

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## U.O. INFRASTRUTTURE SUD

### PROGETTO DEFINITIVO

# LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

FABBRICATI VIAGGIATORI

Stazione S. Antonio - Sottopasso

Relazione di calcolo delle strutture della scala tipo A

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL FV0400 005 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Ott-2020	G.Romano	Ott-2020	M.D'Avino	Ott-2020	D.Tiberti Gen-2021
B	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Gen-2021	G.Romano	Gen-2021	M.D'Avino	Gen-2021	ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Generale UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. Danilo Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 101775

NN1X.0.0.D.78.CL.FV.04.0.0.005.B

n. Elab.:

## INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	3
3. PROGETTO NUOVI VANI SCALE.....	4
3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
1.1. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	4
3.2. GEOMETRIA.....	5
1.2. MATERIALI.....	5
1.3. INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	6
1.4. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	7
3.3. MODELLAZIONE ADOTTATA.....	8
3.4. ANALISI DEI CARICHI.....	11
3.4.1. REAZIONI SCARICHI DELLA PENSILINA.....	17
3.4.2. REAZIONI INCASTRI DELLA STRUTTURA DELLE SCALE.....	18
3.5. COMBINAZIONI DI CARICO.....	19
3.6. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	23
3.6.1. INVILUPPO SLU/SLV.....	23
3.6.2. INVILUPPO SLE (RARA).....	27
3.7. VERIFICHE SLU/SLV/SLE.....	30
3.8. ARMATURE DI RIPARTIZIONE.....	33
3.9. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE.....	36

## 1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, dei muri di sostegno di uno dei due vani scala previsti nella nuova stazione di S. Antonio lungo la linea metropolitana “Salerno-Pontecagnano aeroporto” alla progressiva 6+120.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all’opera.

Si riportano di seguito uno stralcio planimetrico e una sezione trasversale dello stato di progetto della stazione con evidenziato il vano scala oggetto di tale relazione di calcolo:

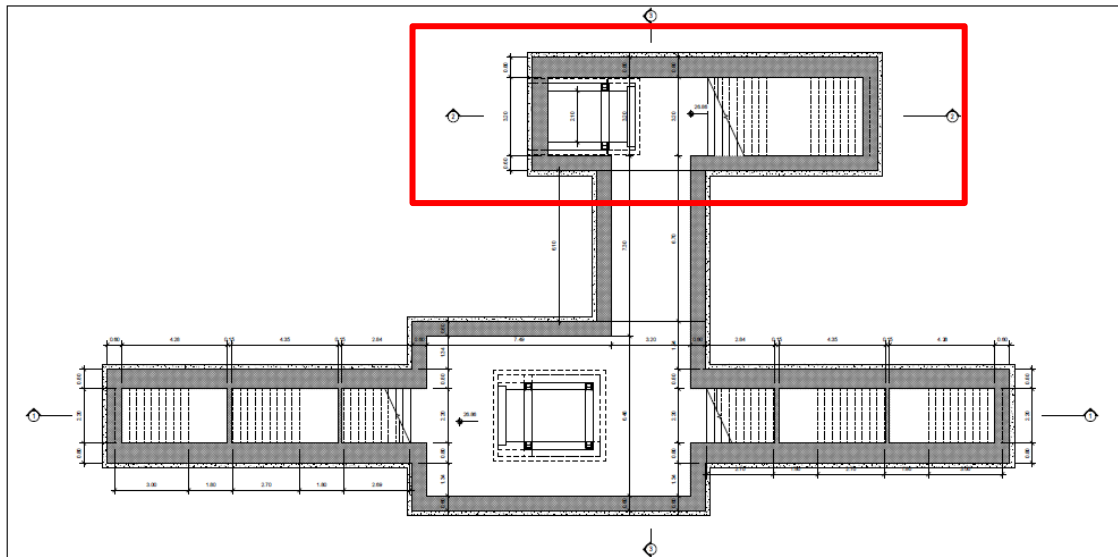


Figura 1a. Planimetria dell’opera con individuazione del vano scala

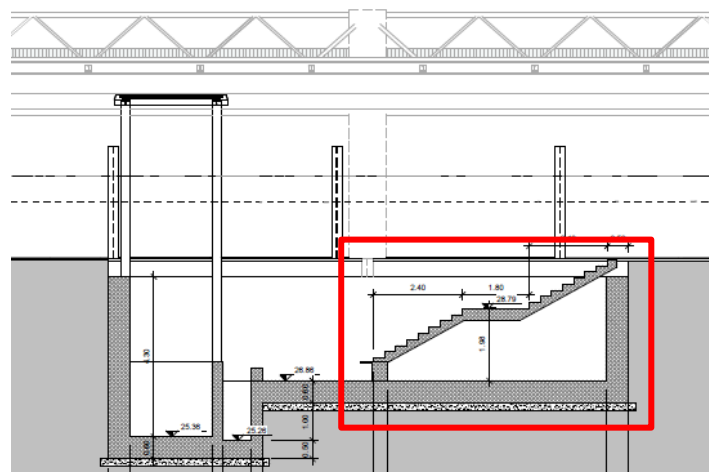


Figura 1b. Sezione longitudinale dell’opera con individuazione del vano scala

## 2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nell'ambito del progetto della nuova stazione di S. Antonio lungo la linea Salerno-Pontecagnano aeroporto è prevista la realizzazione di due vani scala per consentire il raggiungimento del piano dei binario dal sottopasso realizzato al di sotto della linea metropolitana.

Nel seguito si riportano i calcoli necessari al dimensionamento delle strutture che costituiscono uno dei due vani, individuato nelle figure sopra riportate come "Scala A".

L'opera ha dimensioni interne  $L_{int} \times H_{int}$ , con muri di spessore  $S_p$  e soletta inferiore di spessore  $S_f$ . Nel seguito verrà esaminata una striscia avente lunghezza 1.00 m.:

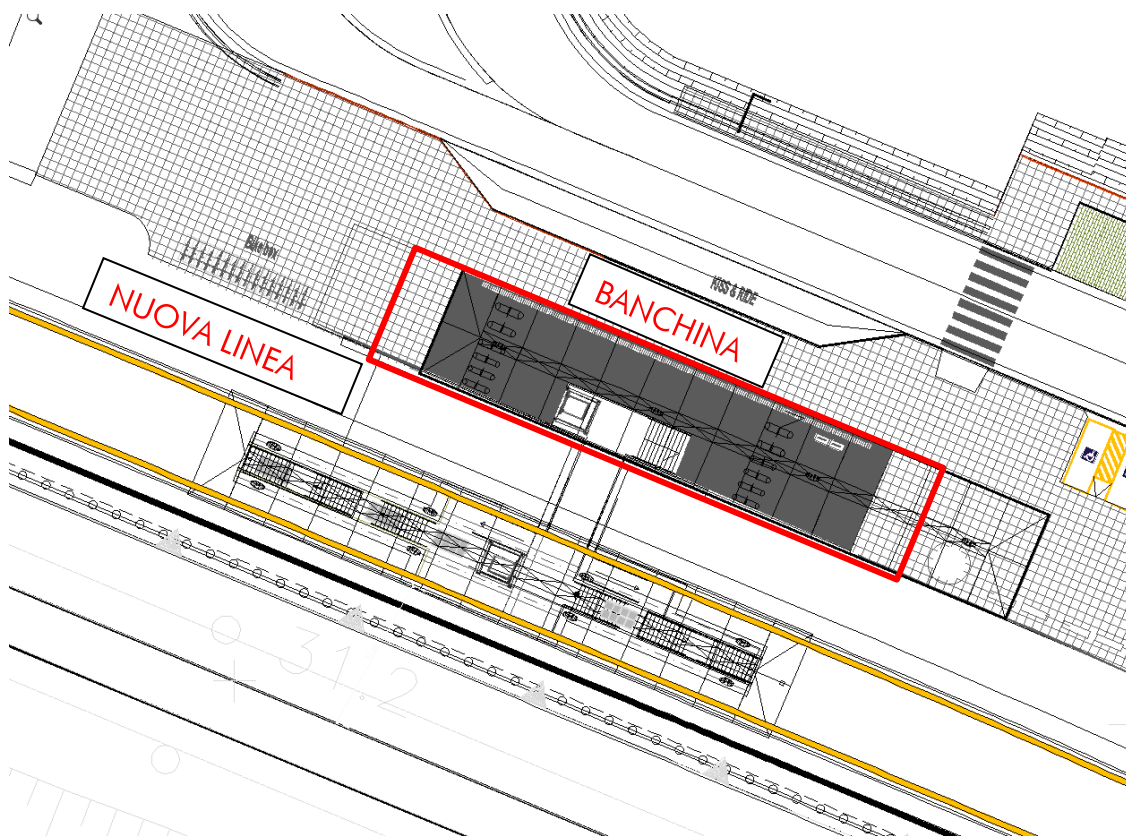


Figura 2. Configurazione di progetto stazione

### 3. PROGETTO NUOVI VANI SCALE

Nel presente paragrafo si riportano i calcoli volti alla progettazione delle strutture in oggetto nel rispetto della norma attualmente vigente NTC18.

#### 3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutte le calcolazioni sono state eseguite nel rispetto delle normativa NTC18 attualmente vigente. In particolare si è fatto riferimento:

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. 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

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 D del 20 dicembre 2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

#### 1.1. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

Unità di misura principali

- N (Newton) unità di forza
- m (metro) unità di lunghezza
- kg (kilogrammo) unità di massa
- s (secondo) unità di tempo

Unità di misura derivate da N

- (kiloNewton)  $10^3$  N

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

$\gamma$ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m <sup>3</sup> )
$\sigma$ (sigma)	tensione normale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\tau$ (tau)	tensione tangenziale	(N / mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon$ (epsilon)	deformazione	(m/m) -
$\phi$ (fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)

### 3.2. GEOMETRIA

Uno dei due muri laterali è stato previsto con uno spessore maggiore, pari a 0,80 m. Nei calcoli che seguono, però, si è considerato uno spessore unico per entrambi i muri pari al valore minimo tra i due previsti: 0,60 m., tale approssimazione risulta lecita in quanto a favore di sicurezza perché in tal modo si riduce il braccio delle forze interne e quindi la resistenza di tale elemento.

Larghezza utile	Lint	3.20 m	<i>luce interna scatolare</i>
Altezza libera	Hint	2.80 m	<i>altezza interna scatolare</i>
Spessore piedritti	Sp	0.60 m	<i>(consigliato: Sp = Ss)</i>
Spessore fondazione	Sf	0.60 m	<i>(consigliato: Sf = Ss + 10cm.)</i>
Larghezza totale	Ltot	4.40 m	<i>Lint+2xSPp</i>
Altezza totale	Htot	3.40 m	<i>Hint+SPs+SPf</i>

### 1.2. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

Calcestruzzo **C30/37** le cui caratteristiche principali sono:

- Resistenza cilindrica caratteristica:  $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice:  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$ , dove:
  - $\alpha_{cc} = 0.85$  e  $\gamma_m = 1.5$ ;
  - $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice:  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m$ , dove :
  - $\gamma_m = 1.5$ ;
  - $f_{ctd} = 1,35 \text{ N/mm}^2$ .
- Modulo elastico:  $E_c = 32836 \text{ N/mm}^2$ .

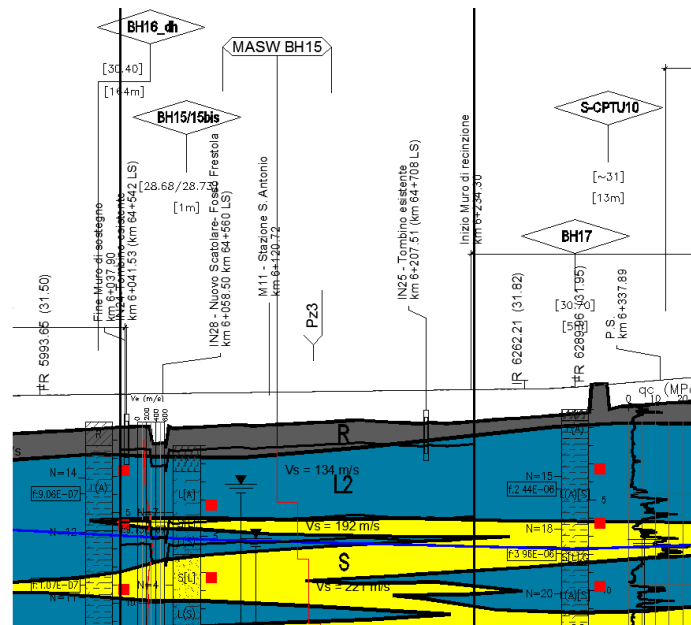
- Tolleranza di posa del copriferro = **10 mm**;
- Classe di esposizione **XA1**
- Copriferro = **40 mm**
- Condizioni ambientali: **aggressive**
- Apertura fessure limite: **w1 = 0.2 mm**

Acciaio da cemento armato normale **B450C** controllato in stabilimento. Le barre sono ad aderenza migliorata. Le caratteristiche meccaniche sono:

- Tensione caratteristica di snervamento:  **$f_{yk} = 450 \text{ Nmm}^2$**
- Resistenza di calcolo dell'acciaio:  **$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  dove:**
- **$\gamma_s = 1.15$**
- **$f_{yd} = 391 \text{ Nmm}^2$**
- Allungamento  **$D1 > 12\%$**
- Modulo di elasticità:  **$E_s = 206000 \text{ Nmm}^2$**
- Sovrapposizioni barre  **$\geq 40\varphi$**

### 1.3. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si riporta di seguito la stratigrafia in corrispondenza della zona di riferimento:



Per l'inquadramento geotecnico si fa riferimento alla relazione geotecnica, della quale si riportano gli stralci significativi del profilo geotecnico e dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, del rinterro e del rinfianco.

Lo strato significativo del profilo geotecnico è l'unità  
la cui descrizione nella relazione geotecnica è:

3)L2

Limo media consistenza

Peso specifico terreno	$\gamma_t$	18.0 kN/m <sup>3</sup>	
angolo d'attrito terreno	$\phi$	22.0 [°]	
coesione efficace terreno	$c'$	10.0 kN/m <sup>2</sup>	
coesione non drenata terreno	$c_u$	45.0 kN/m <sup>2</sup>	

I parametri geotecnici del rinterro e del terreno di rinfianco sono i seguenti:

Peso specifico rinterro	NON PRESENTE	$\gamma_t$	20.0 kN/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito rinterro		$\phi'$	38.0 [°]	0.663 [rad]
coesione rinterro		$c_u$	0.0 kN/m <sup>2</sup>	
Peso specifico terreno di rinfianco		$\gamma_t$	20.0 kN/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito terreno di rinfianco		$\phi'$	38.0 [°]	0.663 [rad]
coesione terreno di rinfianco		$c_u$	0.0 kN/m <sup>2</sup>	

**FALDA**

Quota falda dal p.c.	$q_w$	8.00 m
Peso specifico	$\gamma_w$	10.00 kN/m <sup>3</sup>

1.4. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA



Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

$$s = B \cdot ct \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - \nu^2) / E'_{op}$$

dove:

- s = cedimento elastico totale;
- B = lato minore della fondazione;
- ct = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione):

$$ct = 0.853 + 0.534 \ln(L / B) \text{ rettangolare con } L / B \leq 10$$

$$ct = 2 + 0.0089 (L / B) \text{ rettangolare con } L / B > 10$$

- q = pressione media agente sul terreno;
- $\sigma_{v0}$  = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- $\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno;
- $E'_{op}$  = modulo elastico operativo del terreno sottostante.

Il valore della costante di sottofondo kw è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

$$kw = E'_{op} / [(1 - \nu^2) \cdot B \cdot ct]$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per  $E'_{op}$  il valore minimo tra quelli indicati per l'Unità Geotecnica in esame ed una dimensione longitudinale della fondazione ritenuta potenzialmente collaborante nella diffusione dei carichi:

Unità stratigrafica	3)L2
Descrizione unità stratigrafica	Limo media consistenza
Modulo elastico medio terreno	$E'_{op}$ <b>40000</b> kN/m <sup>2</sup> <i>(il minore tra i valori proposti)</i>
Coefficiente di Poisson medio terreno	$\nu$ 0.3
Lato minore della fondazione	B 4.4 m
Lato maggiore della fondazione	L 14.0 m
Rapporto dei lati	L/B 3.2
Coefficiente adimensionale	ct 1.471
Costante di sottofondo	Kw <b>6791</b> kN/m <sup>3</sup>

### 3.3. MODELLAZIONE ADOTTATA

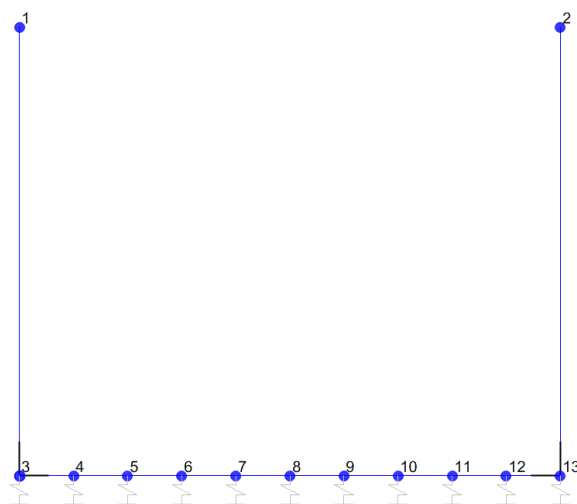
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

<i>asta</i>	<i>base</i>	<i>altezza</i>	<i>descrizione</i>
Asta 1	100 cm	60 cm	(soletta inferiore)
Aste 2, 4	100 cm	60 cm	(Piedritti)

Le caratteristiche geometriche del modello e le coordinate dei nodi sono le seguenti:

Linterasse	3.80 m
Hinterasse	3.10 m
N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10



<i>Nodo</i>	<i>X</i>	<i>Z</i>
1	0.000	3.100
2	3.800	3.100
3	0.000	0.000
4	0.380	0.000
5	0.760	0.000
6	1.140	0.000
7	1.520	0.000
8	1.900	0.000
9	2.280	0.000
10	2.660	0.000
11	3.040	0.000
12	3.420	0.000
13	3.800	0.000

Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

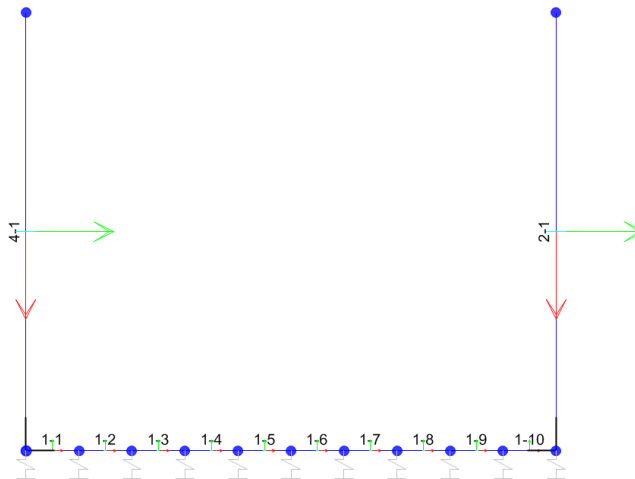


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura. Per la rigidità delle molle, nel caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dai parametri della relazione geotecnica:

#### Rigidità molle nodali SAP

ks		<b>6791</b> kN/m <sup>3</sup>
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.380 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	<b>2581</b> kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.380 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	<b>3871</b> kN/m
nodi estremità (3,13)		
Linfl		0.490 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	<b>6655</b> kN/m

### 3.4. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

#### Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Il peso proprio delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

Peso specifico calcestruzzo armato	$\gamma_{cls}$	25 kN/m <sup>3</sup>	
peso singolo piedritto	$P_p$	15.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso fondazione	$P_{sf}$	15.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

#### Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

angolo di attrito rinterro	$\phi'$	38.0 [°]	0.663 [rad]
coefficiente spinta attiva $k_a$	$k_a$	0.238	$(1 - \text{sen}\phi) / (1 + \text{sen}\phi)$
coefficiente spinta riposo $k_o$	$k_o$	0.384	$(1 - \text{sen}\phi)$
coefficiente spinta passiva $k_p$	$k_p$	4.204	$(1 + \text{sen}\phi) / (1 - \text{sen}\phi)$
Pressione asse soletta superiore	$P_2$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	$Z=0$
Pressione asse soletta inferiore	$P_3$	23.83 kN/m <sup>2</sup>	$k_o \times \gamma t \times (H_{int} + S_f / 2)$
Pressione intradosso soletta inferiore	$P_4$	26.14 kN/m <sup>2</sup>	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta inferiore	$F_2$	7.49 kN/m	$(P_3 + P_4) / 2 \times S_f / 2$

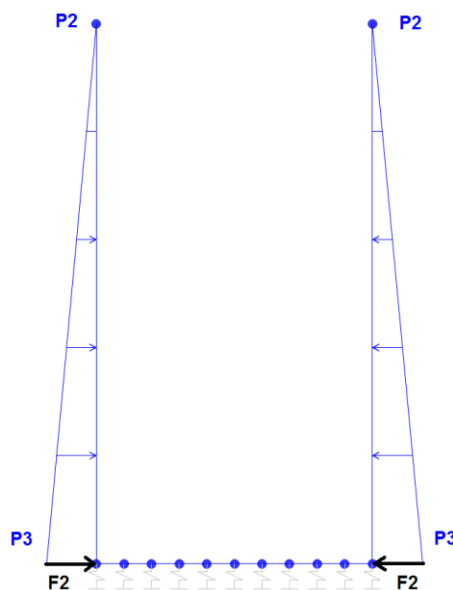


Figura 6. Condizione di carico SPTDX-SPTSX da SAP2000

Il carico concentrato nel nodo 3 (per la SPTSX) oppure 13 (per la SPTDX) rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta inferiore.

### Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)

Il carico del treno di riferimento è il più gravoso tra LM71 e SW/2.

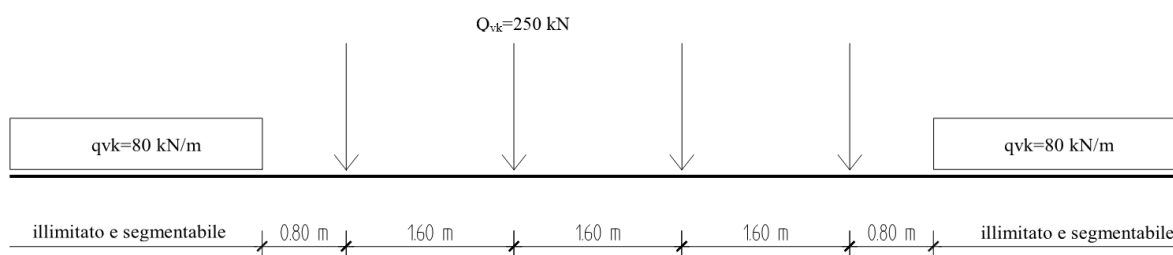


Figura 7. Treno LM71

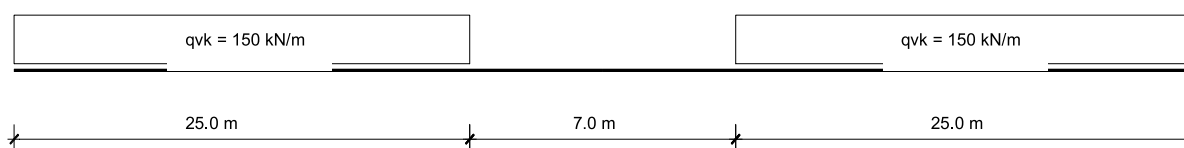


Figura 8. Treno SW/2

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera risulta più sfavorevole il carico dovuto al treno SW/2 rispetto al carico dovuto al treno LM 71. Nei calcoli pertanto sarà utilizzato il valore del SW2.

#### CARICO TRENO (ACCMSW/02)

Carico distribuito per treno SW/2

$q$  150.00 kN/m

Larghezza ripartizione del carico

$L_d$  3.00 m

Carico distribuito per treno SW/2 diffuso

$q_v$  50.00 kN/m<sup>2</sup>

Inoltre si considera il carico accidentale dovuto alla presenza di persone sui marciapiedi così come prescritto nelle NTC2018 §5.2.2.2.2

#### CARICO FOLLA (ACCMQ)

Carico manutenzione

$q'$  10.00 kN/m<sup>2</sup>

**Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCSXSW/02)**

Carico distrib treno SW/2 su piedritto sx	SQ1sw02	19.22 kN/m <sup>2</sup>	$q_n \times K_o$
spinta semispessore soletta inferiore	FQ1sw02	5.77 kN/m	$SPQ1 \times SPi / 2$

**Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCDXQ)**

Carico distrib treno SW/2 su piedritto sx	SQ1folla	3.84 kN/m <sup>2</sup>	$q_n \times K_o$
spinta semispessore soletta inferiore	FQ1folla	1.15 kN/m	$SPQ1 \times SPi / 2$

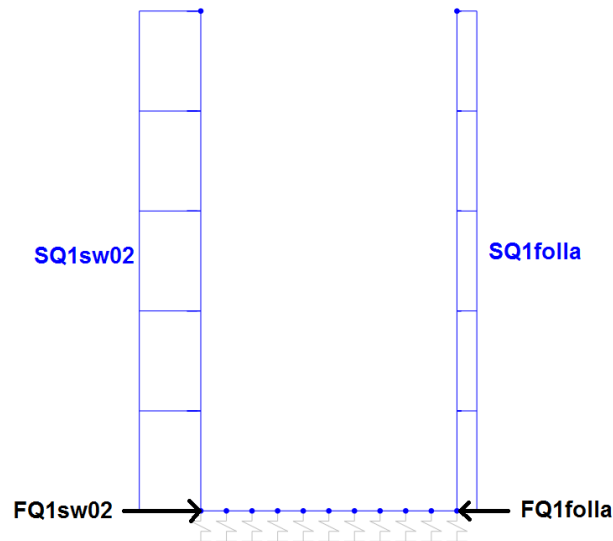


Figura 9. Condizione di carico SPACCSX e SPACCDX da SAP2000

La spinta del carico accidentale dovuto alla presenza del treno agisce su un solo lato del vano scala, sul lato opposto è prevista la presenza di una banchina per il transito dei passeggeri (vedi configurazione di progetto in figura 2), ragion per cui il carico accidentale applicato sui due muri laterali è differente (vedi figura 9).

Per meglio comprendere la configurazione degli spazi costituenti la stazione si rimanda ai relativi elaborati grafici.

## CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE

Per il calcolo dell'azione sismica 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 le seguenti:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h \cdot W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v \cdot W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$

$k_h = a_{max} / g$

$k_v = \pm 0,5 \times k_h$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale  $V_N$  ed una classe d'uso  $C_U$ ; segue un periodo di riferimento  $V_R = V_N \cdot C_U$ .

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari ad  $a_g$ , il cui valore è di seguito riportato, come desunto anche dalla relazione geotecnica.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima per la determinazione delle forze di inerzia può essere valutata con la relazione:

$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$

Le forze di inerzia sullo **scatolare** (masse di peso proprio soletta superiore e piedritti, rinterro e ballast, 20% treno di carico,..) sono pari alle masse moltiplicate per  $k_h$  e  $k_v$  ove:  $k_h = \beta M \cdot S \cdot a_g / g$  e  $k_v = k_h / 2$ . Essendo lo scatolare non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno,  $\beta M = 1$ .

vita nominale	$V_N$	75 anni
classe d'uso	CL	III
coefficiente d'uso	$C_U$	1.50
vita di riferimento = $C_U \cdot V_N$	$V_R$	112.5 anni
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	$P_{VR}$	10%
periodo di ritorno del sisma	$T_R$	1068 anni

## Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

Coordinate del sito in oggetto:

Latitudine

40.63343

Longitudine

14.89422

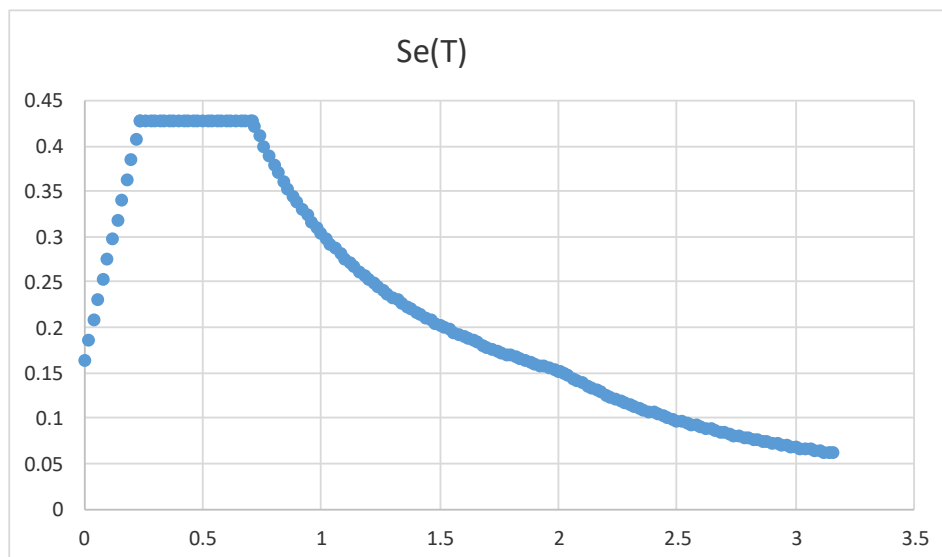
Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.133 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.697 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.477
categoria sottosuolo		C
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S <sub>T</sub>	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per ξ <> 5%	η	1.000

Tab.3.2.V	S <sub>S</sub>	C <sub>C</sub>	S <sub>S</sub>	C <sub>C</sub>
A	1.00	1.00	1.48	1.34
B	1.20	1.28		
C	1.48	1.34		
D	1.80	1.81		
E	1.60	1.55		

coefficiente amplificazione stratigrafica	S <sub>S</sub>	1.485
coefficiente di amplificazione	S	<b>1.485</b>
coefficiente categoria sottosuolo	C <sub>C</sub>	1.341
periodo inizio tratto a accelerazione costante = T <sub>c</sub> / 3	T <sub>B</sub>	0.213 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = C <sub>c</sub> * T*c	T <sub>C</sub>	0.639 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = 4 * ag/g + 1,6	T <sub>D</sub>	2.132 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = S <sub>s</sub> x S <sub>t</sub> x ag/g	ago,max	<b>0.197 g</b>

**SPETTRO ORIZZONTALE ELASTICO SLV**





### Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo struttura

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito		$\beta$	<b>1.000</b>
$a_o = k_h = a_{g0,max} = S \times a_g/g$	valore $PGA \times$ scatolare	$a_o = k_h$	<b>0.1975 g</b>
$a_v = k_v = k_h / 2$	valore $PGA \times$ scatolare	$a_v = k_v$	<b>0.0987 g</b>

### Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	<b>20%</b>	
Forza orizzontale su singolo piedritto	$F''_h$	<b>2.96</b> kN/m <sup>2</sup>	$Pp \times kb$

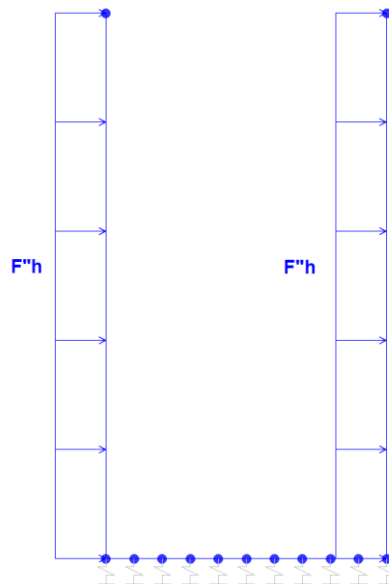


Figura 10. Condizione di carico SismaH e SismaV da SAP2000

### Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSPDX e SPSSX)

Forza distribuita sul piedritti dx	$qW_{dx}$	<b>15.40</b> kN/m <sup>2</sup>	$(\gamma r \times H_{tot} + q') \times (a_{g0,max})$
Forza distribuita sul piedritti sx	$qW_{sx}$	<b>15.40</b> kN/m <sup>2</sup>	$(\%q_v + \gamma r \times H_{tot}) \times (a_{g0,max})$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto dx	$QW_{dxinf}$	<b>4.62</b> kN	$qW \times Sf / 2$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto sx	$QW_{sxinf}$	<b>4.62</b> kN	$qW \times Sf / 2$

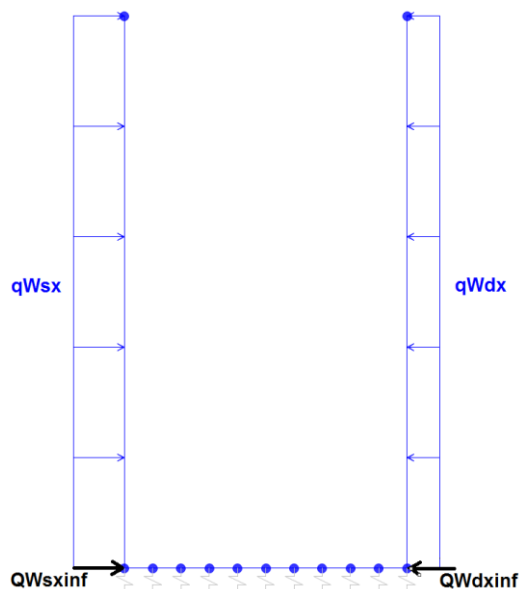


Figura 11. Condizione di carico SPSPDX e SPSSX da SAP2000

Per i medesimi motivi spiegati per le condizioni di carico SPACCSXSW/02 e SPACCDXQ, come visibile in Figura 11, il carico sismico calcolato in accordo con la teoria di Wood risulta non simmetrico.

#### 3.4.1. Reazioni scarichi della pensilina

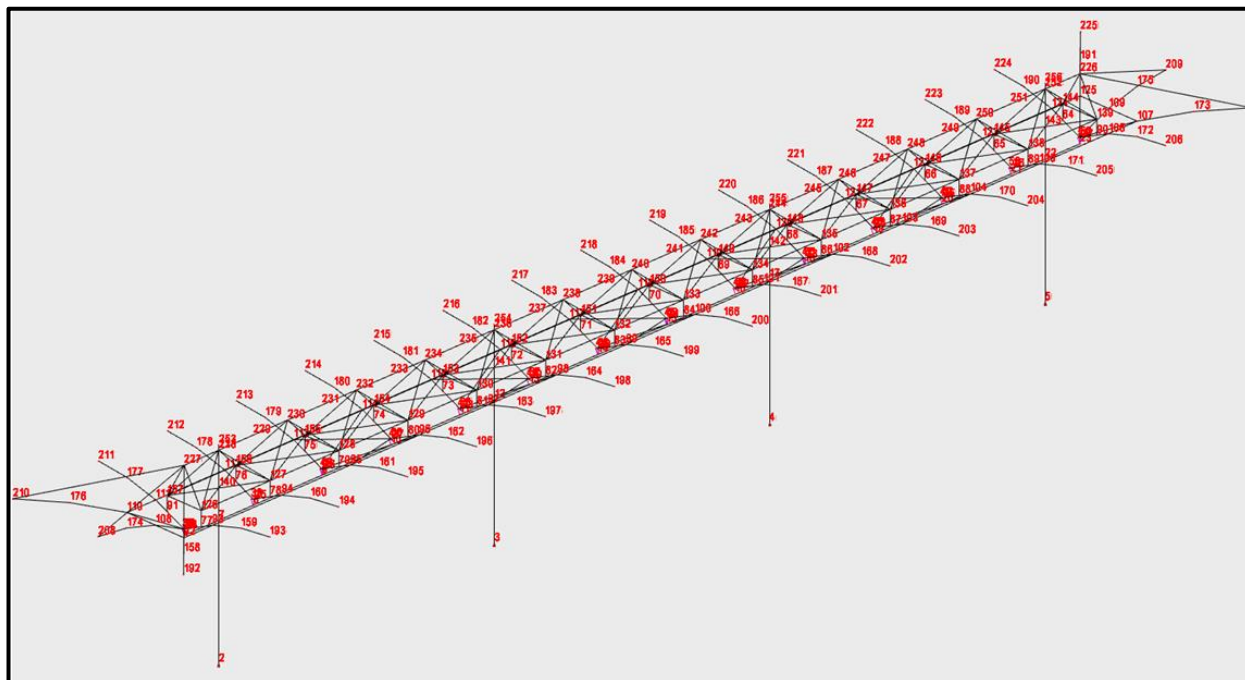
Al modello dei muri sono stati applicati, inoltre, anche gli scarichi delle pensiline che poggiano su di essi, tali valori sono stati dedotti dalle relative relazioni di calcolo e vengono nel seguito riportati per ognuna delle condizioni di carico considerate. I valori riportati in tabella riguardano solo il piedritto della pensilina che poggia direttamente sui muri, nel modello a favore di sicurezza verranno applicati solo quelli con effetti sfavorevoli e quindi le traslazioni orizzontali verso l'interno del vano scala, le reazioni verticali positive (per trazione sul piedritto) e negative (per taglio e momento sulla soletta di fondazione) e i momenti con rotazione anch'essa verso l'interno del vano scala, tali carichi risultano in accordo con quelli dovuti alla spinta del terreno, alla spinta dovuta al passaggio dei convogli e alla presenza di persone sulle banchine, e alle azioni sismiche considerate.

I valori considerati sono quelli evidenziati in rosso nella tabella.

Si specifica che quelle riportate in tabella sono le reazioni alla base delle pensiline, i carichi applicati al modello avranno quindi segno opposto.

		REAZIONI					
		TRASLAZIONI			MOMENTI		
NODO	CONDIZIONE DI CARICO	X	Y	Z	X	Y	Z
3	Pesi	-0.0200	0.0000	42.1300	-0.0025	-0.0531	0.0000
3	Port.	-0.2400	0.0000	141.9700	-0.0063	-0.5069	0.0000
3	Neve	-0.0800	0.0000	44.5600	-0.0020	-0.1712	0.0000
3	Vento X (+Z)	-5.4300	0.0000	-171.3500	0.0078	-12.3204	0.0000
3	Vento Y (+Z)	0.3000	-20.3900	-172.2500	90.4639	0.6150	0.0007
3	Passaggio convogli	0.1100	-3.0100	-3.5000	11.3415	3.7112	0.0000
3	Vento Y (-Z)	-0.2000	-6.7600	115.4700	39.1427	-0.4123	0.0007
3	$\Delta T$	2.2600	0.0000	-0.9100	0.0006	6.4717	0.0000
3	X SLV	-64.6100	-1.2500	18.0900	4.6961	-198.2726	0.0007
3	Y SLV	-0.9100	-55.7900	0.3300	322.6165	-2.0001	0.0150
3	X SLD	-24.6700	-0.5700	6.9000	2.1273	-75.6960	0.0003
3	Y SLD	-0.4100	-21.3100	0.1500	123.1975	-0.9059	0.0058
3	X SLO	-20.0600	-0.4800	5.6100	1.8236	-61.5505	0.0003
3	Y SLO	-0.3500	-17.3300	0.1300	100.1840	-0.7709	0.0047

Per meglio comprendere si riporta anche un'immagine del modello di calcolo della pensilina:



### 3.4.2. Reazioni incastri della struttura delle scale

Per quanto riguarda, invece, le reazioni agli incastri della struttura delle scale, si tratta di elementi secondari, per cui, si è deciso di trascurarli.

### 3.5. COMBINAZIONI DI CARICO

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del DM 17/01/2018 di seguito riportata, In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

**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.IV - Valutazione dei carichi da traffico**

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi,

un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU e SLE per la verifica delle tensioni, si sono considerati i soli Gruppo 1 e 3, mentre per la verifica a fessurazione è stato utilizzato il Gruppo 4. Nella tabella 5.2.III vengono riportati i carichi da utilizzare in caso di impalcati con due, tre o più binari caricati.

I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come  $Q_{ki}$ .

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $g$  e i coefficienti di combinazione sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

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.

<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> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico  $g_r$  della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(6)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$g_{r1}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{r2}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$g_{r3}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{r4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<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> 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.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Peso proprio	DEAD
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Spinta del carico acc. (SW/2) sulla parete Sx	SPACCSXSW/02
Spinta del carico acc. (Q) sulla parete Dx	SPACCDXQ
Scarichi vento sulla pensilina sulla parete Dx	VENTO
Scarichi neve sulla pensilina sulla parete Dx	NEVE
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSDX/SX

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico ritenute più significative in base all'esperienza.

Combinazione fondamentale:

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

Nelle tabelle seguenti sono riportate le combinazioni di carico SLU, SLV e SLE utilizzate.

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)									
	1slu	2slu	3slu	4slu	5slu	6slu	7slu	8slu	9slu
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35
SPTSX	1	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1	1	1
SPACCSXSW/2	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45	1.45	1.16	1.015
SPACCDXQ	1.35	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0.945	0.945
VENTO	0.9	0	0	0.9	0.9	0.9	0.9	1.5	1.5
NEVE	0.75	0	0	0.75	0.75	0.75	0.75	1.5	1.5

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Combinazioni di Carico Sismiche			
	sism1	sism2	sism3
DEAD	1	1	1
SPTSX	1	1	1
SPTDX	1	1	1
SPACCSXSW/2	0.2	0.2	0.2
SPACCDXQ	0.6	0	0.6
Sisma H	1	1	1
SPSDX	0	0	1
SPSSX	1	1	0
VENTO	0	0	0
NEVE	0	0	0

Si riportano infine, le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative.

Combinazione rara

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

Combinazioni di carico SLE				
	1sle	2sle	3sle	4sle
DEAD	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8	0.8
SPACCSXSW/2	0.8	0.8	0	0
SPACCSXQ	0.7	0	0	0.7
VENTO	0.6	0	0	0.6
NEVE	0.5	0	0	0.5

### 3.6. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

#### 3.6.1. Inviluppo SLU/SLV

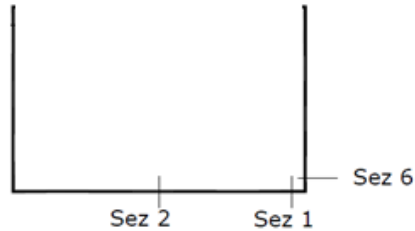
USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV								
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3	
1	0.30	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	60.25	162.37
1	0.47	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	54.62	161.82
1	0.64	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	58.03	162.90
1	0.81	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	48.49	164.80
1	0.97	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	51.90	175.38
1	1.14	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	45.75	185.41
1	1.31	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	48.28	198.80
1	1.48	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	50.96	223.95
1	1.65	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	43.61	251.13
1	1.82	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	46.14	278.68
1	1.98	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	36.60	306.99
1	2.15	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	39.13	336.08
1	2.32	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	27.28	365.12
1	2.49	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	29.81	394.87
1	2.66	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	32.33	424.20
1	2.83	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	18.20	453.69
1	2.99	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	20.72	482.76
1	3.16	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	-5.15	511.00
1	3.33	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	-2.63	538.67
1	3.50	ENVELOPE SLU	SCombination	Max		0.00	8.99	564.93
1	0.30	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-47.78	25.71
1	0.47	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-95.70	19.34
1	0.64	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-93.17	13.69
1	0.81	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-134.04	8.29
1	0.97	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-131.51	4.54
1	1.14	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-153.14	0.24
1	1.31	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-150.61	-2.41
1	1.48	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-148.08	-5.63
1	1.65	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-164.81	-7.55
1	1.82	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-162.29	-9.44
1	1.98	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-173.98	-10.56
1	2.15	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-171.45	-10.90
1	2.32	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-177.92	-11.10
1	2.49	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-175.40	-9.67
1	2.66	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-172.87	-8.82
1	2.83	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-173.88	-5.42
1	2.99	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-171.36	-2.57
1	3.16	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-165.55	3.41
1	3.33	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-163.03	10.18
1	3.50	ENVELOPE SLU	SCombination	Min		0.00	-148.16	18.94



Muri scala A Stazione di S. Antonio (pk 6+120): Relazione di calcolo

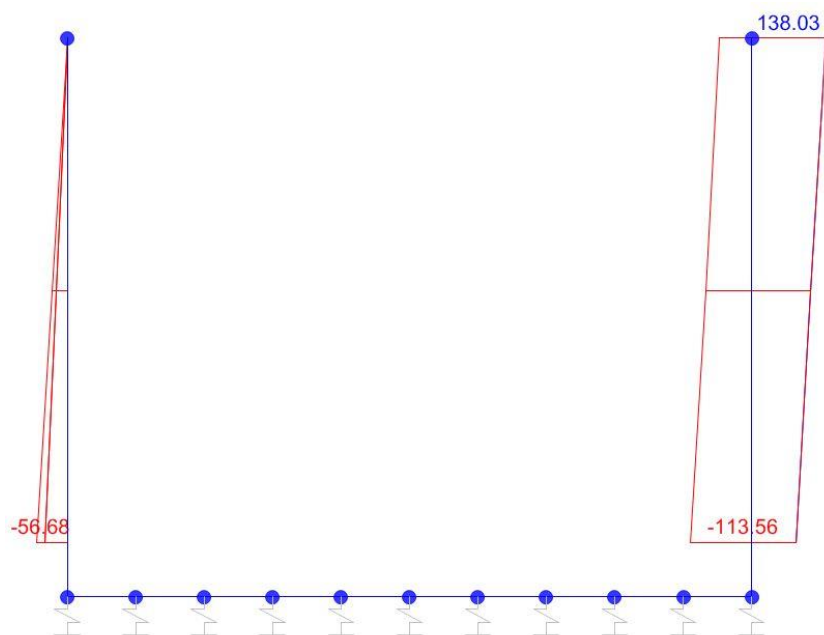
COMMESSA NN1	LOTTO 0 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.04.0.0.005	REV. B	FOGLIO 24 di 36
-----------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.00 ENVELOPE SLU SCombination	Max	138.03	56.39	0.00
2	1.40 ENVELOPE SLU SCombination	Max	109.69	84.57	-3.52
2	2.80 ENVELOPE SLU SCombination	Max	81.35	127.81	-20.47
2	0.00 ENVELOPE SLU SCombination	Min	-59.52	0.00	-324.88
2	1.40 ENVELOPE SLU SCombination	Min	-85.22	3.99	-421.79
2	2.80 ENVELOPE SLU SCombination	Min	-113.56	22.45	-568.70
4	0.00 ENVELOPE SLU SCombination	Max	0.00	0.00	0.00
4	1.40 ENVELOPE SLU SCombination	Max	-20.99	-7.53	28.15
4	2.80 ENVELOPE SLU SCombination	Max	-41.99	-30.13	131.58
4	0.00 ENVELOPE SLU SCombination	Min	0.00	0.00	0.00
4	1.40 ENVELOPE SLU SCombination	Min	-28.34	-43.60	3.52
4	2.80 ENVELOPE SLU SCombination	Min	-56.68	-107.55	28.12

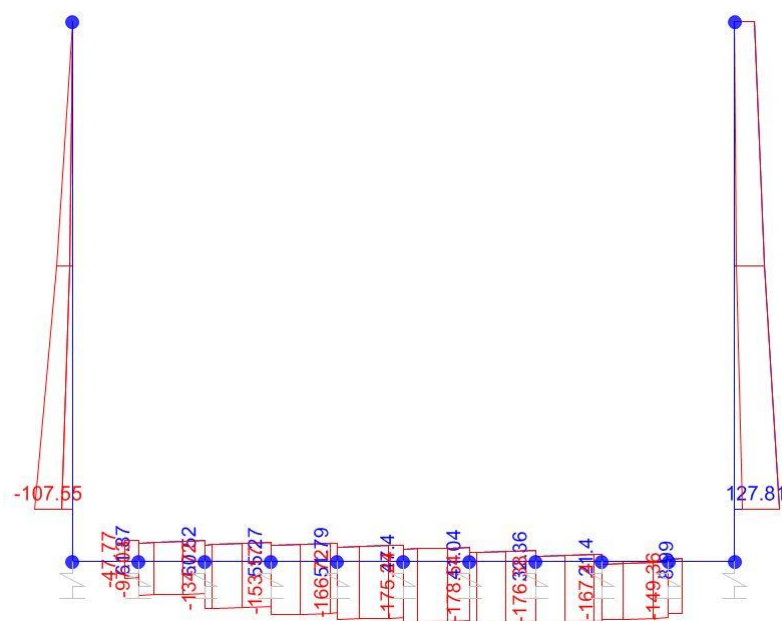


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	177.9	564.9
02	0.0	0.0	11.1
06	81.3	127.8	568.7

*Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV*



*Sforzo normale*



*Taglio*

Muri scala A Stazione di S. Antonio (pk 6+120): Relazione di calcolo

COMMESSA  
NN1

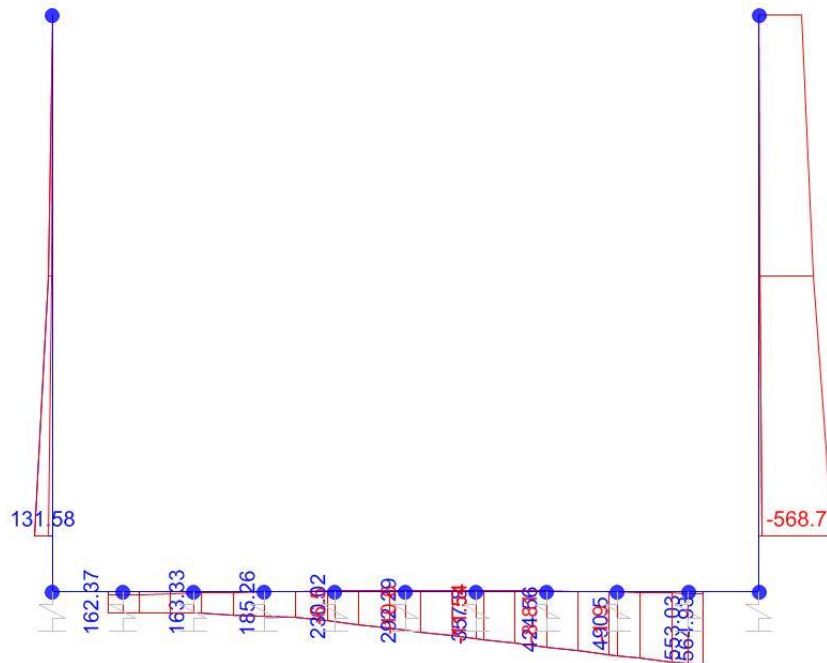
LOTTO  
0 0 D 78

CODIFICA  
CL

DOCUMENTO  
FV.04.0.0.005

REV.  
B

FOGLIO  
26 di 36



*Momento Flettente*

I valori V e M dei diagrammi corrispondono a quelli riportati nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

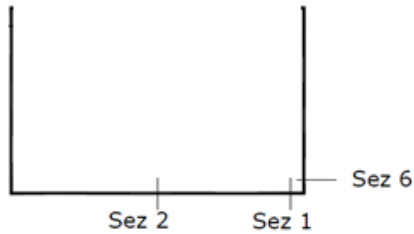
3.6.2. *Inviluppo SLE (rara)*

USCITA SAP - INVILUPPO SLE							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.30	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	41.73	97.89
1	0.47	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	36.24	97.00
1	0.64	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	38.77	97.25
1	0.81	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	30.74	97.86
1	0.97	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	33.26	100.19
1	1.14	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	27.10	102.12
1	1.31	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	29.62	105.32
1	1.48	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	32.15	108.10
1	1.65	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	24.37	111.57
1	1.82	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	26.89	114.97
1	1.98	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	17.53	118.55
1	2.15	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	20.05	122.31
1	2.32	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	9.13	125.88
1	2.49	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	11.65	129.73
1	2.66	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	14.18	133.16
1	2.83	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	1.71	136.82
1	2.99	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	4.24	140.05
1	3.16	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	-18.01	143.25
1	3.33	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	-15.48	146.17
1	3.50	ENVELOPE SLER Combination		Max	0.00	-13.90	148.69
1	0.30	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	6.76	28.56
1	0.47	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-13.53	23.58
1	0.64	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-11.00	19.08
1	0.81	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-28.36	14.75
1	0.97	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-25.84	11.59
1	1.14	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-34.59	8.03
1	1.31	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-32.06	5.66
1	1.48	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-29.54	2.87
1	1.65	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-36.28	1.03
1	1.82	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-33.75	-0.79
1	1.98	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-38.44	-2.04
1	2.15	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-35.91	-2.70
1	2.32	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-38.49	-3.26
1	2.49	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-35.97	-2.60
1	2.66	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-33.44	-2.36
1	2.83	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-33.87	-0.21
1	2.99	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-31.34	1.55
1	3.16	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-29.90	5.67
1	3.33	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-27.38	10.40
1	3.50	ENVELOPE SLER Combination		Min	0.00	-48.57	16.64

Muri scala A Stazione di S. Antonio (pk 6+120): Relazione di calcolo

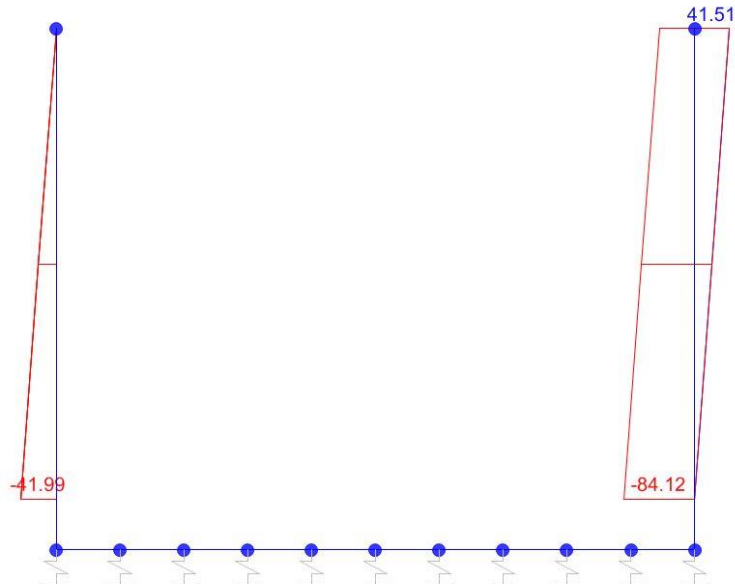
COMMESSA NN1	LOTTO 0 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.04.0.0.005	REV. B	FOGLIO 28 di 36
-----------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.00 ENVELOPE SLER Combination	Max	41.51	14.64	0.00
2	1.40 ENVELOPE SLER Combination	Max	20.52	24.43	-2.81
2	2.80 ENVELOPE SLER Combination	Max	-0.48	46.28	-22.50
2	0.00 ENVELOPE SLER Combination	Min	-42.13	0.00	-63.35
2	1.40 ENVELOPE SLER Combination	Min	-63.12	6.03	-89.29
2	2.80 ENVELOPE SLER Combination	Min	-84.12	24.11	-137.38
4	0.00 ENVELOPE SLER Combination	Max	0.00	0.00	0.00
4	1.40 ENVELOPE SLER Combination	Max	-20.99	-7.53	16.43
4	2.80 ENVELOPE SLER Combination	Max	-41.99	-30.13	79.77
4	0.00 ENVELOPE SLER Combination	Min	0.00	0.00	0.00
4	1.40 ENVELOPE SLER Combination	Min	-20.99	-25.98	3.52
4	2.80 ENVELOPE SLER Combination	Min	-41.99	-67.03	28.12

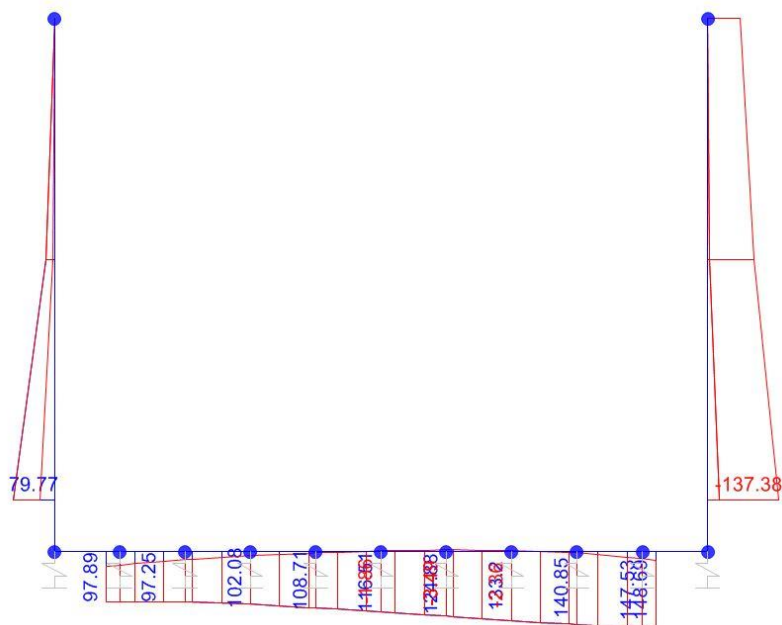


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	48.6	148.7
02	0.0	0.0	3.3
06	-0.5	67.0	137.4

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLE (rara)



*Sforzo normale*



*Momento Flettente*

Il valore M dei diagrammi corrisponde a quello riportato nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

### 3.7. VERIFICHE SLU/SLV/SLE

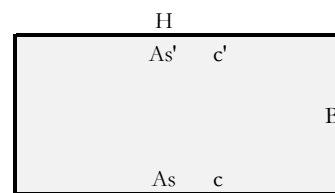
**Oggetto:**

Stazione di S. Antonio - Scale  
Sezione n°. 01

**Dati di Input:**

B	Base sezione rettangolare	1000	mm		
H	Altezza sezione rettangolare	600	mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm		
d	Altezza utile = H-c	530	mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30	MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450	MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0	kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	564.9	kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	177.9	kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20			
Fi2	2° diametro armatura tesa				
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	3142	mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		Armatura di raffittim.	0	mmq
As'	Armatura superiore compressa	3142	mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142	mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe		mm		
s. Staffe	Passo staffe	150	mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2			
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0	[range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/ piegati rispetto all'orizzontale	90.0°			
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0	mmq/m	0.00	cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R			
Msl	Momento di esercizio [(+)]	148.7	kNm		
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0	kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20	mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60	fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45	fck		
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80	fyk		

**Geometria della Sezione:**



**Dati di Output:**

**SLU - Momento e Taglio resistenti**

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S		
Mrd	Momento ultimo resistente	606	kNm	Coeff.Sfrutt. 93%
Vrd	Taglio ultimo resistente	268	kN	Coeff.Sfrutt. 66%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0	kNm	Coeff.Sfrutt.

**SLE - Tensioni e ampiezza fessure**

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-25	Mpa	Coeff.Sfrutt. 7%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	100	Mpa	Coeff.Sfrutt. 28%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3	Mpa	Coeff.Sfrutt. 16%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0	Mpa	
Mcr	Momento di prima fessurazione	200	kNm	
wk	Ampiezza di fessura	0.11	mm	Coeff.Sfrutt. 57%
				Coeff.Sfrutt.Max 93%

**Oggetto:**

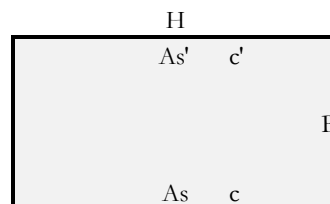
Stazione di S. Antonio - Scale

Sezione n°. 02

**Dati di Input:**

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	600.00 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	530 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	11.1 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	3142 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	mm		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0.00 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	3.3 kNm		
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

**Geometria della Sezione:**



**Dati di Output:**

**SLU - Momento e Taglio resistenti**

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S		
Mrd	Momento ultimo resistente	606 kNm	Coeff.Sfrutt.	2%
Vrd	Taglio ultimo resistente	268 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

**SLE - Tensioni e ampiezza fessure**

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-1 Mpa	Coeff.Sfrutt.	0%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	1%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	0 Mpa	Coeff.Sfrutt.	0%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	200 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.00 mm	Coeff.Sfrutt.	1%
			Coeff.Sfrutt.Max	2%



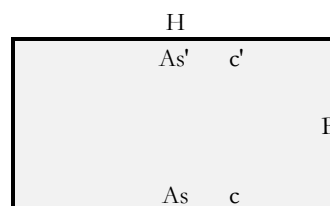
**Oggetto:**

Stazione di S. Antonio - Scale

Sezione n°. 06

**Dati di Input:**

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	600.00 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	530 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	81.3 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	568.7 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	127.8 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	3142 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	mm		
s. Staffe	Passo staffe	200 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m		0.00 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	137.4 kNm		
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-0.5 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

**Geometria della Sezione:**

**Dati di Output:**
**SLU - Momento e Taglio resistenti**

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S		
Mrd	Momento ultimo resistente	587 kNm	Coeff.Sfrutt.	97%
Vrd	Taglio ultimo resistente	257 kN	Coeff.Sfrutt.	50%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

**SLE - Tensioni e ampiezza fessure**

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-23 Mpa	Coeff.Sfrutt.	6%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	93 Mpa	Coeff.Sfrutt.	26%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	15%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	200 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.11 mm	Coeff.Sfrutt.	53%
			Coeff.Sfrutt.Max	97%

Si riportano i coefficienti di sfruttamento nelle sezioni notevoli per le verifiche SLU/SLV/SLE:

<b>SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:</b>				
<b>SL</b>	<b>VERIF</b>	<b>SEZ01</b>	<b>SEZ02</b>	<b>SEZ06</b>
SLU	Med/Mrd	<b>93%</b>	<b>2%</b>	<b>97%</b>
SLU	Ved/Vrd	<b>66%</b>	<b>0%</b>	<b>50%</b>
SLE	(sigse/sigsr)s	<b>7%</b>	<b>0%</b>	<b>6%</b>
SLE	(sigse/sigsr)i	<b>28%</b>	<b>1%</b>	<b>26%</b>
SLE	(sigce/sigcr)s	<b>16%</b>	<b>0%</b>	<b>15%</b>
SLE	wk/wklim	<b>57%</b>	<b>1%</b>	<b>53%</b>
	MAX	<b>93%</b>	<b>2%</b>	<b>97%</b>
	MAX	<b>97%</b>		

I coefficienti di sfruttamento sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

### 3.8. ARMATURE DI RIPARTIZIONE

Le armature di ripartizione delle pareti e della soletta vengono dimensionate per sostenere gli effetti del ritiro igrometrico i quali generano una trazione pura per deformazioni impedita a causa della soletta inferiore gettata precedentemente e che può aver dissipato tali effetti.

La  $\epsilon$  ritiro induce nel calcestruzzo una tensione di trazione superiore alla sua resistenza a trazione, ne deriva la fessurazione e il trasferimento di tutta la trazione sull'acciaio teso. Per ottenere delle fessure uniformemente distribuite e non concentrate in alcuni punti con ampiezze macroscopiche, si applica un principio di non plasticizzazione delle armature. Per limitare l'ampiezza delle fessure, pur distribuite, che si ottengono applicando tale principio, si applica quanto previsto al § 7.3.2 dell'Eurocodice 2 - UNI EN 1992 1-1: "Aree minime di armatura", in particolare la formula (7.1):

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

dove:

$A_{s,min}$  è l'area minima di armatura nella zona tesa;

$A_{ct}$  è l'area di calcestruzzo nella zona tesa. La zona tesa è quella parte della sezione che risulta in trazione subito dopo la formazione della prima fessura; è pari a tutta l'area della sezione per trazione pura, alla metà per flessione;

$\sigma_s$  è la massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura. Tale tensione può essere assunta pari alla tensione di snervamento  $f_{yk}$  dell'armatura. Può essere però necessario fissare un valore minore per soddisfare i limiti di apertura delle fessure secondo il massimo diametro o la massima spaziatura tra le barre (vedere punto 7.3.3).

$f_{ct,eff}$  è il valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure;

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$  se la formazione delle fessure è prevista prima di 28d;

$k$  è il coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi,  $k=1$

$k_c$  è il coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni all'interno della sezione subito prima della fessurazione e della variazione del braccio di leva;  $k_c=1$  per trazione,  $k_c=0,4$  per flessione,  $k_c = 0,4 \cdot (1 - \text{funz}(\sigma_c))$  nel caso flessione combinata con sforzo normale.

base della sezione		1000 mm
altezza della sezione		600 mm
area sezione calcestruzzo	$A_{ct}$	600000 mm <sup>2</sup>
tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	450 Mpa
resist. Caratt. Cilindrica cls a compressione	$f_{ck}$	30 Mpa
tensione resistente cls a trazione	$f_{ct,eff}=0,3(f_{ck})^{2/3}$	2.90 Mpa
coefficiente $k_c$	$k_c$	1.00
coefficiente $k$	$k$	1.00
area minima acciaio teso nella sezione	$A_{s,min}$	3862 mm <sup>2</sup>

P.to 7.3.3 EC2 1992:1-1): Dove è disposta l'armatura minima indicata al punto 7.3.2, le ampiezze delle fessure non dovrebbero essere eccessive se: per fessurazione causata principalmente da deformazioni impedito, il diametro delle barre non eccede quello dato nel prospetto 7.2N, dove la tensione nell'acciaio è quella che si ha subito dopo la fessurazione [cioè il termine  $\sigma_s$  nell'espressione (7.1)];

prospetto 7.2N

**Diametri massimi delle barre  $\phi_s^*$  per il controllo della fessurazione<sup>1)</sup>**

Tensione nell'acciaio <sup>2)</sup> [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:  
 $c = 25$  mm;  $f_{ct,eff} = 2,9$  MPa;  $h_{cr} = 0,5$ ;  $(h - d) = 0,1 h$ ;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_c = 0,4$ ;  $k = 1,0$ ;  $k_1 = 0,4$  e  $k' = 1,0$ .  
 2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

Il diametro massimo delle barre si raccomanda sia modificato come segue:

Trazione (la sezione è tutta tesa):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) h_{cr} / (8(h-d)) \quad (7.7N)$$

dove:

$\phi_s$  è il diametro massimo "modificato" delle barre;

$\phi_s^*$  è il diametro massimo dato nel prospetto 7.2N;

$h$  è l'altezza totale della sezione;

$h_{cr}$  è l'altezza della zona tesa subito prima della fessurazione, considerando i valori caratteristici della forza di precompressione e delle forze assiali sotto la combinazione di azioni quasi-permanente;

$d$  è l'altezza utile valutata rispetto al baricentro dello strato più esterno di armatura ordinaria.

Se tutta la sezione è tesa  $h-d$  è la minima distanza tra il baricentro dello strato di armatura e il lembo esterno della sezione (considerare ciascun lembo se la barra non è disposta simmetricamente).

Verifica armatura trasversale:

diámetro barre trasversali	$\Phi_{trav}$	16 mm	< $F_s$	Verifica soddisfatta
passo barre trasversali	passo	100 mm		
N.strati barre trasvers. (sup.+inf.+intermedi)	n.strati	2		
Area barre trasversali	$A_s$	4021 mm <sup>2</sup>		
stato tensionale barre dopo fessurazione	$\sigma_s$	432 mm <sup>2</sup>	< $f_{yk}$	Verifica soddisfatta
$\phi$ barre da tabella 7.2N x $\sigma_s$ e $w_k=0,2$ mm	$\phi_s^*$	6 mm		
altezza zona tesa prima della fessurazione	$h_{cr}$	600 mm		
altezza totale sezione	$h$	600 mm		
copriferro (asse barre)	$c$	50 mm		
altezza utile sezione	$d$	550 mm		
diámetro massimo modificato utilizzabile	$\phi_s$	36 mm	(= $F_s$ )	

Muri scala A Stazione di S. Antonio (pk 6+120): Relazione di calcolo

COMMESSA NN1	LOTTO 0 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO FV.04.0.0.005	REV. B	FOGLIO 36 di 36
-----------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

### 3.9. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE

*A seguire il riepilogo delle armature del tombino:*

Pareti di spessore	60 cm		
con armatura principale esterna		<b>F20 /100</b>	3142 mm <sup>2</sup>
con armatura principale interna		<b>F20 /100</b>	3142 mm <sup>2</sup>
Soletta inferiore di spessore	60 cm		
con armatura principale superiore		<b>F20 /100</b>	3142 mm <sup>2</sup>
con armatura principale inferiore		<b>F20 /100</b>	3142 mm <sup>2</sup>

Le pareti non hanno armatura a taglio.

La soletta inferiore non ha armatura a taglio.

Le armature di ripartizione sono:

	Armature di ripartizione:	Area:	% Arm. principale:
Pareti	<b>F16 /100</b> <b>2 strati</b>	4021.2 mm <sup>2</sup>	64% di 6283 mm <sup>2</sup>
Soletta inferiore	<b>F16 /100</b> <b>2 strati</b>	4021.2 mm <sup>2</sup>	64% di 6283 mm <sup>2</sup>

#### **Incidenza armature:**

Larghezza utile	Lint	3.20 m	Spessore piedritti	Sp	0.60 m
Altezza libera	Hint	2.80 m	Spessore fondazione	Sf	0.60 m
incidenza sovrapp.		20%	copriferro	c	0.07 m

Elem.	Ø1 sup/int [mm]	pass1 [mm]	Ø2 sup/int [mm]	pass2 [mm]	Ø3 inf/ext [mm]	pass3 [mm]	Ø4 inf/ext [mm]	pass4 [mm]	Øleg [mm]	Øleg pass1 [mm]	Øleg pass2 [mm]
piedritto	20	100	0	1000	20	100	0	1000	0	1000	1000
fondaz.	20	100	0	1000	20	100	0	1000	0	1000	1000
ripartiz.	16	100	x	<b>2 strati</b>							

Elem.	LØ [m]	Lleg [mm]	Vol [m <sup>3</sup> ]	Peso [kg]	incid [kg/m <sup>3</sup> ]	Inc%
piedritto	4.18	0.66	1.7	247	<b>147</b>	<b>37%</b>
fondaz.	5.18	0.66	2.6	307	<b>116</b>	<b>23%</b>
ripartiz.			6.0	545	<b>91</b>	<b>40%</b>
<b>TOTALE</b>			<b>6.0</b>	<b>1347</b>	<b>224</b>	<b>100%</b>