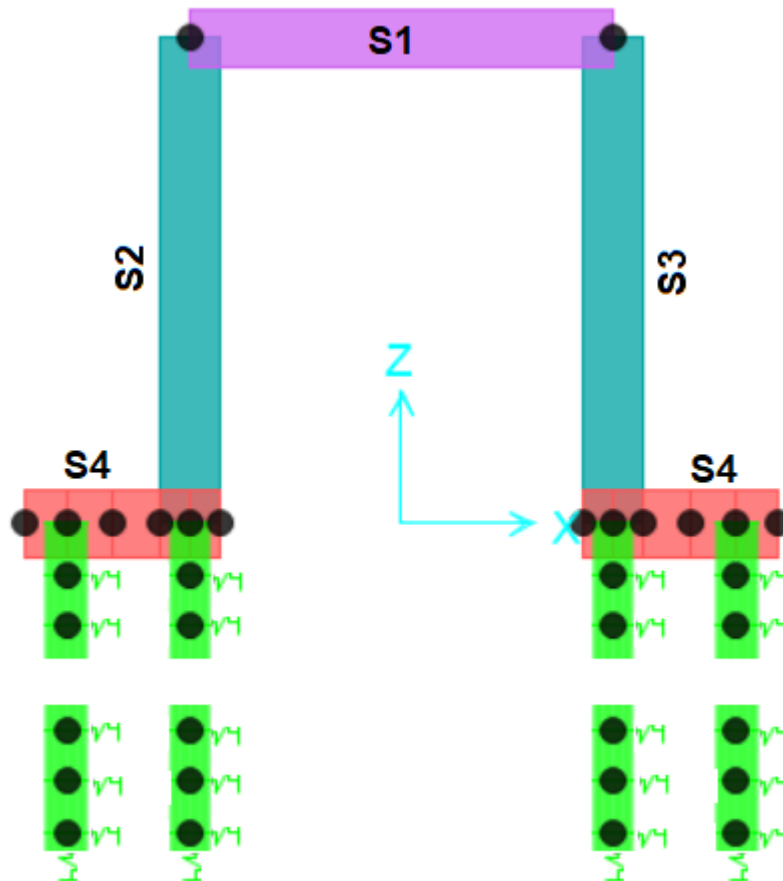






## 12 RISULTATI DELLE ANALISI

Le verifiche sono state condotte con riferimento alle seguenti sezioni significative.



**Figura - 20 Sezioni di verifica**

Si riportano di seguito una sintesi dei risultati delle analisi espressi in forma tabellare delle sollecitazioni lungo gli elementi.

La convenzione adottata per i segni delle sollecitazioni prevede che

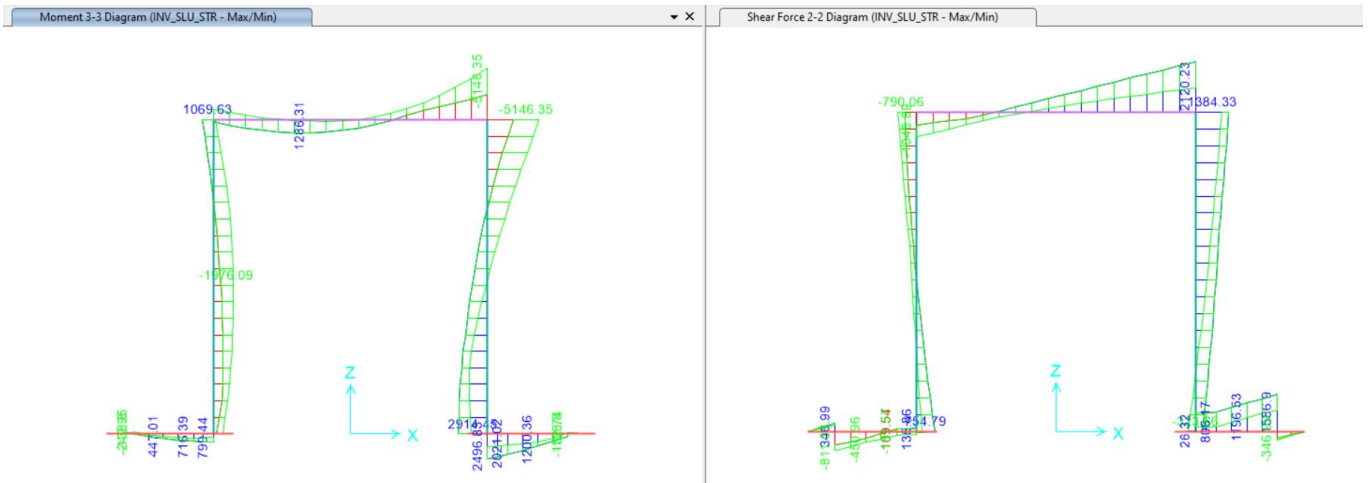
$N < 0$             compressione

$M > 0$             fibre tese sul lato interno allo scatolare

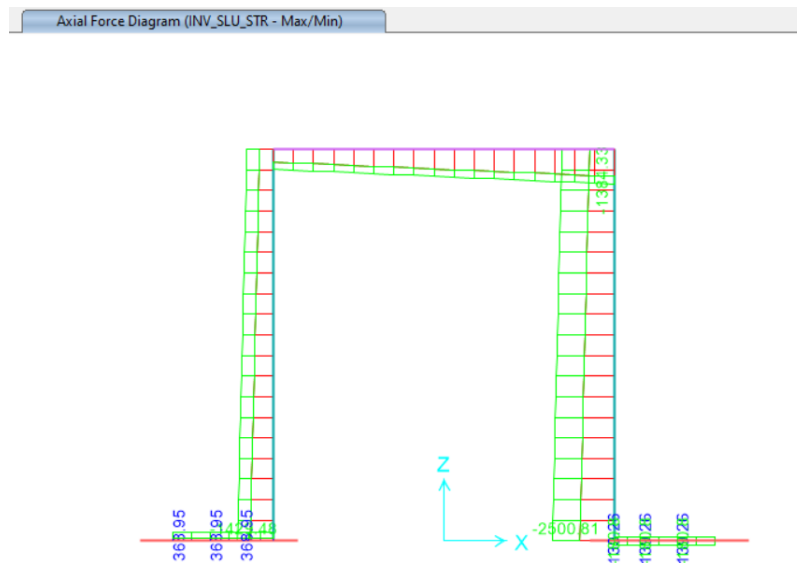
Le unità di misura adottate sono

Momenti        kNm

Forze            kN

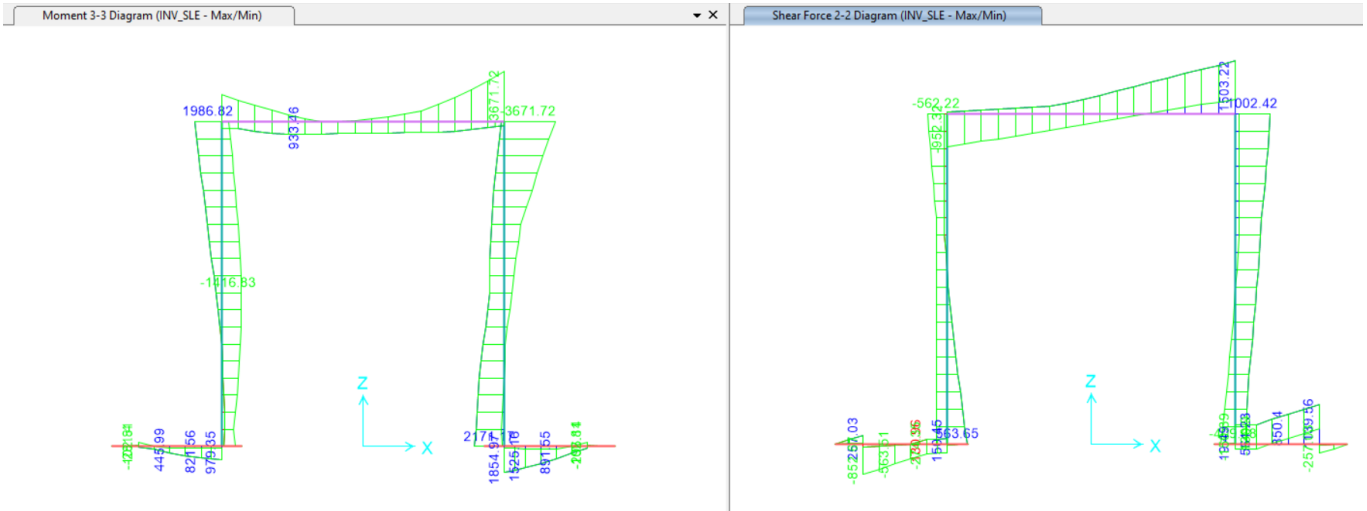


**Figura - 21** Involuppo SLU\_Static – Momenti Flettenti/ Sforzo di taglio

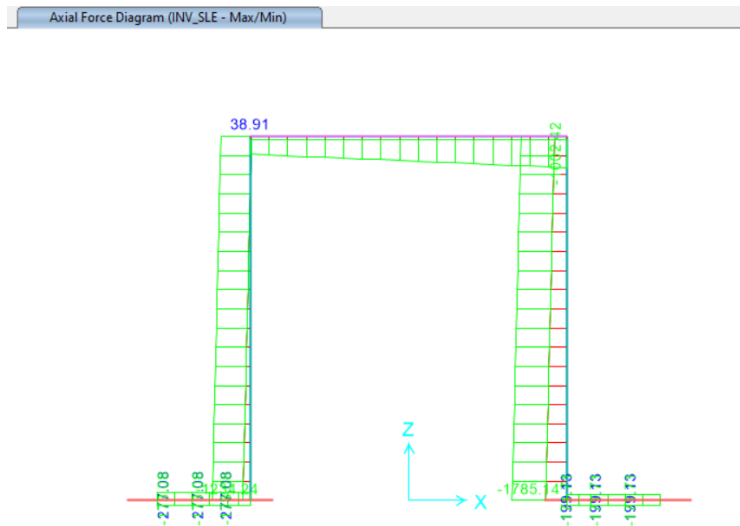


**Figura - 22** Involuppo SLU\_Static – Sforzo Normale

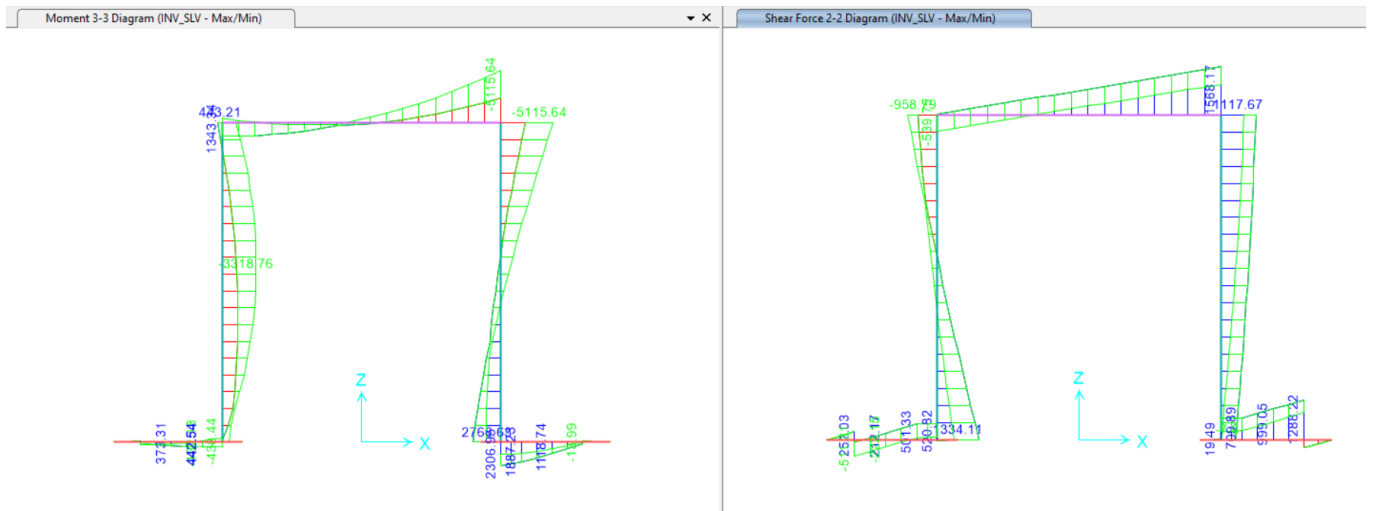




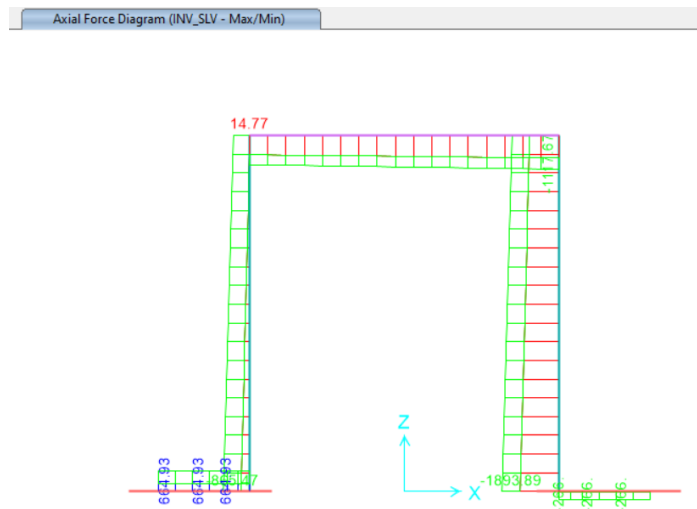
**Figura - 23 Involuppo SLE – Momento Flettente/ Sforzo di Taglio**



**Figura - 24 Involuppo SLE – Sforzo Normale**



**Figura - 25 Involuppo SLV\_Sismic – Momenti Flettenti/ Sforzo di taglio**



**Figura - 26 Involuppo SLV\_Sismic – Sforzo Normale**

## S1 (SOLETTA)

### INPUT

#### SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	$N_{sd}$ [kN]	$M_{sd}$ [kNm]	$V_{sd}$ [kN]
SLE Quasi Permanente	-94.0	1658.0	872
SLE Frequente	-439.0	2592.0	1230
SLE Rara	-420.0	2976.0	1381
SLU	44.0	4166.0	1948.0
SLV	-638.0	4388.0	1474.0

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

##### Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	110
Altezza utile della sezione	d [cm]	102
Area di calcestruzzo	$A_c$ [cm <sup>2</sup> ]	11000

##### Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10.00	10.00	0
Diametro	$\phi$ [mm]	32	22	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.6	11.3	0.0
Area strato	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	80.42	38.01	0.00
Rapporto di armatura	$\rho$ [%]	1.162%		

##### Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10.0	10	0
Diametro	$\phi$ [mm]	32	22	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.6	11.3	0.0
Area strato	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	80.42	38.01	0.00
Rapporto di armatura	$\rho'$ [%]	1.162%		

##### Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	$\phi$ [mm]	12	0	0
Numero bracci	n	2	0	0
Passo	$s_w$ [cm]	10	0	0
Inclinazione	$\alpha$ [de]	90	90	90
Area armatura a metro	$A_{sw}/s_w$ [cm <sup>2</sup> ]	22.62	0.00	0.00

#### CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

##### Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck}$ [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm}$ [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm}$ [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk}$ [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd}$ [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	$f_{cd}$ [Mpa]	8.98

##### Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	$f_{td}$ [Mpa]	382.61
--------------------------------------	----------------	--------

### OUTPUT

#### VERIFICHE IN ESERCIZIO

##### Verifica Tensionale

Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	$\sigma_c$ [Mpa] =	5.73	13.500
Calcestruzzo SLE Rara	$\sigma_c$ [Mpa] =	10.47	18.000
Acciaio SLE Rara	$\sigma_s$ [Mpa] =	264.93	352.000

##### Verifica di fessurazione

Combinazione SLE Quasi permanente	$w_i$ [mm] =	0.145	0.200
Combinazione SLE Frequente	$w_i$ [mm] =	0.230	0.300

#### VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

##### Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	$V_{sd}$ [kN]	1948.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	$N_{sd}$ [kN]	-536.0

##### Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	$V_{Rd1}$ [kN]	1339.46
Coefficiente di sicurezza	$V_{Rd1}/V_{sd}$	0.69

##### Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan( $\theta$ ) di progetto	$\cotan(\theta)$	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	$V_{Rd2}(\theta)$ [kN]	2920
Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{Rd3}(\theta)$ [kN]	1984
Resistenza a taglio di progetto	$V_{sd}$ [kN]	1984
Coefficiente di sicurezza	$V_{Rd}/V_{sd}$	1.02

#### VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

##### Sollecitazioni di progetto

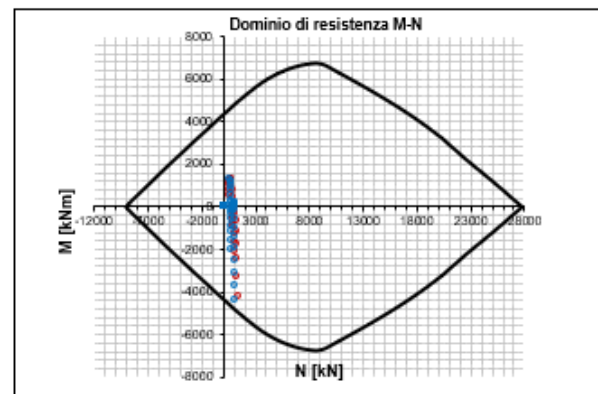
	SLU	SLV	
Momento sollecitante	$M_{sd}$ [kNm]	4166.0	4388.0
Sforzo Normale concomitante	$N_{sd}$ [kN]	-536.0	-638.0

##### Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV	
Momento resistente	$M_{Rd}$ [kNm]	4577.5	4624.1
Coefficiente di sicurezza	$M_{Rd}/M_{sd}$	1.10	1.05

##### Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV	
Sforzo normale resistente	$N_{Rd}$ [kN]	-	-
Coefficiente di sicurezza	$N_{Rd}/N_{sd}$	-	-



## S2-S3 (PIEDRITTI)

### INPUT

#### SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	$N_{sd}$ [kN]	$M_{sd}$ [kNm]	$V_{sd}$ [kN]
<i>SLE Quasi Permanente</i>	24.0	1940.0	391
<i>SLE Frequente</i>	-516.0	2808.0	874
<i>SLE Rara</i>	-474.0	3229.0	966
<i>SLU</i>	44.0	4535.0	1332.0
<i>SLV</i>	-0.8	4581.0	1199.0

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

##### Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	120
Altezza utile della sezione	d [cm]	112
Area di calcestruzzo	$A_c$ [cm <sup>2</sup> ]	12000

##### Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10.00	10.00	0
Diametro	$\phi$ [mm]	32	22	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.6	11.2	0.0
Area strato	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	80.42	38.01	0.00
Rapporto di armatura	$\rho$ [%]	1.058%		

##### Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10.0	10	0
Diametro	$\phi$ [mm]	32	22	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.6	11.2	0.0
Area strato	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	80.42	38.01	0.00
Rapporto di armatura	$\rho'$ [%]	1.058%		

##### Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	$\phi$ [mm]	0	0	0
Numero bracci	n	0	0	0
Passo	$s_w$ [cm]	0	0	0
Inclinazione	$\alpha$ [de]	90	90	90
Area armatura a metro	$A_{sw}/s_w$ [cm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00

#### CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

##### Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck}$ [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm}$ [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm}$ [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk}$ [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd}$ [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	$f_{ctd}$ [Mpa]	8.98

##### Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	$f_{td}$ [Mpa]	382.61
--------------------------------------	----------------	--------

### OUTPUT

#### VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale	$\sigma$ [Mpa]	$\sigma$ limit
Calcestruzzo <i>SLE Quasi Permanente</i>	5.72	13.500
Calcestruzzo <i>SLE Rara</i>	9.88	18.000
Acciaio <i>SLE Rara</i>	257.35	352.000

Verifica di fessurazione	$w_d$ [mm]	$w_d$ limit
Combinazione <i>SLE Quasi permanente</i>	0.162	0.200
Combinazione <i>SLE Frequente</i>	0.220	0.300

#### VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

##### Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	$V_{sd}$ [kN]	1332.0
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	$N_{sd}$ [kN]	-562.0

##### Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	$V_{Rd1}$ [kN]	1468.16
Coefficiente di sicurezza	$V_{Rd1}/V_{sd}$	1.10

##### Verifica di resistenza dell'armatura specifica

Co Tan( $\theta$ ) di progetto	$\cotan(\theta)$	2.5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	$V_{Rd2}(\theta)$ [kN]	-
Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{Rd3}(\theta)$ [kN]	-
Resistenza a taglio di progetto	$V_{sd}$ [kN]	-
Coefficiente di sicurezza	$V_{sd}/V_{Rd}$	-

#### VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

##### Sollecitazioni di progetto

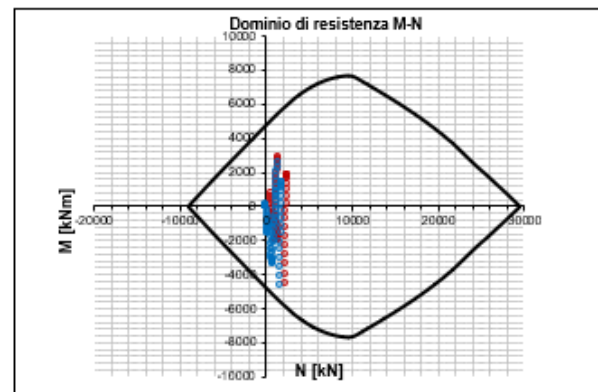
	SLU	SLV
Momento sollecitante	$M_{sd}$ [kNm]	4535.0
Sforzo Normale concomitante	$N_{sd}$ [kN]	-562.0

##### Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV
Momento resistente	$M_{Rd}$ [kNm]	5072.5
Coefficiente di sicurezza	$M_{Rd}/M_{sd}$	1.12

##### Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV
Sforzo normale resistente	$N_{Rd}$ [kN]	-
Coefficiente di sicurezza	$N_{Rd}/N_{sd}$	-



### S4 (FONDAZIONE)

#### INPUT

##### SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	$N_{sd}$ [kN]	$M_{sd}$ [kNm]	$V_{sd}$ [kN]
<i>SLE Quasi Permanente</i>	219.0	837.0	853
<i>SLE Frequente</i>	239.0	1353.0	1041
<i>SLE Rara</i>	278.0	1526.0	1140
<i>SLU</i>	44.0	2022.0	1587.0
<i>SLV</i>	665.0	1888.0	1289.0

##### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione		
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	130
Altezza utile della sezione	d [cm]	123
Area di calcestruzzo	$A_c$ [cm <sup>2</sup> ]	13000

Armatura longitudinale tesa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10.00	0.00	0
Diametro	$\phi$ [mm]	26	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6.6	10.5	0.0
Area strato	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	53.09	0.00	0.00
Rapporto di armatura	$\rho$ [%]		0.430%	

Armatura longitudinale compressa				
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	10.00	0	0
Diametro	$\phi$ [mm]	26	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6.6	10.5	0.0
Area strato	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	53.09	0.00	0.00
Rapporto di armatura	$\rho'$ [%]		0.430%	

Armatura trasversale				
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	$\phi$ [mm]	14	0	0
Numero bracci	n	2	0	0
Passo	$s_w$ [cm]	20	0	0
Inclinazione	$\alpha$ [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	$A_{sw}/s_w$ [cm <sup>2</sup> ]	15.39	0.00	0.00

##### CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck}$ [Mpa]	30.00
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm}$ [Mpa]	38.00
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm}$ [Mpa]	2.90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk}$ [Mpa]	2.03
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd}$ [Mpa]	17.00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	$f_{cd}$ [Mpa]	8.98
Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	$f_{yd}$ [Mpa]	382.61

#### OUTPUT

##### VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		$\sigma_c$ [Mpa]	$\sigma_c$ limit
Calcestruzzo <i>SLE Quasi Permanente</i>		3.08	13.500
Calcestruzzo <i>SLE Rara</i>		5.72	18.000
Acciaio <i>SLE Rara</i>		276.51	352.000
Verifica di fessurazione		$w_d$ [mm]	w limit
Combinazione <i>SLE Quasi permanente</i>		0.000	0.200
Combinazione <i>SLE Frequente</i>		0.281	0.300

##### VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	$V_{sd}$ [kN]	1587.0	
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	$N_{sd}$ [kN]	0.0	

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica	$V_{rd1}$ [kN]	1532.02	
Coefficiente di sicurezza	$V_{rd1}/V_{sd}$	0.97	

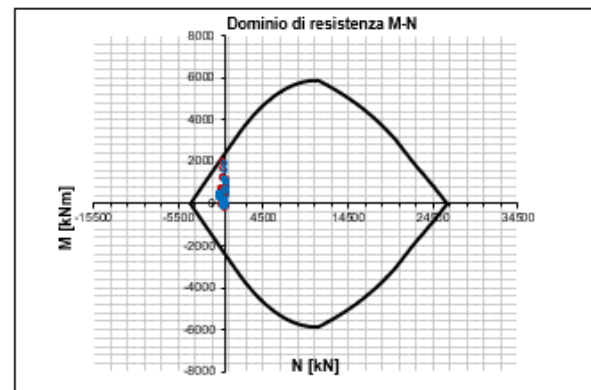
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
Co Tan( $\theta$ ) di progetto	$\cotan(\theta)$	2.5	
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	$V_{rd1}(\theta)$ [kN]	3437	
Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{rd2}(\theta)$ [kN]	1635	
Resistenza a taglio di progetto	$V_{sd}$ [kN]	1635	
Coefficiente di sicurezza	$V_{sd}/V_{sd}$	1.03	

##### VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto			
		SLU	SLV
Momento sollecitante	$M_{sd}$ [kNm]	2022.0	1888.0
Sforzo Normale concomitante	$N_{sd}$ [kN]	368.0	665.0

Verifica di resistenza in termini di momento			
		SLU	SLV
Momento resistente	$M_{rd}$ [kNm]	2193.2	2020.0
Coefficiente di sicurezza	$M_{rd}/M_{sd}$	1.08	1.07

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	$N_{rd}$ [kN]	659.9	890.1
Coefficiente di sicurezza	$N_{rd}/N_{sd}$	1.79	1.34



In conclusione, sulla base dei risultati delle verifiche strutturali condotte sia nei confronti degli SLU/SLV che degli SLE, l'armatura necessaria considerata nelle verifiche ha un'incidenza complessiva di 265 kg/m<sup>3</sup>.